

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
FACULDADE DE ARQUITETURA E URBANISMO

FÁBIO GALLO JUNIOR

Análise estrutural
do patrimônio edificado:

contribuição de modelos estruturais analíticos
à preservação do edifício Vilanova Artigas

São Paulo

2023

FÁBIO GALLO JUNIOR

Análise estrutural do patrimônio edificado:

contribuição de modelos estruturais analíticos
à preservação do edifício Vilanova Artigas

Tese apresentada à Faculdade de
Arquitetura e Urbanismo da Universidade
de São Paulo para obtenção do título de
Doutor em Arquitetura e Urbanismo

Área de concentração:
Tecnologia da Arquitetura

Linha de Pesquisa:
Tecnologia da Construção

Orientadora:
Prof. Dra. Claudia Terezinha de Andrade
Oliveira

São Paulo
2023

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

E-MAIL DO AUTOR: fgallojr@gmail.com

EXEMPLAR REVISADO E ALTERADO EM RELAÇÃO À VERSÃO ORIGINAL, SOB RESPONSABILIDADE DO AUTOR E ANUÊNCIA DA ORIENTADORA.

A versão original, em formato digital, ficará arquivada na Biblioteca da Faculdade.

São Paulo, 13 de julho de 2023.

Catálogo na Publicação
Serviço Técnico de Biblioteca
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo

Gallo Junior, Fábio

Análise estrutural do patrimônio edificado: contribuição de modelos estruturais analíticos à preservação do edifício Vilanova Artigas / Fábio Gallo Junior; orientadora Claudia Terezinha de Andrade Oliveira. – São Paulo, 2023.
782p.

Tese (Doutorado) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. Área de concentração: Tecnologia da Arquitetura.

1. Análise estrutural. 2. Patrimônio Edificado. 3. Edifício Vilanova Artigas 4. Concreto Armado. orient. II. Título.

Nome: GALLO JR., Fábio

Título: **Análise estrutural do patrimônio edificado:** contribuição de modelos estruturais analíticos à preservação do edifício Vilanova Artigas

Tese apresentada à Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Arquitetura e Urbanismo

Aprovado em: ____ / ____ / ____

Banca Examinadora

Prof. Dr. _____ Instituição: _____

Julgamento: _____ Assinatura: _____

Prof. Dr. _____ Instituição: _____

Julgamento: _____ Assinatura: _____

Prof. Dr. _____ Instituição: _____

Julgamento: _____ Assinatura: _____

Prof. Dr. _____ Instituição: _____

Julgamento: _____ Assinatura: _____

Prof. Dr. _____ Instituição: _____

Julgamento: _____ Assinatura: _____

Aos comprometidos com a preservação deste patrimônio

Agradecimentos

À querida Claudia, com quem tive o privilégio de compartilhar mais esta empreitada.

Aos colegas da Escola da Cidade pelos anos de docência enriquecedores.

Aos colegas professores do Departamento de Construção Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, bem como aos funcionários técnico-administrativos por toda a presteza com a qual me auxiliaram durante o período de afastamento concedido pela instituição para finalização da pesquisa.

Aos admiráveis e inesquecíveis professores Henrique Lindenberg Neto e Ricardo Leopoldo e Silva França pelas valiosas contribuições no exame de qualificação e pela formação que me ofereceram.

Aos queridos alunos, que me mantiveram sempre estudante.

Aos meus queridos amigos.

Aos meus pais e irmãs.

Resumo

GALLO JR., F. **Análise estrutural do patrimônio edificado**: contribuição de modelos estruturais analíticos à preservação do edifício Vilanova Artigas. 2023. 770 p. Tese (Doutorado em Tecnologia da Arquitetura) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2023.

Diante de incertezas quanto ao comportamento estrutural do edifício Vilanova Artigas, a pesquisa investiga a hipótese de que, frente às principais intervenções ocorridas, esse se mantém compatível com aquele para o qual foi concebido. A partir de uma abordagem dedutiva de investigação estrutural do patrimônio, elaboraram-se cinco modelos analíticos representativos da estrutura do edifício em diferentes períodos, definidos com base no histórico das principais intervenções a que foi submetido desde a década de 1970. Concluiu-se que, localmente, na cobertura, o incremento de carga implicado nas intervenções conduziu a aumento da ordem de 20% nos esforços internos máximos de flexão e também nas flechas das vigas. Nos pórticos longitudinais, os máximos esforços de flexão não alcançaram variação superior a 5% em relação às condições originais simuladas para a estrutura. Em relação as fundações, as dispostas sob os pilares externos das fachadas longitudinais foram as mais sensíveis às variações de carregamento da cobertura, alcançando cerca de 10% de diferença entre modelos. No que se refere à comparação com as cargas previstas na documentação de projeto estrutural para as fundações, há casos em que foram expressivamente superadas, chegando a incrementos de carregamento da ordem de 70%. Em relação à sensibilidade do edifício frente aos efeitos globais de 2ª ordem, constatou-se ser maior na direção transversal, mas ainda assim desprezível de acordo com o coeficiente γ_z que a avalia, o qual resultou inferior a 1,10 em todos os modelos representativos das intervenções contempladas no trabalho. Por fim, a pesquisa possibilitou detectar vulnerabilidades de ordem estrutural para as quais se recomendam monitoramentos e abordagens complementares de investigação, com vistas a corroborar os resultados alcançados e subsidiar futuros procedimentos de intervenções no edifício.

Palavras-chave: Análise Estrutural, Patrimônio Edificado, Edifício Vilanova Artigas, Concreto Armado.

Abstract

GALLO JR., F. **Structural analysis of the built heritage:** contribution of structural analytical models to the preservation of the Vilanova Artigas building. 2023. 770 p. Tese (Doutorado em Tecnologia da Arquitetura) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2023.

Faced with uncertainties regarding the structural behavior of the Vilanova Artigas building, the research investigates the hypothesis that, given the main interventions that have occurred, it remains compatible with the one for which it was conceived. From a deductive approach of structural investigation of the heritage, five representative analytical models of the structure of the building in different periods were elaborated, defined based on the history of the main interventions to which it was submitted since the 1970s. It was concluded that, locally, on the roof, the increase in load involved in the interventions that took place led to an increase of around 20% in the maximum internal bending efforts and also in the beams' maximum displacements. In the longitudinal frames, the maximum bending efforts did not reach a variation greater than 5% in relation to the original conditions simulated for the structure. Regarding the foundations, those arranged under the external pillars of the longitudinal facades were the most sensitive to variations in roof loading, reaching about 10% of difference between models. With regard to the comparison with the loads foreseen in the structural design documentation for the foundations, there are cases in which they were significantly exceeded, reaching loading increments of around 70%. Regarding the sensitivity of the building to 2nd order global effects, it was found to be greater in the transverse direction, but still negligible according to the γ_z coefficient that evaluates it, which resulted in less than 1.10 in all representative models of the interventions contemplated in the work. Finally, the research made it possible to detect structural vulnerabilities for which monitoring and complementary investigation approaches are recommended, in order to corroborating the results achieved and subsidizing future intervention procedures in the building.

Keywords: Structural analysis, Built Heritage, Vilanova Artigas Building, Reinforced Concrete.

Lista de figuras

| | | |
|------------|--|-----|
| FIGURA 1.1 | Abordagens de investigação indicadas na bibliografia regimental consultada..... | 74 |
| FIGURA 1.2 | Modelos estruturais analíticos representativos da estrutura do edifício Vilanova Artigas em diferentes períodos, definidos com base no histórico das principais intervenções a que foi submetido. | 85 |
| FIGURA 1.3 | Exemplos de elementos finitos disponíveis em programas computacionais voltados à análise estrutural..... | 93 |
| FIGURA 1.4 | Representação de viga em modelo computacional mediante emprego de elementos finitos lineares, de superfície e de volume..... | 94 |
| FIGURA 1.5 | Apoios simples representativos das condições de suporte da estrutura no plano. | 107 |
| FIGURA 1.6 | Apoios elásticos lineares representativos das condições de suporte da estrutura no plano. | 108 |
| FIGURA 2.1 | Identificação dos eixos do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961 e 1966. | 135 |
| FIGURA 2.2 | Reprodução de trecho da documentação de projeto estrutural datada de 1962, no qual se identificam os níveis do edifício Vilanova Artigas..... | 135 |
| FIGURA 2.3 | Identificação dos níveis do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural elaborada entre 1961 e 1962..... | 137 |
| FIGURA 2.4 | Eixos e níveis dos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas, desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®. | 138 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| FIGURA 2.5 | Caracterização geométrica dos blocos de coroamento sob os pilares P18 e P24, que solidarizam os topos das estacas de reforço aos dos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961, 1966 e 1967..... | 142 |
| FIGURA 2.6 | Caracterização geométrica dos blocos de coroamento sob os pilares P26 e P27, que solidarizam os topos das estacas ou dos tubulões de reforço aos dos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961 e 1966..... | 143 |
| FIGURA 2.7 | Reações de apoios na base do tubulão e nas pontas das estacas existentes sob o P27, obtidas a partir de modelo estrutural analítico formado por elementos de volume. | 145 |
| FIGURA 2.8 | Reações de apoios dos elementos de fundação sob o P18, obtidos a partir de distintas representações do bloco de coroamento que os solidariza. | 148 |
| FIGURA 2.9 | Reações de apoios dos elementos de fundação sob o P24, obtidos a partir de distintas representações do bloco de coroamento que os solidariza. | 149 |
| FIGURA 2.10 | Reações de apoios dos elementos de fundação sob o P26, obtidos a partir de distintas representações do bloco de coroamento que os solidariza. | 150 |
| FIGURA 2.11 | Reações de apoios dos elementos de fundação sob o P27, obtidos a partir de distintas representações do bloco de coroamento que os solidariza. | 151 |
| FIGURA 2.12 | Representação geométrica dos blocos de coroamento, tubulões e estacas presentes nas fundações sob os pilares do edifício Vilanova Artigas. | 154 |
| FIGURA 2.13 | Caracterização geométrica dos muros de arrimo do edifício Vilanova Artigas junto ao 2º subsolo – destinado aos laboratórios (-1,10 723,90) –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?). | 156 |
| FIGURA 2.14 | Caracterização geométrica dos muros de arrimo do edifício Vilanova Artigas junto ao 1º subsolo – destinado ao auditório (-3,00 722,00) –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?). | 157 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| FIGURA 2.15 | Representação geométrica do muro de arrimo M5 nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas. | 158 |
| FIGURA 2.16 | Representação geométrica do muro de arrimo M15 nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas. | 159 |
| FIGURA 2.17 | Interface oferecida pelo programa computacional para criação de seção transversal com formato não convencional, referente aos pilares internos circulares com shaft presentes no edifício Vilanova Artigas. | 161 |
| FIGURA 2.18 | Representação geométrica do pilar P27 no trecho compreendido entre o plano médio do bloco de coroamento, na cota 720,08, e o nível estrutural 722,00, referente ao auditório. | 162 |
| FIGURA 2.19 | – Representação geométrica do pilar-parede que forma o núcleo do elevador entre a cota 720,275, referente ao eixo das vigas baldrame que o suportam, e o nível estrutural 725,80, associado ao salão caramelo. | 163 |
| FIGURA 2.20 | Estratégia para representação geométrica dos pilares externos nos modelos estruturais analíticos. | 166 |
| FIGURA 2.21 | Representação geométrica dos pilares externos nos modelos estruturais analíticos. | 167 |
| FIGURA 2.22 | Ajuste na geometria das chapas representativas dos pilares P03 e P48 nos modelos estruturais analíticos para contemplar os rebaixos destinados às juntas presentes em seus topos. | 168 |
| FIGURA 2.23 | Modelos analíticos empregados para representação das lajes nervuradas em caixão perdido presentes no edifício Vilanova Artigas. | 171 |
| FIGURA 2.24 | Arranjo estrutural típico empregado para avaliação dos modelos analíticos representativos das lajes nervuradas do edifício Vilanova Artigas, conforme indicado na FIGURA 2.23. | 172 |
| FIGURA 2.25 | Modelo estrutural analítico de trecho típico de pavimento em caixão perdido do edifício Vilanova Artigas, no qual vigas, nervuras e mesas de lajes foram representadas por meio de elementos de superfície (chapas e placas) – modelo (d). | 179 |
| FIGURA 2.26 | Representação geométrica adotada para as lajes nervuradas em caixão perdido do edifício Vilanova Artigas. | 182 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA 2.27 | Caracterização geométrica dos consolos presentes nos pilares P18 a P23 e P25, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66 | 185 |
| FIGURA 2.28 | Caracterização geométrica dos consolos presentes nos pilares P30, P31 e P32, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62 | 186 |
| FIGURA 2.29 | Caracterização geométrica dos consolos presentes nos pilares P24 e P27, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66(?) | 187 |
| FIGURA 2.30 | Caracterização geométrica dos consolos presentes nos pilares P26, P28 e P29, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962 | 188 |
| FIGURA 2.31 | Caracterização geométrica dos consolos presentes no pilar P33, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961 | 189 |
| FIGURA 2.32 | Representação geométrica dos consolos presentes no pilar P32, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62 | 192 |
| FIGURA 2.33 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “primeiro subsolo” (auditório) – cota 722,00 -3,00 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?) | 193 |
| FIGURA 2.34 | Características geométricas da seção transversal da viga V29A, de formato não convencional, situada no nível estrutural 722,00, referente ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas | 194 |
| FIGURA 2.35 | Singularidades na representação geométrica de vigas: estratégia adotada nos modelos para consideração da excentricidade vertical das vigas no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas | 196 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| FIGURA 2.36 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas para vincular elementos lineares dispostos em cotas altimétricas distintas no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas – vinculação da viga V61 às vigas V17, V19, V20, V21 e V24 | 198 |
| FIGURA 2.37 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de Ø110 cm no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas | 199 |
| FIGURA 2.38 | Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras: emprego de chapas para representar trechos das vigas V23 (25x85), V20R (25x123) e N1R (10x80) no lance de rampa que liga o “primeiro subsolo” (auditório) ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas | 202 |
| FIGURA 2.39 | Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras: emprego de chapas para representar o par de nervuras N.E (10x80) no lance de escada que liga o “primeiro subsolo” (auditório) ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas | 203 |
| FIGURA 2.40 | Representação geométrica das vigas presentes no nível estrutural 722,00, referente ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas..... | 204 |
| FIGURA 2.41 | Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 722,00, referente ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas..... | 205 |
| FIGURA 2.42 | Singularidades na representação geométrica de lajes: emprego de barras rígidas para vincular bordas de placas dispostas em cota altimétrica distinta da do elemento estrutural que a suporta no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas – vinculação das bordas das lajes à viga V61 na entrada do auditório..... | 207 |
| FIGURA 2.43 | Singularidades na representação geométrica de lajes: emprego de barras rígidas para vincular bordas de placas dispostas em cota altimétrica distinta da do elemento estrutural que a suporta no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas – vinculação das bordas das lajes à base do muro de arrimo M15 | 208 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA 2.44 | Singularidades na representação geométrica de lajes: geometria das lajes superiores das escadas presentes no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas e modelo matemático para determinação da altura das placas equivalentes que as representam | 209 |
| FIGURA 2.45 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “segundo subsolo” (laboratórios) – cota 723,90 -1,10 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?)/67 | 210 |
| FIGURA 2.46 | Singularidades na representação geométrica de vigas: estratégia adotada nos modelos para consideração da excentricidade vertical das vigas baldrame que partem dos pilares P02 e P04 em direção ao muro de arrimo M1 no “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas..... | 212 |
| FIGURA 2.47 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de Ø70 cm no “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas..... | 213 |
| FIGURA 2.48 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com arranques dos pilares externos no “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas..... | 214 |
| FIGURA 2.49 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com blocos de coroamento sob pilares externos no “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas | 215 |
| FIGURA 2.50 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de chapa para representar trecho da viga V37 (25x15/114,4) no lance de rampa lateral que liga o “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas ao nível do terreno (cota 725,00 0,00)..... | 216 |
| FIGURA 2.51 | Representação geométrica das vigas presentes no nível estrutural 723,90, referente ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas..... | 217 |
| FIGURA 2.52 | Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 723,90, referente ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas..... | 218 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA 2.53 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco A” (salão caramelo) – cota 725,80 +0,80 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66..... | 220 |
| FIGURA 2.54 | Singularidades na representação geométrica de vigas: estratégia adotada nos modelos para consideração da excentricidade vertical das vigas baldrames no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas..... | 222 |
| FIGURA 2.55 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras e chapas para representar a rampa de acesso ao edifício Vilanova Artigas no “bloco A” (salão caramelo)..... | 225 |
| FIGURA 2.56 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de chapas para representar trechos de vigas com seção transversal variável ao longo do comprimento e emprego de barras rígidas para vincular elementos lineares dispostos em cotas altimétricas distintas no acesso do “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas..... | 228 |
| FIGURA 2.57 | Singularidades na representação geométrica de nervuras de lajes: emprego de barras rígidas verticais para representar a ligação das nervuras da laje do “bloco A” (salão caramelo) ao muro de arrimo M13 para formar a ventilação permanente dos sanitários situados no 1º subsolo (auditório) do edifício Vilanova Artigas..... | 229 |
| FIGURA 2.58 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de Ø70 cm no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas..... | 230 |
| FIGURA 2.59 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com arranques dos pilares externos no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas..... | 231 |
| FIGURA 2.60 | Singularidades na representação geométrica de vigas: trechos com seções transversais constantes e variáveis ao longo do comprimento das vigas V101A e V102A no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas..... | 232 |
| FIGURA 2.61 | Singularidades na representação geométrica de vigas: trechos com seções transversais constantes e variáveis ao longo do comprimento | |

| | | |
|-------------|---|-----|
| | das vigas protendidas V.A e V.B presentes no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas | 234 |
| FIGURA 2.62 | Singularidades na representação geométrica de vigas: seções transversais constantes em formato de Tê (V109A), solidárias às barras adjacentes que lhes são paralelas no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas | 235 |
| FIGURA 2.63 | Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras de lajes: lance de rampa entre o “bloco A” (salão caramelo) e o “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas..... | 237 |
| FIGURA 2.64 | Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras de lajes: lance de escada entre o “bloco A” (salão caramelo) e o “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas..... | 238 |
| FIGURA 2.65 | Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas | 239 |
| FIGURA 2.66 | Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas | 240 |
| FIGURA 2.67 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco B” (museu) – cota 727,70 +2,70 – , segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.... | 241 |
| FIGURA 2.68 | Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de Ø70 cm no “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas..... | 243 |
| FIGURA 2.69 | Singularidades na representação geométrica de nervuras de lajes: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de Ø110 cm no “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas | 244 |
| FIGURA 2.70 | Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras de lajes: lance de rampa entre o “bloco B” (museu) e o “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas | 245 |
| FIGURA 2.71 | Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras de lajes: lance de escada entre o “bloco B” (museu) e o “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas | 246 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA 2.72 | Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas | 247 |
| FIGURA 2.73 | Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas..... | 248 |
| FIGURA 2.74 | Geometria da seção de concreto e armaduras da parede estrutural presente no nível 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas | 249 |
| FIGURA 2.75 | Representação geométrica da parede estrutural presente no “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas..... | 250 |
| FIGURA 2.76 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco C” (biblioteca) – cota 729,60 +4,60 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66..... | 251 |
| FIGURA 2.77 | Singularidades na representação geométrica de vigas: trechos com seções transversais constantes e variáveis ao longo do comprimento das vigas V300C e V301C no “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas | 253 |
| FIGURA 2.78 | Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas..... | 255 |
| FIGURA 2.79 | Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas..... | 256 |
| FIGURA 2.80 | Geometria da seção de concreto e armaduras de parede estrutural presente no nível 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas | 258 |
| FIGURA 2.81 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco D” (departamentos) – cota 731,50 +6,50 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962..... | 259 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA 2.82 | Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas | 261 |
| FIGURA 2.83 | Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas | 262 |
| FIGURA 2.84 | Parede estrutural presente no nível 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas: geometria da seção de concreto, armaduras e singularidades na representação geométrica em modelos analíticos..... | 264 |
| FIGURA 2.85 | Geometria da seção de concreto da empena presente na fachada noroeste (“parede III”), que nasce no nível 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas..... | 265 |
| FIGURA 2.86 | Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras rígidas horizontais para vincular chapas representativas de trechos de empena com espessuras distintas e emprego barras rígidas verticais para vincular a placa de ligação da parede na fachada nordeste com a nervura de extremidade N411D no nível 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas..... | 267 |
| FIGURA 2.87 | Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras rígidas horizontais para vincular chapas representativas de trechos de empena e pilares externos no nível 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas | 268 |
| FIGURA 2.88 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco E” (estúdios) – cota 733,40 +8,40 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962 | 269 |
| FIGURA 2.89 | Caracterização geométrica das nervuras longitudinais que delimitam a ventilação permanente junto ao piso e do par de nervuras que formam a junta de dilatação presente no “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas | 271 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA 2.90 | Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas | 272 |
| FIGURA 2.91 | Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas..... | 273 |
| FIGURA 2.92 | Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras e chapas para descrever os enrijecedores presentes nas empenas no nível 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas | 275 |
| FIGURA 2.93 | Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras rígidas horizontais para vincular chapas que descrevem trechos de empena com espessuras distintas e emprego chapas representativas de enrijecedores que as vinculam no nível 7333,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas..... | 277 |
| FIGURA 2.94 | Singularidades na representação geométrica de juntas estruturais: emprego de chapa para representar a junta entre empena e porção superior do pilar P48 no nível 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas..... | 279 |
| FIGURA 2.95 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco F” (salas de aula) – cota 735,30 +10,30 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962..... | 280 |
| FIGURA 2.96 | Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas..... | 282 |
| FIGURA 2.97 | Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas..... | 283 |
| FIGURA 2.98 | Parede estrutural/banco presente no nível 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas: geometria da seção de concreto, armaduras e singularidades na representação geométrica em modelos analíticos..... | 285 |

| | | |
|--------------|--|-----|
| FIGURA 2.99 | Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras rígidas horizontais para vincular chapas que descrevem trechos de empena com espessuras distintas e emprego chapas representativas de enrijecedores que as vinculam no nível 7335,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas | 287 |
| FIGURA 2.100 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas – cota 739,335 +14,335 – segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/68 | 289 |
| FIGURA 2.101 | Geometria da seção de concreto e estratégia de representação das vigas simétricas de cobertura nos modelos analíticos..... | 290 |
| FIGURA 2.102 | Geometria da seção de concreto e estratégia de representação das vigas assimétricas de cobertura nos modelos analíticos..... | 291 |
| FIGURA 2.103 | Representação geométrica da ligação entre vigas de cobertura separadas por juntas e pilares: emprego de barras rígidas horizontais para vincular, ao longo da altura, chapas representativas de trechos de vigas solidárias; e utilização de barras rígidas horizontais, dispostas na cota 739,335, para unir a barra representativa do pilar P17 a chapas e barras que descrevem as vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas | 293 |
| FIGURA 2.104 | Representação geométrica das vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas e dos pilares sobre os quais descarregam | 295 |
| FIGURA 2.105 | Caracterização geométrica das porções de laje e de painéis inclinados que formam os domos na cobertura do edifício Vilanova Artigas segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962..... | 296 |
| FIGURA 2.106 | Descontinuidades na porção inferior dos painéis inclinados que formam os domos na cobertura do edifício Vilanova Artigas, identificadas em intervenção realizada na década de 2000, quando da demolição da laje..... | 297 |
| FIGURA 2.107 | Geometria da seção de concreto e estratégia de representação das lajes e domos da cobertura nos modelos analíticos | 298 |
| FIGURA 2.108 | Representação geométrica das lajes e domos da cobertura do edifício Vilanova Artigas nos modelos estruturais analíticos..... | 298 |

| | |
|------------|--|
| FIGURA 3.1 | Locação dos doze furos de sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 na área destinada à implantação do Edifício Vilanova Artigas 304 |
| FIGURA 3.2 | Caracterização dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, da posição do nível d'água (N.A.) e dos índices de resistência à penetração (N) a cada metro, conforme indicado nas sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 junto à fachada NE (S-33, S-34, S-35 e S-36) do edifício Vilanova Artigas (voltadas à Avenida Prof. Luciano Gualberto)..... 306 |
| FIGURA 3.3 | Caracterização dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, da posição do nível d'água (N.A.) e dos índices de resistência à penetração (N) a cada metro, conforme indicado nas sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 na seção longitudinal que passa pelo centro do edifício (S-37, S-38, S-39 e S-40) 307 |
| FIGURA 3.4 | Caracterização dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, da posição do nível d'água (N.A.) e dos índices de resistência à penetração (N) a cada metro, conforme indicado nas sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 junto à fachada SO (S-41, S-42, S-43 e S-44) do edifício Vilanova Artigas (voltadas à Rua do Lago) 308 |
| FIGURA 3.5 | Caracterização dos cinco agrupamentos de camadas identificados no subsolo do terreno em que o edifício Vilanova Artigas está implantado, bem como da variação da posição dos níveis d'água (N.A.), conforme indicado nas sondagens realizadas em 1961 310 |
| FIGURA 3.6 | Associação das sondagens aos pilares do Edifício Vilanova Artigas, segundo o critério de proximidade com os furos realizados 312 |
| FIGURA 3.7 | Perfil de sondagem S-34/S-35, obtido por meio de interpolação linear dos resultados das sondagens S-34 e S-35. O perfil é representativo do subsolo em torno das fundações dos pilares P03 e P10 do edifício Vilanova Artigas 313 |
| FIGURA 3.8 | Perfil de sondagem S-38/S-39, obtido por meio de interpolação linear dos resultados das sondagens S-38 e S-39. O perfil é representativo |

| | | |
|-------------|--|-----|
| | do subsolo em torno das fundações dos pilares P21 e P30 do edifício Vilanova Artigas..... | 314 |
| FIGURA 3.9 | Perfil de sondagem S-42/S-43, obtido por meio de interpolação linear dos resultados das sondagens S-42 e S-43. O perfil é representativo do subsolo em torno das fundações dos pilares P41 e P48 do edifício Vilanova Artigas..... | 315 |
| FIGURA 3.10 | Identificação dos tubulões, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961..... | 317 |
| FIGURA 3.11 | Reprodução de trecho de documentação de projeto estrutural datada de 1966, no qual se indica a existência de estacas e tubulões já executados | 320 |
| FIGURA 3.12 | Reprodução do parecer da comissão nomeada pelo reitor Luiz Antônio da Gama e Silva para avaliação do projeto arquitetônico elaborado por Vilanova Artigas para o edifício sede da FAU na Cidade Universitária | 321 |
| FIGURA 3.13 | Identificação dos reforços de fundação junto aos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966..... | 323 |
| FIGURA 3.14 | Caracterização geométrica dos blocos que solidarizam os topos das estacas ou dos tubulões de reforço aos dos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966..... | 327 |
| FIGURA 3.15 | Caracterização geométrica dos blocos sob os pilares P18 e P25, alterados em documentação de projeto estrutural datada de 1967 | 330 |
| FIGURA 3.16 | Identificação dos pilares auxiliares P25A, P34A e P45A, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966 e 1967 | 331 |
| FIGURA 3.17 | Condições de vínculo adotadas nos modelos estruturais analíticos para as fundações sob os pilares do edifício Vilanova Artigas com o meio externo: apoios simples de segundo gênero (articulados fixos) aplicados às bases dos tubulões e às pontas das estacas inclinadas | 332 |
| FIGURA 3.18 | Parâmetros envolvidos na obtenção do coeficiente de reação horizontal $(k_h)_n$ e da constante elástica $(Kmola_h)_n$ dos apoios translacionais horizontais da camada n do solo, conforme | |

| | | |
|-------------|--|-----|
| | metodologia desenvolvida por Tietz (197?, apud TQS, 2011, p.53)..... | 335 |
| FIGURA 3.19 | Constantes elásticas ($Kmola_h$) dos apoios horizontais translacionais aplicados ao longo da barra representativa do tubulão disposto sob o pilar P01 (700 tf) nos modelos estruturais analíticos, com base no perfil de sondagem S-36, que lhe é próximo..... | 337 |
| FIGURA 3.20 | Constantes elásticas ($Kmola_h$) dos apoios horizontais translacionais aplicados ao longo da barra representativa do tubulão disposto sob o pilar P22 (700 tf) nos modelos estruturais analíticos, com base no perfil de sondagem S-38, que lhe é próximo..... | 338 |
| FIGURA 3.21 | Geometria do aparelho de apoio previsto para o pilar P03 do edifício Vilanova Artigas, segundo o edital para contratação dos serviços datado de 1981/82 | 341 |
| FIGURA 3.22 | Solução apresentada ao FUNDUSP em 1981 pelo escritório Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projeto LTDA. para substituição do aparelho de apoio e recuperação do pilar P03 do edifício Vilanova Artigas em intervenção realizada em 1981/82 | 342 |
| FIGURA 3.23 | Indicação, sobre reprodução de trecho do projeto original, das armaduras ausentes no consolo do pilar P03 do edifício Vilanova Artigas, conforme registrado em ata de reunião realizada durante a intervenção de 1981/2..... | 344 |
| FIGURA 3.24 | Caracterização da chapa de reforço instalada no consolo do pilar P03 do edifício Vilanova Artigas, conforme registrado em ata de reunião realizada durante a intervenção de 1981/2 | 345 |
| FIGURA 3.25 | Caracterização dos aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48 do edifício Vilanova Artigas substituídos em intervenções realizadas, respectivamente, em 1981/82 e 2000..... | 346 |
| FIGURA 4.1 | Caracterização das tipologias de pisos presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito da estimativa dos pesos a serem considerados nos modelos estruturais analíticos..... | 356 |
| FIGURA 4.2 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das tampas dos shafts horizontais e das camadas de revestimento, contrapiso e enchimento, que integram os principais | |

| | |
|------------|--|
| | pisos presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas 362 |
| FIGURA 4.3 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos do forro do auditório e das camadas de revestimento e contrapiso, que integram os principais pisos presentes no “bloco A” (salão caramelo) e “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas 363 |
| FIGURA 4.4 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das camadas de revestimento, contrapiso e enchimento, que integram os principais pisos presentes no “bloco C” (biblioteca) e “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas 364 |
| FIGURA 4.5 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das camadas de revestimento, contrapiso e enchimento, que integram os principais pisos presentes no “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas 365 |
| FIGURA 4.6 | Representação gráfica dos parâmetros geométricos utilizados na estimativa do peso das fôrmas de madeira que moldaram os vazios das lajes em caixão perdido e permaneceram, devido ao processo construtivo, incorporadas à superfície de concreto em seus interiores..... 366 |
| FIGURA 4.7 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes (0,3 kN/m ²), somado aos indicados na FIGURA 4.2 para o primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas..... 368 |
| FIGURA 4.8 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes (0,3 kN/m ²), somado aos indicados na FIGURA 4.3 para o “bloco A” (salão caramelo) e “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas 369 |
| FIGURA 4.9 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes (0,3 kN/m ²), |

| | | |
|-------------|--|-----|
| | somado aos indicados na FIGURA 4.4 para o “bloco C” (biblioteca) e “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas | 370 |
| FIGURA 4.10 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes (0,3 kN/m ²), somado aos indicados na FIGURA 4.5 para o “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas | 371 |
| FIGURA 4.11 | Representação gráfica dos parâmetros geométricos utilizados na estimativa do peso das fôrmas de madeira que moldaram os vazios das lajes em caixão perdido da cobertura e permaneceram, devido ao processo construtivo, incorporadas à superfície de concreto em seus interiores | 375 |
| FIGURA 4.12 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes (0,1 kN/m ²), somado ao da membrana elastomérica (0,1 kN/m ²) presentes na cobertura do edifício Vilanova Artigas no modelo M1, representativo das condições originais quando de sua inauguração em 1969..... | 379 |
| FIGURA 4.13 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes (2 kN/m ²), das fôrmas perdidas (0,1 kN/m ²) e da água retida (1 kN/m ²) em seus vazios devido às infiltrações, além do peso da membrana elastomérica (0,1 kN/m ²) presentes na cobertura do edifício Vilanova Artigas nos modelos M2 e M3, representativos do período compreendido entre 1970 e 1996 | 380 |
| FIGURA 4.14 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes (2 kN/m ²), das fôrmas perdidas (0,1 kN/m ²) e da água retida (1 kN/m ²) em seus vazios devido às infiltrações, além do peso da membrana elastomérica (0,1 kN/m ²) presentes na cobertura do edifício Vilanova Artigas no modelo M4, representativo do período pós intervenção de 1996/2003 e anterior ao da última intervenção, ocorrida em 2012/2015 | 381 |
| FIGURA 4.15 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes (0,1 kN/m ²), somado ao da membrana elastomérica (0,1 kN/m ²) presentes na | |

| | | |
|-------------|---|-----|
| | cobertura do edifício Vilanova Artigas no modelo M5, representativo do período pós intervenção de 2012/2015 | 382 |
| FIGURA 4.16 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações (paredes, divisórias e esquadrias) presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas | 385 |
| FIGURA 4.17 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações (paredes, divisórias e esquadrias) presentes no “bloco A” (salão caramelo) e “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas | 386 |
| FIGURA 4.18 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações (paredes, divisórias e esquadrias) presentes no “bloco C” (biblioteca) e “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas | 387 |
| FIGURA 4.19 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações (paredes, divisórias e esquadrias) presentes no “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas..... | 388 |
| FIGURA 4.20 | Corte A-A: caracterização das vedações verticais presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito de estimativa de seus pesos..... | 389 |
| FIGURA 4.21 | Corte B-B: caracterização das vedações verticais presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito de estimativa de seus pesos..... | 390 |
| FIGURA 4.22 | Caracterização geométrica dos reservatórios de água posicionados sobre os pilares P17 e P25 do edifício Vilanova Artigas, para efeito da estimativa de peso próprio | 392 |
| FIGURA 4.23 | Caracterização geométrica do balcão do restaurante situado no “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, para efeito da estimativa de peso próprio | 393 |
| FIGURA 4.24 | Caracterização geométrica dos bancos de concreto armado situados no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, para efeito da estimativa de peso próprio | 394 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| FIGURA 4.25 | Caracterização geométrica da laje de concreto armado que forma a ventilação permanente do sanitário situado no “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, para efeito da estimativa de peso próprio..... | 395 |
| FIGURA 4.26 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos dos dutos de ar condicionado presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas..... | 396 |
| FIGURA 4.27 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos empuxos devidos ao peso próprio de terras que atuam nas superfícies verticais das contenções presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas..... | 398 |
| FIGURA 4.28 | Modelo representativo do conjunto de pilares do edifício Vilanova Artigas para avaliação dos efeitos das imperfeições geométricas globais (desaprumo) | 401 |
| FIGURA 4.29 | Pórticos planos presentes nas direções x e y do edifício Vilanova Artigas e número de prumadas de pilares (n) que, respectivamente, os constituem, para efeito da avaliação das imperfeições geométricas globais (desaprumo) | 404 |
| FIGURA 4.30 | Forças horizontais fictícias representativas dos efeitos das imperfeições geométricas globais (desaprumo) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas na fachada noroeste..... | 410 |
| FIGURA 4.31 | Forças horizontais fictícias representativas dos efeitos das imperfeições geométricas globais (desaprumo) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas na fachada sudoeste | 411 |
| FIGURA 4.32 | Forças horizontais fictícias representativas dos efeitos das imperfeições geométricas globais (desaprumo) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis | |

| | | |
|-------------|--|-----|
| | estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas na fachada nordeste | 412 |
| FIGURA 4.33 | Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas | 415 |
| FIGURA 4.34 | Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes no “bloco A” (salão caramelo) e “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas | 416 |
| FIGURA 4.35 | Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes no “bloco C” (biblioteca) e “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas | 417 |
| FIGURA 4.36 | Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes no “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas | 418 |
| FIGURA 4.37 | Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes ao uso presente na cobertura do edifício Vilanova Artigas | 419 |
| FIGURA 4.38 | Determinação dos coeficientes de arrasto (C_a) do edifício Vilanova Artigas para as direções x (0° e 180°) e y (90° e 270°) de incidência do vento..... | 422 |
| FIGURA 4.39 | Forças devidas ao vento (forças de arrasto – F_a) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas na fachada noroeste | 425 |
| FIGURA 4.40 | Forças devidas ao vento (forças de arrasto – F_a) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas na fachada sudoeste | 426 |
| FIGURA 4.41 | Forças devidas ao vento (forças de arrasto – F_a) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis | |

estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas na fachada nordeste..... 427

| | | |
|-------------|---|-----|
| FIGURA 6.1 | Diferença percentual máxima e mínima entre os valores previstos na documentação de projeto estrutural para as ações verticais atuantes nos topos de tubulões e estacas, e os obtidos nos modelos submetidos à análise em regime linear..... | 465 |
| FIGURA 6.2 | Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P02, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear..... | 467 |
| FIGURA 6.3 | Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P04, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear..... | 470 |
| FIGURA 6.4 | Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P15, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear..... | 473 |
| FIGURA 6.5 | Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P16, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear..... | 476 |
| FIGURA 6.6 | Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar interno P17, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear..... | 479 |
| FIGURA 6.7 | Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar interno P34, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear..... | 482 |
| FIGURA 6.8 | Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P47, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear..... | 485 |
| FIGURA 6.9 | Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P49, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear..... | 488 |
| FIGURA 6.10 | Tensões normais de contato máxima e mínima atuantes entre a base dos tubulões e o solo, obtidas a partir das forças normais fornecidas | |

| | | |
|-------------|--|-----|
| | (em valores característicos) pelos modelos estruturais analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear..... | 492 |
| FIGURA 6.11 | Estacas cujas ações verticais incidentes nos topos são negativas (solicitadas à tração): valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear | 495 |
| FIGURA 6.12 | Efeitos das ações sobre as estacas do muro de arrimo M15 | 497 |
| FIGURA 6.13 | Comportamento estrutural da viga V114 sob ação das cargas verticais: esforços de tração na estaca E335 que a suporta | 498 |
| FIGURA 6.14 | Estacas cujas ações verticais incidentes nos topos superam em até 100 kN as previstas na documentação de projeto estrutural: valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear | 499 |
| FIGURA 6.15 | Estacas cujas ações verticais incidentes nos topos superam entre 100 e 300 kN as previstas na documentação de projeto estrutural: valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear | 500 |
| FIGURA 6.16 | Estacas cujas ações verticais incidentes nos topos superam em mais de 300 kN as previstas na documentação de projeto estrutural: valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear | 501 |
| FIGURA 6.17 | Comportamento estrutural do muro de arrimo M6 sob ação das cargas verticais: incremento de solicitação normal nas estacas que o suportam devido ao deslocamento vertical imposto pelos pilares..... | 502 |
| FIGURA 6.18 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 722,00, referente ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP)... | 509 |
| FIGURA 6.19 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 723,90, referente ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP)... | 510 |
| FIGURA 6.20 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear | |

| | | |
|-------------|--|-----|
| | (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP) ... | 511 |
| FIGURA 6.21 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP) | 512 |
| FIGURA 6.22 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP) | 513 |
| FIGURA 6.23 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP) ... | 514 |
| FIGURA 6.24 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP) | 515 |
| FIGURA 6.25 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP). .. | 516 |
| FIGURA 6.26 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M1 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP)..... | 519 |
| FIGURA 6.27 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos | |

| | | |
|-------------|---|-----|
| | dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP) | 520 |
| FIGURA 6.28 | Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M4 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP) | 521 |
| FIGURA 6.29 | Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16) | 526 |
| FIGURA 6.30 | Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16)..... | 527 |
| FIGURA 6.31 | Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16) | 528 |
| FIGURA 6.32 | Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16) | 529 |

- FIGURA 6.33 Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16) 530
- FIGURA 6.34 Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16)..... 531
- FIGURA 6.35 Envoltórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16) 534
- FIGURA 6.36 Envoltórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16)..... 535
- FIGURA 6.37 Envoltórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16) 536
- FIGURA 6.38 Envoltórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício

| | | |
|-------------|--|-----|
| | Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16)..... | 537 |
| FIGURA 6.39 | Envoltórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16)..... | 538 |
| FIGURA 6.40 | Envoltórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16)..... | 539 |
| FIGURA 6.41 | Planta com identificação da viga típica V2 40/190 CALHA “A” da cobertura do edifício Vilanova Artigas, para a qual foram obtidos os esforços internos solicitantes M_y e F_z apresentados na FIGURA 6.42 e FIGURA 6.44 | 542 |
| FIGURA 6.42 | Envoltórias de momentos fletores M_y e forças cortantes F_z (eixos locais), em viga típica da cobertura do edifício Vilanova Artigas (V2 40/190 CALHA “A”), obtidas dos modelos analíticos submetidos à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU 01 a ELU 16) | 544 |
| FIGURA 6.43 | Características geométricas da seção transversal simétrica da viga típica de cobertura do edifício Vilanova Artigas (V2 40/190 CALHA “A”) | 546 |
| FIGURA 6.44 | Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), em viga típica da cobertura do edifício Vilanova Artigas (V2 40/190 CALHA “A”), obtidas dos modelos analíticos submetidos à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações de serviço (CQP e CF 01 a CF 06) | 548 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA 6.45 | Modelo representativo do conjunto de pilares do edifício Vilanova Artigas para avaliação da estabilidade global (efeitos globais de 2ª ordem) por meio do coeficiente γ_z | 552 |
| FIGURA 6.46 | Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos | 555 |
| FIGURA 6.47 | Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos | 556 |
| FIGURA 6.48 | Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos | 557 |
| FIGURA 6.49 | Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos | 558 |
| FIGURA 6.50 | Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos | 559 |
| FIGURA 6.51 | Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos | 560 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA 6.52 | Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos..... | 561 |
| FIGURA 6.53 | Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x) | 562 |
| FIGURA 6.54 | Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x) | 563 |
| FIGURA 6.55 | Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x) | 564 |
| FIGURA 6.56 | Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x) | 565 |
| FIGURA 6.57 | Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x) | 566 |
| FIGURA 6.58 | Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x) | 567 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| FIGURA 6.59 | Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x)..... | 568 |
| FIGURA 6.60 | Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos | 570 |
| FIGURA 6.61 | Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos | 571 |
| FIGURA 6.62 | Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos | 572 |
| FIGURA 6.63 | Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos | 573 |
| FIGURA 6.64 | Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos | 574 |
| FIGURA 6.65 | Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos | 575 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| FIGURA 6.66 | Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos..... | 576 |
| FIGURA 6.67 | Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y) | 577 |
| FIGURA 6.68 | Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y) | 578 |
| FIGURA 6.69 | Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y) | 579 |
| FIGURA 6.70 | Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y) | 580 |
| FIGURA 6.71 | Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y) | 581 |
| FIGURA 6.72 | Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y) | 582 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA 6.73 | Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y). | 583 |
| FIGURA A.1 | Identificação de tipologias de pilares externos..... | 628 |
| FIGURA A.2 | Modelo matemático empregado para caracterização geométrica das seções transversais dos pilares externos | 629 |
| FIGURA A.3 | Identificação de tipologias de seções transversais dos pilares internos | 630 |
| FIGURA A.4 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas junto às fundações do edifício Vilanova Artigas no “primeiro subsolo” (auditório) – cota 722,00 -3,00 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?)..... | 632 |
| FIGURA A.5 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas junto às fundações do edifício Vilanova Artigas no “segundo subsolo” (laboratórios) – cota 723,90 -1,10 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?)/67 | 633 |
| FIGURA A.6 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas junto às fundações do edifício Vilanova Artigas no “bloco A” (salão caramelo) – cota 725,80 +0,80 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?)..... | 634 |
| FIGURA A.7 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco A” (salão caramelo) – cota 725,80 +0,80 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66..... | 636 |
| FIGURA A.8 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco B” (museu) – cota 727,70 +2,70 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962 | 640 |
| FIGURA A.9 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco C” (biblioteca) – cota 729,60 +4,60 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66..... | 640 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| FIGURA A.10 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco D” (departamentos) – cota 731,50 +6,50 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962 | 642 |
| FIGURA A.11 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco E” (estúdios) – cota 733,40 +8,40 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.. | 644 |
| FIGURA A.12 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco F” (salas de aula) – cota 735,30 +10,30 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962..... | 646 |
| FIGURA A.13 | Caracterização geométrica das seções transversais das vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas – cota 739,335 +14,335 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/68 | 649 |
| FIGURA B.1 | Cronologia de execução das obras dos patrimônios edificados discutidos nas publicações brasileiras consultadas..... | 680 |

Lista de tabelas

| | | |
|------------|---|-----|
| TABELA 1.1 | Publicações brasileiras consultadas sobre análise estrutural do patrimônio edificado..... | 89 |
| TABELA 1.2 | Apresentação dos modelos estruturais analíticos elaborados para os patrimônios edificados consultados na bibliografia..... | 96 |
| TABELA 1.3 | Agrupamento dos elementos estruturais presentes nos patrimônios edificados consultados na bibliografia, conforme modelado pelos autores..... | 102 |
| TABELA 1.4 | Sistemas de fundação dos patrimônios edificados consultados na bibliografia e respectivas condições de vínculo adotadas para representa-los nos modelos estruturais analíticos..... | 110 |
| TABELA 1.5 | Ações consideradas nos modelos estruturais analíticos dos patrimônios constantes nas publicações consultadas..... | 117 |
| TABELA 1.6 | Métodos de análise estrutural considerados nos modelos estruturais analíticos dos patrimônios constantes nas publicações consultadas..... | 125 |
| TABELA 2.1 | Reações de apoios verticais (F_z) dos elementos de fundação sob os pilares P18, P24, P26 e P27, obtidas a partir de modelos estruturais analíticos formados por elementos de volume..... | 146 |
| TABELA 2.2 | Carregamento vertical previsto na documentação de projeto estrutural para os tubulões centrais dos blocos de coroamento sob os pilares P18, P24, P26 e P27 e respectivas reações de apoios (F_z) obtidas a partir de modelos analíticos em que esses blocos foram | |

| | | |
|------------|---|-----|
| | representados por meio de elementos de volume, superfícies rígidas, elementos lineares e elementos de superfície | 152 |
| TABELA 2.3 | Reações obtidas na base do pilar indicado na FIGURA 2.24 para os modelos representativos de lajes nervuradas segundo as combinações (a), (b), (c), (1), (2) e (3) apresentadas na FIGURA 2.23 | 174 |
| TABELA 2.4 | Flechas e momentos fletores M_y máximos obtidos na viga e nervura indicadas na FIGURA 2.24 para os modelos representativos de lajes nervuradas segundo as combinações (a), (b), (c), (1), (2) e (3) na FIGURA 2.23..... | 177 |
| TABELA 2.5 | Reações obtidas na base do pilar indicado na FIGURA 2.25 para o modelo (d), referente a trecho típico de pavimento em caixão perdido do edifício Vilanova Artigas, no qual vigas, nervuras e mesas de lajes foram representadas por meio de elementos de superfície (chapas e placas)..... | 180 |
| TABELA 2.6 | Flechas e momentos fletores M_y máximos obtidos na viga e nervura indicadas na FIGURA 2.25 para o modelo (d), referente a trecho típico de pavimento em caixão perdido do edifício Vilanova Artigas, no qual vigas, nervuras e mesas de lajes foram representadas por meio de elementos de superfície (chapas e placas) | 181 |
| TABELA 3.1 | Caracterização das cotas altimétricas da superfície do terreno, do nível d'água (N.A.) e da profundidade dos furos das sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 na área destinada à implantação do edifício Vilanova Artigas..... | 305 |
| TABELA 3.2 | Caracterização geométrica dos tubulões e respectivas previsões de cargas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961 | 318 |
| TABELA 3.3 | Caracterização geométrica dos reforços de fundação junto aos tubulões existentes e respectivas previsões de cargas verticais, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966..... | 324 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| TABELA 3.4 | Comparação entre os carregamentos verticais previstos para os pilares do edifício no projeto estrutural original (1961) e em sua revisão, que implicaram os reforços de 1966..... | 326 |
| TABELA 3.5 | Caracterização geométrica dos blocos que solidarizam os topos das estacas ou dos tubulões de reforço aos dos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966 | 328 |
| TABELA 3.6 | Valores dos coeficientes de proporcionalidade m em solos arenosos para determinação do coeficiente de reação horizontal (k_h) de estacas e tubulões. | 336 |
| TABELA 3.7 | Valores dos coeficientes de proporcionalidade m em solos argilosos para determinação do coeficiente de reação horizontal (k_h) em estacas e tubulões | 336 |
| TABELA 4.1 | Valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso próprio da estrutura de concreto armado, extraídos do modelo estrutural analítico, para cada pavimento do edifício Vilanova Artigas..... | 354 |
| TABELA 4.2 | Caracterização das camadas integrantes dos principais pisos presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito da estimativa de seus pesos, supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície em que atuam, em kN/m ² | 358 |
| TABELA 4.3 | Caracterização dos principais pisos presentes no edifício Vilanova Artigas e estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa a seus pesos, supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície em que atuam, em kN/m ² | 360 |
| TABELA 4.4: | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície em que atua, em kN/m ² | 367 |
| TABELA 4.5 | Valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes, dos forros e das camadas de revestimento, contrapiso e enchimento, que integram os principais pisos presentes nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas..... | 372 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| TABELA 4.6 | Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios da cobertura, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície das lajes na cota 739,335, descontados nesta, as aberturas dos domos, em kN/m ² | 376 |
| TABELA 4.7 | Caracterização das principais vedações verticais presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito da estimativa de seus pesos, em kN/m ² | 383 |
| TABELA 4.8 | Valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações verticais presentes nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas | 391 |
| TABELA 4.9 | Pórticos planos presentes nas direções x e y do edifício Vilanova Artigas e número de prumadas de pilares (n) que, respectivamente, os constituem, para efeito da avaliação das imperfeições geométricas globais (desaprumo)..... | 404 |
| TABELA 4.10 | Momentos totais ($\sum M_{ig}$) obtidos na base do edifício, para efeito da avaliação das imperfeições geométricas globais (desaprumo) | 406 |
| TABELA 4.11 | Momentos totais ($\sum M_v$) obtidos na base do edifício devidos à ação do vento nas direções x (0° ou 180°) e y (90° e 270°), para efeito de comparação com os momentos totais ($\sum M_{ig}$) gerados pelas imperfeições geométricas globais (desaprumo)..... | 407 |
| TABELA 4.12 | Valores característicos nominais das cargas verticais variáveis referentes aos usos existentes no edifício Vilanova Artigas..... | 414 |
| TABELA 4.13 | Valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes em cada pavimento do edifício Vilanova Artigas | 420 |
| TABELA 4.14 | Determinação da pressão dinâmica do vento (q), com base nas velocidades características (V_k) associadas a cada nível estrutural de referência tomado para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas | 424 |
| TABELA 4.15 | Carregamentos definidos pelas combinações ultimas normais utilizadas nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas | 431 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| TABELA 4.16 | Carregamentos definidos pelas combinações de serviço utilizadas nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas..... | 434 |
| TABELA 5.1 | Propriedades adotadas nos modelos estruturais analíticos para o concreto estrutural do edifício Vilanova Artigas nas análises globais em regime linear | 443 |
| TABELA 5.2 | Propriedades elásticas adotadas nos modelos estruturais analíticos para o concreto estrutural do edifício Vilanova Artigas nas análises globais simplificadas em regime não linear..... | 445 |
| TABELA 5.3 | Propriedades adotadas nos modelos estruturais analíticos para os materiais constituintes dos aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48 do edifício Vilanova Artigas..... | 447 |
| TABELA 6.1 | Valores característicos das ações verticais incidentes nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas agrupadas por categoria | 455 |
| TABELA 6.2 | Porcentagens das ações verticais de cada categoria em relação ao total incidente nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas..... | 456 |
| TABELA 6.3 | Porcentagem das ações verticais incidentes em cada pavimento do edifício Vilanova Artigas em relação ao total da categoria..... | 457 |
| TABELA 6.4 | Porcentagem das ações verticais de cada categoria em relação ao total incidente nos modelos estruturais analíticos M1 a M5 do edifício Vilanova Artigas | 458 |
| TABELA 6.5 | Valores característicos das ações verticais distribuídas na superfície bruta dos pavimentos do edifício Vilanova Artigas..... | 459 |
| TABELA 6.6 | Ações verticais atuantes nos topos de tubulões e estacas originais: valores previstos na documentação de projeto estrutural datada de 1961 e valores obtidos nos modelos submetidos à análise em regime linear | 461 |
| TABELA 6.7 | Ações verticais atuantes nos topos de tubulões e estacas de reforço: valores previstos na documentação de projeto estrutural datada de 1966 e valores obtidos nos modelos submetidos à análise em regime linear | 463 |
| TABELA 6.8 | Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P02, devido às ações verticais previstas na | |

| | | |
|-------------|--|-----|
| | documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C ₁ , C ₂ e C ₃ da FIGURA 6.2 (topo dos tubulões) | 468 |
| TABELA 6.9 | Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P04, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C ₁ , C ₂ e C ₃ da FIGURA 6.3 (topo dos tubulões) | 471 |
| TABELA 6.10 | Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P15, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C ₁ , C ₂ e C ₃ da FIGURA 6.4 (topo dos tubulões) | 474 |
| TABELA 6.11 | Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P16, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C ₁ , C ₂ e C ₃ da FIGURA 6.5 (topo dos tubulões) | 477 |
| TABELA 6.12 | Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P17, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos H ₁ , H ₂ e H ₃ da FIGURA 6.6 (topo dos tubulões) | 480 |
| TABELA 6.13 | Tensões normais atuantes na seção das estacas, e na do fuste e base do tubulão disposto sob o pilar P34, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos G ₁ , G ₂ , G ₃ , G ₄ e H ₅ da FIGURA 6.7 (topo das estacas e do tubulão) | 483 |
| TABELA 6.14 | Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P47, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C ₁ , C ₂ e C ₃ da FIGURA 6.8 (topo dos tubulões)..... | 486 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| TABELA 6.15 | Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P49, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C ₁ , C ₂ e C ₃ da FIGURA 6.9 (topo dos tubulões)..... | 489 |
| TABELA 6.16 | Quantidade de estacas distribuídas por intervalos de valores das ações verticais incidentes em seus topos, de acordo com dados obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear | 494 |
| TABELA 6.17 | Ações verticais atuantes nos topos das estacas dispostas verticalmente sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrame no nível estrutural 722,00 (-3,00), referente ao “primeiro subsolo” (auditório); no nível estrutural 723,90 (-1,10), referente ao “segundo subsolo” (laboratórios); e no nível estrutural 725,80 (+0,80), referente ao “bloco A” (salão caramelo): valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear | 504 |
| TABELA 6.18 | Deslocamentos verticais máximos obtidos dos modelos estruturais analíticos submetidos à análise linear em cada pavimento do edifício Vilanova Artigas e respectivas relações com os vãos em que ocorrem..... | 522 |
| TABELA 6.19 | Deslocamentos verticais máximos obtidos dos modelos estruturais analíticos submetidos à análise não linear simplificada em cada pavimento do edifício Vilanova Artigas e respectivas relações com os vãos em que ocorrem | 523 |
| TABELA 6.20 | Avaliação dos efeitos globais de 2ª ordem na estrutura do edifício Vilanova Artigas mediante valores máximos obtidos para os coeficientes γ_z nas direções x e y | 551 |
| TABELA 6.21 | Momentos de tombamento ($M_{1,tot,d}$) nas direções x e y obtidos do modelo M3-nL, para avaliação da estabilidade global (efeitos globais de 2ª ordem) por meio do coeficiente γ_z | 553 |
| TABELA A.1 | Geometria das seções transversais das vigas de piso do edifício Vilanova Artigas | 648 |

| | | |
|------------|--|-----|
| TABELA B.1 | Conteúdo do documento “Recomendações para análise, conservação e restauração estrutural do patrimônio arquitetônico” (ISCARSAH/ICOMOS, 2001) | 657 |
| TABELA B.2 | Conteúdo do Anexo I – “Heritage structures” – da norma “ISO 13822 – Bases for design of structures: Assessment of existing structures” (ISO, 2010)..... | 670 |
| TABELA B.3 | Autoria dos projetos arquitetônico e estrutural dos patrimônios edificados discutidos nas publicações brasileiras consultadas. Trata-se de edifícios em concreto armado para os quais se realizaram, depois de concluídos, análises estruturais mediante emprego de modelos computacionais | 678 |

Lista de abreviaturas e siglas

| | |
|----------------|---|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ABNT EB | Especificação Brasileira da ABNT |
| ABNT NBR | Norma Técnica Brasileira da ABNT |
| ABNT PNB | Projeto de Norma Brasileira da ABNT |
| CEB | Euro-International Committee for Concrete |
| COPPE/UFRJ | Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia da UFRJ |
| CUASO | Cidade Universitária Armando de Salles Oliveira |
| ELU | Estados-limites últimos |
| ELS | Estados-limites de serviço |
| ELS-DEF | Estado-limite de deformações excessivas |
| ELS-F | Estado-limite de formação de fissuras |
| ELS-VE | Estado-limite de vibrações excessivas |
| ELS-W | Estado-limite de abertura de fissuras |
| ETALP | Escritório Técnico Arthur Luiz Pitta |
| F.C.C.U.A.S.O. | Fundo para Construção da Cidade Universitária “Armando de Salles Oliveira” |
| fib | Fédération Internationale du Béton |
| FIP | International Federation for Pre-stressing |
| GDE/UnB | Metodologia desenvolvida pelo PECC da UnB para avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto |
| ICOMOS | International Council on Monuments and Sites |
| INMET | Instituto Nacional de Meteorologia |
| IPHAN | Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional |
| IPT | Instituto de Pesquisas Tecnológicas |

| | |
|----------|--|
| ISCARSAH | International Scientific Committee on the Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage |
| ISE | Interação solo-estrutura |
| MEF | Método dos Elementos Finitos |
| NLF | Não linearidade física |
| NLG | Não linearidade geométrica |
| NOVACAP | Companhia Urbanizadora da Nova Capital |
| PECC/UnB | Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília |
| PGC | Plano de Gestão da Conservação |
| SEEBLA | Escritório de Serviços de Engenharia Emilio Baumgart |
| UFRJ | Universidade Federal do Rio de Janeiro |
| UnB | Universidade de Brasília |
| USP | Universidade de São Paulo |

Lista de símbolos

| | |
|--------------------|---|
| α | Fator que correlaciona aproximadamente a resistência do concreto à tração na flexão com sua resistência à tração direta |
| α_E | Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade do concreto |
| A_e | Área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento na direção em estudo |
| $(A_h)_n$ | Área do elemento de fundação na camada n do solo, projetada no plano normal à pressão horizontal atuante |
| A_s | Área de armadura na zona tracionada da seção transversal |
| A'_s | Área de armadura na zona comprimida da seção transversal |
| β | Coefficiente de dilatação térmica do material |
| C_a | Coefficiente de arrasto relativo à ação do vento |
| CV_{pav} | Valor característico total das ações verticais (permanentes e variáveis) atuantes no pavimento |
| $\Delta M_{tot,d}$ | Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem |
| E_{ci} | Módulo de deformação tangente inicial do concreto |
| E_{cs} | Módulo de deformação secante do concreto |
| F_a | Força de arrasto relativa à ação do vento |
| f_c | Resistência à compressão do concreto |

| | |
|----------------------|--|
| f_{ck} | Resistência característica à compressão do concreto |
| f_{ckj} | Resistência característica do concreto à compressão, aos j dias |
| f_{cmj} | Resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias |
| f_{ct} | Resistência do concreto à tração direta |
| $f_{ctk,inf}$ | Resistência característica inferior do concreto à tração |
| $f_{ctk,sup}$ | Resistência característica superior do concreto à tração |
| $f_{ct,m}$ | Resistência média à tração do concreto |
| $f_{ct,f}$ | Resistência do concreto à tração na flexão |
| $f_{ct,sp}$ | Resistência do concreto à tração indireta |
| F_d | Valor de cálculo das ações para combinação última |
| $F_{d,CF}$ | Valor de cálculo das ações para combinação frequente de serviço |
| $F_{d,CQP}$ | Valor de cálculo das ações para combinação quase permanente de serviço |
| F_{gk} | Ações permanentes diretas |
| $F_{\varepsilon k}$ | Ações permanentes indiretas |
| $F_{\varepsilon qk}$ | Ações variáveis indiretas |
| F_{qk} | Ações variáveis diretas |
| F_z | Forças cortantes atuantes em vigas e pilares, segundo eixos locais |
| F_Z | Componente das reações de apoio no eixo global z |
| G_c | Módulo de elasticidade transversal do concreto |
| H | Altura total da edificação |
| H_{pav} | Valor característico da ação (horizontal) permanente indireta relativa às imperfeições geométricas globais |
| H_v | Valores característicos da ação do vento atuante em cada pavimento do edifício |

| | |
|-------------------|--|
| I_c | Momento de inércia da seção bruta de concreto |
| K_a | Coefficiente de empuxo ativo do solo |
| $(K m o l a_h)_n$ | Constante elástica dos apoios translacionais horizontais na camada n do solo |
| $(k_h)_n$ | Coefficiente de reação horizontal na camada n do solo |
| $M_{1,tot,d}$ | Momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura |
| M_{ig} | Momento gerado pela força horizontal H_{pav} |
| m_n | Coefficiente de proporcionalidade, que caracteriza a variação do coeficiente $(k_h)_n$ em relação à qualidade do solo na camada n |
| M_y | Momentos fletores atuantes em vigas e pilares, segundo eixos locais |
| M_r | Momentos de fissuração |
| M_v | Momentos gerados na base do edifício devidos à ação do vento |
| n | Número de prumadas de pilares no pórtico plano |
| q | Pressão dinâmica do vento correspondente à velocidade característica V_k , em condições normais de pressão (1 atm) e temperatura (15°C) |
| s_d | Desvio-padrão da dosagem do concreto |
| y_t | Distância do centro de gravidade da seção de concreto à fibra mais tracionada |
| z_n | Profundidade da camada n do solo em relação à superfície do terreno ou do nível da base do bloco |
| S_1 | Fator topográfico utilizado para determinação de V_k |
| S_2 | Fator referente ao efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, utilizado para determinação de V_k |
| S_3 | Fator estatístico utilizado para determinação de V_k |

| | |
|--------------------------|--|
| V_k | Velocidade característica do vento |
| V_0 | Velocidade básica do vento |
| γ_{ap} | Peso específico aparente do material |
| γ_g | Coeficiente de ponderação para ações permanentes diretas |
| $\gamma_{\varepsilon g}$ | Coeficiente de ponderação para ações permanentes indiretas |
| γ_q | Coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas |
| $\gamma_{\varepsilon q}$ | Coeficiente de ponderação para ações variáveis indiretas |
| γ_z | Coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem |
| θ_a | Desaprumo relativo às imperfeições geométricas globais |
| ν | Coeficiente de Poisson do material |
| ρ | Massa específica do material |
| σ_h | Valor característico da ação permanente direta relativa aos empuxos devidos ao peso próprio de terras que atuam perpendicularmente às superfícies verticais das contenções |
| σ_{c28} | Nomenclatura utilizada na ABNT NB 1:1960 para caracterizar a tensão média de ruptura do concreto à compressão, determinada em corpos de prova cilíndricos com 28 dias de idade |
| σ_R | Nomenclatura utilizada na ABNT NB 1:1960 para caracterizar a tensão mínima de ruptura do concreto à compressão |
| v | Nomenclatura utilizada na ABNT NB 1:1960 para caracterizar o coeficiente de variação da tensão de ruptura do concreto à compressão, determinada em corpos de prova cilíndricos normais |
| φ | Ângulo de atrito do solo |
| ψ_{0j} | Fator de redução de combinação das ações variáveis diretas utilizado para determinação de F_d |
| $\psi_{0\varepsilon}$ | Fator de redução de combinação das ações variáveis indiretas utilizado para determinação de F_d |

- ψ_1 Fator de redução de combinação das ações variáveis utilizado para determinação de $F_{d,CF}$
- ψ_{2j} Fator de redução de combinação das ações variáveis utilizado para determinação de $F_{d,CQP}$ e $F_{d,CF}$

Sumário

| | | |
|----------|---|------------|
| 1 | Introdução..... | 69 |
| 1.1 | Considerações iniciais | 71 |
| 1.2 | Definições e terminologia | 76 |
| 1.2.1 | Referentes à análise estrutural | 76 |
| 1.2.2 | Referentes ao patrimônio edificado..... | 82 |
| 1.3 | Hipótese e objetivos | 84 |
| 1.4 | Procedimentos metodológicos..... | 85 |
| 1.5 | Revisão da literatura..... | 88 |
| 1.5.1 | Representação geométrica dos elementos estruturais | 90 |
| 1.5.2 | Representação das condições de vínculo..... | 107 |
| 1.5.3 | Representação das ações | 114 |
| 1.5.4 | Métodos de análise estrutural e representação dos materiais | 122 |
| 1.6 | Organização da tese..... | 128 |
| 2 | Representação geométrica dos elementos estruturais..... | 131 |
| 2.1 | Introdução..... | 133 |
| 2.2 | Definição de eixos e níveis | 134 |
| 2.3 | Representação geométrica das fundações e contenções | 139 |
| 2.3.1 | Fundações: tubulões, estacas e blocos de coroamento | 140 |
| 2.3.2 | Contenções: muros de arrimo | 155 |
| 2.4 | Representação geométrica dos pilares | 160 |
| 2.4.1 | Pilares internos | 160 |
| 2.4.2 | Pilares externos | 164 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 2.5 | Representação geométrica das vigas, lajes, consolos e paredes estruturais | 169 |
| 2.5.1 | Auditório “Primeiro subsolo” (-3,00) – nível 722,00..... | 183 |
| 2.5.2 | Laboratórios “Segundo subsolo” (-1,10) – nível 723,90..... | 210 |
| 2.5.3 | Salão caramelo “Bloco A” (+0,80) – nível 725,80 | 219 |
| 2.5.4 | Museu “Bloco B” (+2,70) – nível 727,70 | 240 |
| 2.5.5 | Biblioteca “Bloco C” (+4,60) – nível 729,60 | 250 |
| 2.5.6 | Departamentos “Bloco D” (+6,50) – nível 731,50 | 258 |
| 2.5.7 | Estúdios “Bloco E” (+8,40) – nível 733,40 | 268 |
| 2.5.8 | Salas de aula “Bloco F” (+10,30) – nível 735,30..... | 279 |
| 2.5.9 | Cobertura (+14,335) – nível 739,335..... | 288 |
| 3 | Representação das condições de vínculo | 299 |
| 3.1 | Introdução | 301 |
| 3.2 | Condições de vínculo com o meio externo | 302 |
| 3.2.1 | Caracterização do subsolo | 303 |
| 3.2.2 | Caracterização dos elementos de fundação..... | 316 |
| 3.2.3 | Vínculos aplicados em tubulões e estacas sob pilares..... | 332 |
| 3.2.4 | Vínculos aplicados em estacas sob muros de arrimo e vigas baldrame..... | 339 |
| 3.3 | Condições de vínculo entre elementos estruturais..... | 340 |
| 4 | Representação das ações..... | 349 |
| 4.1 | Introdução | 351 |
| 4.2 | Ações permanentes | 352 |
| 4.2.1 | Ações permanentes diretas | 352 |
| 4.2.2 | Ações permanentes indiretas | 399 |
| 4.3 | Ações variáveis..... | 413 |
| 4.3.1 | Ações variáveis diretas..... | 413 |
| 4.3.2 | Ações variáveis indiretas..... | 428 |
| 4.4 | Combinações de ações..... | 429 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 4.4.1 | Combinações últimas | 429 |
| 4.4.2 | Combinações de serviço | 432 |
| 5 | Métodos de análise estrutural e representação dos materiais | 435 |
| 5.1 | Introdução..... | 437 |
| 5.2 | Concreto armado | 438 |
| 5.2.1 | Análise linear..... | 438 |
| 5.2.2 | Análise não linear (simplificada)..... | 444 |
| 5.3 | Elastômero fretado dos aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48 | 446 |
| 6 | Resultados..... | 449 |
| 6.1 | Introdução..... | 451 |
| 6.2 | Ações verticais consolidadas por categoria | 454 |
| 6.3 | Reações de apoio..... | 460 |
| 6.4 | Deslocamentos verticais..... | 507 |
| 6.5 | Esforços internos solicitantes em vigas e pilares | 524 |
| 6.6 | Efeitos globais de 2ª ordem | 549 |
| 7 | Conclusões finais e recomendações | 585 |
| 7.1 | Resultados científicos..... | 587 |
| 7.1.1 | Problemas identificados | 587 |
| 7.1.2 | Reflexões sobre as questões propostas | 591 |
| 7.2 | Recomendações para trabalhos futuros | 597 |
| 7.3 | Considerações finais | 600 |
| | Referências..... | 603 |

**APÊNDICE A Caracterização geométrica dos elementos estruturais do edifício
Vilanova Artigas 625**

| | | |
|-----|--------------------------|-----|
| A.1 | Introdução | 627 |
| A.2 | Pilares externos | 628 |
| A.3 | Pilares internos | 630 |
| A.4 | Vigas de fundação | 631 |
| A.5 | Vigas de piso..... | 635 |
| A.6 | Vigas de cobertura | 649 |

**APÊNDICE B Revisão da literatura: análise estrutural do patrimônio
edificado..... 653**

| | | |
|-------|--|-----|
| B.1 | Introdução | 655 |
| B.2 | Produção regimental sobre análise estrutural do patrimônio edificado | 656 |
| B.2.1 | Recomendações para análise, conservação e restauração estrutural do patrimônio arquitetônico – ISCARSAH/ICOMOS:2001..... | 656 |
| B.2.2 | Bases for design of structures: Assessment of existing structures – ISO 13822:2010 | 669 |
| B.3 | Produção brasileira sobre análise estrutural do patrimônio edificado em concreto armado | 677 |
| B.3.1 | Catedral de Brasília – PESSOA, D. F. (2002) | 681 |
| B.3.2 | Mineirão em Belo Horizonte – ANGELO, A. M. V. (2004) | 690 |
| B.3.3 | Palácio do Itamaraty em Brasília – SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO (2007) | 698 |
| B.3.4 | Palácio da Justiça de Brasília – MOREIRA, A. L. A. (2007) | 703 |
| B.3.5 | Instituto Central de Ciências em Brasília (ICC-UnB) – FONSECA, R. P. (2007)..... | 711 |
| B.3.6 | Monumento a Caxias e Teatro Pedro Calmon em Brasília – SILVA, L. S. P. (2008) | 719 |
| B.3.7 | Teatro Nacional Claudio Santoro em Brasília – SOUZA, D. A. (2009) | 726 |
| B.3.8 | Catedral da Sé de São Paulo – RAMIREZ, K. N. (2010)..... | 732 |

| | | |
|--------|---|-----|
| B.3.9 | Igrejinha de Nossa Senhora de Fátima e cúpula invertida da Câmara dos Deputados no Palácio do Congresso Nacional – INOJOSA, L. S. P. (2010) | 740 |
| B.3.10 | Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) e Pavilhão de Exposições da Gameleira – PEREIRA, N. C. (2012) | 746 |
| B.3.11 | Torre de TV digital de Brasília – SOARES, F. S. (2017) | 754 |
| B.3.12 | Museu de Arte de São Paulo (MASP) – OKSMAN, S. et al. (2018)..... | 760 |

| | | |
|--------------|--|------------|
| ANEXO | Levantamento cadastral do edifício Vilanova Artigas | 671 |
|--------------|--|------------|

CAPÍTULO 1

Introdução

Descrição do capítulo

O capítulo visa contextualizar a pesquisa. Apresentam-se as motivações/justificativas, definições e terminologia pertinentes, hipóteses, objetivos e procedimentos metodológicos adotados, além de revisão da literatura e sumária organização da tese.

1.1 Considerações iniciais

Vários aspectos podem ser considerados para que se caracterize um edifício como Bem de interesse cultural. Sob essa condição, o edifício corresponde a um exemplar no qual é possível reconhecer a memória de um povo ou de grupos sociais aos quais faz referência, e cuja interação com o tempo presente é fundamental para formação e manutenção de suas identidades.

Tendo-se em vista essa dimensão cultural do patrimônio edificado, a elaboração de um plano para sua preservação pressupõe a realização de estudos multidisciplinares circunstanciados que visam à compreensão dos valores que lhe são inerentes para que haja compatibilidade entre o que se pretende preservar e as estratégias de preservação a serem adotadas.

Atualmente, esses estudos correspondem à parte integrante de um amplo instrumento de planejamento denominado Plano de Gestão da Conservação (PGC), cuja definição, segundo Tinoco (2014) é a seguinte:

O Plano de Gestão da Conservação para edificações de valor cultural é um instrumento de planejamento que estabelece uma política de administração para o uso adequado dos espaços e dos componentes construtivos, bem como da manutenção periódica do imóvel. Tem como finalidade a garantia para a sociedade da integridade física do edifício e dos valores de significância do bem cultural que se quer preservar. Trata-se de uma ferramenta que se apresenta como um novo modelo de gestão a ser adotado pelo poder público e pela iniciativa privada na conservação do patrimônio cultural construído.

A ausência de um PGC implica ações de manutenção e tratamentos reativos sem que sejam considerados adequadamente os significados culturais do patrimônio, como é o caso das intervenções ocorridas no edifício Vilanova Artigas, sede da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, localizado na Cidade Universitária Armando Salles de Oliveira. Projetado em 1961-66 pelos arquitetos João Batista Vilanova Artigas e Carlos Cascaldi, o edifício foi construído entre 1966 e 1969, e tombado pelo CONDEPHAAT – Conselho de Defesa do Patrimônio Histórico, Arqueológico, Artístico e Turístico do Estado de São Paulo – e pelo CONPRESP – Conselho Municipal de Preservação do Patrimônio de São Paulo – por meio das resoluções 26 de 23/07/1981 e 05/91 de 05/04/1991, respectivamente.

A urgência em se realizar um PGC para o edifício Vilanova Artigas levou um grupo de docentes da escola a formalizar um plano de trabalho e submetê-lo ao programa *Keeping it Modern*, iniciativa de alcance internacional promovida pela *Getty Foundation*, cujo propósito é fomentar práticas interdisciplinares para conservação de edifícios modernos relevantes datados do século XX.

O plano de trabalho submetido à análise dos pesquisadores da *Getty Foundation* e para o qual a instituição concedeu recursos para seu desenvolvimento entre 2015 e 2017, culminou em documento¹ que reúne subsídios à elaboração do PGC do edifício Vilanova Artigas, o qual contemplou três frentes: levantamento e organização da documentação histórica disponível; monitoração do sistema de impermeabilização aplicado na cobertura durante a última intervenção (realizada entre 2012 e 2015); e investigação do concreto armado aparente constituinte das fachadas e cobertura.

Como pesquisador integrante da equipe responsável pelo desenvolvimento das atividades, foi possível refletir sobre diversas aplicações para as informações que vinham sendo geradas naquela ocasião e uma delas, ainda incipiente no Brasil e tema central desta pesquisa de doutorado, compreende a *análise estrutural do patrimônio edificado*, para a qual há duas referências internacionais particularmente relevantes: a primeira, publicada em 2001, consiste em documento elaborado pelo *International Scientific Committee on the Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage (ISCARSAH)*, vinculado ao *International Council on Monuments and Sites (ICOMOS)*, o qual foi traduzido para o português pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN) com o título “Recomendações para análise, conservação e restauração estrutural do patrimônio arquitetônico”; e a segunda, publicada em 2010 pela *International Organization for Standardization (ISO)*, refere-se ao “*Annex I – Heritage structures*”, de caráter informativo, da “*ISO 13822: Bases for design of structures – Assessment of existing structures*”.

De acordo com essas referências, o termo “análise estrutural” refere-se a procedimento empregado em *abordagem dedutiva* de investigação, cujo propósito é subsidiar tanto a elaboração do diagnóstico, quanto a avaliação da segurança

¹ Cf. PINHEIRO, M. L. B. et al, 2017.

estrutural do patrimônio. O diagnóstico – etapa voltada à determinação das causas de danos e deteriorações existentes – e o nível de segurança oferecido pela estrutura são indispensáveis ao julgamento em relação à necessidade de realização de intervenções no patrimônio e seus respectivos alcances.

A abordagem dedutiva, nomeada “quantitativa” ou “analítica” em ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 8, 25), envolve aproximação que emprega modelos matemáticos representativos da estrutura do patrimônio. Trata-se, portanto, de abordagem em que se adotam premissas sobre as quais se realizam cálculos para obtenção de respostas relativas ao comportamento estrutural da edificação.

As premissas adotadas para formulação dos modelos da estrutura referem-se, segundo ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 17), à geometria dos elementos portantes que a compõem, suas ligações, propriedades dos materiais de que é constituída e às ações a que está submetida. Além dessas, são indispensáveis considerações sobre alterações eventualmente realizadas no patrimônio e ainda em relação a danos e deteriorações nele identificados (ISCARSAH/ICOMOS, 2001, p. 17-18; ISO, 2010, p. 41).

Entretanto, incertezas quanto à exatidão das premissas adotadas nos modelos ou mesmo a própria dificuldade em se estabelecer modelos representativos dos fenômenos existentes impossibilitam que as conclusões da investigação decorram exclusivamente da abordagem dedutiva, sob risco de se obter resultados enganosos e não condizentes, portanto, com o comportamento real da estrutura.

Consequentemente, para se assegurar a confiabilidade da investigação, abordagens complementares de naturezas diversas da dedutiva são indispensáveis, como por exemplo, a indutiva, histórica e experimental.

A abordagem indutiva, nomeada “qualitativa” em ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 8, 25) e “comparativa” na ISO (2010, p. 41), refere-se à aproximação que se realiza por meio de observação e comparação da estrutura em exame a outras similares, cujo comportamento já é compreendido. Trata-se, portanto, de investigação sensível à experiência e julgamento dos profissionais que a realizam e, por essa razão, confere-lhe certa subjetividade, a qual prevalece sobre procedimentos científicos. Posto isso, necessita-se que os resultados obtidos sejam corroborados por abordagens complementares.

A abordagem designada “histórica” na ISO (2010, p. 41) e “pesquisa histórica” em ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 8, 14, 24) compreende aproximação

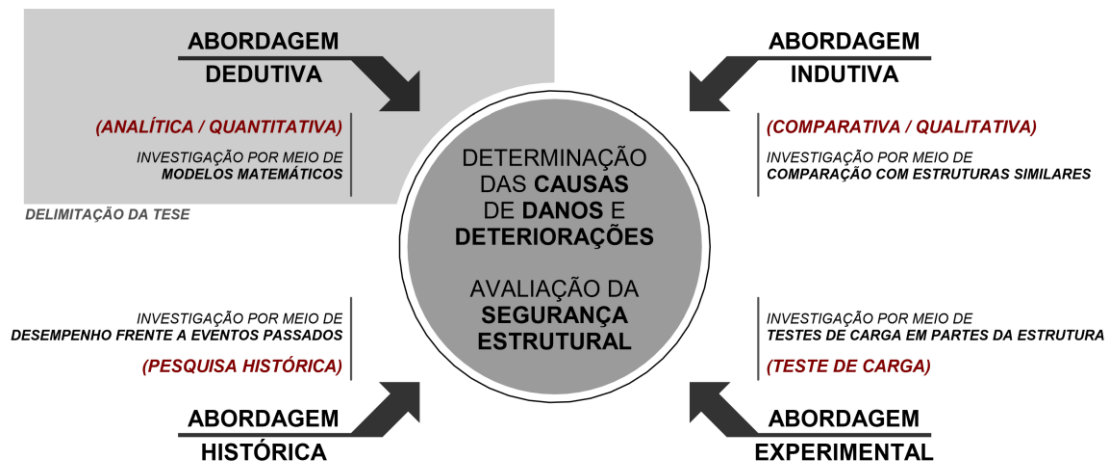
efetivada por meio da investigação de ocorrências pelas quais a estrutura passou e respectivas implicações. Essa abordagem, no entanto, não garante que comportamentos satisfatórios desempenhados pela estrutura frente aos eventos ocorridos ao longo da história sejam estendidos plenamente a solicitações presentes ou futuras e requer, portanto, pareceres fornecidos também por abordagens adicionais.

Por fim, além das abordagens dedutiva, indutiva e histórica, comuns a ambas as referências, ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 26) menciona ainda o termo “abordagem experimental”. Trata-se de aproximação investigativa em que se realizam testes de carga em partes da estrutura com propósito de mensurar as margens de segurança oferecidas ou de calibrar os modelos analíticos, conforme indicado em ISO (2010, p. 41).

A FIGURA 1.1, apresentada a seguir, reúne e sintetiza as quatro abordagens identificadas em ISCARSAH/ICOMOS (2001) e na ISO (2010):

FIGURA 1.1 – Abordagens de investigação indicadas na bibliografia regimental consultada.

Destaque para *abordagem dedutiva*, que delimita esta tese de doutorado.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de ISCARSAH/ICOMOS (2001) e ISO (2010).

Independentemente da combinação de abordagens adotada na investigação estrutural do patrimônio, ambas as publicações enfatizam o caráter

multidisciplinar² requerido para a equipe que a realiza e contemplam ainda condutas que visam à preservação dos valores patrimoniais do bem, como a de mínima intervenção³, caso essa seja necessária; a de prevalência⁴ de ensaios não destrutivos sobre os destrutivos; e a de flexibilização⁵ das condições de segurança da estrutura.

Com base nesse contexto geral, em que são estabelecidas abordagens de investigação estrutural do patrimônio, as análises que utilizam modelos analíticos se inserem na aproximação dedutiva, a qual, conforme indicado na FIGURA 1.1, delimita esta tese de doutorado. No entanto, para além dessa delimitação principal, destaca-se que, secundariamente, também foram empregadas na pesquisa as abordagens indutiva e histórica, na medida em que se recorreu, respectivamente, a investigações de edifícios com estruturas similares⁶ a do edifício Vilanova Artigas, e ao exame de ocorrências pelas quais esse passou ao longo do tempo⁷.

Isto posto, o item 1.2, apresentado a seguir, objetiva elucidar os principais termos e definições intrínsecos ao contexto geral da pesquisa, além de outros mencionados no decurso do trabalho; no item 1.3 formalizam-se a hipótese e objetivos da pesquisa e, em 1.4, os procedimentos metodológicos utilizados. A revisão da literatura apresenta-se no item 1.5 e, por fim, em 1.6, segue uma descrição sumária dos capítulos em que a tese se organiza.

² Cf. ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 7-8, 12); ISO (2010, p. 37).

³ Cf. ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 9); ISO (2010, p. 37, 43).

⁴ Cf. ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 16); ISO (2010, p. 39).

⁵ Cf. ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 9, 22); ISO (2010, p. 40, 42).

⁶ Cf. item B.3 do Apêndice B.

⁷ Cf. FIGURA 1.2.

1.2 Definições e terminologia

Os principais conceitos envolvidos nesta pesquisa são elucidados nos itens 1.2.1 e 1.2.2 apresentados a seguir, os quais compreendem definições e terminologias referentes, respectivamente, à análise estrutural e ao patrimônio edificado.

1.2.1 Referentes à análise estrutural

Ações: causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.⁸

Ações permanentes: ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas.⁹ Classificam-se em diretas (peso próprio da estrutura, pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e empuxos permanentes) e indiretas (deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão).¹⁰

Ações variáveis: ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção.¹¹ Classificam-se em diretas (cargas acidentais previstas para o uso da edificação e decorrentes do processo construtivo, ação do vento e da água) e indiretas (variações de temperatura e ações dinâmicas).¹²

Ações excepcionais: ações que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser

⁸ Cf. item 3.4 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 1).

⁹ Cf. item 3.5 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 1).

¹⁰ Cf. item 11.3 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 56-61).

¹¹ Cf. item 3.6 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 1).

¹² Cf. item 11.4 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 61-63).

consideradas nos projetos de determinadas estruturas.¹³ Como exemplo citam-se as ações decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.¹⁴

Carregamento: combinação de ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.¹⁵

Combinações últimas: combinações de ações empregadas para verificação da segurança estrutural em relação aos estados-limites últimos (ELU).¹⁶

Combinações de serviço: combinações de ações empregadas para verificação da segurança estrutural em relação aos estados-limites de serviço (ELS).¹⁷

Combinações quase permanentes de serviço (CQP): combinações de ações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período.¹⁸ Trata-se de combinação empregada na verificação do estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) da estrutura.¹⁹

Combinações frequentes de serviço (CF): combinações de ações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%.²⁰ Trata-se de combinação empregada na verificação dos estados-limites de formação de fissuras (ELS-F), de abertura de fissuras (ELS-W) e de vibrações excessivas (ELS-VE). Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas (ELS-DEF) decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações.²¹

¹³ Cf. item 3.7 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 2).

¹⁴ Cf. item 4.2.1.3 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 3).

¹⁵ Cf. item 11.8 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 66).

¹⁶ Cf. item 4.3 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 6).

¹⁷ Cf. item 4.3 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 6).

¹⁸ Cf. item 4.1.2 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 2).

¹⁹ Cf. item 11.8.3 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 68).

²⁰ Cf. item 4.1.2 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 2).

²¹ Cf. item 11.8.3 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 68).

Combinações raras de serviço (CR): combinações de ações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.²² Trata-se de combinação empregada na verificação do estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) no elemento estrutural.²³

Estádio I: fase do comportamento estrutural do concreto armado na qual as tensões atuantes não atingem a resistência à tração do concreto no trecho considerado, o qual se apresenta, portanto, isento de fissuras.

Estádio II: fase do comportamento estrutural do concreto armado na qual as tensões atuantes superam a resistência à tração do concreto no trecho considerado, o qual se apresenta, portanto, fissurado.

Estados-limites de uma estrutura: estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção.²⁴

Estado-limite último (ELU): estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.²⁵

Colapso progressivo: propagação de ruptura inicial e localizada que conduz ao colapso total da estrutura da edificação ou, desproporcionalmente, de grande parte dela.²⁶

Estados-limites de serviço (ELS): estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.²⁷

²² Cf. item 4.1.2 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 2).

²³ Cf. item 11.8.3 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 68).

²⁴ Cf. item 3.1 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 1).

²⁵ Cf. item 3.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 4).

²⁶ Cf. Laranjeiras (2011, p. 47).

²⁷ Cf. item 3.3 da ABNT NBR 8681 (2004, p. 1).

Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF): estado-limite de serviço em que as deformações da estrutura atingem deslocamentos e/ou rotações máximos preconizados na ABNT NBR 6118.²⁸

Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F): estado-limite de serviço em que se inicia a formação de fissuras no elemento estrutural. É alcançado quando a tensão de tração máxima na seção transversal atinge a resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$).²⁹

Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE): estado-limite de serviço em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.³⁰

Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W): estado-limite de serviço em que as fissuras atingem as aberturas máximas preconizadas na ABNT NBR 6118.³¹

Análise estrutural: consiste no estudo do comportamento da estrutura (expresso em termos de esforços internos e externos, tensões, deformações e deslocamentos) frente às ações que lhe são aplicadas.³² As análises estruturais realizadas nesta tese recorrem a modelos matemáticos representativos do comportamento estrutural do patrimônio edificado.

Modelo estrutural analítico (ou matemático ou numérico): consiste na representação do comportamento da estrutura real mediante adoção de hipóteses simplificadores baseadas em teorias físicas e em resultados experimentais e estatísticos. Essas hipóteses referem-se à geometria do modelo, às condições de vínculo, ao comportamento dos materiais que o constituem e às solicitações atuantes (ações).³³

Modelagem estrutural: ato de criar o modelo estrutural.³⁴

²⁸ Cf. item 3.2.4 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 5).

²⁹ Cf. item 3.2.2 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 5).

³⁰ Cf. item 3.2.8 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 6).

³¹ Cf. item 3.2.3 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 5).

³² Adaptado de Kimura (2007, p. 111) e Martha (2010, p. 1).

³³ Cf. Martha (2010, p. 3).

³⁴ Cf. Martha (2010, p. 4).

Modelagem hierárquica: consiste na adoção sucessiva de modelos matemáticos progressivamente mais precisos para previsão do comportamento da estrutura real. Nessa abordagem, a precisão dos modelos é relativa, na medida em que se efetiva mediante comparação entre resultados obtidos no modelo precedente – nomeado de baixa ordem – e os obtidos no modelo subsequente – de ordem superior. A partir da comparação entre os resultados torna-se possível identificar convergências, avaliar se a precisão requerida foi alcançada e, caso afirmativo, concluir a análise ou, em caso contrário, prosseguir-la mediante desenvolvimento e avaliação do próximo modelo de ordem superior e assim sucessivamente até que se obtenham convergência e precisão satisfatórias.³⁵

Análise (em regime) linear: método de análise estrutural em que se admite comportamento elástico-linear para os materiais.

Análise (em regime) não-linear: método de análise estrutural em que se consideram as não linearidades física e geométrica.

Não linearidade física (NLF): refere-se ao comportamento não linear da estrutura (devido à fissuração das peças) e dos materiais que a constituem (em decorrência da alteração de suas propriedades elásticas) à medida em que os carregamentos são aplicados. A não linearidade física pode ser considerada de forma simplificada nos modelos mediante redução direta da rigidez das peças estruturais ou de forma mais precisa por meio do emprego da rigidez secante obtida dos diagramas momento-curvatura, construídos a partir das propriedades do aço e concreto, da geometria da seção transversal e da disposição das armaduras longitudinais (além da força normal atuante, no caso de tratar-se de flexão composta).³⁶

Não linearidade geométrica (NLG): refere-se ao comportamento não linear da estrutura devido à alteração de sua geometria à medida em que os carregamentos são aplicados.³⁷

³⁵ Cf. Bucalem e Bathe (2011, p. 1-17).

³⁶ Cf. Kimura (2018, p. 324-358).

³⁷ Cf. Kimura (2018, p. 358).

Teoria de primeira ordem: teoria em que se analisa o equilíbrio estrutural a partir da configuração geométrica indeformada da estrutura.

Teoria de segunda ordem: teoria em que se analisa o equilíbrio estrutural a partir da configuração geométrica deformada da estrutura. Os efeitos obtidos na teoria de segunda ordem decorrem, em geral, da consideração combinada de não linearidades física e geométrica. A avaliação da estabilidade global da estrutura e a determinação de esforços para o dimensionamento de pilares são exemplos clássicos de emprego da teoria de segunda ordem.³⁸

Estabilidade global da estrutura: condição de equilíbrio da estrutura como um todo, obtida a partir das teorias de primeira e segunda ordens. É significativamente sensível ao carregamento vertical e à rigidez da estrutura e pode ser avaliada por meio do coeficiente γ_z ou do parâmetro de instabilidade α .

Bloco de coroamento: bloco estrutural que transfere a carga dos pilares para os elementos da fundação profunda.³⁹

Estaca: elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco, argamassa, calda de cimento, ou qualquer combinação dos anteriores.⁴⁰

Tubulão: elemento de fundação profunda em que, pelo menos na etapa final da escavação do terreno, faz-se necessário o trabalho manual em profundidade para executar o alargamento de base ou pelo menos para a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são resistidas preponderantemente pela ponta.⁴¹

³⁸ Cf. Kimura (2018, p. 358-360).

³⁹ Cf. item 3.4 da ABNT NBR 6122 (2019, p. 3).

⁴⁰ Cf. item 3.11 da ABNT NBR 6122 (2019, p. 3).

⁴¹ Cf. item 3.49 da ABNT NBR 6122 (2019, p. 9).

Broca: fundação profunda perfurada com trado manual, preenchida com concreto, com comprimento mínimo de 3,0 m, utilizada para pequenas construções, com cargas limitadas a 100 kN.⁴²

Recalque: movimento vertical descendente das fundações. Pode ser absoluto ou relativo.⁴³

1.2.2 Referentes ao patrimônio edificado

Patrimônio: criações humanas e da natureza, cuja interação constitui o ambiente em que vivemos. Trata-se de bem provido de valores reconhecidos pela comunidade à qual pertence, passíveis de serem legados a gerações futuras.⁴⁴ O patrimônio pode ser classificado em natural ou cultural.⁴⁵

Patrimônio cultural: bem (objeto) tangível ou intangível com significância para gerações presentes e futuras.⁴⁶

Significância: combinação de todos os valores atribuídos ao bem.⁴⁷

Valor: aspecto de importância que os indivíduos ou uma sociedade atribuem ao bem. Os valores atribuídos podem mudar de acordo com as circunstâncias e podem ser de naturezas diversas, como por exemplo: artístico, simbólico, histórico, social, econômico, científico, tecnológico, etc.⁴⁸

Valor patrimonial: valor arquitetônico, cultural, e/ou histórico atribuído a um edifício ou sítio. O valor patrimonial pode ter definições e importância diversas variando de cultura a cultura.⁴⁹

Patrimônio edificado: bem cultural que é produzido por um determinado povo, nação ou civilização.⁵⁰

⁴² Cf. item 3.5 da ABNT NBR 6122 (2019, p. 3).

⁴³ Cf. item 3.33 da ABNT NBR 6122 (2019, p. 6).

⁴⁴ Cf. Committee on Terminology da Quebec Association for the Interpretation of the National Heritage (1980, apud ICOMOS CANADA, 1982).

⁴⁵ Cf. UNESCO (1972, p. 2-3).

⁴⁶ Cf. BS EN 16853 (2017, p. 5, tradução nossa).

⁴⁷ Ibid., p. 5.

⁴⁸ Ibid., p. 5.

⁴⁹ Cf. ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 42)

⁵⁰ Cf. Souza (1982, apud CHIAROTTI, 2005).

Conservação: processos destinados à retenção do significado cultural do patrimônio.⁵¹

Manutenção: ações que se realizam continuamente com a finalidade de proteger o patrimônio.⁵²

Preservação: medidas voltadas à manutenção do estado atual do patrimônio e à minimização de sua deterioração.⁵³

Restauração: medidas voltadas à reversão do patrimônio ao seu estado anterior mediante remoção de acréscimos ou remontagem de elementos existentes sem adoção de novos materiais.⁵⁴

Reconstrução: idem à restauração, com a diferença de que novos materiais são empregados.⁵⁵

Reforço: intervenções para aumentar a capacidade de carga de uma estrutura.⁵⁶

⁵¹ Cf. Austrália ICOMOS Inc. (2013, p. 2).

⁵² Ibid., p. 2.

⁵³ Ibid., p. 2.

⁵⁴ Ibid., p. 2.

⁵⁵ Ibid., p. 2.

⁵⁶ Cf. ISCARSAH/ICOMOS (2001, p. 41)

1.3 Hipótese e objetivos

Em decorrência de incertezas quanto ao comportamento estrutural do edifício Vilanova Artigas, ampliadas com as intervenções pelas quais passou, esta pesquisa se propõe a verificar a seguinte hipótese:

O comportamento estrutural do edifício Vilanova Artigas frente às principais intervenções ocorridas – acréscimo de cargas na cobertura e substituição dos aparelhos de apoio nos pilares P03 e P48 – mantém-se compatível com aquele para o qual foi concebido.

Isto posto, a partir de uma abordagem dedutiva de investigação estrutural do patrimônio, a pesquisa se propõe a elaborar modelos analíticos representativos da estrutura do edifício Vilanova Artigas com vistas a obter-se deles resultados capazes de subsidiar a compreensão de seu comportamento estrutural.

Para verificação da hipótese adotada, formularam-se as seguintes questões a serem respondidas com base nos resultados obtidos dos modelos computacionais elaborados:

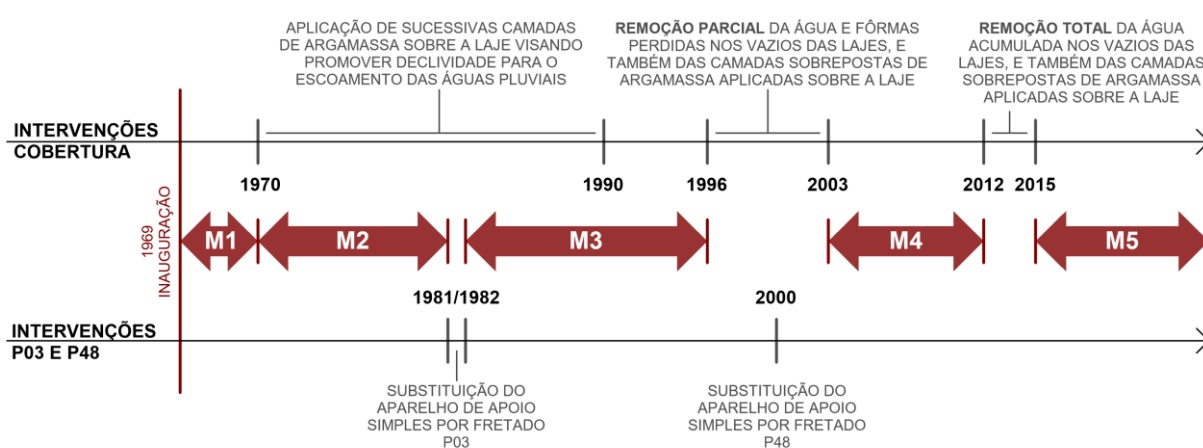
- *Qual a representatividade das cargas acrescidas nas intervenções frente às demais atuantes no edifício?*
- *As cargas previstas nas fundações do edifício, segundo a documentação de projeto estrutural, foram superadas em decorrência das alterações mencionadas?*
- *Qual a variação ocorrida, devido a essas alterações, nos deslocamentos verticais máximos (flechas) dos pavimentos e da cobertura?*
- *Quanto aos esforços internos que solicitam os principais elementos estruturais, qual a expressividade das variações obtidas frente às alterações mencionadas?*
- *As alterações tornaram expressiva a sensibilidade do edifício em relação aos efeitos globais de 2ª ordem?*

1.4 Procedimentos metodológicos

Para a verificação da hipótese apresentada em 1.3, elaboraram-se nesta pesquisa modelos computacionais representativos da estrutura do edifício Vilanova Artigas em diferentes períodos, definidos com base no histórico das principais intervenções a que foi submetido. Conforme enunciado na hipótese, tomaram-se como relevantes do ponto de vista estrutural as intervenções que implicaram alterações nas ações incidentes na cobertura do edifício e também aquelas nas quais se procedeu à substituição dos aparelhos de apoio presentes nos pilares P03 e P48, sobre os quais as empenas descarregam.

A partir do exame de documentos em que constam pormenores sobre a contratação e execução dos serviços realizados nessas intervenções, estabeleceram-se cinco modelos – M1 a M5 – representativos da estrutura do edifício em escala temporal, os quais estão reunidos na FIGURA 1.2, apresentada a seguir:

FIGURA 1.2 – Modelos estruturais analíticos representativos da estrutura do edifício Vilanova Artigas em diferentes períodos, definidos com base no histórico das principais intervenções a que foi submetido.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir do ofício GD/132/FAU/21082003 e dos processos FUNDUSP Nº 81.1.21545.51.3 e Nº 2000.1.263.51.8.

O modelo M1 refere-se às condições originais do edifício em relação às cargas atuantes na cobertura e aos aparelhos de apoio dispostos sobre os pilares P03 e P48, quando de sua inauguração em 1969.

Nos modelos M2 e M3, representativos do período compreendido entre 1970 e 1996, atuam, além das cargas originalmente incidentes na cobertura, o peso de sucessivas camadas de argamassa que foram aplicadas sobre suas lajes com o propósito de promover declividade para o escoamento das águas pluviais, uma vez que esse foi impossibilitado com o aumento das flechas das vigas. Além desse peso, os modelos consideram ainda o da água retida nos caixões perdidos da cobertura devido a infiltrações. A distinção entre os modelos M2 e M3 decorre da substituição, no início da década de 1980, do aparelho de apoio simples, e originalmente contínuo, sobre o qual a empena descarregava no pilar P3 (M2) por três fretados (M3).

O modelo M4 retrata a situação da cobertura após a intervenção realizada entre 1996 e 2003, na qual foram removidas, de alguns dos módulos que a integram, as camadas de argamassas anteriormente aplicadas sobre suas lajes, as fôrmas perdidas e a água retida em seus vazios. Além dessa alteração na cobertura, o modelo contempla ainda a substituição, realizada em 2000, do aparelho de apoio original do pilar P48 por cinco fretados.

Por fim, no modelo M5, representativo do período pós intervenção de 2012/2015, suprimem-se os pesos atuantes no modelo M4 referentes à água retida nos caixões perdidos e às camadas de argamassa presentes nos módulos de cobertura não contemplados na intervenção de 1996/2003.

Posto esse contexto, estabelecido a partir dos cinco modelos, torna-se possível, com os resultados que fornecem, quantificar as variações ocorridas para cada uma das questões formuladas no item 1.3 com vistas a verificar a hipótese de que não houve, em decorrência das intervenções mencionadas, alteração relevante no comportamento estrutural da edificação.

Para além das distinções citadas entre os modelos M1 a M5, todos foram igualmente representados em relação à geometria dos elementos estruturais, às condições de vínculo, ações incidentes, e aos materiais e métodos de análise empregados.

Quanto à representação geométrica dos elementos estruturais do edifício, foi obtida a partir da investigação da documentação de projeto estrutural elaborada pelo Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz entre junho de 1961 e janeiro de 1963 e em sua revisão, realizada entre abril de 1966 e fevereiro de 1968.

Para a representação das condições de vínculo nos modelos investigaram-se, além da documentação de projeto estrutural já citada, o relatório de sondagens de

simples reconhecimento de solo com SPT realizadas nos meses de junho e julho de 1961 pela empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF, e os processos FUNDUSP Nº 81.1.22075.51.0 e Nº 2000.1.263.51.8, que reúnem documentos acerca da contratação e execução dos serviços realizados, respectivamente, nos pilares P03 e P48, para substituição de seus aparelhos de apoio.

Em relação às ações incidentes, foram representadas nos modelos a partir de informações obtidas principalmente de inspeções no local e levantamentos arquitetônicos realizados entre 2015 e 2017 no âmbito do projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar o PGC do edifício. Além dessas fontes, consultaram-se também prescrições normativas vigentes – ABNT NBR 6118 (2014), ABNT NBR 8681 (2004), ABNT NBR 6120 (2019), ABNT NBR 6123 (1988), entre outras –, a própria documentação de projeto e relatórios técnicos diversos nos quais constam os ensaios realizados para caracterização do concreto e dados acerca da contratação e execução dos serviços ocorridos na cobertura.

Quanto à representação dos materiais e métodos de análise estrutural, os modelos contemplam análises lineares e não lineares, sendo essa considerada de forma aproximada mediante redução da rigidez dos elementos estruturais. As propriedades do concreto foram obtidas a partir das indicações constantes na documentação de projeto estrutural e também nos relatórios técnicos elaborados durante o projeto subvencionado pela Getty Foundation. Em relação às propriedades dos materiais presentes nos aparelhos de apoio dispostos sobre os pilares P03 e P48, essas foram obtidas a partir de consultas a bibliografias de referência sobre o tema, uma vez que tal informação não consta na documentação de projeto estrutural do edifício ou nos relatórios técnicos examinados.

1.5 Revisão da literatura

Segundo o contexto geral apresentado em 1.1, a abordagem dedutiva de investigação estrutural do patrimônio delimita esta pesquisa. Nessa abordagem, empregam-se modelos analíticos com o propósito de subsidiar a determinação tanto do nível de segurança oferecido pela estrutura, quanto das causas de danos e deteriorações existentes.

Isto posto, a revisão de literatura a que este item se refere – pormenorizada no APÊNDICE B – dirige-se principalmente à abordagem dedutiva que as publicações consultadas encerram, ou seja, particularizaram-se nesta os modelos analíticos elaborados para as estruturas dos edifícios históricos investigados e os resultados deles obtidos.

Entre as escassas produções bibliográficas brasileiras que trazem análises estruturais de edifícios históricos, doze foram revisadas para composição do referencial teórico da pesquisa. Publicadas entre 2002 e 2017, as referências consultadas compreendem análises estruturais dos quinze patrimônios edificados reunidos na TABELA 1.1, apresentada a seguir.

Doze dos quinze patrimônios examinados foram objetos de pesquisas desenvolvidas na Universidade de Brasília – dez na Faculdade de Tecnologia e duas na de Arquitetura e Urbanismo. Entre as dez análises estruturais produzidas na Faculdade de Tecnologia, oito (destacadas na TABELA 1.1) são oriundas da linha de pesquisa nomeada “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília (PECC/UnB), a qual se propõe a preencher a lacuna de publicações voltadas à caracterização estrutural dos edifícios notáveis de Brasília e ainda lhes aplicar metodologia desenvolvida na própria linha de pesquisa destinada à avaliação quantitativa do grau de deterioração de suas estruturas de concreto.

Além da revisão bibliográfica sobre as análises estruturais dos doze patrimônios constantes nas pesquisas desenvolvidas na UnB, revisaram-se os trabalhos sobre o Estádio Magalhães Pinto (Mineirão), Catedral da Sé de São Paulo e Museu de Arte de São Paulo (MASP), vinculados, respectivamente, à Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (EEUFMG), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Getty Foundation.

TABELA 1.1: Publicações brasileiras consultadas sobre análise estrutural do patrimônio edificado. Destaque para as publicações da linha de pesquisa "Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas" do programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília (PECC/UnB).

| | <i>Patrimônio</i> | <i>Autor</i> | <i>Instituição</i> | <i>Ano de publicação</i> |
|----|---|-----------------------------------|--|--------------------------|
| 1 | Catedral de Brasília | PESSOA | Faculdade de Tecnologia / UnB | 2002 |
| 2 | Estádio Magalhães Pinto (Mineirão) | ANGELO | Escola de Engenharia / UFMG | 2004 |
| 3 | Palácio do Itamaraty | SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO | Faculdade de Tecnologia / UnB | 2007 |
| 4 | Palácio da Justiça | MOREIRA | Faculdade de Tecnologia / UnB | 2007 |
| 5 | Instituto Central de Ciências (ICC) da UnB | FONSECA | Faculdade de Tecnologia / UnB | 2007 |
| 6 | Monumento a Caxias | SILVA | Faculdade de Tecnologia / UnB | 2008 |
| 7 | Teatro Pedro Calmon | | | |
| 8 | Teatro Nacional Claudio Santoro | SOUZA | Faculdade de Tecnologia / UnB | 2009 |
| 9 | Catedral da Sé | RAMIREZ | Escola Politécnica / USP | 2010 |
| 10 | Igrejinha de Nossa Senhora de Fátima | INOJOSA | Faculdade de Arquitetura e Urbanismo / UnB | 2010 |
| 11 | Palácio do Congresso Nacional (cúpula invertida) | | | |
| 12 | Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) | PEREIRA | Faculdade de Tecnologia / UnB | 2012 |
| 13 | Pavilhão de Exposições da Gameleira | | | |
| 14 | Torre de TV Digital de Brasília | SOARES | Faculdade de Tecnologia / UnB | 2017 |
| 15 | Museu de Arte de São Paulo (MASP) | OKSMAN, S. et al. ^a | Getty Foundation | 2018 |

(a) Complementado com os trabalhos de Giannecchini (2009), Cárdenas (2015) e Maringoni (2018)

A revisão dessa literatura abrange, portanto, edificações históricas brasileiras para as quais se realizaram, depois de concluídas, análises estruturais mediante emprego de modelos computacionais. Os objetivos do exame são evidenciar e discutir as simplificações adotadas nos modelos computacionais que representam as características reais das estruturas e os resultados obtidos com as aproximações idealizadas.

Essas simplificações, particularizadas nos itens 1.5.1 a 1.5.4, referem-se a representações acerca da geometria dos elementos estruturais, das condições de vínculo, das ações incidentes, e dos materiais e métodos de análise empregados, respectivamente, nos modelos das edificações históricas investigadas. Sobre cada representação mencionada nesses itens será também apresentada breve contextualização de aspectos que lhes são relevantes, com base em referências normativas e outras consagradas na literatura sobre mecânica das estruturas⁵⁷.

1.5.1 Representação geométrica dos elementos estruturais

A elaboração do modelo estrutural analítico pressupõe o reconhecimento das partes constituintes da estrutura real, a princípio, a partir da geometria que possuem. A importância do reconhecimento geométrico dos elementos decorre de que seus comportamentos estruturais são governados, entre outros aspectos, pela proporção entre suas dimensões. Nesse sentido se faz necessário estabelecer limites entre essas proporções, dentro dos quais comportamentos estruturais bem definidos possam ser idealizados. Considerando esses limites, a ABNT NBR 6118 (2014, p. 83-84) agrupa os elementos estruturais em lineares, de superfície e de volume⁵⁸.

De acordo com a norma, os elementos estruturais lineares “são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominados barras”. Podem ser classificados, de acordo com a função estrutural que desempenham, em vigas, pilares, tirantes e arcos. Nas vigas preponderam esforços solicitantes de flexão (momentos fletores e forças cortantes); nos pilares e tirantes – elementos lineares de eixos retos –, forças normais de compressão e tração respectivamente; e nos arcos – elementos lineares de eixos curvos –, forças normais de compressão.

⁵⁷ Cf. Timoshenko e Goodier (1951); Beer e Johnston (1996); Ventsel e Krauthammer (2001); Hibbeler (2004); Martha (2010); Bucalem e Bathe (2011).

⁵⁸ Na seção 14, intitulada “análise estrutural”, a norma classifica, no item 14.4, os elementos estruturais do ponto de vista geométrico apenas em “lineares” (14.4.1) e “de superfície” (14.4.2). No entanto, na seção 22, intitulada “elementos especiais”, são conceituados sapatas e blocos como “estruturas de volume” (22.7.1 e 22.7.2).

Os elementos estruturais de superfície, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 84), são aqueles “em que uma dimensão, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena em face das demais”. A norma os classifica em placas, chapas, cascas e pilares-parede. As placas e chapas possuem superfície plana, sendo as primeiras sujeitas, principalmente, a ações normais ao seu plano (como lajes, por exemplo) e as segundas, a ações contidas nele. A normalização atenta para que as placas sejam analisadas segundo a teoria de placas espessas caso suas espessuras superem $1/3$ dos vãos e, no caso das chapas, atenta-se para a nomenclatura que lhes são atribuídas – vigas-parede – caso vençam vãos inferiores ao triplo⁵⁹ da maior dimensão de suas seções transversais. Em relação às cascas, são definidas como elementos de superfície não plana e, quanto aos pilares-paredes, a norma os define como elementos de superfície plana (única ou associada) ou em formato de casca cilíndrica dispostos principalmente na vertical onde preponderam esforços de compressão. Além dessas premissas pressupõe-se num pilar-parede que a maior dimensão de sua seção transversal supere o quádruplo da menor.

Por fim, a ABNT NBR 6118 (2014) não define os elementos estruturais volumétricos (ou de volume), no entanto, menciona sapatas e blocos como exemplos de “estruturas de volume” (ABNT NBR 6118, 2014, p. 188, p. 190). Trata-se de elementos estruturais “em que as três dimensões apresentam a mesma ordem de grandeza”, conforme aponta Rebello (2000, p. 30)⁶⁰.

Os modelos matemáticos que idealizam os comportamentos dos elementos estruturais lineares, de superfície e de volume são computacionalmente resolvidos por procedimentos numéricos, entre os quais se destaca o Método dos Elementos Finitos (MEF).

⁵⁹ Caso se trate de viga-parede contínua, a relação entre vão e maior dimensão da seção transversal deve ser inferior a 3. Caso seja uma viga-parede biapoiada, essa relação deve ser inferior a 2 (ABNT NBR 6118, 2014, p. 181).

⁶⁰ Para a classificação geométrica dos elementos estruturais, o autor emprega os termos “barra”, “lâmina” e “bloco” ao invés de elementos lineares, de superfície e de volume.

O MEF é a principal técnica de discretização da mecânica estrutural segundo Felippa (2004, cap. 6, p. 8)⁶¹. Partindo da abordagem física⁶², o conceito básico apresentado pelo autor para interpretação do método decorre da ideia de se decompor a estrutura – entendida como um sistema complexo – em componentes primitivos mais simples – subsistemas gerenciáveis –, os quais podem ser descritos por modelos matemáticos fornecidos pela mecânica dos materiais ou pela teoria da elasticidade. Esses elementos primitivos, nomeados “elementos finitos”, são solucionados isoladamente e, como são conectados por pontos em comum (nós), o comportamento da estrutura total (sistema complexo) é fornecido pelo comportamento isolado do elemento acrescido da interação com os elementos aos quais está associado (FELIPPA, 2004, cap. 1, p. 9-15).

A FIGURA 1.3, a seguir, ilustra exemplos de elementos finitos de diferentes complexidades usualmente disponíveis em programas computacionais voltados à análise estrutural. Genericamente, o elemento finito linear – como o indicado em (a) – contempla os efeitos axiais, de flexão e de torção, característicos do comportamento de elementos estruturais lineares⁶³, e ainda, no caso do comportamento à flexão, podem ser concebidos segundo as teorias⁶⁴ de Navier⁶⁵ ou de Timoshenko⁶⁶. No que concerne aos elementos finitos de superfície – como o apresentado em (b) – são, de modo geral, capazes de representar os efeitos de membrana⁶⁷ (normais e tangenciais) e de torção, além dos de flexão conforme as teorias de Kirchhoff-Love⁶⁸ ou de

⁶¹ Como o autor adota a numeração de páginas no formato “capítulo, hífen, paginação”, como por exemplo, “6-8”, onde 6 é o capítulo e 8 é o número da página, optou-se por indicar na referência o prefixo “cap.” (cap. 6, p. 8) para evitar ambiguidade com indicações de intervalo de páginas consultadas.

⁶² O autor explica o método dos elementos finitos a partir das abordagens física e matemática. (Cf. FELIPPA, 2004, cap. 1, p. 9-15)

⁶³ Cf. Martha (2010, p. 4).

⁶⁴ Na teoria das vigas de Timoshenko consideram-se as deformações da seção transversal devidas às distorções por efeito cortante (empenamento da seção por cisalhamento), as quais são desprezadas na teoria das vigas de Navier.

⁶⁵ Cf. Martha (2010, p. 123-125).

⁶⁶ Cf. Timoshenko e Goodier (1951, p. 35-44).

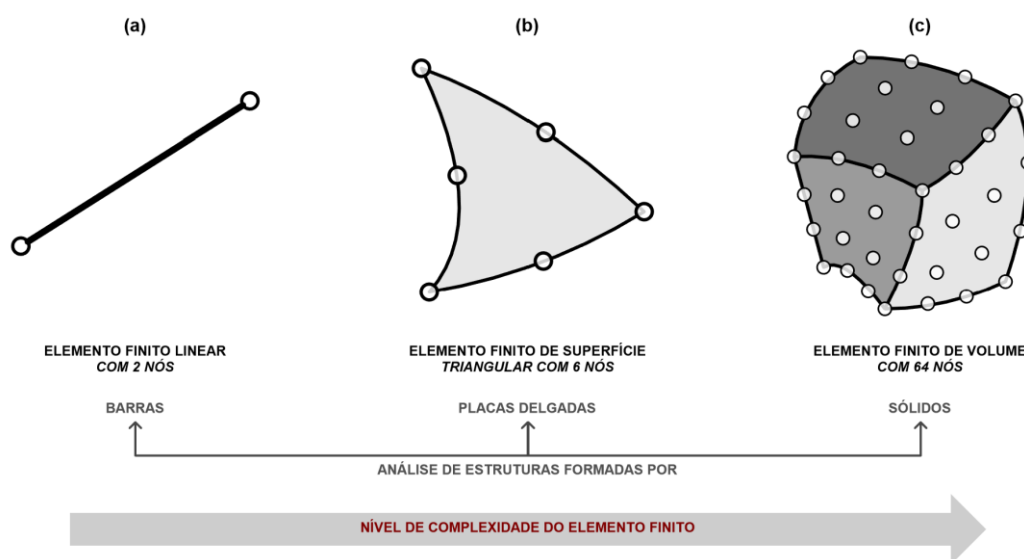
⁶⁷ Na literatura estão também presentes, além do termo *membrane forces*, os termos *direct forces*, *in-plane forces* e os equivalentes em relação às tensões: *membrane stresses*, *direct stresses* e *in-plane stresses*. Cf. Ventsel e Krauthammer (2001, cap. 3.9).

⁶⁸ Cf. Ribeiro (1992, p. 8); Wilson (2002, cap. 8, p. 1-2); Ventsel e Krauthammer (2001, cap. 1.3); Bucalem e Bathe (2011, p. 307-320); Salas (2015, p. 26-27); Ares (2016, p. 23-28).

Reissner-Mindlin⁶⁹, por exemplo. Por fim, no caso dos elementos finitos de volume, como o indicado na FIGURA 1.3 (c), são formalizados segundo a teoria da elasticidade tridimensional⁷⁰.

FIGURA 1.3 – Exemplos de elementos finitos disponíveis em programas computacionais voltados à análise estrutural.

- (a) elemento finito de baixa complexidade usualmente empregado para representação de barras;
 (b) elemento finito de complexidade intermediária usualmente empregado para representação de placas delgadas;
 (c) elemento finito de elevada complexidade usualmente empregado para representação de sólidos.



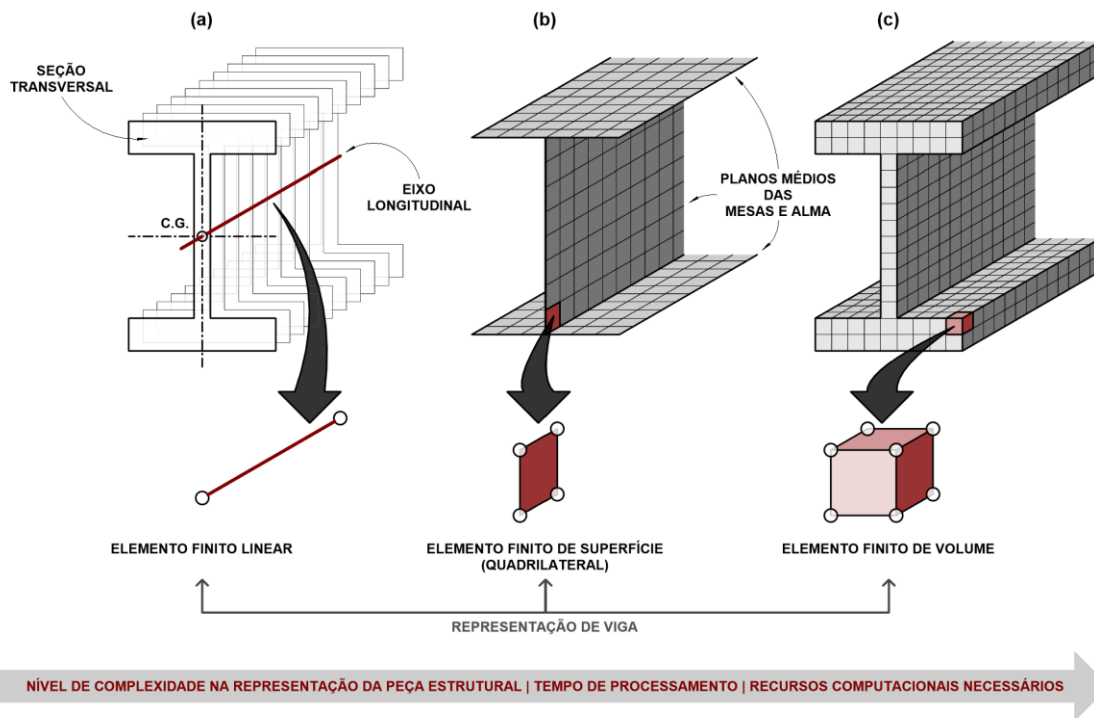
Fonte: figura elaborada pelo autor, adaptada de Felippa (2004, cap. 2, p. 3).

Entretanto, um elemento estrutural linear como uma viga, por exemplo, não obrigatoriamente será representado no modelo analítico por meio de um elemento finito linear (de barra), conforme apresentado na FIGURA 1.4, a qual também ilustra possibilidades de representação com elementos finitos de superfície (b) e de volume (c). Frente às alternativas apresentadas, a seleção do meio pelo qual o elemento estrutural será representado nos modelos matemáticos pressupõe conhecimento das hipóteses adotadas nas formulações teóricas sob as quais se conceberam os elementos finitos de barra, de superfície e de volume disponíveis para descrevê-lo.

⁶⁹ Cf. Ribeiro (1992, p. 8-11); Monnerat (2008, p. 14-23); Bucalem e Bathe (2011, p. 320-327); Salas (2015, p. 27-28); Carvalho (2016, n.p.)

⁷⁰ Cf. Ventsel e Krauthammer (2001, cap. 1.4).

FIGURA 1.4 – Representação de viga em modelo computacional mediante emprego de elementos finitos lineares (a), de superfície (b) e de volume (c).



Fonte: figura elaborada pelo autor.

Adicionalmente aos conhecimentos sobre os modelos matemáticos envolvidos, são pertinentes à seleção, considerações referentes à abordagem hierárquica na modelagem em mecânica dos sólidos e estruturas, conforme apresentado por Bucalem e Bathe (2011, p. 1-17). Segundo os autores, a modelagem hierárquica consiste na adoção sucessiva de modelos matemáticos progressivamente mais precisos para previsão do comportamento da estrutura real. Nesse processo os refinamentos incrementais que se podem adotar para aumentar a precisão dos modelos analíticos compreendem, por exemplo, o aperfeiçoamento da configuração geométrica do elemento estrutural, de suas condições de apoio e carregamento, do comportamento dos materiais que lhe são aplicados, das formulações teóricas dos modelos matemáticos utilizados, entre outros.

No processo de modelagem hierárquica, a precisão dos modelos é relativa. Trata-se de mensuração que se efetiva mediante comparação entre resultados obtidos no modelo precedente – nomeado de baixa ordem – e os obtidos no modelo subsequente – de ordem superior. A partir da comparação entre os resultados torna-se possível identificar convergências, avaliar se a precisão requerida foi alcançada e, caso afirmativo, concluir a análise ou, em caso contrário, elaborar o próximo modelo

de ordem superior, submetê-lo a novo exame e assim sucessivamente, até que se obtenham convergência e precisão satisfatórias.

Com base nessa sistemática de investigação, os autores recomendam que a avaliação parta de modelos de ordem inferior – capazes de revelar o comportamento básico da estrutura ou de parte dela – e então se proceda à compreensão de comportamentos cada vez mais complexos, obtidos em modelos de ordens superiores. O modelo mais eficaz, segundo Bucalem e Bathe (2011, p. 13-14) é aquele de menor ordem capaz de fornecer com a precisão requerida respostas para as variáveis em estudo.

Entre as publicações consultadas a respeito da análise estrutural do patrimônio edificado – apresentadas na TABELA 1.1 e pormenorizadas no APÊNDICE B –, as desenvolvidas por Pessoa (2002), Moreira (2007), Ramirez (2010), Inojosa (2010) e Pereira (2012) empregam modelos estruturais analíticos adicionais, mas não necessariamente formulados visando a uma abordagem hierárquica de análise, conforme será discutido adiante. As pesquisas de Angelo (2004) e Soares (2017), além da já citada pesquisa de Pereira (2012) mencionam ainda modelos adicionais para as edificações investigadas, elaborados, contudo, por especialistas diversos em trabalhos anteriores.

A TABELA 1.2 reúne os modelos estruturais analíticos elaborados e/ou citados nas publicações consultadas, com destaque para os patrimônios edificados que apresentam modelos matemáticos adicionais, sobre os quais se realizaram análises complementares.

TABELA 1.2: Apresentação dos modelos estruturais analíticos elaborados para os patrimônios edificadas consultados na bibliografia. Indicam-se os modelos constantes/citados nas publicações, respectivas autorias e programas computacionais em que foram elaborados.

Destaque aos patrimônios para os quais as publicações consultadas registram modelos estruturais redundantes, ou seja, casos em que se elaborou mais de um modelo da estrutura completa ou de alguma parte sua.

| <i>Patrimônio</i> | <i>Quantidade de modelos estruturais analíticos</i> | | | | | | | | |
|-------------------|--|------------------|------------------|-----------|--|-----------|------------------|------------------|-------|
| | <i>elaborados pelo autor da publicação</i> | | | | <i>elaborados por outros pesquisadores em publicações anteriores</i> | | | | |
| | <i>parciais</i> | | <i>completos</i> | | <i>parciais</i> | | <i>completos</i> | | |
| | <i>2D</i> | <i>3D</i> | <i>2D</i> | <i>3D</i> | <i>2D</i> | <i>3D</i> | <i>2D</i> | <i>3D</i> | |
| 1 | Catedral de Brasília ^a | 1 SAP 3 ANSYS | | | | | | 1 SAP 2 ANSYS | |
| 2 | Estádio Magalhães Pinto (Mineirão) ^b | | | | | | | | 2 (?) |
| 3 | Palácio do Itamaraty ^c | 2 SAP | | | | | | | |
| 4 | Palácio da Justiça ^d | | | 1 TQS | | | | 1 TQS | |
| 5 | Instituto Central de Ciências (ICC) da UnB | | | 1 SAP | | | | | |
| 6 | Monumento a Caxias | | | | | | | 1 SAP | |
| 7 | Teatro Pedro Calmon | | | | | | | 1 SAP | |
| 8 | Teatro Nacional Claudio Santoro | | | | | | | 1 SAP | |
| 9 | Catedral da Sé ^e | | | 4 SAP | | | | 1 SAP | |
| 10 | Igrejinha de Nossa Senhora de Fátima | | | | | | | 1 SAP | |
| 11 | Palácio do Congresso Nacional (cúpula invertida) ^f | 3 SAP | | 1 SAP | | | | 1 SAP | |
| 12 | Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) ^g | | | 1 SAP | | | | 1 SAP | 1 (?) |
| 13 | Pavilhão de Exposições da Gameleira | | | | | | | 1 SAP | |
| 14 | Torre de TV Digital de Brasília ^h | | | | | | | 1 SAP | 1 SAP |
| 15 | Museu de Arte de São Paulo (MASP) | | | | | | | 1 STRAP | |

(a) Pessoa (2002) elaborou três modelos tridimensionais completos da estrutura da Catedral de Brasília e quatro modelos bidimensionais parciais representativos de seus pilares.

(b) Angelo (2004) apresenta dois modelos bidimensionais parciais representativos de pórticos que formam o estádio, desenvolvidos por Lira et al. (1993).

(c) Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007) elaboraram dois modelos bidimensionais, mas não redundantes. Referem-se a partes diferentes da estrutura.

(d) Moreira (2007) elaborou um modelo tridimensional completo da estrutura do Palácio da Justiça e um modelo tridimensional parcial de sua cobertura.

(e) Ramirez (2010) elaborou um modelo tridimensional completo da estrutura da Catedral da Sé e três modelos tridimensionais parciais: um em que se suprimem os arcobotantes; outro em que se suprimem as torres frontais; e por último, um referente a trecho essencialmente gótico da catedral, no qual se suprimem as torres frontais e octógono.

(f) Inojosa (2010) elaborou dois modelos completos da estrutura da cúpula invertida (um bidimensional e um tridimensional) e três modelos bidimensionais parciais: um em que se suprimem o arco que representa a calota esférica situada na porção superior da edificação em conjunto com os elementos que nela se apoiam; outro em que só se representam os elementos suprimidos no modelo anterior; e finalmente o modelo em que se suprime a barra representativa da trama inferior de vigas (suporte da laje de forro).

(g) Pereira (2012) elaborou um modelo tridimensional completo da estrutura da igreja e um modelo tridimensional parcial no qual simula apenas o comportamento da casca posterior acrescida de elementos estruturais identificados em seu levantamento de campo. Além desses, a autora menciona o modelo parcial elaborado por Aguiar et al. (2003), o qual representa tridimensionalmente a abóbada principal, que recobre a nave da igreja.

(h) Soares (2017) elaborou um modelo tridimensional completo da estrutura da torre. Em sua pesquisa, cita o artigo de Bessa et al. (2013), no qual constam dois modelos completos do edifício: um bidimensional e outro tridimensional.

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de: Pessoa (2002); Angelo (2004); Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007); Moreira (2007); Fonseca (2007); Silva (2008); Souza (2009); Ramirez (2010); Inojosa (2010); Pereira (2012); Soares (2017); e Oksman et al. (2018).

No caso da pesquisa de Angelo (2004, p. 207-211, p. 242-244), sobre o Estádio Magalhães Pinto (Mineirão), há ilustrações de dois modelos estruturais planos dos pórticos que o constitui – ambos publicados em trabalho de autoria de Lira et al. (1993), ao qual não se obteve acesso –, sendo um formado por elementos finitos lineares – análogos ao apresentado na FIGURA 1.3 (a) – e outro, supostamente⁷¹ formado por elementos finitos de superfície – similares, por exemplo, ao apresentado na FIGURA 1.3 (b). No primeiro modelo são apresentados esforços internos em termos de forças cortantes e momentos fletores e no segundo, em termos de tensões principais. Apesar de aparentemente hierárquicos, não é possível afirmar que o modelo em que, supostamente, se discretizou o meio contínuo com elementos de superfície seja efetivamente o de ordem superior, na medida em que demais variáveis – como por exemplo, simplificações adotadas para as seções transversais, condições de apoio e carregamento, comportamento dos materiais aplicados, entre outras – não foram explicitadas para ambos os modelos.

No trabalho de Pereira (2012, p. 48-59), em estudo de caso sobre a Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha), a autora elaborou dois modelos tridimensionais formados, simultaneamente, por elementos lineares e de superfície, sendo um deles referente ao conjunto completo da igreja e outro parcial, alusivo apenas a sua casca posterior. Essa casca posterior, presente nos dois modelos, distingue-se quanto ao acréscimo (no modelo parcial) de elementos estruturais (vigas e pilares) identificados pela autora durante o levantamento de campo, os quais não constavam no projeto original. Pereira (2012, p. 36) menciona ainda o artigo de Aguiar et al. (2003), no qual se apresenta um estudo realizado para recuperação da estrutura da nave da igreja e ao qual se obteve acesso. Trata-se de investigação em que foi elaborado um modelo estrutural analítico da abóbada principal da igreja, discretizado por meio de elementos finitos (aparentemente de superfície)⁷². Segundo os autores, concentrações de tensões decorrentes de variações térmicas foram identificadas no modelo e conduziram a recomendações para execução de junta de dilatação adicional

⁷¹ Não há menção quanto ao elemento finito adotado para discretização do modelo. No entanto, estima-se que, a partir de exame das figuras 3.16 a 3.18 na dissertação de Angelo (2004, p. 243-244), trata-se de elementos finitos de superfície.

⁷² No artigo de Aguiar et al. (2003) não são pormenorizados os elementos finitos adotados. No entanto, com base na figura 2 apresentada na publicação, conjectura-se que se empregaram elementos finitos de superfície.

(prevista originalmente pelo projetista da estrutura, mas não construída) na casca de concreto da nave. Destaca-se que nesse caso, como Pereira (2012) não contrapõe o modelo elaborado com o desenvolvido por Aguiar et al. (2003), não se tornam possíveis aferições quanto à convergência ou precisão das respostas obtidas.

Ao contrário da pesquisa de Angelo (2004), no trabalho de Soares (2017, p. 35-38), sobre torre de TV digital de Brasília, a elaboração do modelo estrutural da edificação era parte integrante da pesquisa. Diversamente também da pesquisa de Pereira (2012), em sua análise o autor confronta as respostas obtidas do modelo desenvolvido com as de outros dois modelos anteriores elaborados por Bessa et al. (2013), os quais compreendem um bidimensional de baixa ordem – formado por elemento linear – e um tridimensional de ordem superior – formado, simultaneamente, por elementos lineares e de superfície –, sendo esse calibrado a partir de dados procedentes de ensaio com modelo físico em túnel de vento. A partir da comparação dos resultados – em termos de deslocamentos horizontais máximos no topo da torre –, Soares (2017, p. 111) concluiu que a precisão do modelo elaborado na pesquisa é adequada, na medida em que é praticamente coincidente com a do modelo calibrado por Bessa et al. (2013).

No caso da Catedral de Brasília, Pessoa (2002, p. 27-53) desenvolveu inicialmente dois modelos tridimensionais da estrutura completa da edificação: um de baixa ordem, que reúne elementos lineares e de superfície e outro, em princípio, de ordem superior, formado por elementos de volume – similares ao exemplificado na FIGURA 1.3 (c). Contudo, para que se viabilizasse o processamento computacional do modelo de ordem superior, necessitou-se simplificar geometrias de elementos estruturais que, no modelo de baixa ordem, não se realizaram. Tal procedimento implica na impossibilidade de se identificar qual dos modelos é o mais preciso para previsão do comportamento da estrutura real, na medida em que o modelo tido como de ordem superior apresenta, por um lado, maior precisão nos elementos finitos utilizados para discretizar o meio contínuo e, por outro, menor precisão na descrição geométrica dos elementos estruturais, quando comparado ao modelo de ordem inferior.

Entretanto, como a discussão em relação aos modelos hierárquicos não está presente na pesquisa, Pessoa (2002, p. 51-53) prosseguiu com a análise e comparou os resultados obtidos nos dois modelos desenvolvidos. Nessa comparação o autor expõe a dificuldade em se confrontar – no caso de seções transversais com

geometria complexa, como a dos pilares da catedral – esforços internos obtidos de modelos formados por barras e de modelos sólidos, na medida em que a integração do sólido de tensões atuantes pode se mostrar matematicamente inviável ou excessivamente trabalhosa, como de fato se verificou, conduzindo o autor a abandonar a comparação com o modelo constituído por elementos finitos de volume e, assim, partir para o desenvolvimento de novo modelo, também formado por elementos lineares e de superfície, no entanto, em outro programa computacional (PESSOA, 2002, p. 53-61).

Por fim, Pessoa (2002, p. 61-65) elaborou quatro modelos isolados de pilares: dois formados por barras e dois formados por elementos finitos de volume. Os dois primeiros diferem quanto ao programa computacional em que foram elaborados e, no caso dos dois modelos de pilares formados por sólidos tridimensionais, distinguem-se quanto à simplificação adotada para suas seções transversais – as quais além de possuírem geometria complexa, são variáveis ao longo do comprimento.

Em relação à pesquisa de Inojosa (2010, p. 132-148), em estudo de caso sobre a cúpula invertida do Palácio do Congresso Nacional, o autor desenvolveu quatro modelos bidimensionais e um tridimensional. A geometria dos modelos bidimensionais é descrita pelo seccionamento vertical da estrutura no plano que contém o centro da cúpula e diferem entre si quanto à supressão intencional de alguns elementos estruturais, a fim de evidenciar suas contribuições relativas frente ao comportamento global do edifício. Nessa análise de modelos planos, toma-se, portanto, o modelo completo como referência para que seus resultados sejam comparados aos obtidos de modelos parciais, em que partes da estrutura são suprimidas.

Contudo, ao se estender à análise tridimensional da cúpula, a precisão das respostas obtidas no modelo bidimensional completo é pouco efetiva, na medida em que esse não considera os efeitos de membrana que atuam fora do plano e são relevantes ao comportamento estrutural de cascas com superfície elíptica. Portanto, o modelo plano nesse caso é de ordem muito baixa em relação ao modelo tridimensional e a comparação de resultados com vistas à avaliação da precisão que oferecem resulta ineficiente. Como alternativa para um modelo hierárquico mais próximo do tridimensional completo da cúpula e, no entanto, de ordem inferior a ele,

pode-se citar a modelagem de fatia⁷³ da estrutura – valendo-se de sua axissimetria – na qual se mantêm presentes os efeitos de membrana, significativos nesse caso.

Finalmente, na pesquisa de Ramirez (2010, p. 113-143, p. 180-189), sobre a Catedral da Sé, está presente estratégia similar à empregada nos modelos planos descritos para a cúpula invertida do Palácio do Congresso Nacional, nos quais partes da estrutura são suprimidas com vistas a avaliar suas contribuições frente ao comportamento integral da edificação. Nessa análise, o modelo da estrutura tridimensional completa da catedral é tomado como referência para que se comparem os resultados que dele se obtêm com os fornecidos por modelos parciais, elaborados a partir de alguma alteração sua, como por exemplo, suprimindo-se dele os arcobotantes ou as torres frontais da edificação, conforme realizado pela autora em duas análises distintas. Além dessas análises, relativas aos dois modelos parciais citados, realizou-se outra, de mesma natureza, em que modelo adicional foi elaborado para investigação de trecho essencialmente gótico da catedral, isto é, isolado tanto das torres frontais quanto do octógono com sua cúpula.

Os modelos completo e parciais da estrutura, como os empregados por Inojosa (2010) e Ramirez (2010) em suas pesquisas, não guardam entre si uma relação hierárquica de modelagem propriamente. No entanto, analogamente aos modelos de ordem superior, o modelo completo é tomado como referência, visto que seus resultados servem de parâmetro para os resultados obtidos de modelos parciais, em que partes da estrutura são intencionalmente suprimidas. Nesse caso, não se busca avaliar se a precisão requerida foi alcançada no modelo, mas interpretar qualitativamente suas respostas, visando à compreensão do comportamento estrutural da edificação.

No entanto, conforme apresentado na TABELA 1.2, a maioria das publicações consultadas não registra que seus autores desenvolveram para os patrimônios investigados, modelos estruturais analíticos adicionais – nem mesmo que consultaram modelos adicionais desenvolvidos por outros pesquisadores – ou seja, a maioria das análises realizadas incidem exclusivamente sobre um único modelo. Mesmo para os

⁷³ Cf. exemplo apresentado por Bucalem e Bathe (2011, p. 512-514) para modelo de cúpula com elementos finitos.

demais estudos de caso, em que se elaboraram (ou consultaram) modelos adicionais do patrimônio investigado, constatou-se que, em geral, também não foram formulados visando a uma abordagem hierárquica de análise.

Nesses casos a validação dos modelos recai exclusivamente sobre a experiência do analista, posto que não se explicitam parâmetros objetivos para comprovação da convergência ou aferição da precisão nos resultados obtidos. Por outro lado, os modelos analíticos existentes guardam o potencial de serem empregados numa análise hierárquica – mesmo que, nesses casos, venha a ser sistematizada posteriormente – já que o conhecimento do patrimônio compreende processo permanente de investigação, ao longo do qual se torna possível – e desejável – a elaboração de modelos progressivamente mais realistas.

Contudo, para que essa contribuição se efetive, a formulação de modelos de ordem superior pressupõe, conforme discutido, acesso às premissas adotadas nos modelos precedentes. No que se refere às premissas que recaem sobre a representação geométrica dos elementos estruturais nos modelos analíticos consultados, essas são examinadas a seguir a partir do agrupamento indicado na TABELA 1.3, a qual os reúne em lineares, de superfície e de volume, conforme modelados pelos autores.

TABELA 1.3: Agrupamento dos elementos estruturais presentes nos patrimônios edificados consultados na bibliografia, conforme modelado pelos autores.

| Patrimônio | Elementos estruturais | | |
|---|--|---|--|
| | lineares | de superfície | de volume |
| 1 Catedral de Brasília ^a | nervuras do anel de tração; anel de compressão; vigas; pilares | laje maciça; mesas superiores e inferiores do anel de tração | anéis de tração e compressão, lajes; pilares |
| 2 Estádio Magalhães Pinto (Mineirão) ^b | vigas; pilares | vigas ^d ; pilares ^d | |
| 3 Palácio do Itamaraty | vigas; pilares | - | - |
| 4 Palácio da Justiça | vigas; pilares; lajes nervuradas ^c | - | - |
| 5 Instituto Central de Ciências (ICC) da UnB | vigas; pilares | - | - |
| 6 Monumento a Caxias | vigas ^d ; pilar | lajes ^d maciças (?) | - |
| 7 Teatro Pedro Calmon | vigas ^d ; pilar ^d | lajes ^d maciças (?) | - |
| 8 Teatro Nacional Claudio Santoro | vigas; pilares | - | - |
| 9 Catedral da Sé | pilares; contrafortes; torres; arcobotantes; arcos; anel; paralelos; meridianos; nervuras | tambor; cúpula; abóbadas | - |
| 10 Igrejinha de Nossa Senhora de Fátima | vigas ^d ; pilares ^d | parede ^d ; lajes ^d maciças (?) | - |
| 11 Palácio do Congresso Nacional (cúpula invertida) ^e | anéis ^d inferior e intermediário; vigas ^d ; pilares ^d ; tirantes ^d | paredes ^d ; lajes maciças ^d ; cascas ^d | - |
| 12 Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) | vigas; pilares | lajes maciças; paredes estruturais; abóbadas | - |
| 13 Pavilhão de Exposições da Gameleira | vigas; pilares; tirantes | vigas-parede; lajes nervuradas ^f | - |
| 14 Torre de TV Digital de Brasília | vigas; pilares; barras de treliça | fuste; cálice; braços; bases das cúpulas; lajes maciças (?) | bloco sobre estacas |
| 15 Museu de Arte de São Paulo (MASP) | vigas; pilares; tirantes; lajes nervuradas ^g | - | - |

(a) Foram desenvolvidos três modelos tridimensionais: dois constituídos simultaneamente por elementos lineares e de superfície (em programas diferentes) e um modelo sólido do edifício.
Dois modelos bidimensionais são apresentados na bibliografia, desacompanhados, no entanto, de descrição das representações adotadas para os elementos estruturais que os constituem. De acordo com as imagens apresentadas, conjectura-se que um dos modelos possui vigas e pilares representados por meio de barras e outro em que são representados por meio de elementos de superfície.
(b) As lajes nervuradas são representadas no modelo por meio da analogia de grelha, na qual barras com seção transversal em formato de T abrangem a mesa superior da laje nervurada e a nervura propriamente dita.
(c) Como a bibliografia consultada não menciona ou descreve com clareza a representação empregada, indica-se na tabela a provável representação adotada pelo autor para caracterizar o elemento estrutural no modelo analítico.
(d) Os dados apresentados na tabela referem-se ao modelo tridimensional desenvolvido pelo autor. Nos modelos bidimensionais todos os elementos estruturais foram representados por meio de barras e, nesse caso, as paredes estruturais e as cascas – que se desenvolvem fora do plano – foram representadas, respectivamente, como pilares e arcos com largura de 100 cm.
(e) Lajes nervuradas foram representadas como maciças no modelo analítico.
(f) As mesas das lajes nervuradas foram desprezadas. Representaram-se apenas as nervuras (com seção retangular).

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de: Pessoa (2002); Angelo (2004); Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007); Moreira (2007); Fonseca (2007); Silva (2008); Souza (2009); Ramirez (2010); Inojosa (2010); Pereira (2012); Soares (2017); e Maringoni (2018).

Além de selecionar o modelo matemático apropriado às proporções dos elementos estruturais – que podem ser representados como lineares, de superfície ou de volume –, há de se considerar ainda as singularidades geométricas que possuem e para as quais são requeridas estratégias específicas para representação no modelo analítico, entre as quais se destacam:

- a) *Singularidades em elementos estruturais lineares:*
- a1. *Elementos lineares de eixos curvos*, como por exemplo, os pilares, o anel de compressão e as nervuras que formam os anéis de tração presentes na Catedral de Brasília; os meridianos que formam a cúpula externa e os que segmentam a cúpula interna que cobre a região do octógono da Catedral da Sé, além de seus arcos, arcobotantes e nervuras de abóbadas;
 - a2. *Elementos lineares com seção transversal de geometria complexa*, como por exemplo, a dos pilares da Catedral de Brasília; a das torres, pilares, contrafortes, arcos e nervuras de abóbadas da Catedral da Sé; a dos pilares externos do Palácio do Itamaraty; e a das vigas de cobertura do ICC-UnB;
 - a3. *Elementos lineares com seção transversal de geometria variável ao longo do comprimento*, como por exemplo, a dos pilares da Catedral de Brasília; a dos pilares do Pavilhão de Exposições da Gameleira; a dos pilares e contrafortes da Catedral da Sé, bem como a dos meridianos que formam sua cúpula externa na região do octógono; e a das vigas longitudinais intermediárias do volume superior do MASP;
 - a4. *Elementos lineares com seção transversal constituída de materiais distintos e solidários*, como por exemplo, a dos pilares, torres e contrafortes presentes na Catedral da Sé, os quais possuem o núcleo da seção transversal com material distinto daquele que o reveste;
 - a5. *Elementos lineares associados a elementos de superfície que lhes são adjacentes*, como por exemplo, no caso das nervuras das lajes do Palácio da Justiça e do MASP;
 - a6. *Ligação entre elementos lineares que possuem centros de gravidade da seção transversal não coincidentes*, como por exemplo, na associação de trechos – deslocados devido à variação brusca de seção – que formam os

pilares da Catedral da Sé ou ainda, presente nos arcos que descarregam em pilares, cujos centros de gravidade não coincidem.

No caso dos *elementos lineares de eixos curvos*, indicados em (a1), a estratégia empregada por Pessoa (2002, p. 27-31) e por Ramirez (2010, p. 42-44, p. 60, p. 67-69, p. 81-82, p. 84-86) para representa-los no modelo analítico foi a segmentação do eixo curvo em sucessivos segmentos de barras retas interligados por meio de nós rígidos.

Quanto aos *elementos lineares com seção transversal de geometria complexa*, indicados em (a2), a estratégia empregada por Pessoa (2002, p. 56-57), Ramirez (2010, p. 50-52, p. 61-67, p. 73-74, p. 84), Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007, p. 233) e Fonseca (2007, p. 88-89) para representa-los no modelo analítico foi a transformação da seção transversal original de geometria complexa em seção equivalente de geometria simplificada (geralmente retangular ou circular) de mesma área e mesmos momentos centrais principais de inércia à flexão.

No caso dos *elementos lineares com seção transversal de geometria variável ao longo do comprimento*, indicados em (a3), a estratégia empregada por Pessoa (2002, p. 56-57, p. 179-180), Pereira (2012, p. 71), Ramirez (2010, p. 42-44) e Maringoni (2018)⁷⁴ foi representa-los no modelo analítico por meio de sucessivas barras interligadas por nós rígidos às quais se atribuíram seções transversais médias em termos de área e momentos centrais principais de inércia à flexão, representativos do trecho descrito.

Em relação aos *elementos lineares com seção transversal constituída de materiais distintos e solidários*, indicados em (a4), a estratégia empregada por Ramirez (2010, p. 50-59, p. 61-66, p. 79-80) foi representa-los no modelo analítico por meio de duas barras afastadas 1 mm entre si e ligadas a cada 25 mm ao longo de seus comprimentos por barras rígidas que as solidarizam. À barra representativa do núcleo do elemento estrutural atribuiu-se seção transversal maciça e à barra representativa do revestimento, seção transversal vazada.

Quanto aos *elementos lineares associados a elementos de superfície que lhes são adjacentes*, indicados em (a5), a estratégia empregada por Moreira (2007,

⁷⁴ Informação verbal fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

p. 93-95) foi representá-los por meio da analogia de grelha, ou seja, atribuindo-se à barra (representativa de uma viga ou nervura do edifício) rigidez que considere as mesas colaborantes das lajes, resultando em seção transversal com formato de Tê. No caso do MASP, Maringoni (2018) não representou as lajes como parte da seção resistente junto às nervuras, por não haver clareza quanto à efetiva solidarização entre os elementos (informação verbal)⁷⁵.

No caso da *ligação entre elementos lineares que possuem centros de gravidade da seção transversal não coincidentes*, indicados em (a6), a estratégia empregada por Ramirez (2010, p. 48-49, p. 67-68) para representá-los no modelo analítico foi a adoção de barras rígidas que os conectam, mantendo a excentricidade existente entre ambos.

b) *Singularidades em elementos estruturais de superfície:*

- b1. *Elementos de superfície com espessura variável*, como por exemplo, a da laje maciça circular presente no topo da Catedral de Brasília;
- b2. *Elementos de superfície associados simultaneamente ao topo e base de elementos lineares*, como por exemplo, no caso das mesas superior e inferior da laje associada às nervuras que formam o anel inferior em caixão perdido da Catedral de Brasília; que formam o caixão perdido da laje do primeiro pavimento do Pavilhão de Exposições da Gameleira e também do primeiro pavimento do MASP.

No caso dos *elementos de superfície com espessura variável*, indicados em (b1), a estratégia empregada por Pessoa (2002, p. 30) foi representá-los no modelo analítico com o valor médio entre as espessuras máxima e a mínima do elemento.

Para os *elementos de superfície associados simultaneamente ao topo e base de elementos lineares*, indicados em (b2), a estratégia empregada por Pessoa (2002, p. 29) foi representá-los mediante elemento superficial único com espessura equivalente à somatória das espessuras das mesas superior e inferior. No caso do Pavilhão de Exposições da Gameleira, Pereira (2012, p. 71) representou as lajes nervuradas dotadas de mesas superior e inferior (caixão perdido) por meio de

⁷⁵ Informação fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

elemento de superfície com espessura equivalente à altura total das nervuras, situação que resulta excessivo peso próprio para o elemento (automaticamente calculado pelo programa computacional), além de comportamento estrutural distinto do real. No caso do MASP, em razão do discutido em (a5), Maringoni (2018) não representou as mesas das lajes nervuradas (informação verbal)⁷⁶.

c) Singularidades em elementos estruturais de volume

Por fim, em relação às singularidades identificadas em modelagens com elementos estruturais de volume, destacam-se as estratégias empregadas por Pessoa (2002, p. 45-47) para criação de nós destinados à aplicação das cargas concentradas e dos apoios nos pilares da Catedral de Brasília. Em função da geração automática da malha de elementos finitos – que também ocorre em elementos de superfície – a posição dos nós criados ao longo do elemento tridimensional não corresponde necessariamente àquela em que há atuação de cargas, vínculos com outras peças estruturais ou apoios. No caso dos pontos para aplicação de cargas concentradas – referentes ao peso próprio dos vitrais presentes entre os pilares da catedral –, o autor utilizou os já criados automaticamente na intersecção entre os trechos em que o pilar foi segmentado para simular a variação de sua seção transversal ao longo do comprimento. Quanto aos nós destinados à aplicação dos apoios do modelo, a estratégia para obtê-los na posição requerida decorreu da intersecção entre o anel de tração, que os contém, e um paralelepípedo fictício criado sob a base dos pilares (sobreposto ao anel).

Como conclusão, de acordo com o discutido, a representação geométrica das partes constituintes da estrutura real no modelo analítico requer que essas sejam avaliadas em relação à proporção entre suas dimensões e também em relação às singularidades geométricas que possuem. A partir desse reconhecimento, possibilita-se selecionar modelos de diferentes complexidades para representar a geometria da estrutura real, sendo, no entanto, recomendado que a análise parta de modelos simples e progressivamente recorra a outros mais precisos, conforme preconizado na sistemática hierárquica de modelagem estrutural.

⁷⁶ Informação fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

1.5.2 Representação das condições de vínculo

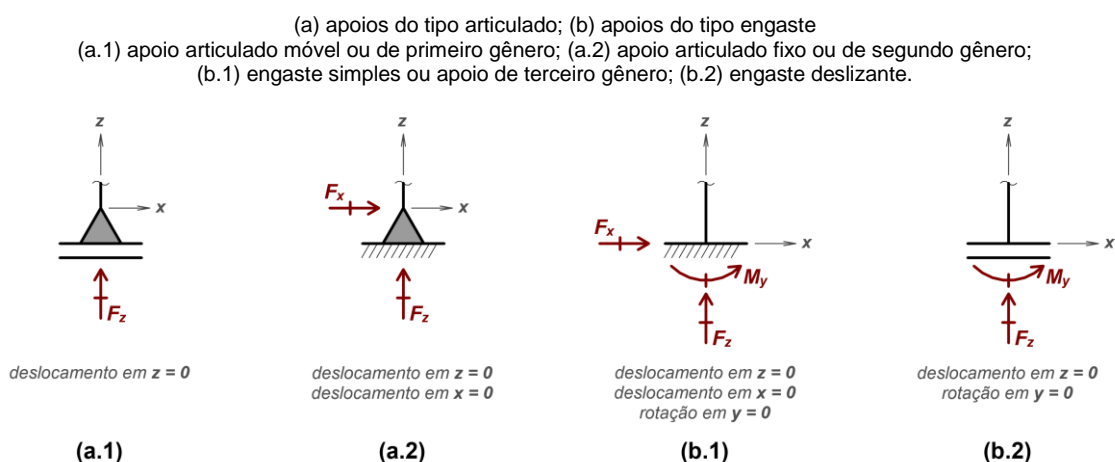
Para elaboração do modelo estrutural analítico necessita-se reconhecer, além das partes constituintes da estrutura – conforme discutido em 1.5.1 –, as condições de vínculo (ligações) dessas partes, seja entre si ou com o meio externo. A importância do reconhecimento das vinculações existentes na estrutura real decorre de que essas afetam o comportamento estrutural na medida em que governam os movimentos relativos entre os elementos que a constituem.

Os movimentos de corpo rígido, em termos de translações e rotações, podem ser liberados ou restringidos pelas condições de vínculo. No caso da ligação do modelo estrutural ao meio externo, aplicam-se, nos pontos de contato, apoios representativos das condições de suporte da estrutura, conforme indicado em Martha (2010, p. 19-24). Segundo o autor, esses apoios podem ser agrupados em simples ou elásticos, conforme a restrição que oferecem aos movimentos, a qual pode ser completa ou parcial.

No caso de aproximação em que se consideram restrições completas a translações e rotações utilizam-se os apoios simples de primeiro, segundo e terceiro gêneros, os quais são também nomeados apoios articulados móveis, articulados fixos e engastes, respectivamente.

A FIGURA 1.5, apresentada a seguir, reúne tipologias de apoios simples empregadas na representação das condições de suporte da estrutura em modelos planos.

FIGURA 1.5 – Apoios simples representativos das condições de suporte da estrutura no plano.



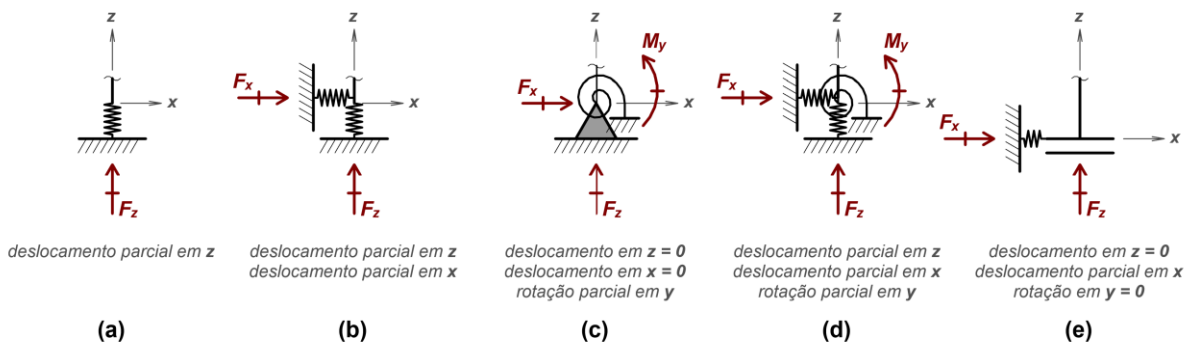
Fonte: figura elaborada pelo autor, adaptada de Martha (2010, p. 20).

Segundo a abordagem hierárquica em modelagem estrutural, os apoios simples configuram vinculações de baixa ordem. Condições de suporte de ordem superior são alcançadas por apoios elásticos, os quais, de acordo com Martha (2010, p. 22), além de apresentarem impedimentos parciais aos movimentos – situação mais realista, pois efetivamente ocorrem translações e rotações nos vínculos –, retornam a sua configuração original (deslocamento e rotação nulos) quando a estrutura é descarregada.⁷⁷

Quando são considerados pequenos os movimentos restringidos pelos apoios elásticos, admite-se, conforme apresentado por Martha (2010, p. 23), que a restrição oferecida varie linearmente com a força ou momento contra os quais reage. Nesse caso, os apoios são nomeados elásticos lineares e podem ser classificados em rotacionais ou translacionais em função da restrição parcial aplicar-se à rotação ou à translação, respectivamente. A FIGURA 1.6, apresentada a seguir, exemplifica tipologias de apoios elásticos lineares empregadas na representação das condições de suporte da estrutura em modelos planos de ordem superior.

FIGURA 1.6 – Apoios elásticos lineares representativos das condições de suporte da estrutura no plano.

- (a) apoio elástico linear translacional vertical; (b) apoios elásticos lineares translacionais vertical e horizontal;
 (c) apoio elástico linear rotacional; (d) apoios elásticos lineares translacionais e rotacional;
 (e) engaste deslizante com apoio elástico linear translacional horizontal.



Fonte: figura elaborada pelo autor, adaptada de Martha (2010, p. 23).

⁷⁷ Caso o apoio não retorne a sua posição inicial quando a estrutura é descarregada, trata-se de apoio inelástico (MARTHA, 2010, p.22).

Nos modelos analíticos, geralmente os suportes são aplicados em substituição às fundações do edifício, as quais não são representadas. Ou seja, necessita-se que haja compatibilidade entre as restrições de movimento que a fundação efetivamente encerra e as oferecidas pela tipologia de vínculo a ser adotada no modelo estrutural.

Conforme mostra a Tabela 1.4 apresentada a seguir, com exceção do Instituto Central de Ciências (ICC-UnB) – cujo modelo estrutural analítico contempla apenas a cobertura do edifício e, portanto, seus apoios são aplicados nos topos dos pilares que a suportam em substituição à totalidade do edifício abaixo dela –, todos os demais modelos estruturais dos patrimônios investigados têm suas fundações representadas por meio de apoios simples do tipo articulado, como apresentado na FIGURA 1.5 (a.1) e (a.2) ou engaste, como na FIGURA 1.5 (b.1), aplicados, no entanto, tridimensionalmente.

TABELA 1.4: Sistemas de fundação dos patrimônios edificados consultados na bibliografia e respectivas condições de vínculo adotadas para representa-los nos modelos estruturais analíticos.

| Patrimônio | Sistema de fundação | Representação do apoio no modelo analítico |
|--|--|---|
| 1 Catedral de Brasília | Tubulões (Ø70 cm prof. 28 m) escavados à céu aberto e solidarizados por "cintamento" (vigas?). Placas de neoprene (50x50x2,5 cm) separam o anel inferior e a fundação. | Apoios articulados móveis ^a aplicados nos nós que unem cada pilar ao anel inferior com a fundação. |
| 2 Estádio Magalhães Pinto (Mineirão) | Tubulões (Ø diversos prof. 5 a 10 m) escavados à céu aberto solidarizados por vigas. Os pilares externos (rotulados nos blocos de fundação) descarregam em um tubulão e os internos em dois. | Não informado. Não foi possível identifica-los nos modelos |
| 3 Palácio do Itamaraty | Não informado | Apoios articulados móveis aplicados nas bases dos pilares internos e fixos nas dos externos. ^b |
| 4 Palácio da Justiça | Tubulões (prof. média 25 m) escavados à céu aberto. ^{c, d, e} | Engastes aplicados nas bases dos pilares. |
| 5 Instituto Central de Ciências (ICC) da UnB | Ver nota (f). As vigas de cobertura apoiam-se sobre aparelhos de neoprene (esp. 1 cm). | Apoio articulado fixo aplicado na extremidade da viga que descarrega no pilar externo e móvel na que descarrega no interno. |
| 6 Monumento a Caxias | Estacas (?) e tubulões (94 originais c/ Ø40 a 80 cm + reforço com acréscimo de 46 tubulões c/ Ø70 a 90 cm). Blocos de fundação protendidos devido ao reforço. ^{d, e, g} | Engastes ^h aplicados nas bases dos pilares. |
| 7 Teatro Pedro Calmon | Tubulões (Ø85 cm), blocos de coroamento, paredes, cintas (vigas?), 97 sapatas. ^{d, i} | Articulados fixos aplicados nas bases dos pilares. ^b |
| 8 Teatro Nacional Claudio Santoro | Tubulões (Ø60 a 200 cm prof. máx. 20 m). ^{c, e} | Apoios articulados móveis e fixos aplicados nas bases dos pilares; apoios articulados fixos e engastes aplicados nas vigas inclinadas. ^j |
| 9 Catedral da Sé | Não informado | Engastes aplicados nas bases dos pilares. ^b |
| 10 Igrejinha de Nossa Senhora de Fátima | Fundações rasas (não há clareza quanto à tipologia de fundação rasa). | Engastes aplicados nas bases dos pilares e apoios articulados fixos nas bases das paredes estruturais. ^b |
| 11 Palácio do Congresso Nacional (cúpula invertida) | Não informado | Engastes aplicados nas bases das paredes estruturais nos modelos 2D e apoios articulados fixos nas do modelo 3D. ^b |
| 12 Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) | Não informado | Apoios articulados fixos aplicados nas bases das cascas e pilares. ^b |
| 13 Pavilhão de Exposições da Gameleira | Bloco (3,40x3,40 m h = 1,5 m) sobre tubulão (prof. 13 a 19 m) escavado à ar comprimido dimensionado ao carregamento axial (um por pilar). ^{d, e} | Apoios articulados fixos aplicados nas bases dos pilares. ^b |
| 14 Torre de TV Digital de Brasília | Bloco (Ø 25 m h = 4,5 m) sobre 246 estacas raiz (Ø 41 cm prof. 12 m). | Apoios articulados fixos aplicados em nós do bloco. ^k |
| 15 Museu de Arte de São Paulo (MASP) | Volume superior: sapatas (9,50x12,50 m h = 4 m) Volume inferior ^{c, d, e} : sapatas (originais), tubulões e estacas (reforço) | Apoios articulados fixos aplicados nas bases dos pilares. ^l |

TABELA 1.4 (continuação)

| | |
|-----|--|
| (a) | Um dos 16 apoios foi suposto articulado fixo para que o programa computacional não considerasse a estrutura hipostática. Como a bibliografia consultada não menciona ou descreve com clareza as condições de vínculo empregadas, indica-se na tabela a provável tipologia de apoio adotada pelo autor no modelo analítico. Essa suposição partiu do exame de imagens contidas nos trabalhos, nas quais se pôde identificar o vínculo utilizado a partir das configurações deformadas da estrutura, ou ainda reconhecer a simbologia usada pelo programa computacional para representação da tipologia de apoio empregada. |
| (b) | A bibliografia consultada não traz referências quanto à quantidade de elementos de fundação presentes no edifício. |
| (c) | A bibliografia consultada não traz referências quanto a outras dimensões dos elementos de fundação. |
| (d) | A bibliografia consultada não traz referências quanto à existência de vigas que solidarizam os elementos de fundação. |
| (e) | O modelo analítico compreendeu apenas as vigas de cobertura. No entanto, indica-se no trabalho que os pilares do edifício descarregam em sapatas apoiadas sobre camada de cascalho de 1,40 m de profundidade (executada em substituição ao solo local, de baixa capacidade de carga). |
| (f) | Não há menção quanto ao tipo de estaca empregada. Devido ao diâmetro reduzido, conjectura-se que a menção aos "tubulões" com Ø40 cm refira-se na verdade a "estacas". |
| (g) | A bibliografia menciona que foram empregados apoios elásticos do terceiro gênero. No entanto, aparentemente, os apoios utilizados no modelo são do tipo engastes simples e não elásticos. |
| (h) | Os diâmetros dos tubulões foram alterados durante o projeto de 80 para 85 cm. Há indicação do emprego de 92 sapatas, mas não há indicação dos locais em que foram empregadas. |
| (i) | Aplicaram-se apoios articulados móveis nas bases dos pilares centrais e fixos nas dos pilares intermediários. |
| (j) | Simulações com apoios articulados fixos e com engastes foram realizadas para as vinculações das extremidades das vigas inclinadas junto ao solo. |
| (k) | Não há menção quanto ao posicionamento e quantidade dos apoios no modelo analítico. |
| (l) | Não há menção quanto a serem fixos ou móveis os apoios articulados aplicados nas bases dos pilares do volume superior. Também não se obteve informações quanto à representação dos apoios aplicados no modelo analítico do volume inferior. |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de: Pessoa (2002); Angelo (2004); Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007); Moreira (2007); Fonseca (2007); Silva (2008); Souza (2009); Ramirez (2010); Inojosa (2010); Pereira (2012); Soares (2017); e Maringoni (2018).

De modo geral, a partir do exame da TABELA 1.4, observa-se que os modelos estruturais dos patrimônios edificados consultados na bibliografia negligenciam as condições de vínculo com o meio externo. Entre os sete trabalhos que mencionam as tipologias de apoio adotadas no modelo analítico – Pessoa (2002, p. 31-32), sobre a Catedral de Brasília; Moreira (2007, p. 110), sobre o Palácio da Justiça; Fonseca (2007, p. 90-91), sobre o Instituto Central de Ciências (ICC-UnB); Silva (2008, p.90-91), sobre o Monumento a Caxias; Souza (2009, p. 68-69), sobre o Teatro Nacional Claudio Santoro; Soares (2017, p. 96), sobre a Torre de TV digital de Brasília; e Maringoni (2018), sobre o MASP (informação verbal)⁷⁸ – apenas as pesquisas sobre a Catedral de Brasília e sobre o Palácio da Justiça contemplam justificativas para as escolhas adotadas.

No caso da Catedral de Brasília, Pessoa (2002) explica que:

O projeto original considerou que **as cargas transmitidas aos blocos de fundação resultem apenas em esforços verticais** [...]. Para um funcionamento adequado do modelo, considerou-se que as condições de contorno seriam representadas através de **apoios de primeiro gênero**, aplicadas nos nós que unem os pilares ao anel inferior de tração. Durante o processamento da estrutura, o programa alertou que a consideração

⁷⁸ Informação fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

escolhida tornava a estrutura hipostática. Foi necessário considerar um apoio de segundo gênero, gerando, assim, um modelo tridimensional isostático (PESSOA, 2002, p. 31-32, grifo nosso).

Para o caso do Palácio da Justiça, Moreira (2007) apresenta que:

[...] as fundações foram executadas em tubulões a céu aberto. Dessa forma, em razão da **rigidez elevada característica desse tipo de fundação**, adotou-se como hipótese uma condição de contorno dos **pilares engastados** na base do edifício (MOREIRA, 2007, p. 110, grifo nosso).

As pesquisas de Fonseca (2007) e de Souza (2009), ainda que não tenham apresentado justificativas para as escolhas das condições de vínculo aplicadas nos suportes dos modelos analíticos, também merecem destaque em relação ao assunto.

No caso do modelo desenvolvido por Fonseca (2007, p. 92-95) para as vigas de cobertura – pré-moldadas – do Instituto Central de Ciências (ICC-UnB), o autor infere, a partir de análise de fotografias da época, que as ligações sejam do tipo articuladas fixas ou móveis. Ou seja, não há clareza se os apoios de neoprene presentes nas ligações dos pilares com essas vigas liberam ou restringem os deslocamentos horizontais, levando o autor a atribuir arbitrariamente apoios articulados móveis às extremidades das vigas que descarregam sobre os pilares posicionados junto ao jardim central da edificação e apoios articulados fixos à extremidade oposta, recebida pelos pilares externos (FONSECA, 2007, p. 90-91).

Ao analisar os deslocamentos horizontais fornecidos pelo programa computacional para os apoios na direção longitudinal do edifício, Fonseca (2007, p.101-103, p. 202-206) constata que esses muitas vezes não se verificam na estrutura real e atribui tal condição à má colocação ou ausência dos aparelhos de apoio de neoprene que suportam as vigas de cobertura. Presume-se que essa evidencia levou o autor a aprimorar o modelo inicial, o qual passou a contemplar, nos apoios dessas vigas, restrição ao movimento horizontal na direção longitudinal da edificação, tornando-o mais realista.

Tal alteração implica, ainda que não discutidos na pesquisa de Fonseca (2007), desdobramentos relevantes à análise estrutural, como por exemplo, o de que os pilares têm recebido componentes horizontais para as quais não foram dimensionados e, somado a essa consideração, têm-se como agravantes o fato de que a direção dessas componentes se refere àquela de sua menor inércia, além de se ter constatado em levantamento de campo que alguns deles apresentam grau crítico de conservação, com armaduras expostas e em processo de corrosão nas bases. Ou seja, trata-se de procedimento de análise em que, por não se verificarem

na estrutura real os resultados (deslocamentos horizontais) obtidos do modelo, procedeu-se à busca por hipóteses para explicá-los e, nesse caso, implicou em rearranjo das condições de vínculo do modelo analítico visando torná-lo mais realista e, com isso, esforços adicionais atuantes na estrutura foram revelados.

No caso do Teatro Nacional Claudio Santoro, Souza (2009, p. 75) atribuiu arbitrariamente apoios articulados móveis aos pilares pertencentes ao núcleo central do edifício e apoios articulados fixos aos pilares intermediários, suportes das vigas inclinadas pré-moldadas das fachadas leste e oeste. Para as vinculações das extremidades dessas vigas nas fundações do pavimento térreo, por não haver clareza em relação às condições de vínculos efetivamente existentes, a autora as supôs tanto como articulações fixas quanto como engastes para que se comparassem os resultados obtidos. Infelizmente, no entanto, a pesquisa não traz análises críticas que comparem ou formulem hipóteses para explicar as diferenças desses resultados com vistas a aprofundar a compreensão do comportamento estrutural da edificação.

Com exceção dos trabalhos de Pessoa (2002) e Moreira (2007) – que trazem justificativas para as condições de vínculo adotadas nos modelos –, dos de Fonseca (2007) e Souza (2009) – que apesar de não justificarem as escolhas adotadas, simulam alternativas quanto à restrição dos movimentos a aplicar nos apoios – e dos de Silva (2008), Soares (2017) e Maringoni (2018)⁷⁹ – que apenas informam os tipos de apoios empregados, mesmo sem justificá-los –, as bibliografias consultadas sobre os oito demais patrimônios investigados não mencionam ou descrevem com clareza as condições de vínculo adotadas nos suportes de seus modelos estruturais. Nesses casos, as prováveis tipologias de apoio adotadas pelos autores nos modelos analíticos partem do exame de imagens contidas nos trabalhos, nas quais se pôde identificar – exceto para os modelos do Estádio Magalhães Pinto (Mineirão), na pesquisa de Angelo (2004) – o vínculo utilizado a partir das configurações deformadas da estrutura, ou ainda reconhecer a simbologia usada pelo programa computacional para representação da tipologia de apoio empregada.

Outra análise relevante que se pode realizar com os dados da TABELA 1.4 refere-se à associação da tipologia de fundação do patrimônio com a de vínculo

⁷⁹ Informação fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

estrutural empregado nos respectivos modelos analíticos. De acordo com a tabela, apoios de segundo e terceiro gêneros foram empregados nos modelos analíticos para representar, indistintamente, fundações rasas e profundas, como também para representar os vínculos nos casos em que a tipologia de fundação do patrimônio é desconhecida. Quanto aos apoios de primeiro gênero, foram igualmente adotados nos casos de desconhecimento das fundações da edificação, além de também compartilharem com os de segundo gênero a representação das condições de suporte oferecidas pelos aparelhos de apoio de neoprene.

Posto isso, torna-se evidente que os apoios simples de primeiro, segundo e terceiro gêneros foram, em geral, indiscriminadamente empregados nos modelos estruturais analíticos dos patrimônios consultados, fato que incide sobre os resultados que se obtêm das simulações computacionais realizadas.

Por fim, em relação à representação de vinculações entre elementos estruturais, destaca-se – além do já discutido trabalho de Fonseca (2007) sobre o ICC-UnB – a pesquisa de Souza (2009, p. 75) sobre o Teatro Nacional Claudio Santoro, na qual a autora aponta para a existência de juntas de dilatação que seccionam as vigas inclinadas que formam as fachadas leste e oeste do edifício. Nesse caso, a estratégia adotada para representação compreendeu a inserção de nós nas barras que descrevem as vigas, aos quais se atribuiu liberação de movimento – mediante ferramenta disponibilizada pelo programa computacional⁸⁰ – com a finalidade de impedir a transmissão de momentos fletores e forças normais, tornando o modelo analítico mais realista.

1.5.3 Representação das ações

As ações compreendem, segundo a ABNT NBR 8681 (2004, p. 1), as “causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações”.

⁸⁰ Segundo Souza (2009, p. 65), o modelo estrutural foi desenvolvido no programa comercial SAP2000®, conforme indicado na TABELA 1.2.

Nos modelos analíticos as ações são combinadas entre si segundo regras que consideram suas respectivas variabilidades no tempo. Assim, a partir desse critério, a ABNT NBR 8681 (2004, p. 3) as classifica em permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações permanentes são aquelas cujos valores com que atuam na estrutura são, segundo ABNT NBR 8681 (2004, p. 1), constantes ou pouco variáveis em torno da média durante praticamente toda a vida útil da edificação. A norma as classifica em ações permanentes diretas, caso os efeitos que provocam decorram de forças, ou permanentes indiretas, no caso de os efeitos provocados originarem de deformações impostas à estrutura.

As ações permanentes diretas compreendem, segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 56), o peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e também os empuxos permanentes. O “peso da água em piscinas e reservatórios que permanecem cheios durante a maior parte da vida da edificação” é também, de acordo com a ABNT NBR 6120 (2019, p. 2), incluído nessa categoria de ações.

Quanto às ações permanentes indiretas, devem-se, segundo a ABNT NBR 8681 (2004, p. 3), aos efeitos provocados pela protensão, recalques de apoio e retração dos materiais. A ABNT NBR 6118 (2014, p. 57) inclui ainda nessa categoria as deformações impostas pela fluência do concreto, pelas imperfeições geométricas, e generaliza as impostas pelos deslocamentos de apoio para além daqueles provenientes de recalques.

As ações variáveis, conforme a ABNT NBR 8681 (2004, p. 1), são aquelas cujos valores com que atuam na estrutura apresentam variações significativas em torno da média durante a vida da edificação. A ABNT NBR 6118 (2014, p. 61) as classifica em ações variáveis diretas, as quais englobam as cargas acidentais previstas para o uso da construção, a ação do vento e da água, ou variáveis indiretas, das quais fazem parte as variações de temperatura e as ações dinâmicas decorrentes de choques ou vibrações.

Finalmente, as ações excepcionais, que, segundo ABNT NBR 8681 (2004, p. 2-3), decorrem de causas como “explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais”, são aquelas que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção.

Como os modelos computacionais dos edifícios históricos constantes nas publicações examinadas⁸¹ não contemplam as ações excepcionais, mas apenas algumas das permanentes e variáveis prescritas na normalização, essas foram reunidas na TABELA 1.5, apresentada a seguir, a qual especifica, para cada modelo, as categorias de ações consideradas.

⁸¹ Cf. TABELA 1.1.

TABELA 1.5: Ações consideradas nos modelos estruturais analíticos dos patrimônios constantes nas publicações consultadas.

PPR: peso próprio da estrutura de concreto; ECF: peso dos elementos construtivos fixos; INS: peso das instalações permanentes; EMP: Empuxos permanentes devido ao peso próprio de terras; PRO: efeitos da protensão; DSL / REC: deslocamentos / recalques; GEO: imperfeições geométricas; FLU / RET: fluência / retração; USO: cargas acidentais previstas para o uso da edificação; VNT: ação do vento; AGU: peso da água; TMP: variações de temperatura; DIN: ações dinâmicas.

| patrimônio | ações permanentes | | | | | | | | ações variáveis | | | | |
|------------|--|-----|-----|-----|-----------|-----------|-----|-----------|-----------------|-----|-----|------|-----|
| | diretas | | | | indiretas | | | | diretas | | | ind. | |
| | PPR | ECF | INS | EMP | PRO | DSL / REC | GEO | FLU / RET | USO | VNT | AGU | TMP | DIN |
| 1 | Catedral de Brasília ^{a, k} | ● | ● | | | | | | ● | ● | ● | | |
| 2 | Estádio Magalhães Pinto (Mineirão) ^{b, k} | ● | ● | | | | | | ● | ● | | ● | |
| 3 | Palácio do Itamaraty ^{c, k} | ? | | | | | | | ? | ● | | | |
| 4 | Palácio da Justiça ^d | ● | ● | | | | | | ● | ● | | ● | |
| 5 | Instituto Central de Ciências (ICC) da UnB ^k | ● | | | | | | | | | | ● | |
| 6 | Monumento a Caxias ^k | ● | | | | | | | ● | | | | |
| 7 | Teatro Pedro Calmon ^k | ● | | | | | | | ● | | | | |
| 8 | Teatro Nacional Claudio Santoro ^e | ● | ● | | | | | | ● | | | ● | |
| 9 | Catedral da Sé ^{f, k} | ● | ● | | | | ● | | ● | ● | | | |
| 10 | Igrejinha de Nossa Senhora de Fátima | ● | | | | | | | | | | | |
| 11 | Palácio do Congresso Nacional (cúpula invertida) | ● | | | | | | | | | | | |
| 12 | Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) ^g | ● | | | | | | | ● | ● | | | |
| 13 | Pavilhão de Exposições da Gameleira ^{h, k} | ● | | | | | | | ● | | | | |
| 14 | Torre de TV Digital de Brasília ⁱ | ● | ● | | | | | | ● | ● | | | |
| 15 | Museu de Arte de São Paulo (MASP) ^{j, k} | ● | | | | | | | ● | | ● | | |

TABELA 1.5 (continuação)

| | |
|-----|---|
| | A carga ECF indicada refere-se ao peso próprio dos vitrais atuante sobre cada trecho de pilar, obtido mediante processo de área de influência. Esse peso foi dobrado a fim de simular, sem esclarecimentos adicionais, o peso da água de chuva incidente sobre os vitrais e também os efeitos de cargas impostas durante a construção. Além desses, também foram considerados os pesos das esculturas penduradas na laje de cobertura e da casca que a recobre na região em que é vazada. |
| (a) | A carga ECF indicada refere-se ao peso do sistema de impermeabilização presente na cobertura. Não há menção à oscilação de temperatura adotada nos modelos. |
| (b) | Com exceção da ação do vento, a bibliografia consultada não especifica as demais consideradas no modelo. Há apenas menção à ABNT NBR 6120 (1980), tomada como referência para determinação das ações utilizadas. |
| (c) | A carga ECF indicada refere-se ao peso de revestimentos, enchimentos e alvenarias. |
| (d) | A carga ECF indicada refere-se ao peso do fechamento de vidro atuante sobre as vigas inclinadas. Não há menção aos valores adotados para essa ação, nem para a referente ao uso da edificação. |
| (e) | A carga ECF indicada refere-se ao peso de paredes de alvenaria que se apoiam sobre os arcos, peso da cobertura, de pináculos, cornijas, laje do coro e porção superior dos torreões. |
| (f) | Mencionam-se na publicação quatro combinações de carregamento: três referentes ao estado-limite último (ELU) e uma ao estado-limite de serviço (ELS). No entanto, as análises realizadas recaem apenas sobre duas combinações, para as quais não há indicações acerca da direção e sentido de aplicação das ações de vento. |
| (g) | As lajes nervuradas do primeiro pavimento e das sobrelajeas, com alturas de, respectivamente, 150 cm e 50 cm foram representadas no modelo como maciças, seguindo essas alturas, isto é, sem desconsiderar os vazios presentes em seus interiores. Assim, como o peso próprio dos elementos é obtido automaticamente pelo programa computacional a partir de seus volumes, resultaram para essas lajes pesos próprios excessivamente superiores aos reais. |
| (h) | A carga ECF indicada refere-se ao peso de revestimentos e divisórias. |
| (i) | Não foram obtidas informações sobre as ações aplicadas no modelo. Em informações verbais, Maringoni (2018) ⁸² obteve para cada sapata que recebe os pilares do volume superior do edifício, aproximadamente, 3.000 tf, sendo o carregamento acidental equivalente a 8% do permanente. Quanto ao peso da água que possa eventualmente ter preenchido a seção vazada da viga de cobertura, gerando sobrecarga, a engenheira afirma que é desprezível quando comparado ao peso próprio da estrutura. Isto posto, indicaram-se na tabela apenas as ações mencionadas no excerto informado verbalmente pela autora, podendo, entretanto, terem sido contempladas outras não citadas na ocasião. |
| (j) | Não há clareza quanto às combinações de ações utilizadas na definição dos carregamentos. |
| (k) | |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de: Pessoa (2002); Angelo (2004); Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007); Moreira (2007); Fonseca (2007); Silva (2008); Souza (2009); Ramirez (2010); Inojosa (2010); Pereira (2012); Soares (2017); e Maringoni (2018).

Conforme apresentado na TABELA 1.5, todos os modelos constantes nas publicações contemplam o peso próprio da estrutura, o qual é automaticamente calculado pelo programa computacional a partir do volume das peças estruturais e do peso específico adotado para o material de que são formadas. Dessa consideração decorre que simplificações geométricas que alteram o volume dos elementos estruturais representados nos modelos influenciam no cômputo do peso próprio, podendo levar a distorções relevantes, como por exemplo no modelo desenvolvido por Pereira (2012) para o Pavilhão de Exposições da Gameleira, no qual as lajes nervuradas, que alcançam 1,50 m de altura, tiveram seus vazios considerados maciços na representação (PEREIRA, 2012, p. 70-71).

Destaca-se ainda o fato de que, nos edifícios examinados, como o peso próprio da estrutura é preponderante em relação às demais ações verticais, alguns

⁸² Informação fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

dos trabalhos o consideraram como única ação incidente, como é o caso dos modelos desenvolvidos por Inojosa (2010) para a Igreja de Nossa Senhora de Fátima e para a cúpula invertida da Câmara dos Deputados no Palácio do Congresso Nacional, nos quais o objetivo do autor é avaliar apenas qualitativamente seus comportamentos estruturais (INOJOSA, 2010, p. 96).

Além do peso próprio da estrutura, de acordo com TABELA 1.5, os modelos de doze dos quinze edifícios constantes nas publicações examinadas contemplam cargas acidentais previstas para o uso da edificação. No entanto, os trabalhos geralmente não identificam as respectivas áreas de incidência dessas ações nos pavimentos dos edifícios e, em alguns casos, sequer mencionam os valores adotados⁸³, inviabilizando, portanto, a comparação dos resultados obtidos com os de modelos que venham a ser realizados em pesquisas futuras.

Em relação aos elementos construtivos fixos, o modelo elaborado por Pessoa (2002, p. 10-11, p. 32-33) para a Catedral de Brasília contempla o peso dos vitrais dispostos entre os pilares do edifício, o das esculturas suspensas na laje de cobertura e da casca que a recobre – não representada geometricamente no modelo – na região em que é vazada. No caso do Mineirão, o peso do sistema de impermeabilização foi, segundo Angelo (2004, p. 207-208), aplicado nos modelos constantes na pesquisa. Em relação ao modelo elaborado por Moreira (2007, p. 98) para o Palácio da Justiça, consideraram-se os pesos de revestimentos, enchimentos e alvenarias, e, para o caso da Torre de TV Digital de Brasília, o de revestimentos e divisórias, conforme aponta Soares (2017, p. 98). Quanto ao Teatro Nacional Claudio Santoro, Souza (2009, p. 75) afirma que o modelo contemplou o peso dos fechamentos de vidro sem, no entanto, declarar o valor utilizado, assim como ocorre na pesquisa de Ramirez (2010, p. 87-98) sobre a Catedral da Sé, na qual a autora também não informa os valores atribuídos aos pesos de paredes, pináculos, cornijas,

⁸³ O trabalho de Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007), sobre o Palácio do Itamaraty, e o de Souza (2009), sobre o Teatro Nacional Claudio Santoro, não informam os valores adotados para as cargas acidentais referentes ao uso da edificação. Também não foram obtidos os valores utilizados para as cargas acidentais no modelo realizado por Maringoni (2018) para o Museu de Arte de São Paulo (MASP). No caso do modelo desenvolvido por Silva (2008) para o Teatro Pedro Calmon, mencionam-se apenas os valores das cargas acidentais adotadas para o palco e para plateia do edifício.

laje do coro e porção superior dos torreões, mencionados na pesquisa, mas apenas os atribuídos à cobertura do edifício.

Analogamente ao identificado para as cargas acidentais previstas para o uso da edificação, as publicações, de modo geral, também não indicam as posições em que as ações referentes ao peso dos elementos construtivos fixos incidem nos pavimentos do edifício, ou seja, ainda que essas sejam mencionadas e eventualmente quantificadas, não são demarcadas as áreas de ocorrência de, por exemplo, determinado revestimento de piso, enchimento, ou mesmo a disposição de paredes, fechamentos e divisórias.

A ação do vento, por sua vez, foi, conforme mostra a TABELA 1.5, considerada nos modelos de sete dos quinze edifícios constantes nas publicações examinadas e, as variações de temperatura, em quatro deles.

Em relação às ações horizontais representativas do vento, as pesquisas realizadas por Pessoa (p. 39, p. 171-178) e por Soares (2017, p. 98-100) para, respectivamente, a Catedral de Brasília e a Torre de TV Digital, as quantificam e descrevem as premissas adotadas para determina-las. No caso do Palácio da Justiça, Moreira (2007, p. 99) apresenta os valores admitidos para as variáveis envolvidas na determinação da ação de vento, a partir dos quais foi automaticamente estimada e aplicada ao modelo pelo programa computacional utilizado⁸⁴. Na Catedral da Sé, Ramirez (2010, p. 96) afirma que os carregamentos de vento mais desfavoráveis foram aplicados no modelo tridimensional do edifício, sem, no entanto, mencionar os valores obtidos para as forças que os representam, assim como ocorre nos modelos constantes nas publicações sobre o Mineirão⁸⁵ e sobre o Palácio do Itamaraty⁸⁶, as quais fazem referência à consideração da ação, mas não informam os valores que lhe foram atribuídos. Por fim, o trabalho de Pereira (2012, p. 53) sobre a Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) também menciona que as ações de vento foram contempladas no modelo e cita o valor adotado, sem, entretanto, justificá-lo.

Quanto às variações de temperatura, merecem destaque as consideradas nos modelos constantes nas referências sobre o Palácio da Justiça, sobre o Instituto

⁸⁴ Segundo Moreira (2007, p. 93), os modelos estruturais foram desenvolvidos no programa comercial CAD/TQS®, conforme indicado na TABELA 1.2.

⁸⁵ Cf. Angelo (2004, p. 208).

⁸⁶ Cf. Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007, p. 234).

Central de Ciências (ICC-UnB) e sobre o Teatro Nacional Claudio Santoro, nas quais os autores procederam à análise do gráfico das normais climatológicas de Brasília coletadas pelo Instituto Nacional de Meteorologia – INMET – entre 1961 e 1990. Na primeira, Moreira (2007, p. 99-101) considerou realista a variação uniforme de temperatura de $\pm 15^{\circ}\text{C}$, a qual foi aplicada apenas à cobertura do edifício. No caso do ICC-UnB, Fonseca (2007, p. 96-100) supôs, além da oscilação de 15°C , também a de 23°C , obtida a partir de medições realizadas no local, as quais foram, no modelo elaborado para o teatro, reproduzidas por Souza (2009, p. 70-75).

No que se refere aos dois trabalhos que consideram o peso da água nos modelos, não há informações sobre os valores adotados, nem sobre os meios pelos quais foram obtidos. No caso da Catedral de Brasília, Pessoa (2002, p. 32) dobra o peso estimado para os vitrais a fim de simular, sem esclarecimentos adicionais, o “peso da água de chuva e as sobrecargas construtivas” conjuntamente. Em relação ao Museu de Arte de São Paulo (MASP), a consideração do peso da água, indicada na TABELA 1.5, refere-se ao que eventualmente possa ter atuado em função do represamento devido a infiltrações no interior da seção vazada da viga de cobertura, gerando sobrecarga, a qual, Maringoni (2018) afirma ser desprezível quando comparado ao peso próprio da estrutura (informação verbal)⁸⁷.

Quanto às ações permanentes indiretas, conforme indicado na TABELA 1.5, há registro apenas da consideração das imperfeições geométricas e, em somente umas das referências examinadas: a que contém o modelo elaborado por Ramirez (2010) para a Catedral da Sé. No entanto, os valores das forças horizontais aplicadas no modelo para simular o desaprumo global do edifício não são citados pela autora, mas apenas as cotas em que foram aplicadas (RAMIREZ, 2010, p. 97-98).

Em geral, não constam nos trabalhos, combinações de ações para definição dos carregamentos, mas exclusivamente as ações com seus valores característicos, exceto nos modelos elaborados para o Palácio da Justiça e para o Teatro Nacional Claudio Santoro – nos quais os autores utilizam combinações de serviço –, e também nos modelos da Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) e da Torre de TV digital, nos quais, além das de serviço, realizaram-se

⁸⁷ Informação fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

também combinações últimas. Segundo Moreira (2007, p. 101-102), no caso do Palácio da Justiça, empregaram-se combinações de serviço quase permanentes (CQP), frequentes (CF) e raras (CR), geradas automaticamente pelo programa computacional no qual o modelo foi desenvolvido⁸⁸. Na pesquisa sobre o Teatro Nacional Claudio Santoro, Souza (2009, p. 75-76) menciona ter utilizado a CQP, sem, no entanto, informar os fatores de redução adotados. Pereira (2012, p. 53), por sua vez, cita na publicação sobre a Igreja São Francisco de Assis três combinações referentes ao estado-limite último (ELU) e uma ao estado-limite de serviço (ELS), nas quais há divergências em relação aos coeficientes de ponderação e fatores de redução adotados e os preconizados na normalização vigente à época da pesquisa. Por outro lado, no trabalho de Soares (2017, p. 98-100) sobre a Torre de TV digital, as quatro combinações últimas e as quatro de serviço empregadas no modelo são precisamente discriminadas e em conformidade com as recomendações normativas.

Em síntese, as representações das ações nos modelos estruturais analíticos constantes nas publicações examinadas apresentam lacunas que trazem dificuldades à implementação da sistemática hierárquica de modelagem, na medida em que a formulação de modelos progressivamente mais realistas, que venham a ser elaborados em pesquisas futuras, requer acesso às premissas adotadas em modelos precedentes, as quais, não raramente, conforme constatado, foram omitidas. Isto posto, recomenda-se que sejam explicitadas as variáveis adotadas na obtenção das ações incidentes nos modelos, bem como a identificação das posições ou regiões em que atuam, além dos critérios de combinação considerados na determinação dos carregamentos.

1.5.4 Métodos de análise estrutural e representação dos materiais

As ações atuantes numa estrutura alteram tanto sua geometria inicial quanto o comportamento dos materiais que a constitui.

⁸⁸ Cf. nota 84.

No caso do concreto armado, o escoamento das armaduras, os efeitos da fissuração, fluência e da própria deformação plástica do concreto, entre outros de menor relevância, afastam-no de um material elástico-linear perfeito e conferem-lhe comportamento não linear, ou seja, deixa de existir proporcionalidade entre os efeitos (deslocamentos, esforços ou tensões) e as ações que os provocam. Essa não linearidade, associada à alteração do comportamento do material de que a estrutura é constituída, denomina-se não linearidade física (NLF).

Quanto à alteração da geometria inicial da estrutura, pode-se descrevê-la por meio de deslocamentos verticais e horizontais, os quais lhe conferem uma configuração geométrica deformada, sob a qual continuam atuando as ações que lhe modificaram a geometria inicial e que, mais uma vez, poderão leva-la à nova configuração deformada, e assim repetidamente, até que se obtenha uma posição final de equilíbrio, a qual não mantém proporcionalidade com as ações que a configurou. Essa não linearidade, associada à alteração da geometria da estrutura, denomina-se não linearidade geométrica (NLG).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 84), os métodos de análise estrutural diferem em função da idealização admitida para o comportamento dos materiais constituintes da estrutura em análise, ou seja, decorrem das simplificações adotadas para as propriedades dos materiais estruturais. Frente ao comportamento do concreto armado a ABNT NBR 6118 (2014, p. 85-86) apresenta cinco métodos de análise: análise linear, linear com redistribuição, plástica, não linear e análise por meio de modelos físicos.

Na análise linear, supõe-se o comportamento dos materiais como elástico-linear e, em análises globais, que a seção bruta de concreto seja adotada para os elementos estruturais. No entanto, em análises locais para determinação dos deslocamentos, a ABNT NBR 6118 (2014, p. 85) preconiza que a fissuração seja considerada.

No caso da análise linear com redistribuição, a ABNT NBR 6118 (2014, p. 85) menciona que os efeitos das ações, obtidos em análise linear podem, segundo critérios de dutilidade e mantendo-se as condições de equilíbrio, ser redistribuídos na estrutura.

Nas análises plástica e não linear consideram-se, em ambas, tanto a NLF quanto a NLG. Na análise plástica admite-se o comportamento rígido-plástico ou elastoplástico perfeitos dos materiais e, no caso da análise não linear, é requerida,

além da caracterização geométrica do elemento estrutural, também a das armaduras dispostas em seu interior.

Por fim, segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 86), a análise por meio de modelos físicos prevê que, por meio de critérios de semelhança mecânica entre esses e a estrutura real, seja possível determinar seu comportamento estrutural. Trata-se de análise empregada nos casos em que os modelos de cálculo prescritos na normalização não são capazes de representar adequadamente a estrutura em exame.

Como os modelos computacionais dos edifícios históricos constantes nas publicações examinadas⁸⁹ contemplam apenas análises lineares e, eventualmente, as não linearidades física ou geométrica, essas foram reunidas na TABELA 1.6, apresentada a seguir, a qual as especifica para cada modelo.

⁸⁹ Cf. TABELA 1.1.

TABELA 1.6: Métodos de análise estrutural considerados nos modelos estruturais analíticos dos patrimônios constantes nas publicações consultadas.

| Edifício | Método de análise | |
|--|-------------------|------------|
| | linear | não linear |
| 1 Catedral de Brasília | ● | |
| 2 Estádio Magalhães Pinto (Mineirão) ^a | ● | ● |
| 3 Palácio do Itamaraty ^b | ● | ● |
| 4 Palácio da Justiça ^c | ● | ? |
| 5 Instituto Central de Ciências (ICC) da UnB | ● | |
| 6 Monumento a Caxias ^d | ? | |
| 7 Teatro Pedro Calmon ^d | ? | |
| 8 Teatro Nacional Claudio Santoro em Brasília | ● | |
| 9 Catedral da Sé | ● | |
| 10 Igreja de Nossa Senhora de Fátima | ● | |
| 11 Palácio do Congresso Nacional (cúpula invertida) | ● | |
| 12 Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) | ● | |
| 13 Pavilhão de Exposições da Gameleira | ● | |
| 14 Torre de TV Digital de Brasília | ● | |
| 15 Museu de Arte de São Paulo (MASP) | ● | |

(a) A menção à não linearidade decorre do fato de que a autora realizou, a partir dos esforços obtidos de modelos lineares, análises quanto à abertura e espaçamento de fissuras em vigas do edifício, bem como estimativa de suas flechas imediatas e diferidas, combinando-se os módulos de elasticidade adotados para o concreto e as inércias das seções transversais nos estádios I e II, conforme indicado por Branson na normalização vigente à época da pesquisa.

(b) A publicação menciona estudos realizados para a estimativa da abertura e espaçamento de fissuras, bem como das flechas imediatas e diferidas nas vigas da cobertura e da arquibancada do edifício. Na estimativa das flechas empregou-se a rigidez equivalente formulada por Branson, constante na normalização vigente à época da pesquisa.

(c) O autor avalia a sensibilidade do edifício frente aos efeitos globais de 2ª ordem por meio do coeficiente γ_z . Preconiza-se na normalização que os deslocamentos horizontais necessários à determinação de γ_z sejam obtidos a partir da consideração aproximada da não linearidade física do concreto armado mediante redução da rigidez dos elementos estruturais. No entanto, o autor não esclarece na pesquisa se tal consideração foi contemplada.

(d) A referência não menciona o método de análise adotado. Como por padrão, os programas computacionais empregam análises lineares, acredita-se que seja a utilizada no modelo.

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de: Pessoa (2002); Angelo (2004); Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007); Moreira (2007); Fonseca (2007); Silva (2008); Souza (2009); Ramirez (2010); Inojosa (2010); Pereira (2012); Soares (2017); e Maringoni (2018).

A TABELA 1.6 mostra que foram realizadas análises lineares nos quinze patrimônios constantes nas publicações examinadas e que, em apenas três deles, houve considerações acerca de não linearidades física ou geométrica.

Na pesquisa sobre o Estádio Magalhães Pinto (Mineirão), Angelo (2004, p. 310-386), realizou – a partir de esforços extraídos de modelo submetido à análise linear – estimativas para abertura e espaçamento de fissuras das vigas de cobertura e da arquibancada do edifício segundo procedimentos constantes em normalizações brasileiras e internacionais, além de estudos para obtenção de suas flechas imediatas e diferidas a partir de simulações no modelo estrutural analítico, combinando-se os módulos de elasticidade do concreto, calculados para diferentes idades, e as inércias das seções transversais das vigas nos estádios I e II, conforme formulado por Branson e constante na normalização vigente à época da pesquisa.

Na publicação sobre o Palácio do Itamaraty, Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007) apresentam um quadro síntese no qual constam as flechas imediatas e diferidas obtidas para duas vigas do edifício – também com base na formulação da inércia equivalente proposta por Branson – sem, entretanto, mencionar os valores adotados para as variáveis envolvidas em suas estimativas⁹⁰.

Por fim, um dos trabalhos avalia a estrutura do edifício frente aos efeitos globais de 2ª ordem. Em síntese, esses compreendem esforços incrementais a que a estrutura está submetida quando se considera a deslocabilidade horizontal de seus nós, ou seja, trata-se de esforços representativos da atuação das ações na configuração deformada da estrutura. No trabalho de Moreira (2007, p. 113-114) sobre o Palácio da Justiça, os efeitos globais de 2ª ordem são simplificadamente avaliados por meio do coeficiente γ_z , o qual pressupõe a obtenção dos deslocamentos horizontais do edifício a partir da consideração aproximada da não linearidade física do concreto armado. No entanto, o autor não esclarece se tal consideração, simulada mediante redução da rigidez dos elementos estruturais conforme preconizado na normalização, foi contemplada na pesquisa. Essa lacuna rebate, portanto, sobre a validade dos coeficientes γ_z obtidos, os quais podem, com a redução da rigidez das

⁹⁰ Como não se obteve acesso à dissertação de mestrado de Santos (2004), que originou o artigo analisado, supõe-se que algumas informações foram omitidas e/ou resumidas para que se adequassem ao formato da publicação.

peças, superar o valor de 1,1 e levar a estrutura à condição de nós móveis, na qual os efeitos de 2ª ordem globais são significativos. Além dessa incerteza quanto à consideração da redução das rigidezes, também há dúvidas quanto à consideração da formulação da segurança aplicada ao coeficiente γ_z , a qual estabelece que o coeficiente de majoração dos esforços de segunda ordem seja inferior ao aplicado aos esforços de primeira⁹¹.

Outra análise recorrente em alguns dos trabalhos investigados – Moreira (2007), sobre o Palácio da Justiça; Silva (2008) sobre o Monumento a Caxias e Teatro Pedro Calmon; Souza (2009), sobre o Teatro Nacional Claudio Santoro; e Soares (2017), sobre a Torre de TV digital de Brasília – compreende verificações em relação ao estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF), nas quais os autores comparam os resultados obtidos dos modelos com os deslocamentos-limites estabelecidos normalização. No entanto, como os deslocamentos fornecidos pelos modelos decorrem de análise em que não se considera a rigidez efetiva (ou mesmo aproximada) dos elementos estruturais – a qual depende das armaduras existentes, da fissuração do concreto e das deformações diferidas no tempo, conforme apontado em ABNT NBR 6118 (2014, p. 125) –, seus valores resultam subestimados, inviabilizando, portanto, comparações com os limites estabelecidos na ABNT NBR 6118 (2014, p. 76-78)⁹².

Como conclusão acerca da representação dos materiais nos modelos estruturais analíticos, destaca-se a importância do registro das não-linearidades física e/ou geométrica adotadas, bem como os processos – simplificados ou não – pelos quais foram consideradas, a fim de viabilizar comparações dos resultados obtidos com limites estabelecidos na normalização e eventualmente com resultados extraídos de modelos que venham a ser realizados em trabalhos futuros.

⁹¹ Cf. Kimura (2018, p. 391-392).

⁹² O texto da versão atual da ABNT NBR 6118 (2014), em relação aos deslocamentos-limites, não difere do constante nas versões vigentes da norma à época das pesquisas.

1.6 Organização da tese

A tese compreende **sete capítulos**, sendo o primeiro destinado a esta introdução, na qual foram apresentadas as motivações da pesquisa, definições e terminologia, revisão da literatura, hipóteses, objetivos e procedimentos metodológicos, além desta descrição acerca de sua organização, conforme segue:

- **CAPÍTULO 2:** *Representação geométrica dos elementos estruturais;*
- **CAPÍTULO 3:** *Representação das condições de vínculo;*
- **CAPÍTULO 4:** *Representação das ações;*
- **CAPÍTULO 5:** *Métodos de análise estrutural e representação dos materiais;*
- **CAPÍTULO 6:** *Resultados;*
- **CAPÍTULO 7:** *Conclusões finais e recomendações.*

Nos capítulos 2 a 5 são discutidas as representações adotadas nos modelos computacionais desenvolvidos na pesquisa para a estrutura do edifício Vilanova Artigas.

No **CAPÍTULO 2** as partes constituintes da estrutura, identificadas com base na documentação de projeto estrutural, foram classificadas geometricamente conforme as proporções entre suas dimensões – em lineares, de superfície e de volume – com vistas a empregar nos modelos analíticos representações compatíveis com os comportamentos estruturais que apresentam. Além dessa abordagem, foram também consideradas diversas singularidades geométricas identificadas em projeto, cujas estratégias de representação são pormenorizadas no capítulo.

Além da representação geométrica das partes que formam a estrutura, necessita-se descrever nos modelos computacionais as condições de vínculo (ligações) dessas partes, seja entre si ou com o meio externo. Assim, a discussão apresentada no **CAPÍTULO 3** – fundamentada na documentação de projeto, em relatórios de sondagem e em processos que tratam da contratação e execução de serviços para substituição dos aparelhos de apoio dos pilares externos – objetiva formular idealizações para as ligações entre elementos estruturais e definir apoios representativos das condições de suporte da estrutura.

As ações incidentes no edifício foram caracterizadas no **CAPÍTULO 4** a partir de consultas à documentação de projeto estrutural, prescrições normativas

vigentes, relatórios técnicos, inspeções no local e levantamentos arquitetônicos elaborados durante o projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar a elaboração do PGC do edifício. Com base no exame realizado, foram quantificadas no capítulo as ações permanentes e variáveis, diretas e indiretas, consideradas nas combinações últimas e de serviço utilizadas nos modelos analíticos elaborados na pesquisa.

Os métodos de análise estrutural empregados nos modelos do edifício foram discutidos no CAPÍTULO 5 a partir do comportamento idealizado para os materiais que formam a estrutura. Assim, apresentam-se no capítulo os métodos de análise linear e não linear simplificado adotados, bem como as propriedades para o concreto estrutural que deles decorrem. Além disso, são também caracterizadas as propriedades dos materiais utilizados nos aparelhos de apoio dispostos sobre os consolos dos pilares centrais das fachadas longitudinais do edifício.

No CAPÍTULO 6 apresentam-se os resultados obtidos dos modelos, os quais compreendem a distribuição das ações verticais consolidadas por categoria em cada pavimento, as reações de apoio, os deslocamentos verticais e esforços internos solicitantes nos principais elementos estruturais, além da sensibilidade do edifício frente aos efeitos globais de 2ª ordem.

Finalmente, o CAPÍTULO 7 condensa as discussões sobre os resultados obtidos, relata os principais problemas identificados na pesquisa e traz reflexões acerca das questões inicialmente propostas, além de recomendações para trabalhos futuros e conclusões finais.

CAPÍTULO 2

Representação geométrica dos elementos estruturais

Descrição do apêndice

O capítulo visa caracterizar as representações geométricas adotadas para os elementos estruturais do edifício Vilanova Artigas nos modelos computacionais desenvolvidos nesta pesquisa. Discutem-se as representações adotadas para fundações, contenções, pilares, vigas, lajes, consolos e paredes estruturais.

2.1 Introdução

A elaboração dos modelos estruturais analíticos pressupõe o reconhecimento das partes constituintes da estrutura real, a princípio, a partir da geometria que possuem. Nesta pesquisa, para o caso do edifício Vilanova Artigas, suas partes foram identificadas mediante investigação da documentação de projeto estrutural elaborada pelo Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz entre junho de 1961 e janeiro de 1963 e em sua revisão, realizada entre abril de 1966 e fevereiro de 1968. Com base nesse exame, tornou-se possível classificar geometricamente os elementos estruturais do edifício conforme as proporções entre suas dimensões – em lineares, de superfície e de volume – com vistas a empregar nos modelos analíticos representações compatíveis com os comportamentos estruturais que apresentam⁹³.

Tubulões, estacas, pilares⁹⁴, nervuras de lajes, vigas e alguns dos enrijecedores das empenas compreendem os elementos estruturais lineares identificados no edifício. Como elementos estruturais de superfície, citam-se lajes, muros de arrimo, consolos⁹⁵, pilar-parede, trecho superior de pilares externos, empenas e painéis inclinados que formam a trama de cobertura com geometria tronco-piramidal. Por fim, blocos de coroamento sobre estacas e/ou tubulões compreendem os elementos de volume identificados na estrutura do edifício.

A representação geométrica desses elementos nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas será discutida nos itens 2.2 a 2.5 apresentados a seguir.

⁹³ Para esclarecimentos sobre as idealizações e hipóteses que regem os comportamentos estruturais de elementos lineares, de superfície e de volume, cf. item 1.5.1 no CAPÍTULO 1.

⁹⁴ Exceto o pilar-parede, que forma o núcleo de elevador do edifício, e o trecho superior dos pilares externos, representados nesta pesquisa por meio de elementos de superfície (chapas).

⁹⁵ Exceto os consolos que apresentam mesma geometria da das vigas baldrame a que estão ligados que, nesse caso, foram assumidos como prolongamentos dessas até os pilares, representados, portanto, por meio de barras nos modelos analíticos.

2.2 Definição de eixos e níveis

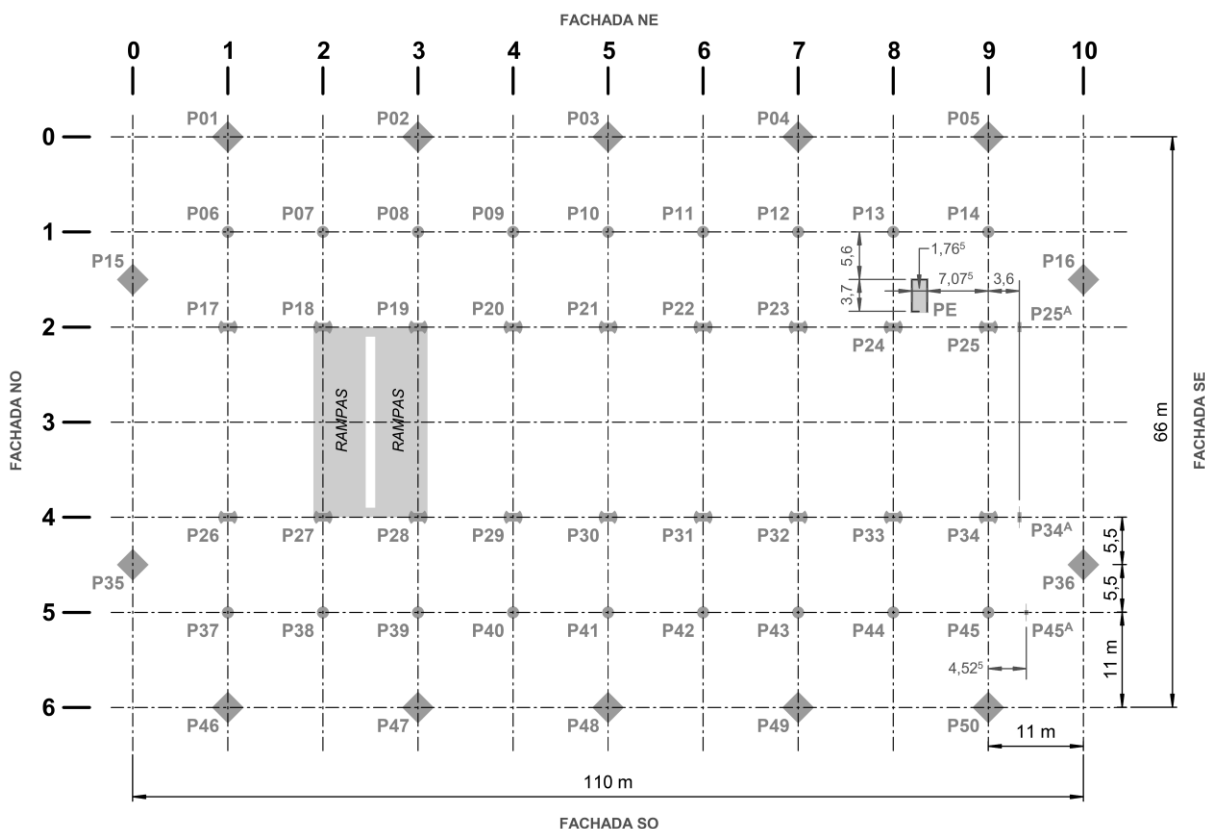
Os eixos e níveis adotados como referência para posicionamento dos elementos estruturais nos modelos analíticos do edifício Vilanova Artigas seguem os definidos na documentação de projeto estrutural elaborada pelo Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz na década de 1960.

De acordo com a folha 2/1961⁹⁶, o edifício está referenciado numa malha ortogonal de 11 x 11 m, por meio de onze eixos transversais numerados de 0 a 10 e sete eixos longitudinais numerados de 0 a 6, conforme indicado na FIGURA 2.1, na qual se apresenta também a posição dos 50 pilares principais do edifício, a dos 3 pilares auxiliares, a do pilar-parede (PE) – que forma o núcleo do elevador – e a das rampas que constituem sua circulação vertical.

⁹⁶ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de estaqueamento e localização dos tubulões. 11 out. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 2.

FIGURA 2.1 – Identificação dos eixos do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961 e 1966.

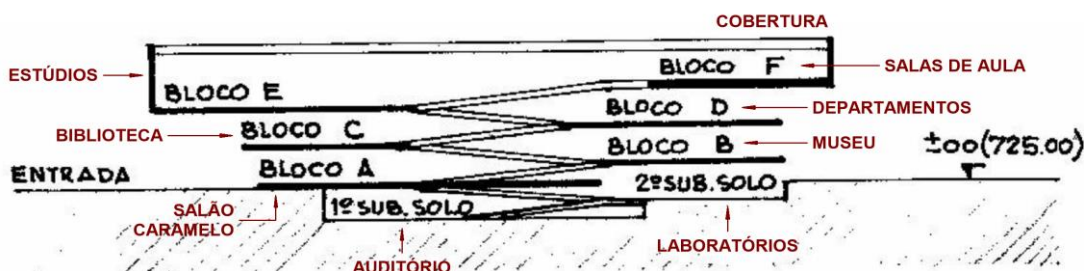
P01 a P50: pilares principais; P25^A, P34^A e P45^A: pilares auxiliares; PE: pilar-parede que forma o núcleo do elevador.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2 e 9A).

Quanto aos níveis, a documentação de projeto estrutural os referencia por meio de seis blocos, nomeados de A a F, e mais dois subsolos, conforme indicado na FIGURA 2.2. Além da nomenclatura adotada no projeto, a figura apresenta a referência de nível (RN = 0,00), tomada na cota 725,00.

FIGURA 2.2 – Reprodução de trecho da documentação de projeto estrutural datada de 1962, no qual se identificam os níveis do edifício Vilanova Artigas.



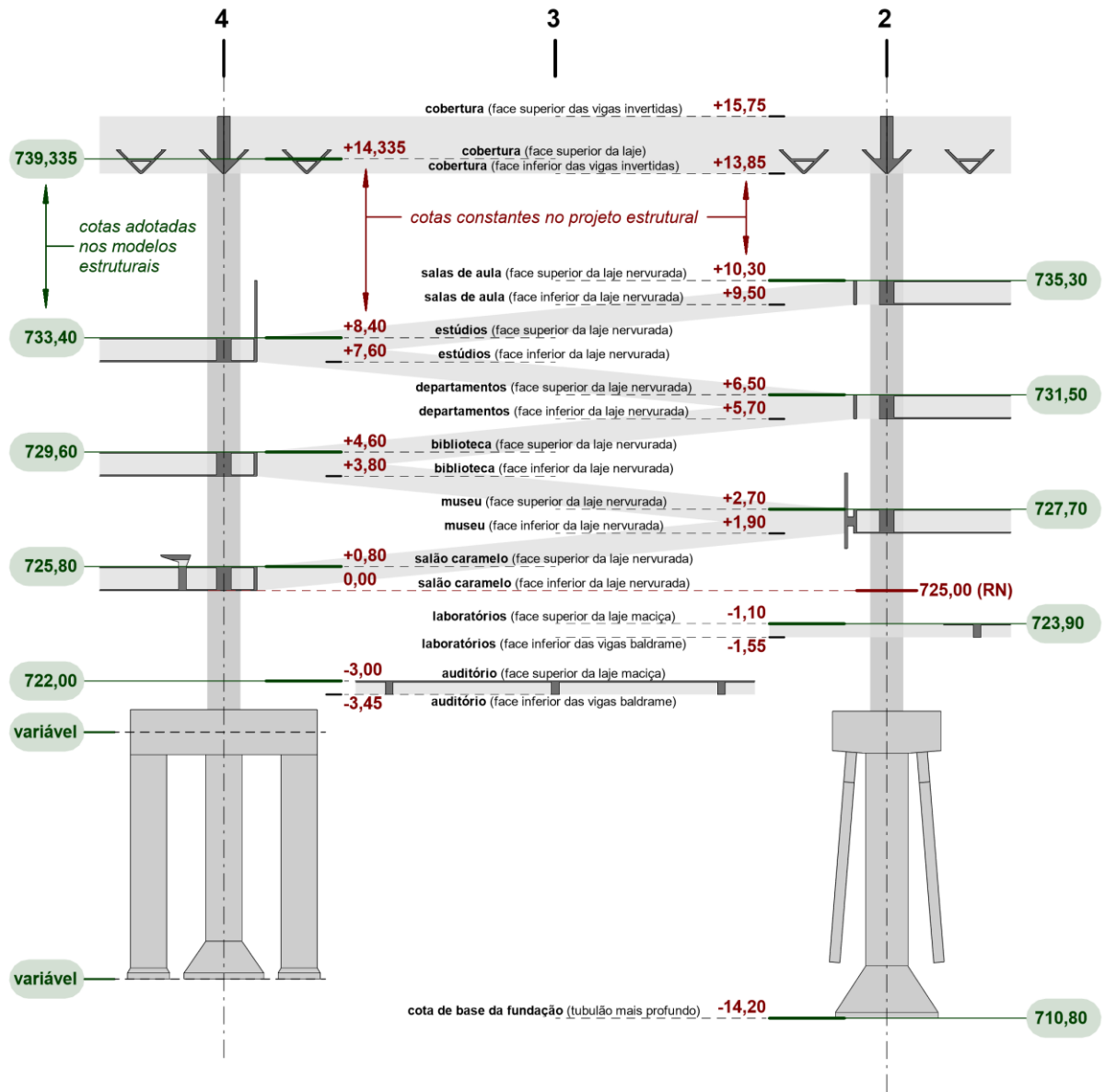
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 5).

Para elaboração dos modelos analíticos definiram-se dez níveis estruturais de referência, sendo um referente ao nível de origem (base) dos modelos e nove relativos aos pavimentos do edifício, indicados na FIGURA 2.2: 1º e 2º subsolos, blocos A a F e cobertura. Como os modelos computacionais desenvolvidos nesta pesquisa contemplam a representação geométrica de elementos de fundação, adotou-se a cota 710,80, referente a da base do tubulão mais profundo do edifício, como nível de origem dos modelos. Quanto aos níveis estruturais de referência relativos aos pavimentos, coincidem com as faces superiores de suas respectivas lajes. A FIGURA 2.3, apresentada a seguir, indica os níveis adotados na documentação de projeto estrutural e também os adotados nos modelos estruturais analíticos desenvolvidos nesta pesquisa. Em seguida, na FIGURA 2.4, ilustram-se os eixos e níveis desses modelos, representados na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional®.

FIGURA 2.3 – Identificação dos níveis do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural elaborada entre 1961 e 1962.

As cotas indicadas em vermelho são as adotadas na documentação de projeto estrutural elaborada pelo Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz e traz como referência de nível (RN = 0,00) a cota 725,00.

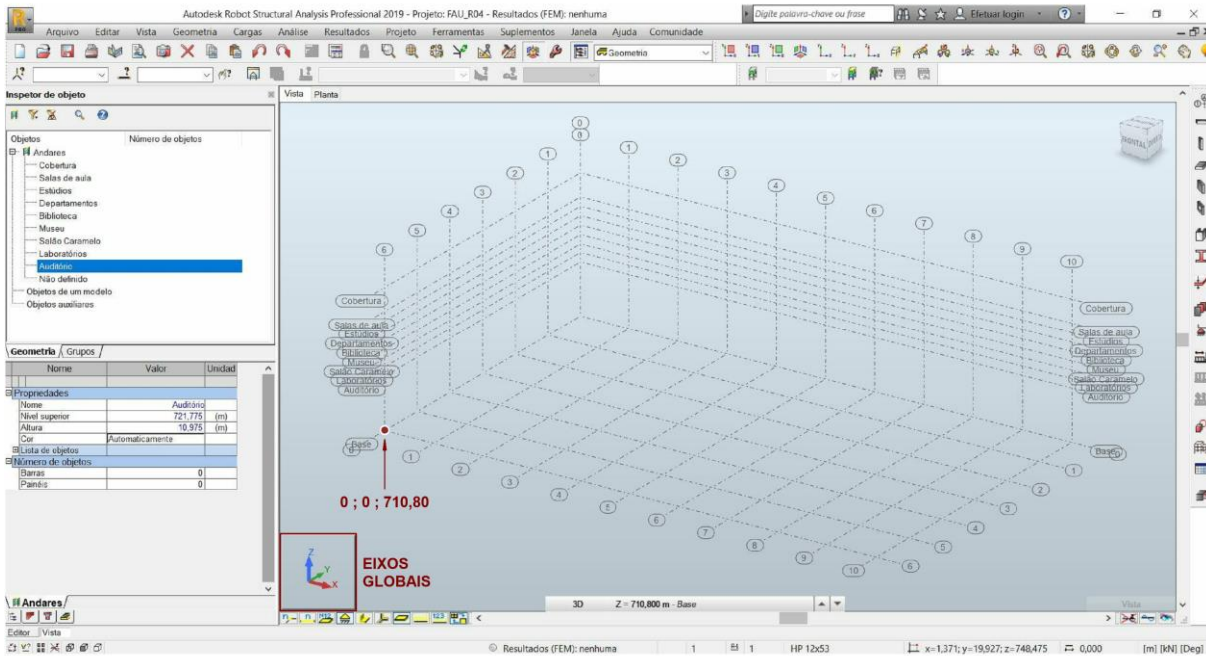
As cotas indicadas em verde, adotadas nos modelos estruturais analíticos, posicionam-se na face superior das lajes dos pavimentos. A cota de origem (base) corresponde à da base do tubulão mais profundo (710,80).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 e 20).

FIGURA 2.4 – Eixos e níveis dos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas, desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Destaque para as direções e sentidos dos eixos globais X, Y e Z; e para as coordenadas 0; 0; 710,80 do ponto tomado como referência para elaboração dos modelos, na intersecção do eixo transversal 0 (X=0,00), eixo longitudinal 6 (Y=0,00) e do nível referente à cota de base do tubulão mais profundo (Z=710,80).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.1 e FIGURA 2.3.

2.3 Representação geométrica das fundações e contenções

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as fundações do edifício Vilanova Artigas compreendem tubulões e estacas, que atuam isolada ou solidariamente na transmissão de cargas ao solo.

Conforme será pormenorizado no item 3.1.2.2 do CAPÍTULO 3, as fundações sob os pilares do edifício dispõem-se segundo quatro arranjos:

- a) Tubulões isolados;
- b) Trio de tubulões dispostos alinhados, solidarizados por meio de bloco de coroamento;
- c) Tubulões solidários a estacas inclinadas, por meio de bloco de coroamento;
- d) Grupo de estacas verticais solidarizadas por meio de bloco de coroamento;

Quanto às fundações empregadas sob os demais elementos estruturais do edifício, constam:

- e) Estacas verticais dispostas diretamente sob bases alargadas de muros de arrimo;
- f) Estacas verticais isoladas dispostas sob blocos de coroamento que apoiam vigas baldrame e muros de arrimo desprovidos de base alargada.

Nos modelos estruturais analíticos, a representação geométrica dos arranjos de fundação indicados em (a), (b), (c) e (d) será discutida no item 2.3.1, a seguir. Em relação às fundações descritas em (e) e (f) – não representadas geometricamente nos modelos, com o objetivo de minimizar custos computacionais – serão discutidas no CAPÍTULO 3, no item 3.1.2.4.

Quanto às estruturas de contenção, que delimitam os subsolos do edifício, consistem em muros de arrimo com geometrias diversas, as quais serão caracterizadas no item 2.3.2, assim como suas representações nos modelos analíticos.

2.3.1 Fundações: tubulões, estacas e blocos de coroamento

A caracterização geométrica de tubulões, estacas e blocos de coroamento, descrita na documentação de projeto estrutural, será pormenorizada no item 3.1.2.2 do CAPÍTULO 3.

Os 50 tubulões originais constantes na documentação de 1961⁹⁷ e os 20 acrescentados na de 1966⁹⁸ foram representados nos modelos estruturais analíticos por meio de barras com seção transversal em formato circular com diâmetro correspondente ao de seus fustes (\varnothing 120 cm, \varnothing 140 cm e \varnothing 160 cm). Essas barras, dispostas verticalmente nos eixos dos tubulões, estendem-se desde a cota das bases em que estão assentados até a dos respectivos blocos de coroamento⁹⁹, quando existentes, ou, em caso contrário, até a sua própria cota de topo, da qual nascem os pilares. Quanto à variação da seção transversal nos trechos em que os fustes se alargam em direção às bases dos tubulões, essa foi desprezada e a seção considerada constante, mantendo o diâmetro dos fustes. Ressalta-se, no entanto, que essa simplificação não se estende à determinação dos coeficientes de mola dos apoios elásticos translacionais dispostos horizontalmente ao longo dos fustes, pois foram obtidos levando-se em conta os alargamentos das bases¹⁰⁰.

As 44 estacas inclinadas, que reforçam as fundações junto a alguns dos tubulões inicialmente previstos em 1961, foram representadas por meio barras com seção transversal quadrada de lados 25 cm, 30 cm e 35 cm, conforme indicado na

⁹⁷ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de estaqueamento e localização dos tubulões. 11 out. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 2.

⁹⁸ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de acréscimo de estacas e tubulões nas fundações. 10 mai. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 2A.

⁹⁹ As cotas de topo das barras representativas dos tubulões diferem em função da representação adotada para o bloco de coroamento a que estão ligadas. No caso de blocos representados por meio de placas, as cotas de topo das barras correspondem à da superfície média das placas e no caso de blocos de representados por meio de chapas, as cotas de topo das barras referem-se à da aresta inferior da chapa. A discussão sobre representação dos blocos de coroamento será apresentada no decorrer do texto.

¹⁰⁰ Sobre a determinação dos coeficientes de reação horizontal na interação solo-tubulões, cf. item 3.1.2.3 no CAPÍTULO 3.

documentação de projeto estrutural de 1966¹⁰¹ e 1967¹⁰². Além dessas, também foram representadas as 14 estacas verticais de seção transversal circular com diâmetro de 25 cm referente às fundações dos pilares auxiliares P25^A, P34^A e P45^A, acrescentados na mesma revisão de projeto^{103,104}. Para a estimativa das cotas de base (ponta) das estacas, omitidas na documentação – à exceção das 6 brocas de 7 m que constituem a fundação do pilar auxiliar P45^A –, utilizaram-se, conforme apresentado no item 3.1.2.2 do CAPÍTULO 3, os valores limites de N_{SPT} , indicados por Cintra e Aoki (2010, p. 48), em que geralmente a cravação é interrompida. No caso de estacas pré-moldadas de concreto com $\varnothing < 30$ cm, os autores indicam que a interrupção ocorre quando $15 < N_{SPT} < 25$ ou $\sum N_{SPT} = 80$ e, para o caso de $\varnothing \geq 30$ cm, quando $25 < N_{SPT} \leq 35$. Assim como mencionado para o caso dos tubulões de reforço, as cotas de topo das estacas de reforço também foram definidas com base no plano médio da altura dos blocos de coroamento que as solidarizam aos tubulões existentes.

Em relação aos blocos de coroamento, a proporção entre suas dimensões sugere que tenham seus comportamentos estruturais descritos pela teoria da elasticidade tridimensional, isto é, que sejam representados nos modelos analíticos por meio de elementos de volume¹⁰⁵. No entanto, a fim de minimizar custos computacionais implicados nessa aproximação, realizou-se estudo comparativo entre modelos alternativos, nos quais os blocos são representados por meio de elementos lineares (barras) e de superfície (chapas/placas), tanto flexíveis quanto infinitamente rígidos. O estudo, aplicado às quatro tipologias de blocos de coroamento apresentadas na FIGURA 2.5 e FIGURA 2.6, objetiva avaliar a parcela de carregamento vertical (F_z) que os diferentes modelos de bloco transferem aos elementos de fundação a que estão ligados.

¹⁰¹ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de acréscimo de estacas e tubulões nas fundações. 10 mai. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 2A.

¹⁰² ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: alteração bloco P18 (e) esquema de arranques P15. 12 abr. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 119.

¹⁰³ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: fôrmas do bloco A no nível +0,80 (lado direito). 28 abr. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 9A.

¹⁰⁴ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: arm. P25-34^A, bloco P25-34^A, V115-V23. mai. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 121.

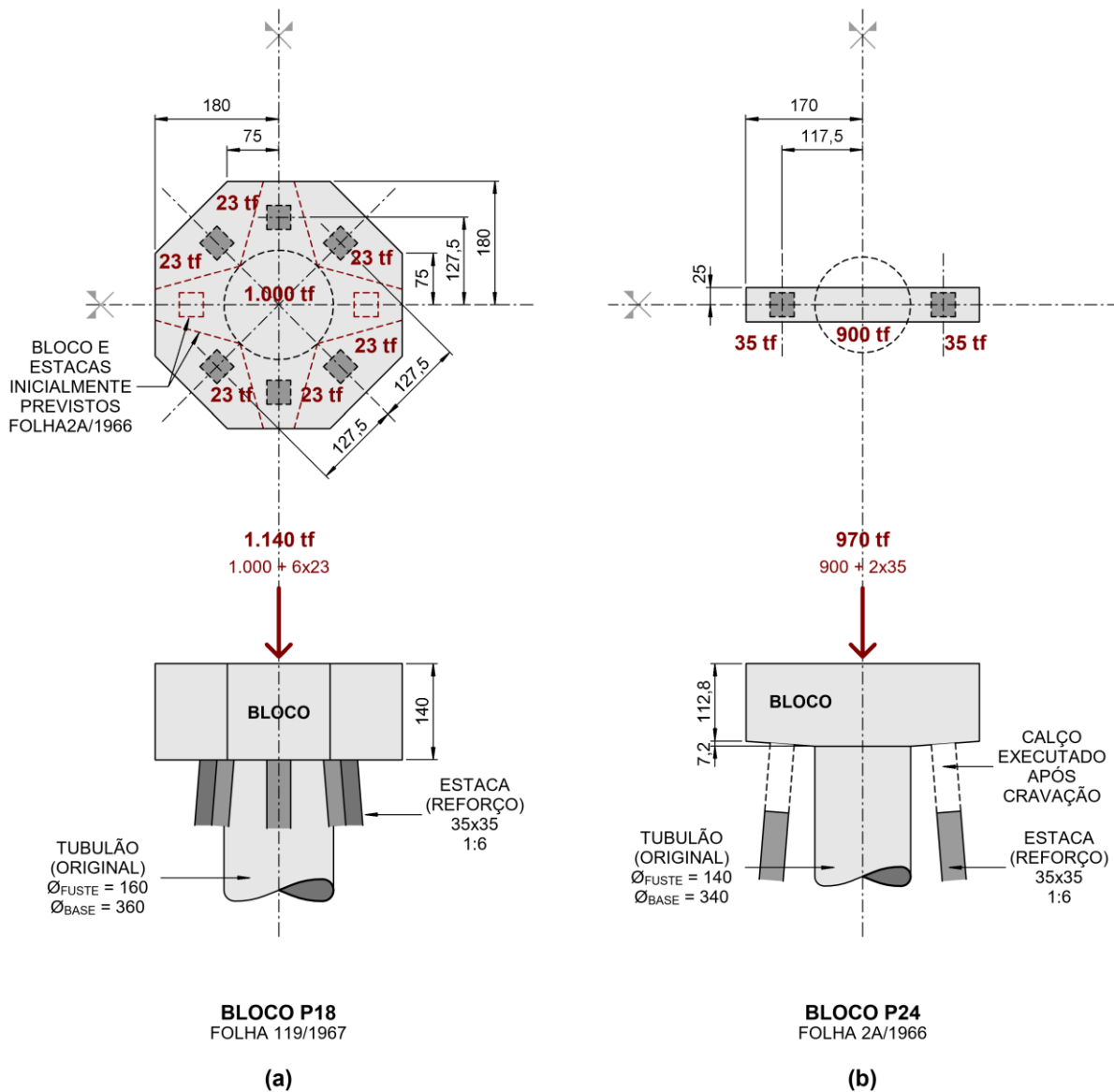
¹⁰⁵ Sobre a classificação geométrica dos elementos estruturais, cf. item 1.5.1 no CAPÍTULO 1.

FIGURA 2.5 – Caracterização geométrica dos blocos de coroamento sob os pilares P18 e P24, que solidarizam os topos das estacas de reforço aos dos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961, 1966 e 1967.

- (a) bloco sob o pilar P18, que solidariza 6 estacas de reforço ao tubulão existente;
 (b) bloco sob o pilar P24, que solidariza 2 estacas de reforço ao tubulão existente.

As cargas indicadas em vermelho correspondem às previstas na documentação de projeto estrutural.

No caso do bloco sob o P18, a folha 119 (1967) não traz indicações sobre a seção transversal, inclinação e capacidade de carga das 6 estacas de reforço. Admitiu-se nesta pesquisa que se mantiveram as indicadas na folha 2A (1966), ou seja, estacas com dimensões de 35 x 35 cm e inclinação de 1:6 (H:V). Quanto ao carregamento, supôs-se que as 140 tf distribuídas entre as 4 estacas previstas na documentação de 1966 foram mantidas na revisão de 1967, distribuídas, no entanto, entre 6 estacas ($140/6 \approx 23$ tf).

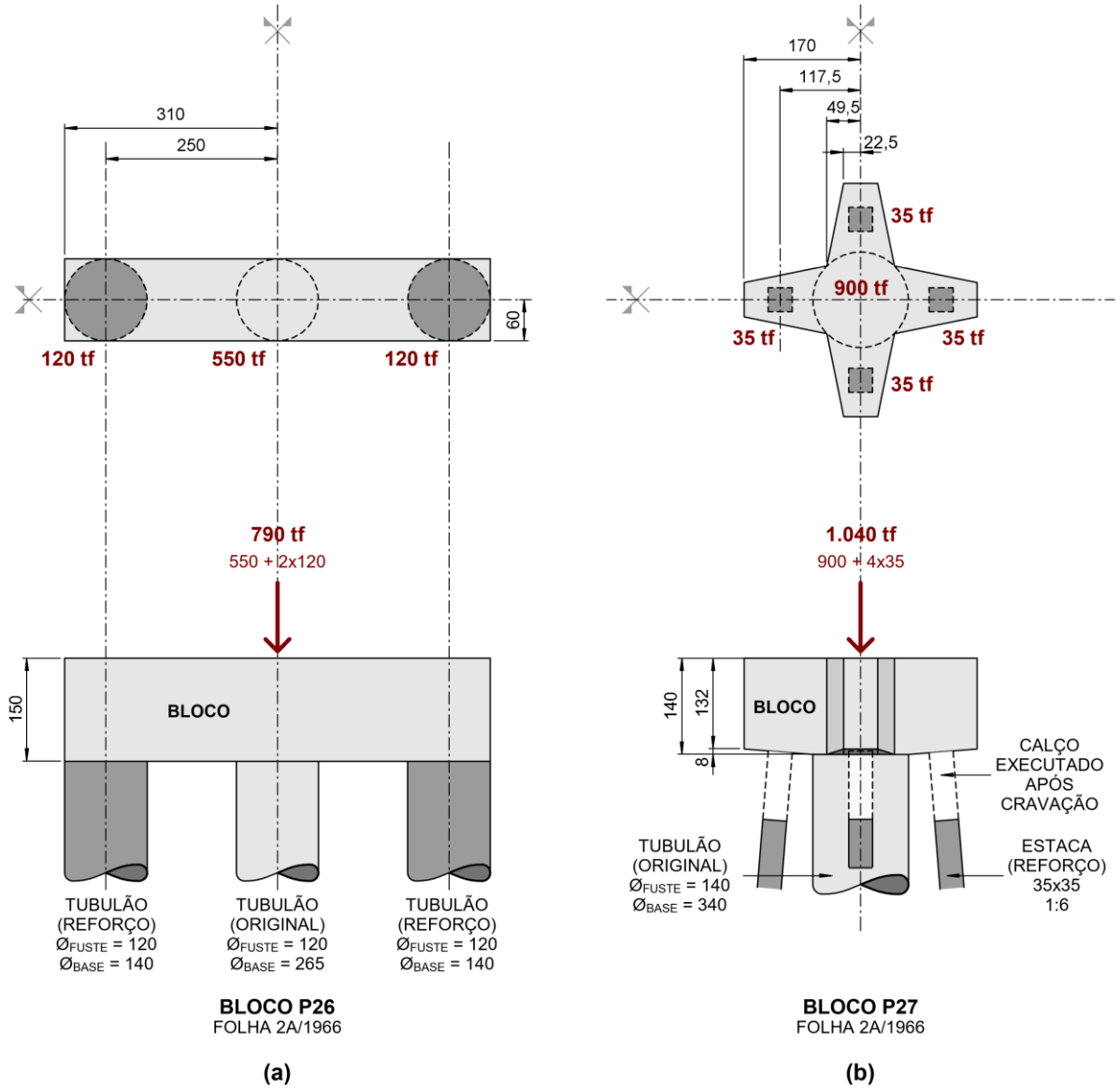


Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2, 2A e 119).

FIGURA 2.6 – Caracterização geométrica dos blocos de coroamento sob os pilares P26 e P27, que solidarizam os topos das estacas ou dos tubulões de reforço aos dos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961 e 1966.

- (a) bloco sob o pilar P26, que solidariza 2 tubulões de reforço ao tubulão existente;
- (b) bloco sob o pilar P27, que solidariza 4 estacas de reforço ao tubulão existente.

As cargas indicadas em vermelho correspondem às previstas na documentação de projeto estrutural.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2 e 2A).

Com propósito de estabelecer modelos analíticos de referência para que se comparem os resultados que deles se obtêm com os fornecidos por modelos simplificados, elaboraram-se, para cada arranjo apresentado na FIGURA 2.5 e

FIGURA 2.6, modelos de ordem superior¹⁰⁶ quanto à representação geométrica, nos quais tubulões, estacas e blocos de coroamento foram integralmente representados por meio de elementos volumétricos.

Nesses modelos, aplicaram-se, aos nós dos elementos finitos de volume pertencentes às superfícies que formam as pontas das estacas e as bases dos tubulões, apoios articulados fixos (do 2º gênero) como condição de vínculo com o meio externo e desprezaram-se vinculações representativas do atrito lateral do tubulão e das estacas, bem como vinculações decorrentes do contato entre o bloco e o solo superficial, que na realidade também lhe serve de apoio. Quanto ao carregamento, aplicou-se, no C.G. da superfície que forma o topo do bloco, carga vertical concentrada correspondente à somatória das previstas na documentação de projeto estrutural para cada tubulão/estaca que o bloco solidariza e, para que se efetivasse a comparação com as reações verticais (F_z) obtidas nos modelos, desprezaram-se os pesos próprios dos elementos de fundação. No que se refere ao concreto¹⁰⁷ de que são constituídos os blocos, estacas e tubulões, foi suposto isotrópico, com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Em relação à discretização dos elementos, empregaram-se elementos finitos volumétricos com malha sólida formada por tetraedro de 4 nós e malha de casca externa formada por quadriláteros de 4 nós com dimensão de 10 x 10 cm e dois níveis de triangulação junto às arestas da peça estrutural. A análise, realizada em regime linear, é pormenorizada na FIGURA 2.7 para o caso do bloco sob o P27 e os resultados para os quatro blocos investigados são reunidos na TABELA 2.1.

¹⁰⁶ De acordo com a sistemática de investigação baseada na modelagem hierárquica, modelos de ordem superior são modelos mais refinados que conferem, portanto, maior precisão à previsão do comportamento da estrutura real. Sobre abordagem hierárquica na modelagem estrutural, cf. item 1.5.1 no CAPÍTULO 1.

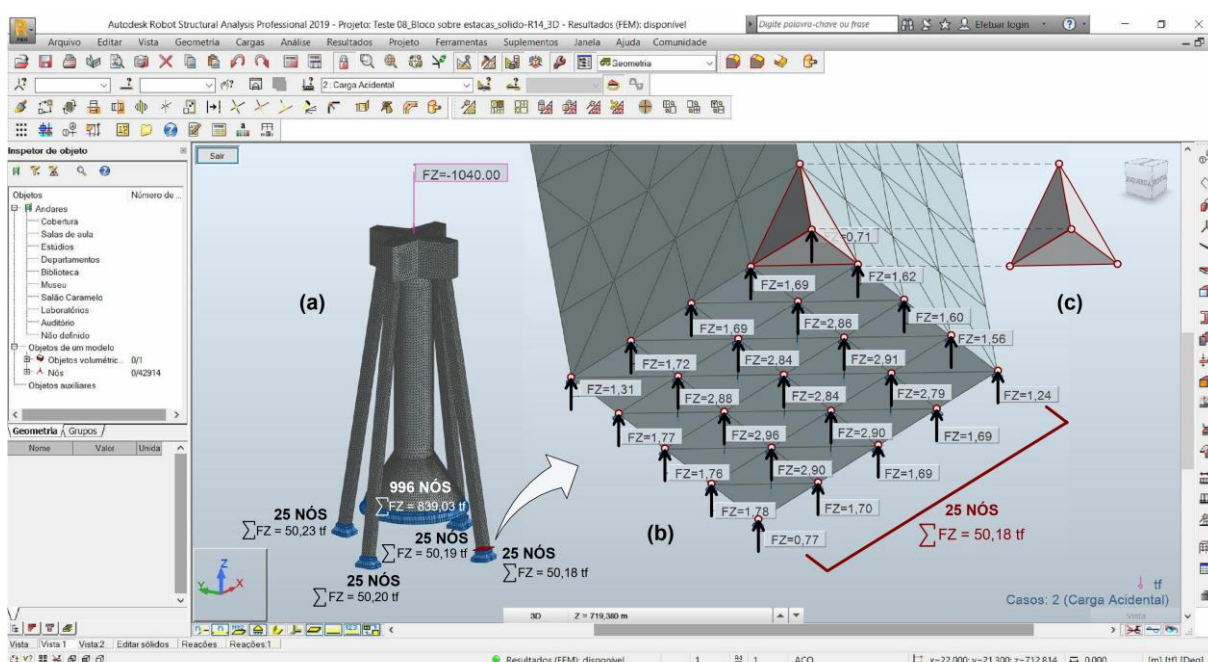
¹⁰⁷ Sobre as propriedades adotadas nos modelos para o concreto estrutural do edifício Vilanova Artigas, cf. TABELA 5.1 no item 5.2.1 do CAPÍTULO 5.

FIGURA 2.7 – Reações de apoios na base do tubulão e nas pontas das estacas existentes sob o P27, obtidas a partir de modelo estrutural analítico formado por elementos de volume.

- (a) representação do bloco de coroamento, tubulão e estacas sob o P27 por meio de elementos finitos volumétricos com malha sólida formada por tetraedro de 4 nós e malha de casca externa formada por quadriláteros de 4 nós com dimensão de 10 x 10 cm e dois níveis de triangulação junto às arestas das peças estruturais;
- (b) reações de apoio F_z obtidas para cada um dos 25 nós que vinculam a ponta da estaca ao meio externo;
- (c) elemento finito volumétrico empregado no modelo: tetraedro de 4 nós.

Supôs-se continuidade entre o bloco de coroamento e as estacas/tubulão. Aos nós dos elementos finitos volumétricos pertencentes às superfícies que formam a ponta das estacas e a base do tubulão foram aplicados apoios articulados fixos (do 2º gênero) como condição de vínculo com o meio externo. Desprezaram-se vinculações representativas do atrito lateral do tubulão e das estacas, bem como vinculações decorrentes do contato entre a base do bloco e o solo. O carregamento aplicado corresponde ao previsto na documentação de projeto estrutural ($900 \text{ tf} + 4 \times 35 \text{ tf} = 1.040 \text{ tf}$), assim como o material de que são constituídos: concreto suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente.

Destaque para a somatória das reações de apoio verticais ($\sum F_z$) dos 996 nós presentes na base do tubulão (839,03 tf) e dos 25 nós presentes na ponta das estacas ($\approx 50,2 \text{ tf}$).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.6.

TABELA 2.1: Reações de apoios verticais ($\sum F_z$) dos elementos de fundação sob os pilares P18, P24, P26 e P27, obtidas a partir de modelos estruturais analíticos formados por elementos de volume.

As reações indicadas na tabela foram obtidas a partir da somatória das reações F_z dos apoios aplicados aos nós dos elementos finitos volumétricos pertencentes às superfícies que formam as pontas das estacas e as bases dos tubulões, conforme exemplificado na FIGURA 2.7 (b) para o caso do bloco sob o P27.

Supôs-se continuidade entre os blocos de coroamento e as estacas e tubulões. Aos nós dos elementos finitos volumétricos pertencentes às superfícies que formam a ponta das estacas e a base dos tubulões foram aplicados apoios articulados fixos (do 2º gênero) como condição de vínculo com o meio externo. Desprezaram-se vinculações representativas do atrito lateral do tubulão e das estacas, bem como vinculações decorrentes do contato entre a base do bloco e o solo. Os carregamentos aplicados correspondem aos previstos na documentação de projeto estrutural – indicados na FIGURA 2.5 –, assim como o material de que são constituídos: concreto suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Em relação à discretização dos elementos, empregaram-se elementos finitos volumétricos com malha sólida formada por tetraedro de 4 nós e malha de casca externa formada por quadriláteros de 4 nós com dimensão de 10 x 10 cm e dois níveis de triangulação junto às arestas da peça estrutural.

ϕ_{BASE} refere-se ao diâmetro da base do tubulão e ℓ_{PONTA} ao lado da seção em formato quadrado da ponta da estaca.

| Pilar | Tubulão central | | Reforços | | Total | Tamanho ^(a) do arquivo [MB] |
|------------|---|-------------------------------------|---------------------------------------|--|------------------------------------|--|
| | $\sum F_z$ [tf] | qtde. de nós na base do tubulão | $\sum F_z$ [tf] | qtde. de nós na base do tubulão/ponta da estaca | | |
| P18 | 900,25 | 1.119 nós $\phi_{BASE} = 360$ cm | 2 x 39,82 4 x 40,04 (6 estacas) | 2 x 25 nós 4 x 28 nós $\ell_{PONTA} = 35$ cm | 1.140 tf 1.281 nós de apoio | 291,5 |
| P24 | 883,71 | 966 nós $\phi_{BASE} = 340$ cm | 2 x 43,15 (2 estacas) | 2 x 25 nós $\ell_{PONTA} = 35$ cm | 970 tf 1.046 nós de apoio | 160,5 |
| P26 | 457,31 | 644 nós $\phi_{BASE} = 265$ cm | 2 x 166,35 (2 tubulões) | 2 x 189 nós $\phi_{BASE} = 240$ cm | 790 tf 1.022 nós de apoio | 259,2 |
| P27 | 893,03 | 966 nós $\phi_{BASE} = 340$ cm | 4 x 50,24 (4 estacas) | 4 x 25 nós $\ell_{PONTA} = 35$ cm | 1.040 tf 1.096 nós de apoio | 251,9 |
| (a) | Para arquivos maiores que 100MB, o programa computacional recomenda salvar os resultados do cálculo em um arquivo externo, de extensão .RT_. O tamanho do arquivo indicado na tabela compreende a soma de ambos os arquivos: do arquivo padrão do programa computacional, de extensão .rtd, com o arquivo de dados em formato .RT_. | | | | | |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados obtidos dos modelos estruturais analíticos elaborados com base na FIGURA 2.5 e FIGURA 2.6, desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Conforme apresentado na TABELA 2.1, como os tamanhos dos arquivos dos modelos formados por elementos de volume resultam excessivamente grandes, a aplicação dessa representação à totalidade das fundações do edifício inviabilizaria o processamento computacional do modelo completo. Isto posto, elaboraram-se modelos alternativos em que estacas e tubulões foram representados por meio de barras e variaram-se as representações dos blocos de coroamento que as solidariza. Esse estudo, aplicado aos quatro arranjos ilustrados na FIGURA 2.5 e FIGURA 2.6 (sob os pilares P18, P24, P26 e P27), apresenta-se na FIGURA 2.8, FIGURA 2.9, FIGURA 2.10 e FIGURA 2.11, nas quais se indicam em (a), (b) e (c), modelos de análise em regime linear, em que os blocos são representados, respectivamente, por meio de superfícies rígidas, elementos lineares (barras) e elementos de superfície (placas e chapas). Nessa avaliação, supuseram-se engastadas as barras representativas das estacas e tubulões nos blocos de coroamento e, na extremidade da base, foram-lhes atribuídos apoios articulados fixos (do 2º gênero). Quanto ao carregamento e material estrutural utilizados, mantiveram-se os mesmos aplicados aos modelos com elementos volumétricos. Em relação à discretização dos elementos de superfície, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 10 x 10 cm, cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney)¹⁰⁸ disponibilizado pelo programa computacional.

¹⁰⁸ No programa computacional, o método complexo para geração de malha de elementos finitos emprega a técnica de triangulação de Delaunay, a qual visa a equalizar os ângulos dos triângulos que constituem a malha com objetivo de garantir sua regularidade.

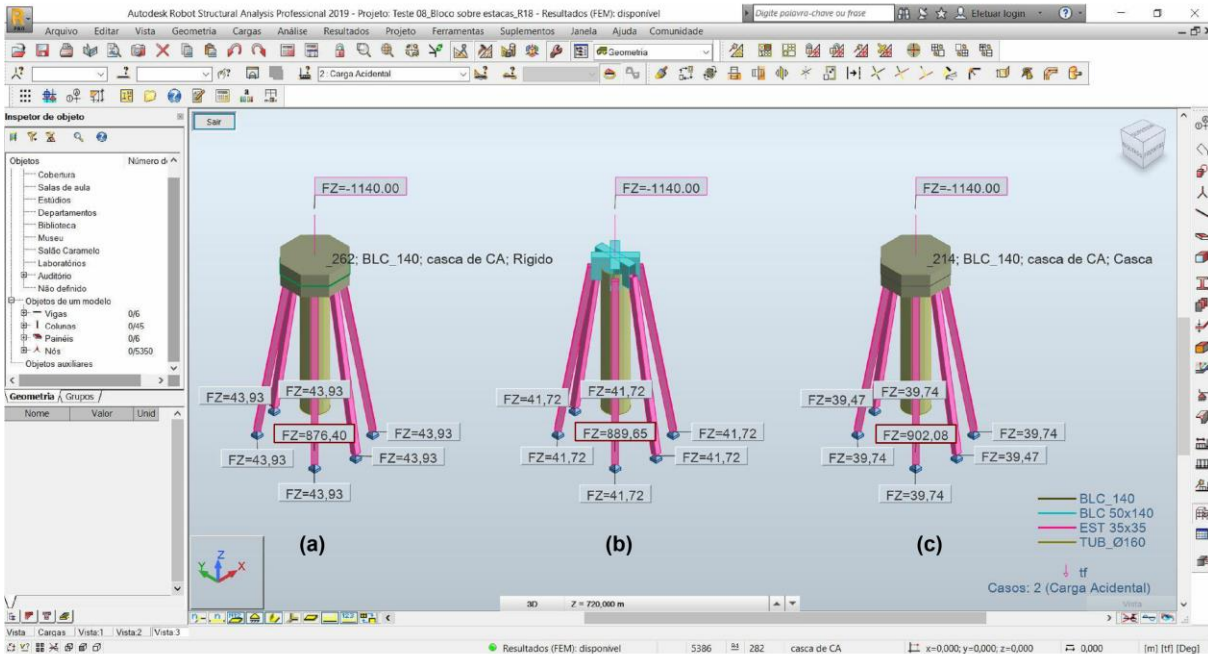
FIGURA 2.8 – Reações de apoios dos elementos de fundação sob o P18, obtidos a partir de distintas representações do bloco de coroamento que os solidariza.

- (a) representação do bloco de coroamento sob o P18 por meio de placa rígida;
 (b) representação do bloco de coroamento sob o P18 por meio de elementos de barra (50 x 140 cm);
 (c) representação do bloco de coroamento sob o P18 por meio de elemento de placa (h = 140 cm).

Supuseram-se engastadas as barras representativas das estacas e tubulões nos blocos de coroamento e, na extremidade da base, foram-lhes aplicados apoios articulados fixos (do 2º gênero). O carregamento aplicado corresponde ao previsto na documentação de projeto estrutural ($1.000 \text{ tf} + 4 \times 35 \text{ tf} = 1.140 \text{ tf}$), assim como o material de que são constituídos: concreto suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Em relação à discretização das placas, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 10 x 10 cm, cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney) disponibilizado pelo programa computacional.

Destaque para as reações de apoio verticais (F_z) dos tubulões: (a) 876,40 tf; (b) 889,65 tf; (c) 902,08 tf.

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras e as alturas das placas:
 BLC 140 – blocos de coroamento (placas com altura de 140 cm); BLC 50x140 – blocos de coroamento (barras com seção em formato retangular com 50 cm de base e 140 cm de altura); EST 35x35 – estacas (barras com seção quadrada de lado 35 cm); TUB Ø160 – tubulões (barras com seção circular de diâmetro 160 cm).



Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.5.

FIGURA 2.9 – Reações de apoios dos elementos de fundação sob o P24, obtidos a partir de distintas representações do bloco de coroamento que os solidariza.

- (a) representação do bloco de coroamento sob o P24 por meio de placa rígida;
 (b) representação do bloco de coroamento sob o P24 por meio de elementos de barra (50 x 120 cm);
 (c) representação do bloco de coroamento sob o P24 por meio de elemento de placa (h = 120 cm).

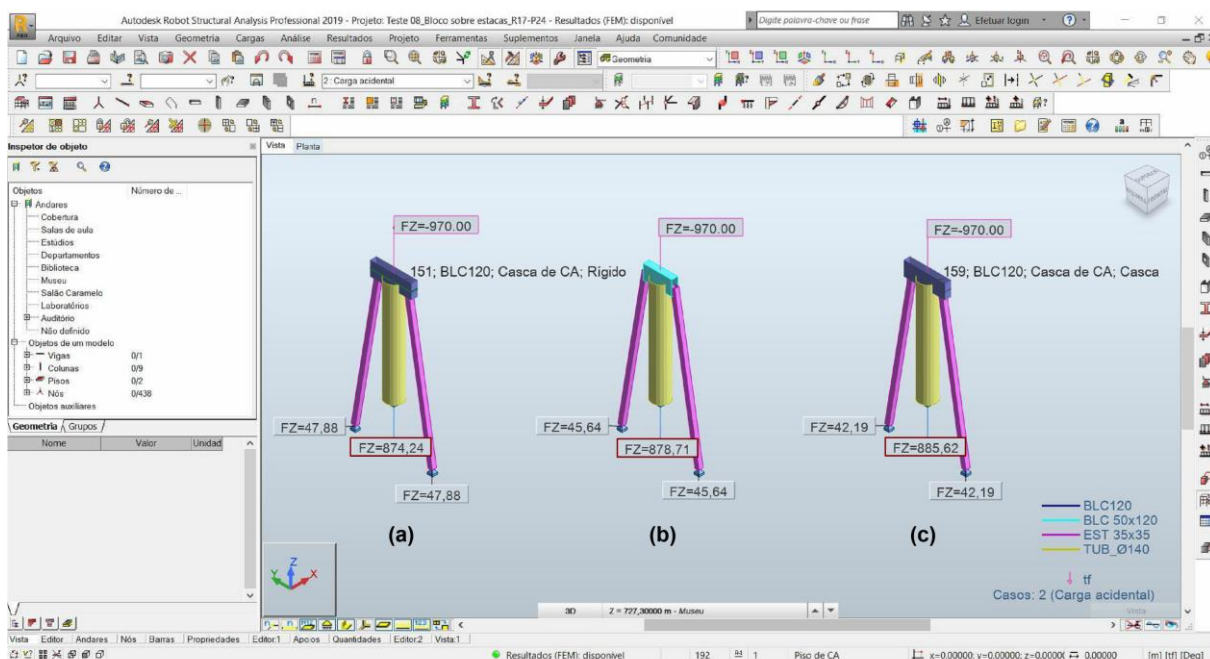
Supuseram-se engastadas as barras representativas das estacas e tubulões nos blocos de coroamento e, na extremidade da base, foram-lhes aplicados apoios articulados fixos (do 2º gênero). O carregamento aplicado corresponde ao previsto na documentação de projeto estrutural ($900 \text{ tf} + 2 \times 35 \text{ tf} = 970 \text{ tf}$), assim como o material de que são constituídos: concreto suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Em relação à discretização das placas, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 10 x 10 cm, cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney) disponibilizado pelo programa computacional.

Destaque para as reações de apoio verticais (F_z) dos tubulões: (a) 874,24 tf; (b) 878,71 tf; (c) 885,62 tf.

Obs. A representação deste bloco por meio de elemento de superfície disposto no plano vertical (chapa) não forneceu resultados que se aproximam dos obtidos com as demais representações. Neste caso obteve-se $F_z = 827,48 \text{ tf}$ para o tubulão.

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras e as alturas das placas:

BLC 120 – blocos de coroamento (placas com altura de 120 cm); BLC 50x120 – blocos de coroamento (barras com seção em formato retangular com 50 cm de base e 120 cm de altura); EST 35x35 – estacas (barras com seção quadrada de lado 35 cm); TUB Ø140 – tubulões (barras com seção circular de diâmetro 140 cm).



Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.5.

FIGURA 2.10 – Reações de apoios dos elementos de fundação sob o P26, obtidos a partir de distintas representações do bloco de coroamento que os solidariza.

- (a) representação do bloco de coroamento sob o P26 por meio de chapa rígida;
 (b) representação do bloco de coroamento sob o P26 por meio de elementos de barra (120 x 150 cm);
 (c) representação do bloco de coroamento sob o P26 por meio de elemento de chapa (esp. = 120 cm).

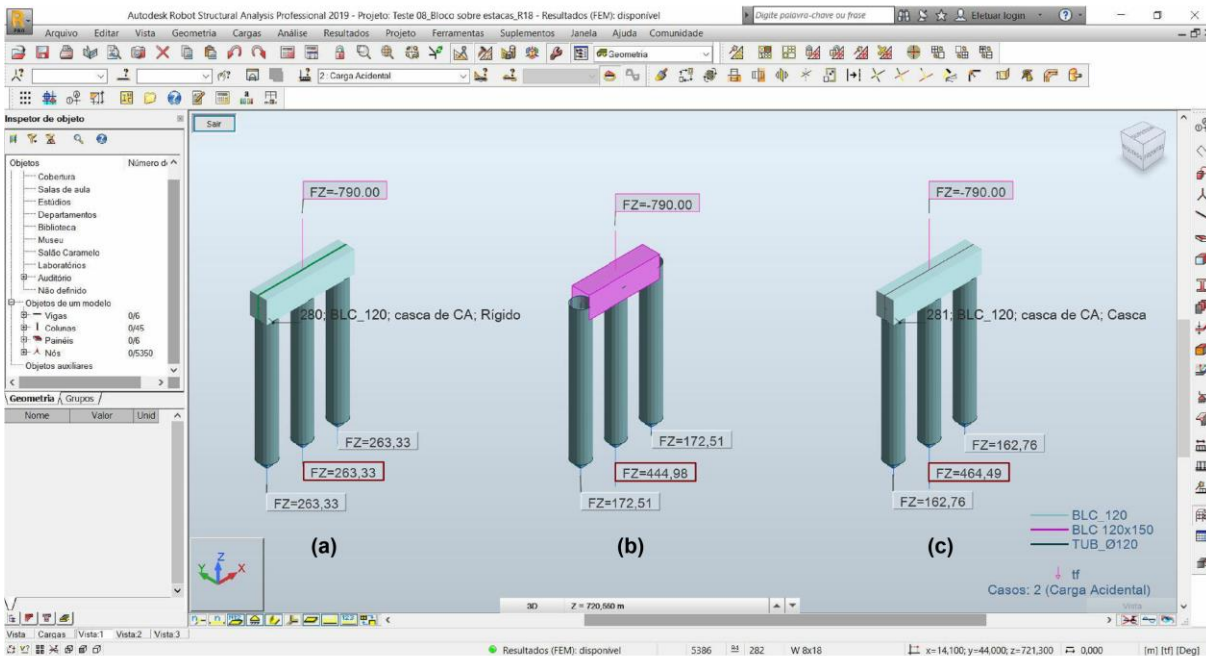
Supuseram-se engastadas as barras representativas das estacas e tubulões nos blocos de coroamento e, na extremidade da base, foram-lhes aplicados apoios articulados fixos (do 2º gênero). O carregamento aplicado corresponde ao previsto na documentação de projeto estrutural ($550 \text{ tf} + 2 \times 120 \text{ tf} = 790 \text{ tf}$), assim como o material de que são constituídos: concreto suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Em relação à discretização das chapas, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 10 x 10 cm, cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney) disponibilizado pelo programa computacional.

Destaque para as reações de apoio verticais (F_z) dos tubulões originais (centrais): (a) 263,33 tf; (b) 444,98 tf; (c) 464,49 tf.

Obs. A representação deste bloco por meio de elemento de superfície disposto no plano horizontal (placa) não forneceu resultados que se aproximam dos obtidos com as demais representações. Neste caso obteve-se $F_z = 496,01 \text{ tf}$ para o tubulão central.

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras e as espessuras das chapas:

BLC 120 – blocos de coroamento (chapas com espessura de 120 cm); BLC 120x150 – blocos de coroamento (barras com seção em formato retangular com 120 cm de base e 150 cm de altura); TUB Ø120 – tubulões (barras com seção circular de diâmetro 120 cm).



Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.6.

FIGURA 2.11 – Reações de apoios dos elementos de fundação sob o P27, obtidos a partir de distintas representações do bloco de coroamento que os solidariza.

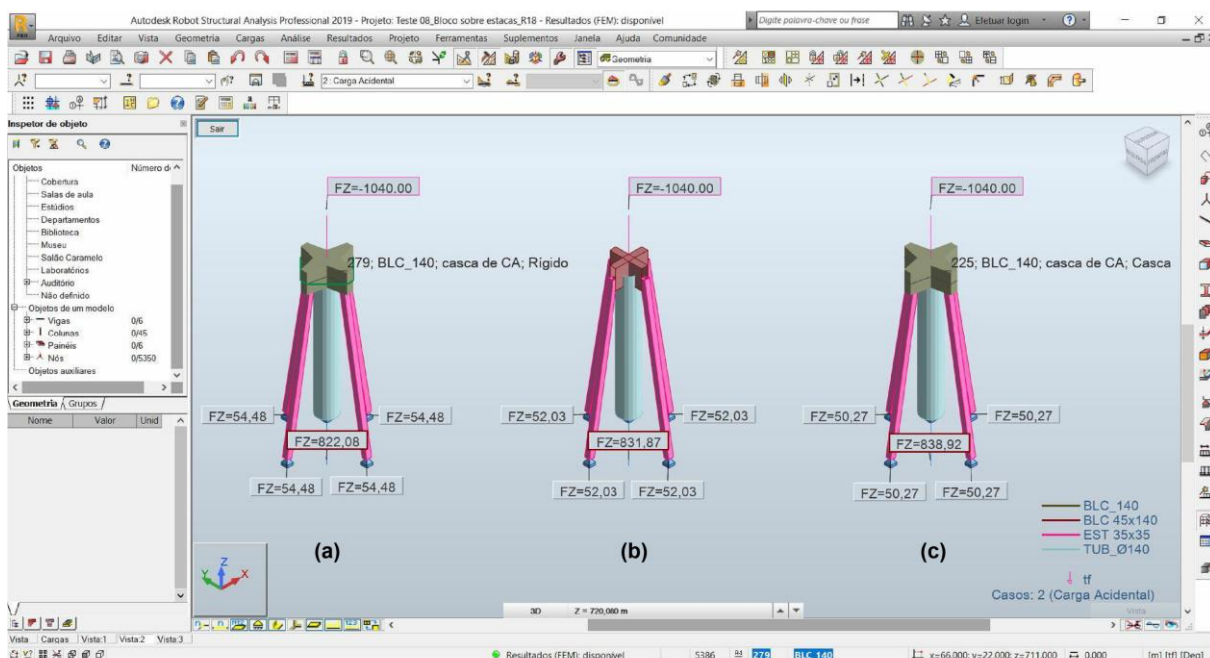
- (a) representação do bloco de coroamento sob o P27 por meio de placa rígida;
 (b) representação do bloco de coroamento sob o P27 por meio de elementos de barra (45 x 140 cm);
 (c) representação do bloco de coroamento sob o P27 por meio de elemento de placa (h = 140 cm).

Supuseram-se engastadas as barras representativas das estacas e tubulões nos blocos de coroamento e, na extremidade da base, foram-lhes aplicados apoios articulados fixos (do 2º gênero). O carregamento aplicado corresponde ao previsto na documentação de projeto estrutural ($900 \text{ tf} + 4 \times 35 \text{ tf} = 1.040 \text{ tf}$), assim como o material de que são constituídos: concreto suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Em relação à discretização das placas, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 10 x 10 cm, cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney) disponibilizado pelo programa computacional.

Destaque para as reações de apoio verticais (F_z) dos tubulões: (a) 822,08 tf; (b) 831,87 tf; (c) 838,91 tf.

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras e as alturas das placas:

BLC 140 – blocos de coroamento (placas com altura de 140 cm); BLC 45x140 – blocos de coroamento (barras com seção em formato retangular com 45 cm de base e 140 cm de altura); EST 35x35 – estacas (barras com seção quadrada de lado 35 cm); TUB Ø140 – tubulões (barras com seção circular de diâmetro 140 cm).



Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.6.

A TABELA 2.2, apresentada a seguir, reúne os resultados das reações de apoios (F_z) para os tubulões centrais dos blocos de coroamento sob os pilares P18, P24, P26 e P27, obtidas a partir de modelos analíticos em que esses blocos foram representados por meio de elementos de volume, superfícies rígidas, elementos lineares (barras) e elementos de superfície (placas e chapas). Como o propósito é examinar as variações dos resultados fornecidos pelos diferentes modelos, incluíram-se nas tabelas coeficientes de variação¹⁰⁹ (CV) que tomam o modelo formado por elementos de volume – de ordem superior em relação aos demais – como referência.

TABELA 2.2: Carregamento vertical previsto na documentação de projeto estrutural para os tubulões centrais dos blocos de coroamento sob os pilares P18, P24, P26 e P27 e respectivas reações de apoios (F_z) obtidas a partir de modelos analíticos em que esses blocos foram representados por meio de elementos de volume, superfícies rígidas (a), elementos lineares (b) e elementos de superfície (c).

Destaque para o modelo (c), no qual os blocos de coroamento foram representados por meio de elementos de superfície (placas para os blocos sob o P18, P24 e P27; e chapa para o bloco sob o P26). Nessa representação geométrica obtiveram-se resultados de F_z que mais se aproximam dos fornecidos pelo modelo de referência (formado por elementos de volume), de ordem superior em relação aos demais.

| Pilar | Carregamento do tubulão central conforme previsto na documentação de projeto estrutural [tf] | Reação de apoio (F_z) obtida para o tubulão central sob blocos de coroamento representados por meio de: | | | |
|-------|--|---|-------------------------------------|------------------------------------|--|
| | | Elementos de volume modelo de referência | Superfície rígida (a) | Elementos lineares (b) | Elem. de superfície (c) |
| P18 | 1.000 | 900,25 (291,5 MB) | 876,40 $CV = 1,9\%$ (2,4 MB) | 889,65 $CV = 0,8\%$ (1,2 MB) | 902,08 $CV = 0,1\%$ (2,4 MB) |
| P24 | 900 | 883,58 (160,5 MB) | 874,24 $CV = 0,8\%$ (1,6 MB) | 878,71 $CV = 0,4\%$ (1,3 MB) | 885,62 $CV = 0,2\%$ (1,6 MB) |
| P26 | 550 | 457,31 (259,2 MB) | 263,34 $CV = 38,1\%$ (2,0 MB) | 444,98 $CV = 1,9\%$ (1,2 MB) | 469,49 $CV = 1,1\%$ (2,1 MB) |
| P27 | 900 | 839,03 (251,9 MB) | 822,08 $CV = 1,4\%$ (1,7 MB) | 831,87 $CV = 0,6\%$ (1,2 MB) | 838,91 $CV \cong 0,0\%$ (1,7 MB) |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 2.1, FIGURA 2.8, FIGURA 2.9, FIGURA 2.10 e FIGURA 2.11.

¹⁰⁹ O coeficiente de variação (CV) fornece a medida da dispersão dos resultados em termos relativos (%) à média. Um CV igual a zero, por exemplo, indica que não há variação do conjunto de dados em relação à média, ou seja, que os dados são iguais à média e que não há, portanto, dispersão. O CV é definido pela relação percentual entre o desvio padrão (s) e a média (\bar{M}) do conjunto de dados.

O tamanho dos arquivos apresentados na TABELA 2.2 evidencia o elevado custo computacional dos modelos formados por elementos de volume. Esses modelos, de ordem superior em relação aos demais, resultam arquivos com tamanho cerca de 100 vezes superior ao obtido nos dos modelos simplificados indicados em (a), (b) e (c), sem fornecerem, no entanto, precisão incremental significativa. Com exceção da representação do bloco de coroamento sob o pilar P26 por meio de superfície (chapa) rígida – que traz resultados irrealistas, na medida em que o carregamento é distribuído igualmente entre os três tubulões – todos os demais modelos simplificados fornecem, para a distribuição de carregamento vertical (F_z) entre os elementos de fundação que o bloco solidariza, resultados com pequena dispersão ($CV \leq 1,9\%$) em relação ao modelo de referência (formado por elementos volumétricos).

Entre os modelos simplificados indicados na TABELA 2.2, destaca-se o modelo (c), no qual os blocos de coroamento foram representados por meio de elementos de superfície¹¹⁰. Como essa representação fornece resultados que mais se aproximam dos obtidos nos modelos de ordem superior ($CV \leq 1,1\%$), optou-se por emprega-la para descrever geometricamente os blocos de coroamento nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas.

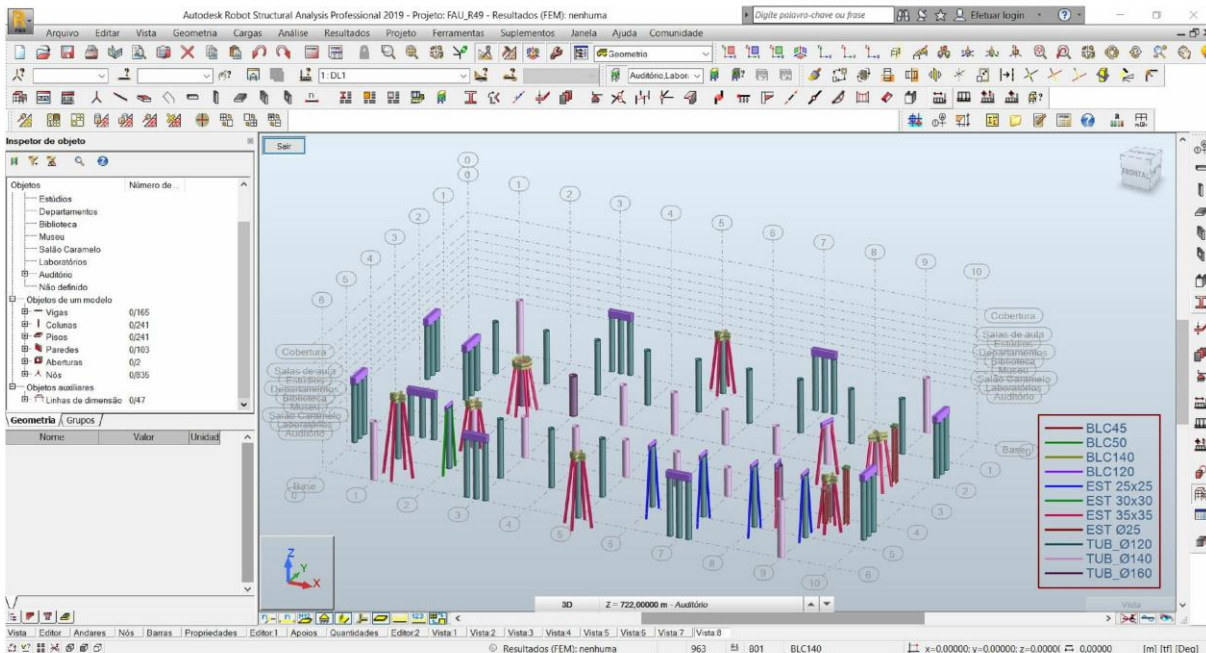
A FIGURA 2.12 apresenta a representação geométrica adotada para os blocos de coroamento, tubulões e estacas presentes nas fundações sob os pilares do edifício.

¹¹⁰ Elementos de superfície dispostos no plano horizontal (placas) para representar os blocos de coroamento sob os pilares P18, P24 e P27; e elementos de superfície dispostos no plano vertical (chapas) para representar o bloco sob o P26.

FIGURA 2.12 – Representação geométrica dos blocos de coroamento, tubulões e estacas presentes nas fundações sob os pilares do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras, alturas das placas e espessuras das chapas:

BLC – blocos de coroamento (elementos de superfície: chapas para os blocos sobre três tubulões e placas para os demais);
EST – estacas (barras); TUB – tubulões (barras).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do item 3.1.2.2 do CAPÍTULO 3 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2, 2A, 9A, 119, 121 e 127).

Destaca-se que na folha 2A/1966¹¹¹ a cota de arrasamento indicada para os tubulões de reforço sob o P49¹¹² – a 1,45 m de profundidade em relação à cota de referência (0,00 | 725,00) – implicaria que o bloco de coroamento que os solidariza ao tubulão original extrapolasse a cota de terreno em 5 cm, já que o bloco possui altura de 1,50 m. Como na realidade não se constata esse afloramento do bloco, admitiu-se que os tubulões de reforço sob o P49 foram arrasados a 1,55 m de profundidade, seguindo a cota indicada na documentação de projeto estrutural para os tubulões previstos sob o P47, situado na mesma fachada.

¹¹¹ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de acréscimo de estacas e tubulões nas fundações. 10 mai. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 2A.

¹¹² Para identificação do P49, cf. FIGURA 2.1.

Outra divergência quanto à cota de arrasamento dos elementos de fundação recai sobre as indicadas na documentação de projeto estrutural para as estacas e tubulões sob os pilares P25 e P34, as quais não consideram a ampliação de área construída prevista na revisão¹¹³ de projeto arquitetônico datada de 1966. Com o acréscimo de área no pavimento térreo (salão caramelo) e no subsolo (auditório), as cotas de topo apresentadas na documentação de projeto estrutural para os elementos de fundação sob os pilares P25 e P34 implicariam o afloramento dos blocos de coroamento no nível do auditório (-3,00 | 722,00), situação que não se verifica na realidade. Como não há registros sobre as cotas arrasamento que efetivamente foram adotadas para as estacas de reforço e tubulões sob esses pilares, admitiu-se nesta pesquisa que seguem as indicadas para o caso dos pilares P24 e P33, que lhes são contíguos e para os quais as cotas de topo dos blocos de coroamento não supera o nível do auditório.

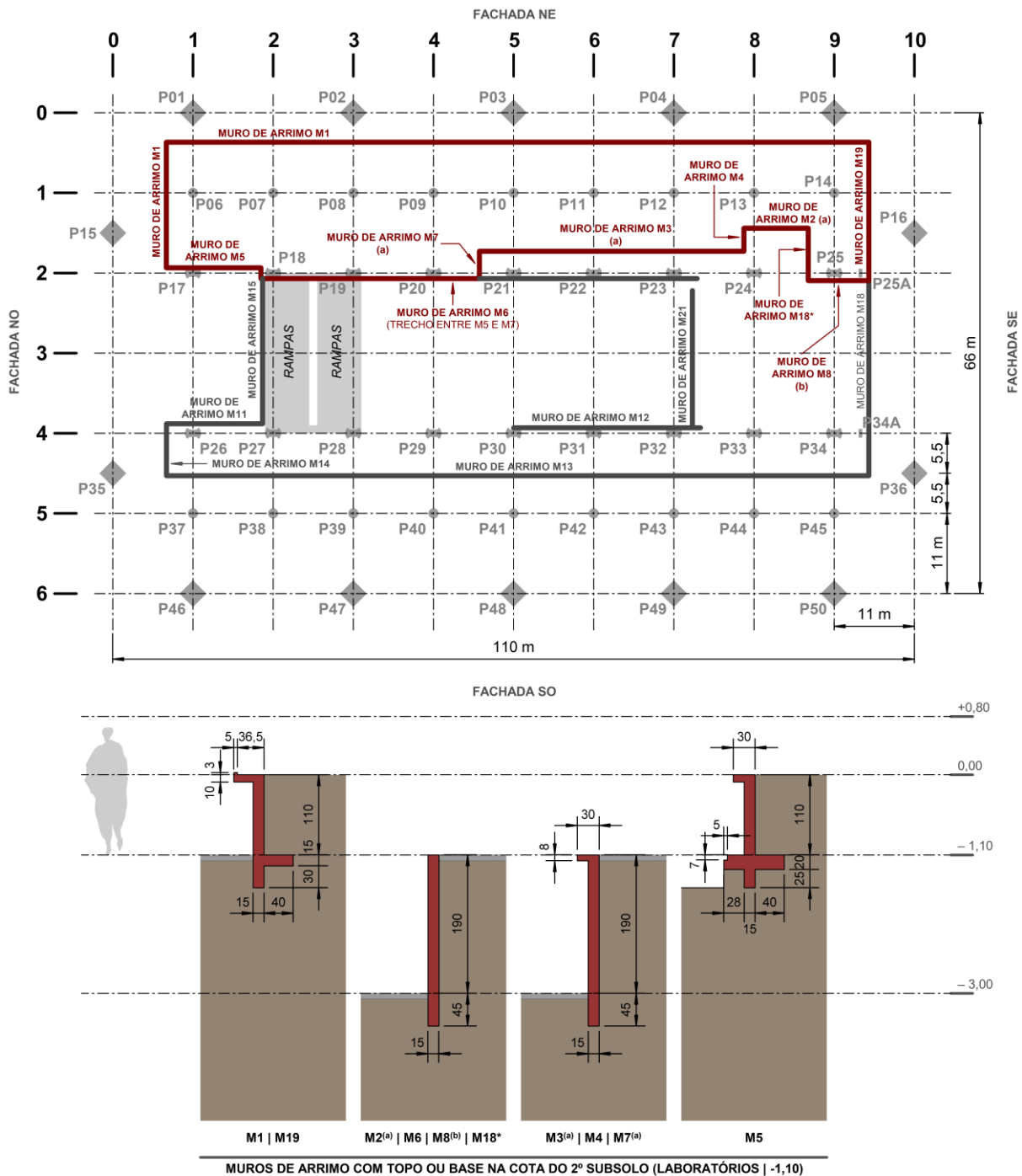
De acordo com a documentação de projeto estrutural, vigas baldrame ligam os blocos de coroamento uns aos outros ou os ligam a muros de arrimo, que formam as estruturas de contenção do edifício nos subsolos – níveis referentes aos laboratórios (-1,10 | 723,90) e ao auditório (-3,00 | 722,00). Como essas vigas e muros são elementos que conferem travamentos aos blocos de coroamento – e, portanto, à base dos pilares –, esses foram também representados nos modelos analíticos. A representação geométrica das vigas será discutida nos itens 2.5.1, 2.5.2 e 2.5.3 e a dos muros de arrimo, apresenta-se a seguir em 2.3.2.

2.3.2 Contenções: muros de arrimo

As estruturas de contenção, que delimitam os subsolos do edifício Vilanova Artigas, consistem em muros de arrimo, cujas caracterizações geométricas apresentam-se na FIGURA 2.13 e FIGURA 2.14, elaboradas com base na documentação de projeto estrutural. As figuras trazem, respectivamente, as geometrias dos muros de arrimo do edifício junto ao 2º subsolo, destinado aos laboratórios (-1,10 | 723,90), e ao 1º subsolo, destinado ao auditório (-3,00 | 722,00).

¹¹³ Sobre a revisão do projeto arquitetônico datada de 1966 e suas implicações nos elementos de fundação do edifício, cf. item 3.1.2.2 do CAPÍTULO 3.

FIGURA 2.13 – Caracterização geométrica dos muros de arrimo do edifício Vilanova Artigas junto ao 2º subsolo – destinado aos laboratórios (-1,10 | 723,90) –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?).

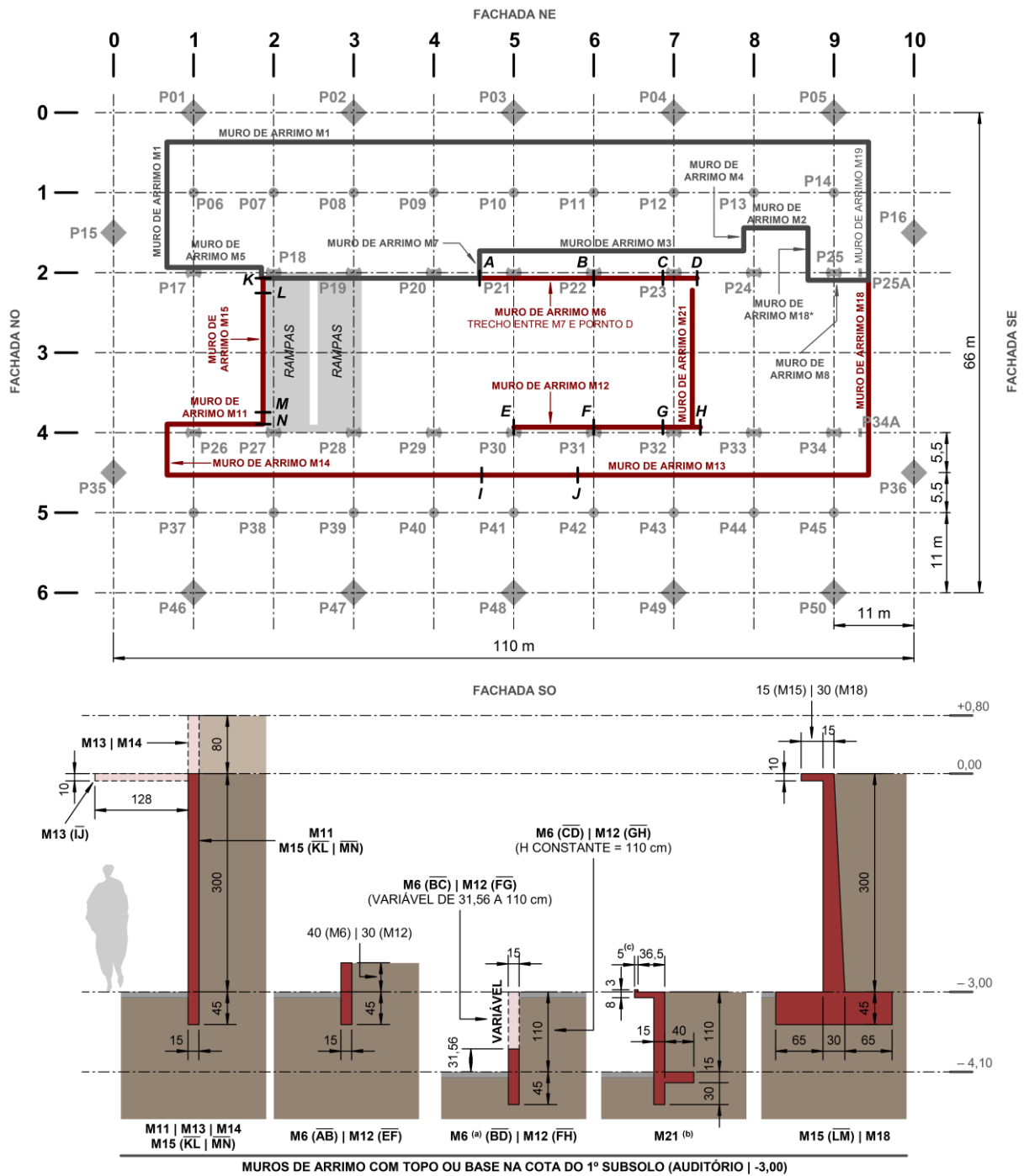


NOTAS

- (a) NA FOLHA 4 (1961) OS MUROS DE ARRIMO "M2", "M3" E "M7" POSSUEM A MESMA GEOMETRIA INDICADA PARA "M6" E "M18*". NO ENTANTO, NA FOLHA 53 (07/DEZ/1962), A GEOMETRIA DESSES MUROS É A MESMA DA INDICADA PARA O MURO "M4". ADMITIU-SE NESTA PESQUISA QUE A INDICAÇÃO CORRETA CONSTA NA FOLHA 53 POR SER ESSA A MAIS RECENTE, COM EXCEÇÃO AO MURO "M2", QUE NA FOLHA 57 (27/DEZ/1962), CONSTA A GEOMETRIA INDICADA NA FOLHA 4.
- (b) NA FOLHA 5 (JAN/1962) O MURO DE ARRIMO "M8" POSSUI GEOMETRIA DIVERSA DA INDICADA NAS FOLHAS 5A (1966?) E 53 (DEZ/1962). ADMITIU-SE NESTA PESQUISA QUE A INDICAÇÃO CORRETA DA GEOMETRIA DO MURO CONSTA NA FOLHA 5A (A QUAL EQUIVALE A DA FOLHA 53) POR SER ESSA A MAIS RECENTE.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 4A, 5, 5A, 53 e 54).

FIGURA 2.14 – Caracterização geométrica dos muros de arrimo do edifício Vilanova Artigas junto ao 1º subsolo – destinado ao auditório (-3,00 | 722,00) –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?).



- NOTAS**
- (a) NA FOLHA 5 (JAN. 1962) OS TRECHOS BC E CD DO MURO DE ARRIMO "M6" POSSUEM GEOMETRIA DIVERSA DA INDICADA NA FOLHA 54 (DEZ. 1962). ADMITIU-SE NESTA PESQUISA QUE A INDICAÇÃO CORRETA CONSTA NA FOLHA 53 POR SER ESSA A MAIS RECENTE.
- (b) NA FOLHA 5 (1962) O MURO DE ARRIMO É NOMEADO "M21" E POSSUI GEOMETRIA DIVERSA DA INDICADA NA FOLHA 7 (1961), NA QUAL O MURO É NOMEADO "M12". A FOLHA 54 (1962) TAMBÉM O NOMEIA COMO "M21" E TRAZ SUA GEOMETRIA CONFORME INDICADA NA FOLHA 5. ADMITIU-SE NESTA PESQUISA QUE A INDICAÇÃO CORRETA CONSTA NAS FOLHAS 5 E 54 POR SEREM ESSAS AS MAIS RECENTES.
- (c) DIMENSÃO NÃO INDICADA NA DOCUMENTAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL. O VALOR INDICADO (5 cm) REPRODUZ O ESTABELECIDO PARA OS MUROS "M1" E "M19", DE TIPOLOGIA SEMELHANTE.

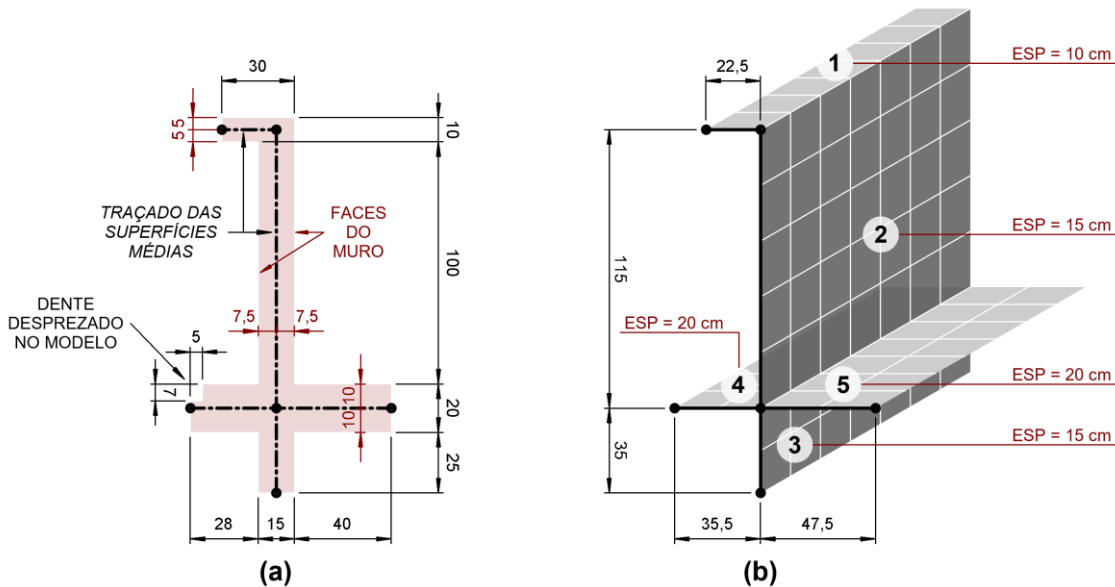
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 5, 5A, 6, 6A, 7, 7A, 8, 9, 53 e 54).

A partir das geometrias dos muros de arrimo apresentadas na FIGURA 2.13 e FIGURA 2.14, obteve-se o traçado das superfícies médias dos painéis que os constituem e, a essas superfícies, atribuíram-se elementos estruturais bidimensionais (placas e chapas) que os representam nos modelos analíticos. A FIGURA 2.15 e FIGURA 2.16, apresentadas a seguir, exemplificam essa representação para o caso dos muros de arrimo M5 e M15, respectivamente.

FIGURA 2.15 – Representação geométrica do muro de arrimo M5 nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas.

- (a) geometria do muro de arrimo M5 e traçado das superfícies médias dos planos que o formam;
 (b) representação do muro de arrimo M5 nos modelos analíticos por meio de cinco elementos de superfície.

Destaque para o dente desprezado no modelo.

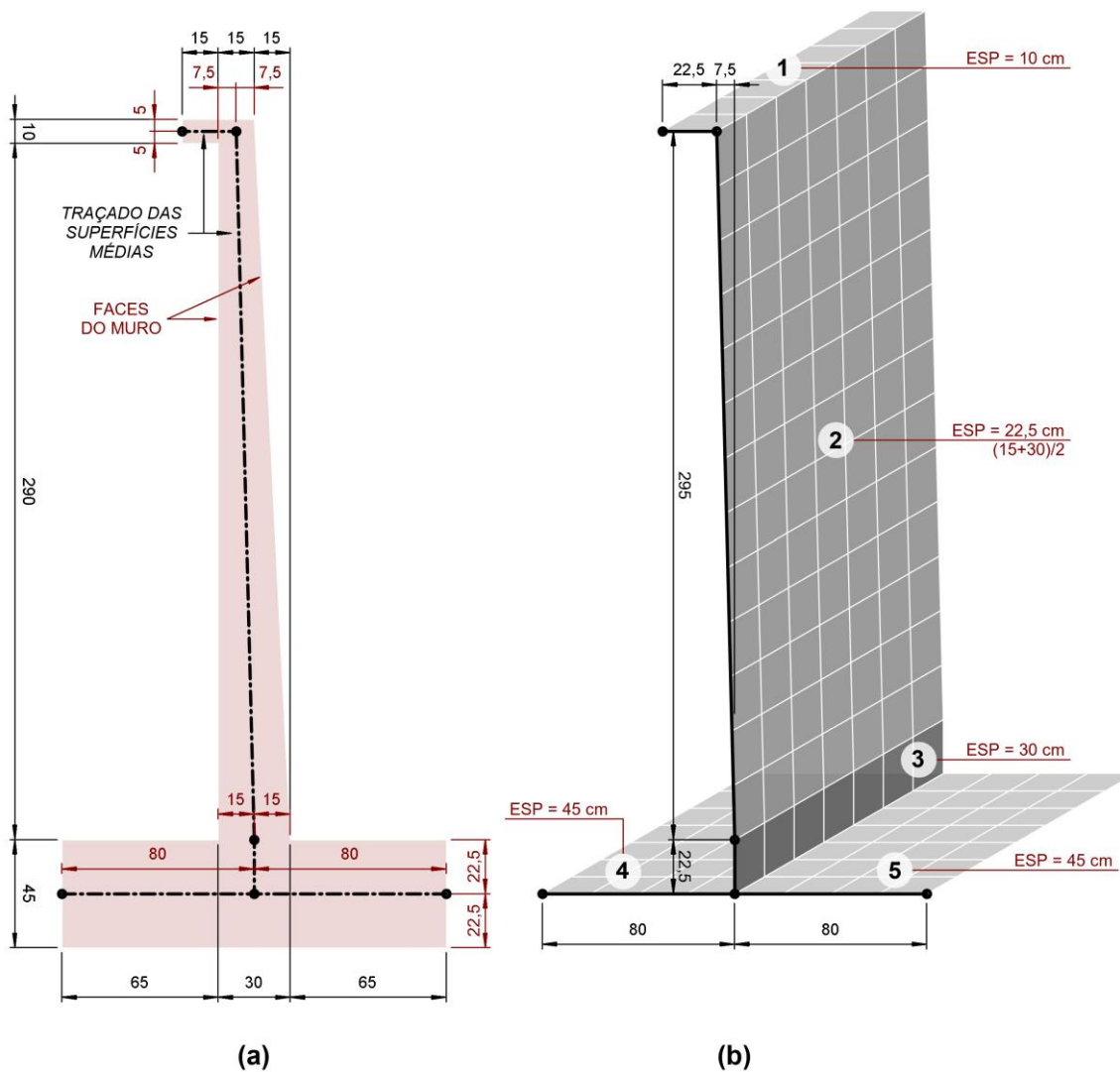


Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.13.

FIGURA 2.16 – Representação geométrica do muro de arrimo M15 nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas.

- (a) geometria do muro de arrimo M15 e traçado das superfícies médias dos planos que o formam;
 (b) representação do muro de arrimo M15 nos modelos analíticos por meio de cinco elementos de superfície.

Destaque para a espessura adotada para a chapa 2: média entre as espessuras máxima (15 cm) e mínima (30 cm), entre as quais a chapa varia. Além da variação em relação à espessura, destaca-se ainda que a chapa 2 não está posicionada na vertical: há defasagem de 7,5 cm entre seu topo e base.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.14

2.4 Representação geométrica dos pilares

De acordo com a documentação de projeto estrutural, consta no edifício Vilanova Artigas pilares¹¹⁴ cuja proporção entre suas dimensões lhes confere comportamentos estruturais que podem ser descritos integral ou parcialmente por meio de elementos lineares (barras) e de superfície (chapas).

Os pilares sujeitos à representação descrita integralmente por meio de barras ou de chapas nos modelos analíticos são internos ao edifício e compreendem os seguintes:

- a) Pilares principais, com seção transversal circular plena ou com shaft;
- b) Pilares auxiliares, com seção transversal retangular;
- c) Pilar-parede que forma o núcleo do elevador do edifício;

Os pilares internos indicados em (a) e (b) – representados integralmente por meio de barras – e o indicado em (c) – representado integralmente por meio de chapas – são discutidos em 2.4.1. Os pilares externos, representados por meio de associações entre barras e chapas – em decorrência da variação da seção transversal ao longo de seus comprimentos –, são discutidos em 2.4.2.

Quanto à caracterização geométrica dos pilares, o *APÊNDICE A* apresenta em seus itens A.2 e A.3. Por discutir apenas elementos estruturais lineares, o apêndice não caracteriza a geometria do pilar-parede que forma o núcleo do elevador do edifício – indicado em (c) –, a qual será, portanto, apresentada no item 2.4.1.

2.4.1 Pilares internos

Os 36 pilares internos com seção transversal circular plena ($\varnothing 70$ cm) ou com shaft ($\varnothing 110$ cm) – constantes na documentação de projeto estrutural de 1961¹¹⁵

¹¹⁴ Para identificação dos pilares, cf. FIGURA 2.1.

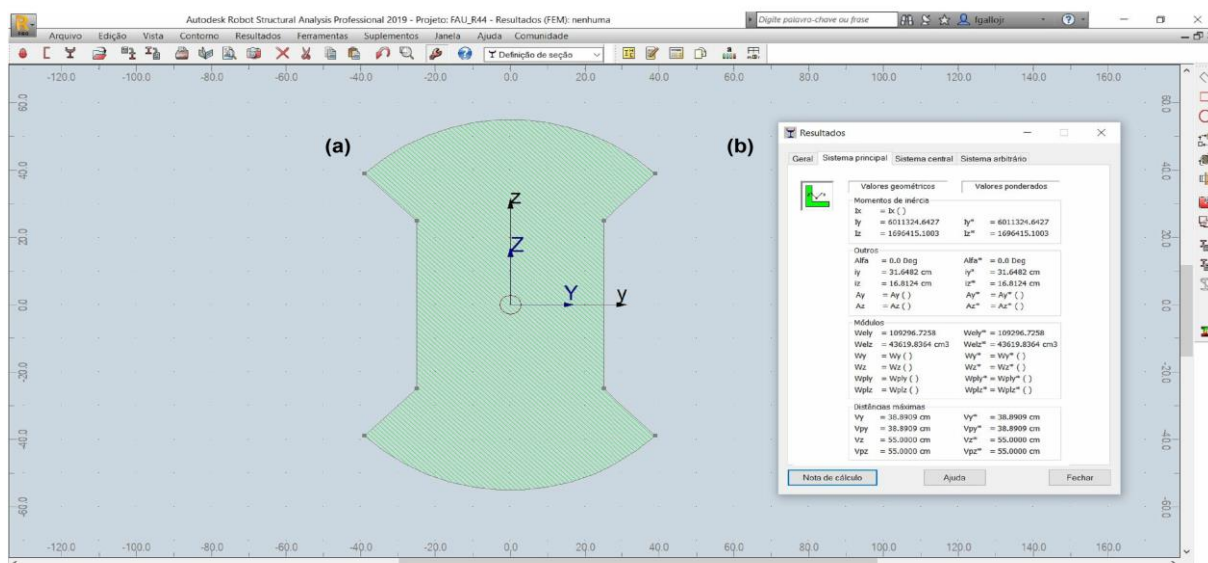
¹¹⁵ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de estaqueamento e localização dos tubulões. 11 out. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 2.

– e os três com seção em formato retangular (dois de 25 x 60 cm e um de 25 x 30 cm) – acrescentados na documentação de 1966¹¹⁶ – foram representados nos modelos estruturais analíticos por meio de barras com seção transversal constante ao longo dos trechos delimitados pelos níveis de referência¹¹⁷ adotados para os pavimentos do edifício.

No caso dos pilares com seções transversais em formato convencional – retangulares e circulares plenas –, o programa computacional as dispõe em seu banco de seções e, em caso contrário, oferece interface para criá-las mediante ferramentas de desenho. A FIGURA 2.17, apresentada a seguir, ilustra essa interface, aplicada à seção transversal com formato não convencional, referente aos pilares internos circulares com shaft presentes no edifício Vilanova Artigas.

FIGURA 2.17 – Interface oferecida pelo programa computacional para criação de seção transversal com formato não convencional, referente aos pilares internos circulares com shaft presentes no edifício Vilanova Artigas.

- (a) geometria da seção transversal do pilar;
 (b) resultados das características geométricas automaticamente determinadas para a seção.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.3.

¹¹⁶ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de acréscimo de estacas e tubulões nas fundações. 10 mai. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 2A.

¹¹⁷ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.3.

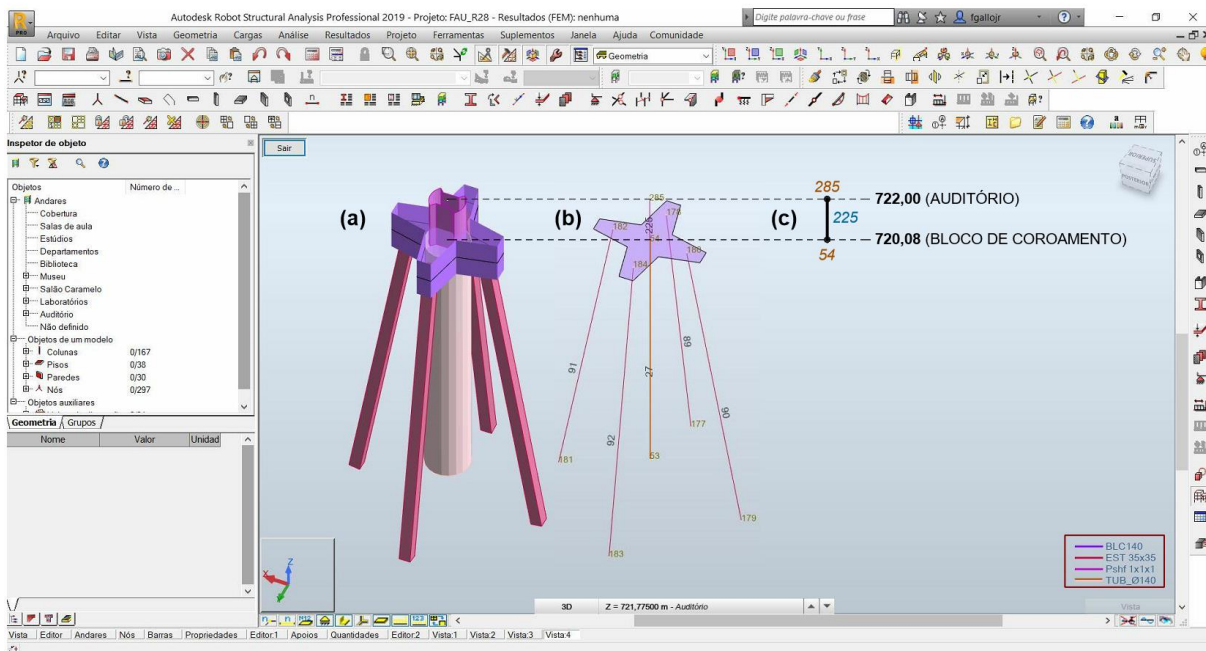
Com a finalidade de ilustrar a representação geométrica dos pilares internos nos modelos analíticos, elaborou-se a FIGURA 2.18, a seguir, na qual se destaca a barra representativa de trecho do pilar P27 – compreendido entre o plano médio do bloco de coroamento, na cota 720,08, e o nível estrutural 722,00, referente ao auditório – à qual se aplicou a seção transversal indicada na FIGURA 2.17.

FIGURA 2.18 – Representação geométrica do pilar P27 no trecho compreendido entre o plano médio do bloco de coroamento, na cota 720,08, e o nível estrutural 722,00, referente ao auditório.

- (a) visualização volumétrica do pilar P27 e dos elementos de fundação que o suportam;
- (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras (pilar P27, estacas, tubulão) e placa (bloco de coroamento);
- (c) representação da barra 225 (delimitada pelos nós 54 e 285) referente ao trecho do pilar P27 compreendido entre o plano médio do bloco de coroamento, na cota 720,08, e o nível estrutural 722,00, referente ao auditório;

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras e a altura da placa:

BLC 140 – bloco de coroamento (placa com altura de 140 cm); EST 35x35 – estacas (barras com seção quadrada de lado 35 cm); Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); TUB Ø140 – tubulão (barra com seção circular de diâmetro 140 cm).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.3 e item 3.1.2.2 do CAPÍTULO 3.

Além dos pilares internos auxiliares – de seção transversal retangular – foram também acrescentados na documentação de 1966¹¹⁸, o pilar-parede que forma

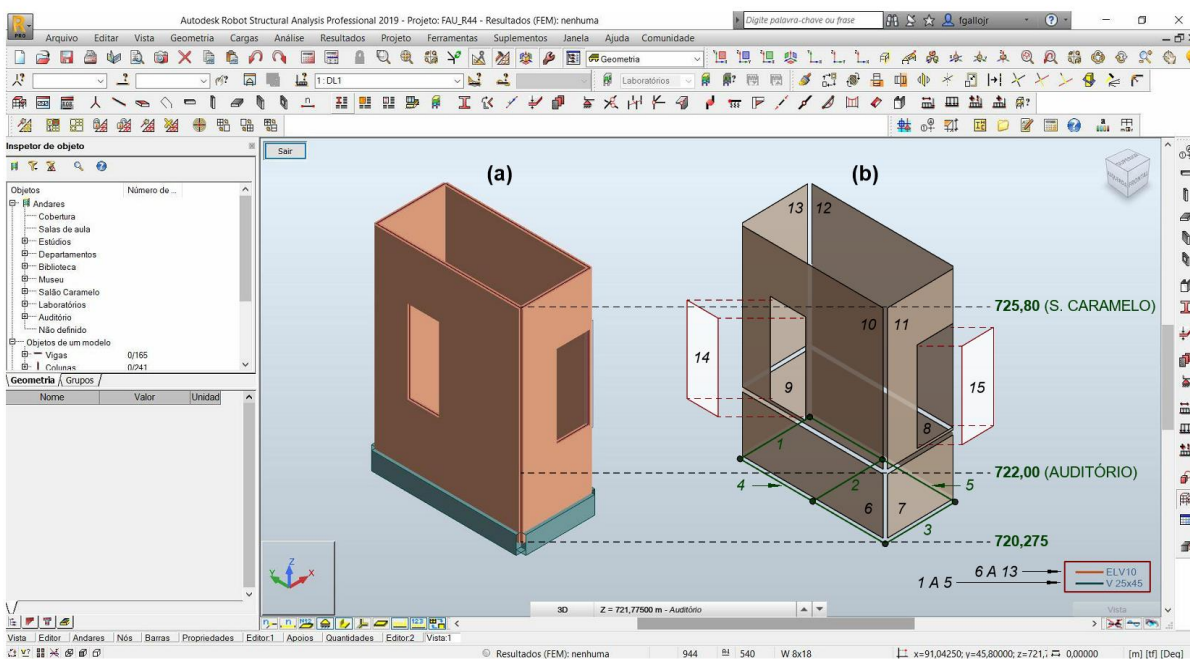
¹¹⁸ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo: fôrmas da modificação e aumento de parte da laje do 1º subsolo. 1966?. N. da obra: 01-328/Folha 5A.

o núcleo do elevador do edifício. Trata-se de pilar composto por quatro superfícies planas verticais de concreto armado com espessura de 10 cm apoiadas sobre vigas baldrame situadas 1,50 m abaixo do nível do auditório. A FIGURA 2.19 apresenta sua representação geométrica – por meio de elementos de superfície (chapas) – no trecho compreendido entre a cota 720,275, referente ao eixo das vigas baldrame que o suportam, e o nível estrutural 725,80, associado ao salão caramelo.

FIGURA 2.19 – Representação geométrica do pilar-parede que forma o núcleo do elevador entre a cota 720,275, referente ao eixo das vigas baldrame que o suportam, e o nível estrutural 725,80, associado ao salão caramelo.

- (a) visualização volumétrica do pilar-parede e das vigas baldrame que o suportam;
 (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras (vigas baldrame: 1 a 5), chapas (pilar-parede: 6 a 13) e aberturas (portas: 14 e 15);

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras e as espessuras das chapas: ELV10 – pilar-parede que forma o núcleo do elevador (chapas com espessura de 10 cm); V 25x45 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.4 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 5A).

2.4.2 Pilares externos

De acordo com a documentação de projeto estrutural^{119,120}, os 14 pilares externos presentes no edifício possuem geometria variável ao longo de seus comprimentos¹²¹. No entanto, representa-los nos modelos estruturais analíticos integralmente por meio de elementos lineares com seção transversal variável no decurso de suas alturas negligenciaria o comportamento de chapa que possuem em sua porção superior. Nesse caso, a estratégia adotada contempla a associação de barras e chapas com seções transversais/espessuras constantes e variáveis.

As três barras, representativas do núcleo do pilar, apresentam-se dispostas verticalmente uma sobre a outra, alinhadas ao C.G. dos pilares. A primeira barra, com comprimento de 270 cm, estende-se da base do pilar (cota 725,00) até a cota inferior do sulco (727,70) e possui seção transversal variável, representada nos modelos estruturais analíticos por meio de seção quadrada de lado 130 cm (base) e 88,8 cm (topo). A segunda barra, referente ao trecho do pilar na região do sulco, possui 3 cm de extensão e seção constante, representada nos modelos, com formato quadrado de lado 82,8 cm. A terceira barra, com comprimento de 487 cm, estende-se da cota superior do sulco (727,73) até o topo do pilar (cota 732,60) e possui seção transversal variável, representada nos modelos estruturais analíticos por meio de seção quadrada de lados 88,4 cm e 14,1 cm, respectivamente.

Das três chapas, que formam o trecho superior do pilar, duas são iguais e apresentam-se espelhadas em relação à barra superior representativa do núcleo, a qual as solidarizam ao longo de toda sua extensão. Com geometria em formato trapezoidal, essas duas chapas nascem na cota superior do sulco (727,73) e estendem-se por 487 cm até o topo do pilar, na cota 732,60. Na cota inferior, situa-se a base menor do trapézio, com dimensão de 58,9 cm, e no topo do pilar, a base maior, com 150 cm. Ao longo dessa altura, a espessura da chapa varia de 7,2 cm, na cota

¹¹⁹ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: armação dos pilares P1, P2, P3, P4, P5. Dez. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 130.

¹²⁰ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: armação dos pilares P15 P16 P35 P36 P46 P47 P48 P49 P50. [1967?]. N. da obra: 01-328/Folha 98-B.

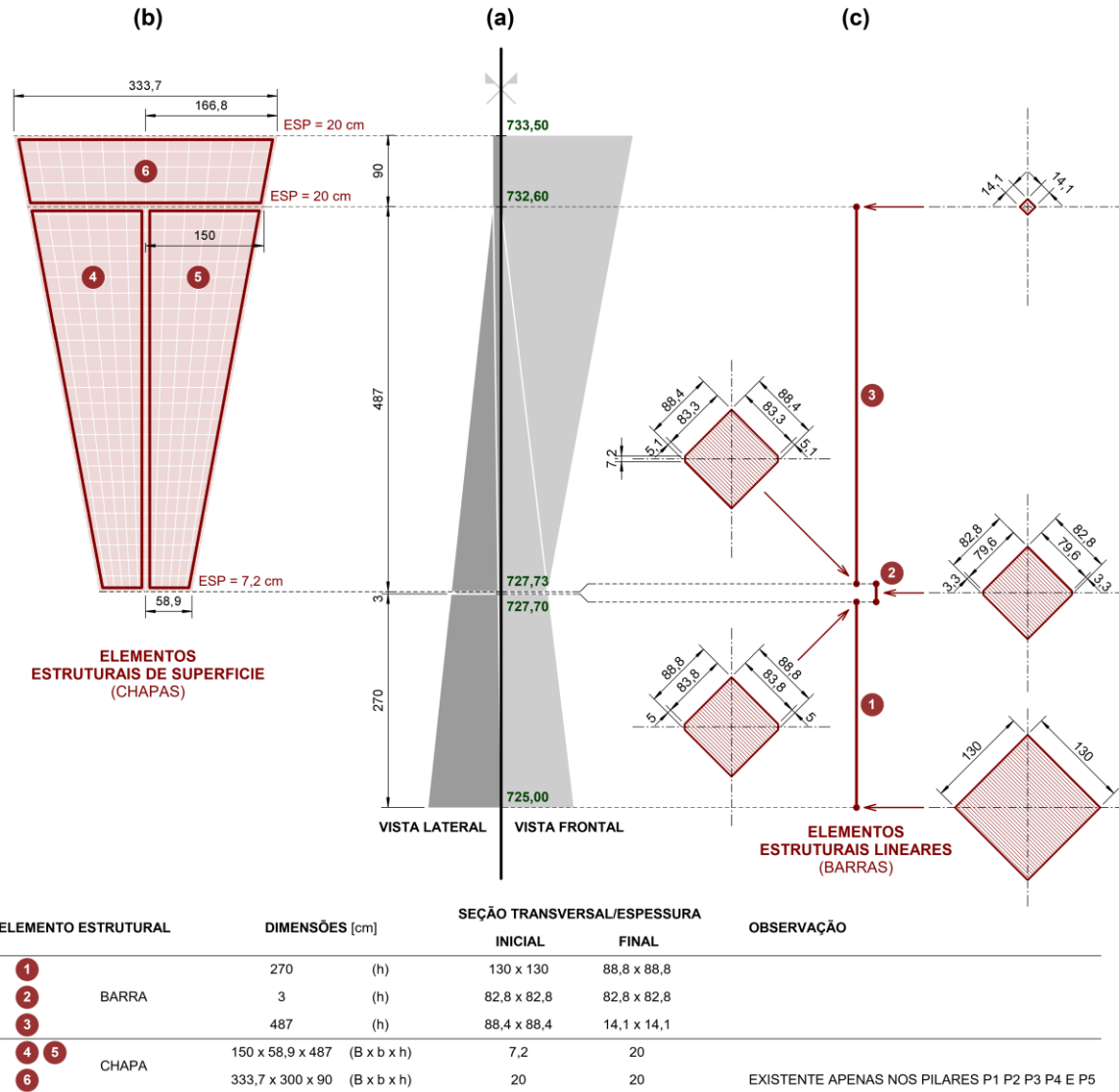
¹²¹ Para caracterização da geometria dos pilares externos, cf. modelo matemático apresentado no *APÊNDICE A*, item A.2.

inferior a 20 cm, na superior. Por fim, a terceira chapa, de espessura constante de 20 cm, está presente apenas nos pilares da fachada NE (P01, P02, P03, P04 e P05). Também com formato trapezoidal, essa chapa, com altura de 90 cm e bases maior e menor de, respectivamente, 333,7 cm e 300 cm, apoia-se (ao longo de sua base menor) sobre as outras duas chapas e também no topo da barra superior representativa do núcleo do pilar.

A FIGURA 2.20 traz a estratégia adotada para representação geométrica dos pilares externos nos modelos estruturais analíticos e a FIGURA 2.21 ilustra, no programa computacional, sua aplicação às duas tipologias de pilares externos.

FIGURA 2.20 – Estratégia para representação geométrica dos pilares externos nos modelos estruturais analíticos.

- (a) geometria dos pilares externos conforme documentação de projeto estrutural;
- (b) representação da porção superior dos pilares externos nos modelos analíticos: elementos de superfície (chapas);
- (c) representação do núcleo dos pilares externos nos modelos analíticos: elementos lineares (barras).

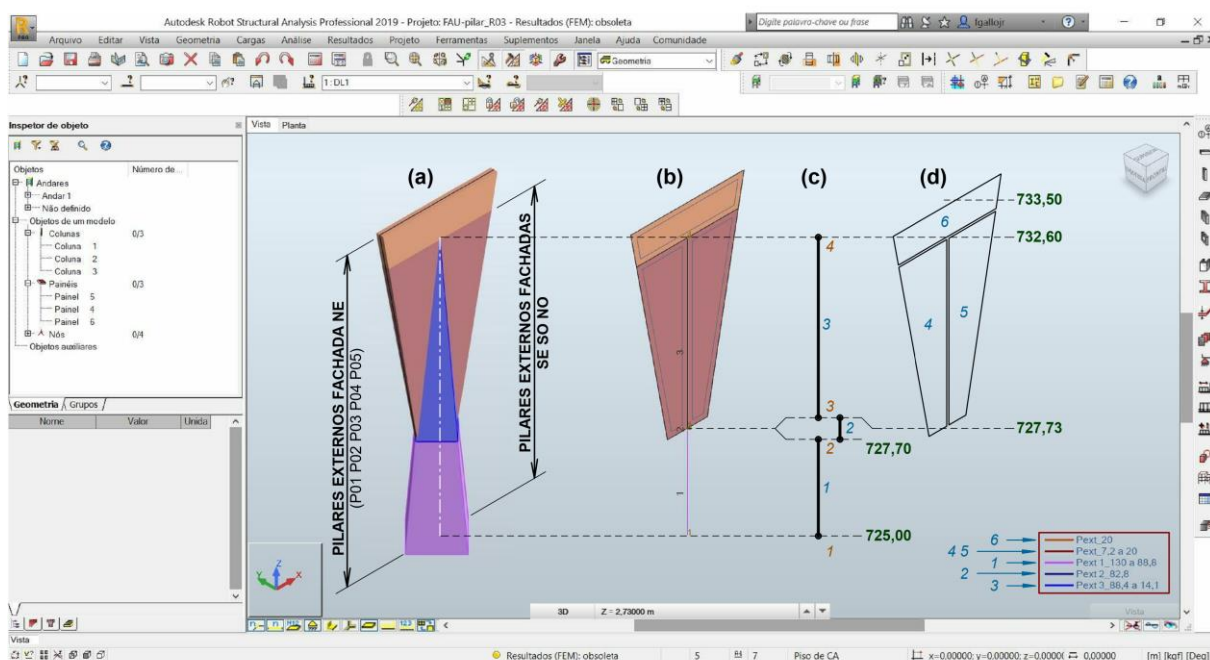


Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 101-A, 130 e 98-B).

FIGURA 2.21 – Representação geométrica dos pilares externos nos modelos estruturais analíticos.

- (a) visualização volumétrica dos pilares externos;
 (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras e chapas;
 (c) identificação das barras 1, 2 e 3;
 (d) identificação das chapas 4, 5 e 6.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras e as espessuras das chapas: Pext_20 – chapa com espessura de 20 cm, aplicado à superfície 6; Pext_7,2 a 20 – chapa com espessura variável de 7,2 cm a 20 cm, aplicado às superfícies 4 e 5; Pext_1_130 a 88,8 – seção transversal quadrada de lado variável de 130 cm (nó 1) a 88,8 cm (nó 2), aplicado à barra 1; Pext_2_82,8 – seção transversal quadrada de lado 82,8, aplicado à barra 2; Pext_3_88,4 a 14,1 – seção transversal quadrada de lado variável de 88,4 cm (nó 3) a 14,1 cm (nó 4), aplicado à barra 3.



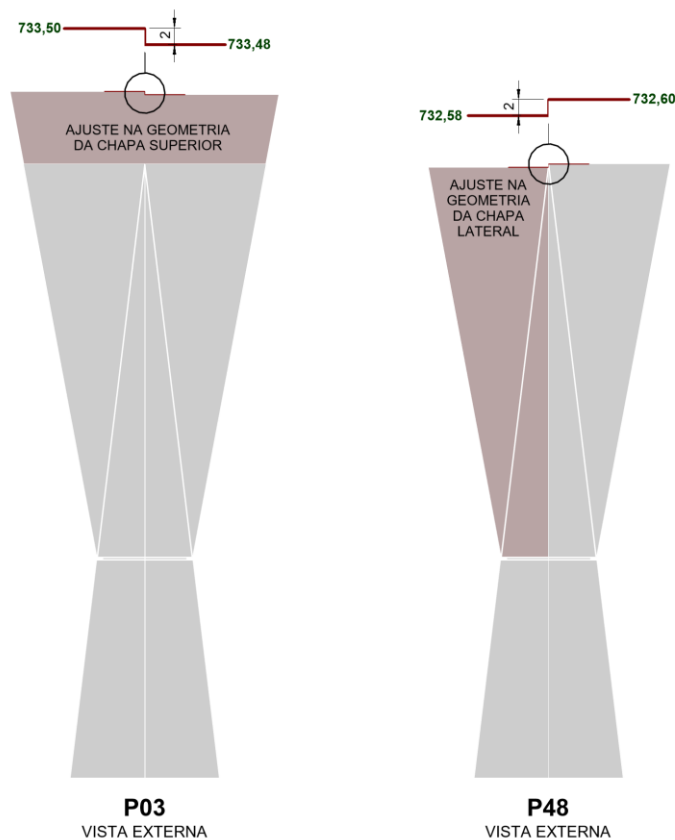
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.20.

De acordo com a documentação de projeto estrutural, os pilares externos nascem, com a geometria indicada na FIGURA 2.20 e FIGURA 2.21, na cota 725,00. Abaixo dessa cota há um trecho inicial (arranques), de comprimento variável, que os ligam aos respectivos elementos de fundação sobre os quais estão apoiados. Esses trechos, compreendidos entre os planos médios dos blocos de coroamento – ou topo dos tubulões, nos casos em que não há bloco sob o pilar – e a cota 725,00, foram representados nos modelos analíticos por meio de barras com seção transversal constante de formato quadrado com 130 cm de lado, a qual acompanha as dimensões da base do pilar.

No caso dos pilares externos centrais das fachadas longitudinais – P03 e P48 – há ligeira variação na geometria apresentada devido à presença da junta de dilatação com espessura de 2 cm posicionada em seus topos. A FIGURA 2.22 a seguir ilustra essa singularidade.

FIGURA 2.22 – Ajuste na geometria das chapas representativas dos pilares P03 e P48 nos modelos estruturais analíticos para contemplar os rebaixos destinados às juntas presentes em seus topos.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 129-A).

Nesses pilares, as empenas longitudinais do edifício apoiam-se sobre as juntas de dilatação, que lhes conferem vinculação diversa da que ocorre com os demais pilares externos aos quais estão solidarizadas. A representação das condições de suporte oferecidas pelos pilares externos às empenas será discutida no item 3.1.3 do CAPÍTULO 3.

2.5 Representação geométrica das vigas, lajes, consolos e paredes estruturais

Além das fundações, contenções e pilares – cujas representações geométricas nos modelos analíticos foram discutidas, respectivamente, em 2.3.1, 2.3.2 e 2.4 –, constam vigas, lajes, consolos e paredes estruturais na documentação de projeto estrutural do edifício Vilanova Artigas.

Quanto às vigas, conforme apresentado no *APÊNDICE A*, itens A.4, A.5 e A.6, possuem seção transversal com diferentes formatos, constantes ou variáveis ao longo de seus comprimentos. A representação das vigas, por meio de elementos estruturais lineares (barras), será discutida a seguir, em conjunto com a das lajes, que lhes são solidárias.

Em relação às lajes, o exame da documentação estrutural revela três situações:

- I. Lajes maciças com diferentes alturas nos 1º e 2º subsolos e em parte do pavimento térreo (salão caramelo | +0,80);
- II. Lajes nervuradas unidirecionais em caixão perdido, com ou sem protensão, nos blocos A a F indicados na FIGURA 2.2;
- III. Lajes que formam a trama de cobertura em caixão perdido com geometria tronco-piramidal.

As lajes descritas em (III), presentes apenas na cobertura, serão discutidas em 2.5.9. A representação das lajes maciças indicadas em (I) compreende um caso particular entre as alternativas investigadas para representação das lajes nervuradas em caixão perdido assinaladas em (II), as quais contemplam arranjos formados pela associação de barras e placas, representativas, respectivamente, das nervuras e mesas que as formam.

Em relação às mesas das lajes nervuradas, investigaram-se as alternativas (a), (b) e (c) indicadas a seguir:

- a) Supressão das mesas superior e inferior;
- b) Representação da mesa superior por meio de placa e supressão da mesa inferior;

- c) Representação das mesas superior e inferior por meio de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas.

Quanto à posição relativa entre barras e placas que representam a laje nervurada, fixou-se a superfície média das placas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento e examinaram-se variações nas posições das barras representativas das nervuras (excentricidade vertical), conforme indicado em (1), (2) e (3) a seguir:

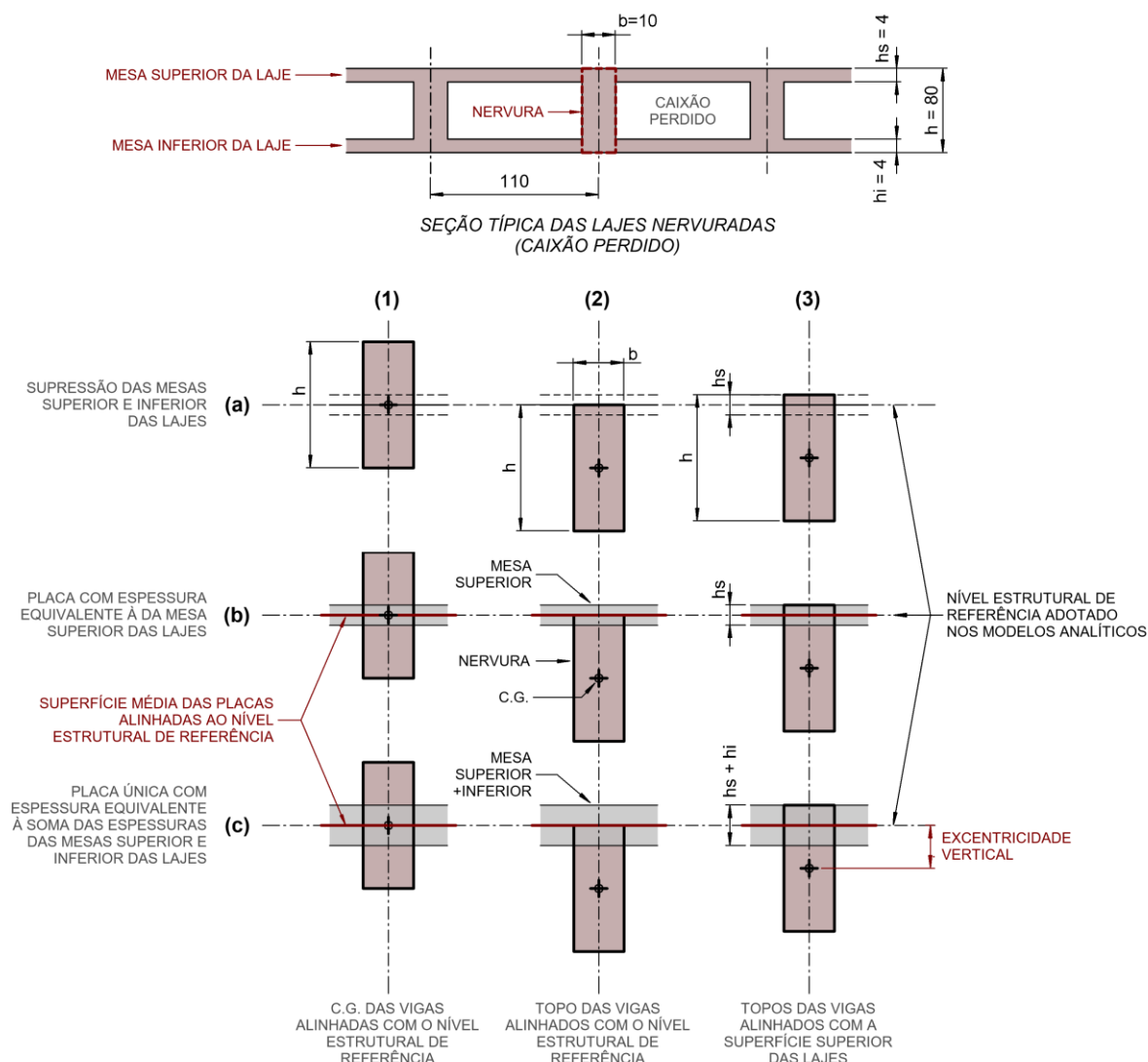
- 1) Eixos das barras alinhados ao nível estrutural de referência;
- 2) Topos das nervuras alinhados ao nível estrutural de referência;
- 3) Topos das nervuras alinhados à superfície superior das placas.

As combinações entre as alternativas indicadas em (a), (b), (c) e (1), (2), (3) são ilustradas na FIGURA 2.23, apresentada a seguir:

FIGURA 2.23 – Modelos analíticos empregados para representação das lajes nervuradas em caixão perdido presentes no edifício Vilanova Artigas.

Os modelos (a), (b), (c) variam quanto à representação das mesas das lajes e os modelos (1), (2), (3), quanto à posição relativa entre barras e placas (excentricidade vertical) que, solidariamente, representam as lajes nervuradas. Nesses modelos, supõe-se a superfície média das placas coincidente com o nível estrutural de referência adotado para o pavimento.

- (a) modelos em que se suprime as mesas superior e inferior das lajes;
 (b) modelos em que se considera apenas a mesa superior das lajes, representada por meio de placa com espessura h_s ;
 (c) modelos em que se consideram ambas as mesas, representadas por meio de placa com espessura equivalente ($h_s + h_i$);
- (1) modelos em que os eixos das barras coincidem com o nível estrutural de referência;
 (2) modelos em que os topos das nervuras coincidem com o nível estrutural de referência;
 (3) modelos em que os topos das nervuras coincidem com a superfície superior das lajes.



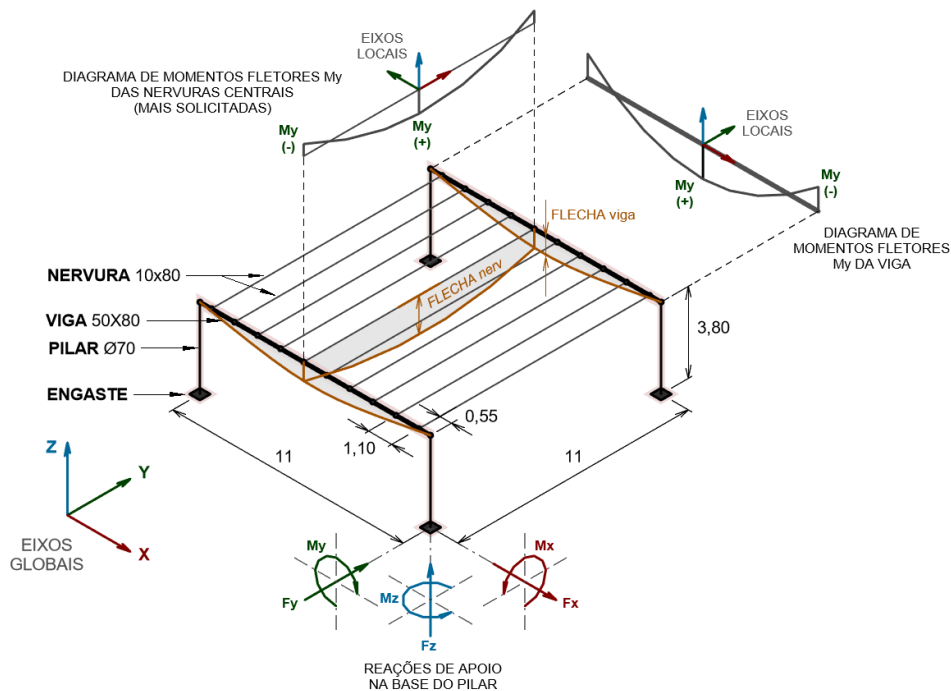
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 10 e 11).

Os nove modelos apresentados na FIGURA 2.23 foram aplicados ao arranjo estrutural indicado na FIGURA 2.24, representativo de trecho de pavimento tipo do edifício. Trata-se de dois pórticos afastados 11 m entre si, os quais suportam a laje nervurada unidirecional que lhes é perpendicular. Os pórticos são formados por

par de pilares com 3,80 m de altura – alusivo ao pé direito estrutural do edifício – e seção transversal em formato circular de 70 cm de diâmetro ligados por viga com 11 m de extensão e seção retangular de 50 x 80 cm. A laje, com 80 cm de altura, apoia-se nas vigas superiores dos pórticos por meio de dez nervuras – com base de 10 cm e espaçamento de 110 cm entre eixos –, às quais se vinculam as mesas superior e inferior, ambas com 4 cm de espessura, que formam o caixão perdido.

FIGURA 2.24 – Arranjo estrutural típico empregado para avaliação dos modelos analíticos representativos das lajes nervuradas do edifício Vilanova Artigas, conforme indicado na FIGURA 2.23.

Destaque para as flechas e diagramas de momentos fletores M_y da nervura mais solicitada e da viga suporte da laje. As reações de apoio seguem os eixos globais do arranjo estrutural e os momentos fletores M_y , os eixos locais das barras. Os resultados obtidos para as reações de apoio apresentam-se na TABELA 2.3 e para os momentos fletores e flechas, na TABELA 2.4.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 10 e 11).

Os modelos, desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®, preveem, além da representação geométrica indicada na FIGURA 2.23 e FIGURA 2.24, engastes como condição de vínculo com o meio externo, carregamento accidental de

300 kfg/m² normal ao plano representativo da laje¹²² e concreto como material estrutural¹²³, suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Quanto à discretização das placas representativas das mesas das lajes, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 11 x 11 cm (múltiplo da modulação do arranjo), cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney)¹²⁴ disponibilizado pelo programa computacional.

A TABELA 2.3 e TABELA 2.4, apresentadas a seguir, reúnem os resultados obtidos para os nove modelos investigados. A primeira tabela traz as reações de apoio na base do pilar e a segunda, os momentos fletores e flechas nas nervuras mais solicitadas e nas vigas que formam o pórtico, conforme indicado na FIGURA 2.24. Como o propósito é examinar as variações dos resultados obtidos nos diferentes modelos, incluíram-se nas tabelas coeficientes de variação¹²⁵ incidentes sobre a amostra total (CV_{geral}) – que abrange, conjuntamente, os nove modelos – e sobre amostras parciais (CV_a), (CV_b), (CV_c), (CV_1), (CV_2) e (CV_3), que reúnem, respectivamente, os modelos (a), (b), (c), (1), (2) e (3).

¹²² Para efeito de comparação entre os resultados obtidos dos modelos, desprezaram-se os pesos próprios dos elementos estruturais. Quanto aos modelos (a), nos quais as mesas das lajes foram suprimidas, a estratégia para aplicação do carregamento acidental contou com a ferramenta “revestimento” oferecida pelo programa computacional para criação de superfície fictícia sobre a qual o carregamento pôde ser inserido.

¹²³ Sobre as propriedades adotadas nos modelos para o concreto estrutural do edifício Vilanova Artigas, cf. TABELA 5.1 no item 5.2.1 do CAPÍTULO 5.

¹²⁴ No programa computacional, o método complexo para geração de malha de elementos finitos emprega a técnica de triangulação de Delaunay, a qual visa a equalizar os ângulos dos triângulos que constituem a malha com objetivo de garantir sua regularidade.

¹²⁵ O coeficiente de variação (CV) fornece a medida da dispersão dos resultados em termos relativos (%) à média. Um CV igual a zero, por exemplo, indica que não há variação do conjunto de dados em relação à média, ou seja, que os dados são iguais à média e que não há, portanto, dispersão. O CV é definido pela relação percentual entre o desvio padrão (s) e a média (\bar{M}) do conjunto de dados.

TABELA 2.3: Reações obtidas na base do pilar indicado na FIGURA 2.24 para os modelos representativos de lajes nervuradas segundo as combinações (a), (b), (c), (1), (2) e (3) apresentadas na FIGURA 2.23.

Os resultados obtidos desprezam o peso próprio dos elementos estruturais e consideram apenas o carregamento acidental de 300 kgf/m² normal ao plano representativo da laje. Quanto ao concreto que constitui os elementos estruturais, foi suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Quanto à discretização das placas representativas das mesas das lajes, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 11 x 11 cm (múltiplo da modulação do arranjo), cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney) disponibilizado pelo programa computacional.

Destaque para os maiores (em módulo) coeficientes de variação (*C.V.*) entre os modelos (a): -12,6% para M_x ; entre os modelos (b): -22,7% para M_x ; entre os modelos (c): 27,9% para F_y ; entre os modelos (1): -51,1% para M_z ; entre os modelos (2): -49,8% para M_z ; entre os modelos (3): -45,2% para M_z ; e entre todos os modelos (*C.V. geral*): -42,2% para M_z .

| Modelo | Forças reativas [tf] | | | Momentos reativos [tf.m] | | |
|--------------------------------|-------------------------|--------------|-------|-----------------------------|--------|---------------|
| | F_x | F_y | F_z | M_x | M_y | M_z |
| a.1 | - 4,952 | 2,797 | 9,075 | -3,019 | -6,161 | -0,579 |
| a.2 | - 4,961 | 2,818 | 9,075 | -2,425 | -5,305 | -0,584 |
| a.3 | - 4,968 | 2,821 | 9,075 | -2,466 | -5,367 | -0,584 |
| b.1 | -4,948 | 3,067 | 9,075 | -3,639 | -6,189 | -0,305 |
| b.2 | -4,331 | 2,099 | 9,075 | -2,47 | -4,804 | -0,285 |
| b.3 | -4,39 | 2,167 | 9,075 | -2,545 | -4,907 | -0,297 |
| c.1 | -4,927 | 3,126 | 9,075 | -3,797 | -6,175 | -0,219 |
| c.2 | -4,009 | 1,916 | 9,075 | -2,414 | -4,545 | -0,246 |
| c.3 | -4,164 | 2,065 | 9,075 | -2,579 | -4,781 | -0,271 |
| CV (a. 1) (a. 2) (a. 3) | - 0,2% | 0,5% | 0,0% | -12,6% | -8,5% | -0,5% |
| CV (b. 1) (b. 2) (b. 3) | -7,5% | 22,1% | 0,0% | -22,7% | -14,6% | -3,4% |
| CV (c. 1) (c. 2) (c. 3) | -11,3% | 27,9% | 0,0% | -25,8% | -17,0% | -10,6% |
| CV (a. 1) (b. 1) (c. 1) | -0,3% | 5,9% | 0,0% | -11,8% | -0,2% | -51,1% |
| CV (a. 2) (b. 2) (c. 2) | -10,9% | 20,9% | 0,0% | -1,2% | -7,9% | -49,8% |
| CV (a. 3) (b. 3) (c. 3) | -9,2% | 17,4% | 0,0% | -2,3% | -6,1% | -45,2% |
| CV geral | -8,6% | 18,6% | 0,0% | -19,3% | -12,4% | -42,2% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados obtidos dos modelos estruturais analíticos – indicados na FIGURA 2.23 e FIGURA 2.24 – desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

De acordo com a TABELA 2.3, ao confrontar os resultados obtidos para as reações de apoio dos nove modelos investigados, a maior dispersão de resultados (CV_{geral} de -42,2%) recai sobre o momento de torção (M_z) reativo na base do pilar. A partir do exame da coluna M_z na tabela, constata-se que a elevada variação dessa reação decorre de que nos modelos (a), os quais suprimem as mesas das lajes, esses esforços são consideravelmente superiores aos obtidos nos modelos (b) e (c), que as contemplam, ou seja, a consideração das mesas das lajes nos modelos implica redução de esforços torçores nos pilares. Ainda a esse respeito, constata-se que a redução em M_z cresce à medida em que aumentam as rigidezes (espessuras) das placas representativas das mesas das lajes que constituem os modelos¹²⁶.

A segunda maior dispersão entre os resultados obtidos para as reações de apoio dos nove modelos refere-se, segundo a TABELA 2.3, ao momento reativo M_x na base do pilar (CV_{geral} de -19,3%). O exame da coluna M_x na tabela mostra que essa variação decorre de que nos modelos (1), os quais desprezam a excentricidade vertical das barras representativas de vigas/nervuras (em decorrência da altura de suas seções transversais), essas reações são consideravelmente superiores às obtidas nos modelos (2) e (3), que as contemplam, ou seja, a consideração dessas excentricidades nos modelos implica redução de momentos fletores M_x nas bases dos pilares. Adicionalmente, constata-se que a redução em M_x cresce à medida em que aumentam as excentricidades verticais entre o nível estrutural de referência e o das barras representativas das vigas/nervuras que constituem os modelos¹²⁷.

Por fim, a terceira maior dispersão global identificada na TABELA 2.3 (CV_{geral} de 18,6%) refere-se às reações horizontais F_y nas bases dos pilares. O exame da coluna F_y na tabela mostra que a consideração da excentricidade apenas traz variações expressivas nos resultados dos modelos que contemplam as placas representativas das mesas das lajes. Nos casos em que as mesas não são consideradas – modelos (a) –, as variações das reações F_y devido à excentricidade é

¹²⁶ De acordo com a TABELA 2.3, os valores de $|M_z|$ para os modelos (b) – que contemplam apenas a mesa superior com 4 cm de espessura – são superiores aos de $|M_z|$ para os modelos (c) – que contemplam ambas as mesas, com espessura equivalente de 8 cm.

¹²⁷ De acordo com a TABELA 2.3, os valores de $|M_x|$ para os modelos (2) – nos quais as barras possuem a maior excentricidade vertical (deslocamento de 40 cm em relação ao nível estrutural de referência) – são os menores entre os modelos.

desprezível. Adicionalmente, nos modelos que consideram as mesas, a variação expressiva em F_y decorre de que nos modelos (1), que não preveem excentricidade vertical, os valores das reações F_y são significativamente mais elevados do que nos modelos (2) e (3), que a preveem. Evidencia-se, portanto, que a colaboração das mesas das lajes, dispostas no topo das nervuras – arranjo de maior a rigidez à flexão M_y local – conduz a menores reações horizontais F_y na base dos pilares.

Ainda a respeito dos arranjos que proporcionam às nervuras maior rigidez à flexão M_y local – (b.2), (b.3), (c.2) e (c.3) – a TABELA 2.4, apresentada a seguir, mostra que esses trazem valores expressivamente menores para momentos fletores $M_y(-)_N$, $M_y(+)_N$ e flecha f_N , quando comparados aos demais arranjos. Segundo a tabela, essas são, nessa ordem, as três grandezas de maior dispersão global entre as indicadas: CV_{geral} de 29,8% para $M_y(-)_N$, de 28,5% para $M_y(+)_N$ e de 20,8% para flecha f_N .

O mesmo argumento vale para as vigas superiores dos pórticos: segundo a TABELA 2.4, os arranjos que lhes proporcionam maior rigidez à flexão M_y local – (b.2), (b.3), (c.2) e (c.3) –, trazem valores consideravelmente menores para momentos fletores $M_y(-)_V$, $M_y(+)_V$ e flecha f_V , quando comparados aos demais arranjos.

Como conclusão, o exame dos dados apresentados na TABELA 2.3 e TABELA 2.4 mostra que os modelos que consideram simultaneamente a excentricidade vertical e as mesas das lajes – (b.2), (b.3), (c.2) e (c.3) – são os que trazem resultados expressivamente menores para as reações de apoio¹²⁸ na base do pilar, para os momentos fletores M_y nas vigas e nervuras e também para suas flechas.

¹²⁸ Exceto para a reação F_z , que é constante em todos os modelos. Destaca-se que as reações M_x nos modelos (a.2) e (a.3) também possuem a mesma ordem de grandeza dos quatro citados.

TABELA 2.4: Flechas e momentos fletores M_y , máximos obtidos na viga e nervura indicadas na FIGURA 2.24 para os modelos representativos de lajes nervuradas segundo as combinações (a), (b), (c), (1), (2) e (3) na FIGURA 2.23.

Os resultados obtidos desprezam o peso próprio dos elementos estruturais e consideram apenas o carregamento acidental de 300 kfg/m² normal ao plano representativo da laje. Quanto ao concreto que constitui os elementos estruturais, foi suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Quanto à discretização das placas representativas das mesas das lajes, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 11 x 11 cm (múltiplo da modulação do arranjo), cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney) disponibilizado pelo programa computacional.

Destaque para os maiores coeficientes de variação (*C.V.*) entre os modelos (a): 7,7% para flecha f_V ; entre os modelos (b): 32,6% para $M_{y(-)N}$; entre os modelos (c): 44,8% para $M_{y(-)N}$; entre os modelos (1): 1,6% para $M_{y(-)N}$; entre os modelos (2): -38,4% para $M_{y(+)N}$; entre os modelos (3): 33,9% para $M_{y(+)N}$; e entre todos os modelos (*C.V. geral*): 29,8% para $M_{y(-)N}$.

| Modelo | Viga 50x80 | | | Nervura 10x80 | | |
|--------------------------------|------------------------|-----------------------|----------------------|------------------------|-----------------------|----------------------|
| | $M_{y(+)V}$ [tf.m] | $M_{y(-)V}$ [tf.m] | flecha f_V [mm] | $M_{y(+)N}$ [tf.m] | $M_{y(-)N}$ [tf.m] | flecha f_N [mm] |
| a.1 | 12,301 | 12,656 | 2,050 | 3,803 | 1,052 | 5,780 |
| a.2 | 13,393 | 11,563 | 2,360 | 3,865 | 0,990 | 6,130 |
| a.3 | 13,333 | 11,624 | 2,340 | 3,862 | 0,993 | 6,110 |
| b.1 | 12,237 | 12,614 | 2,070 | 3,854 | 1,079 | 5,810 |
| b.2 | 10,488 | 9,755 | 1,900 | 2,320 | 0,627 | 4,210 |
| b.3 | 10,655 | 9,953 | 1,920 | 2,410 | 0,646 | 4,320 |
| c.1 | 12,117 | 12,545 | 2,050 | 3,768 | 1,048 | 5,710 |
| c.2 | 9,031 | 8,790 | 1,660 | 1,901 | 0,493 | 3,560 |
| c.3 | 9,503 | 9,288 | 1,730 | 2,090 | 0,533 | 3,820 |
| CV (a. 1) (a. 2) (a. 3) | 4,7% | 5,1% | 7,7% | 0,9% | 3,5% | 3,3% |
| CV (b. 1) (b. 2) (b. 3) | 8,7% | 14,8% | 4,7% | 30,1% | 32,6% | 18,7% |
| CV (c. 1) (c. 2) (c. 3) | 16,3% | 20,0% | 11,5% | 39,7% | 44,8% | 26,9% |
| CV (a. 1) (b. 1) (c. 1) | 0,8% | 0,4% | 0,6% | 1,1% | 1,6% | 0,9% |
| CV (a. 2) (b. 2) (c. 2) | 20,2% | 14,0% | 18,0% | 38,4% | 36,6% | 28,8% |
| CV (a. 3) (b. 3) (c. 3) | 17,6% | 11,7% | 15,6% | 33,9% | 33,1% | 25,3% |
| C.V. geral | 13,9% | 14,0% | 11,9% | 28,5% | 29,8% | 20,8% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados obtidos dos modelos estruturais analíticos – indicados na FIGURA 2.23 e FIGURA 2.24 – desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Entre os nove modelos indicados na FIGURA 2.23, apenas os modelos (c) consideram a interação de ambas as mesas das lajes com as barras representativas de vigas e nervuras. Nesses modelos, no entanto, as duas mesas são simplificadaamente contempladas por meio de placa única com espessura equivalente à soma de ambas. Com objetivo de confrontar os resultados ora obtidos com os de um modelo de ordem superior quanto à representação geométrica, elaborou-se o modelo (d) apresentado na FIGURA 2.25, no qual as nervuras e vigas solidarizam, por seus topos e bases, as mesas superior e inferior das lajes simultaneamente. Para possibilitar vinculações simultâneas no topo e na base, vigas e nervuras foram representadas por meio de elementos de superfície (chapas) com espessuras correspondentes às larguras de suas seções transversais – 50 cm e 10 cm, respectivamente. Dessa maneira, solidarizaram-se as arestas superiores e inferiores das chapas às placas de 4 cm de altura, representativas, respectivamente, das mesas superior e inferior da laje em caixão perdido.

Ao modelo (d) foram aplicadas as mesmas condições de vínculo com o meio externo (engaste na base dos pilares), carregamento (300 kgf/m²), material estrutural (concreto com mesmas propriedades), elementos finitos (elementos de casca quadrilaterais com 4 nós de 11 x 11 cm) e método de geração de malha (Delaunay) utilizados nos nove modelos investigados anteriormente para representação das lajes nervuradas em caixão perdido.

A TABELA 2.5 e a TABELA 2.6 trazem os resultados obtidos para o modelo (d) segundo a mesma organização adotada para os demais modelos: a primeira tabela traz as reações de apoio na base do pilar e a segunda, os momentos fletores e flechas nas nervuras mais solicitadas e nas vigas que formam o pórtico, conforme indicado na FIGURA 2.24. Como neste caso, as vigas e nervuras são representadas por meio de chapas, os momentos fletores M_y indicados na TABELA 2.6 são os momentos reduzidos¹²⁹ obtidos dos diagramas de corte dos respectivos painéis no meio dos vãos e em suas extremidades para, respectivamente, $M_y(+)$ e $M_y(-)$.

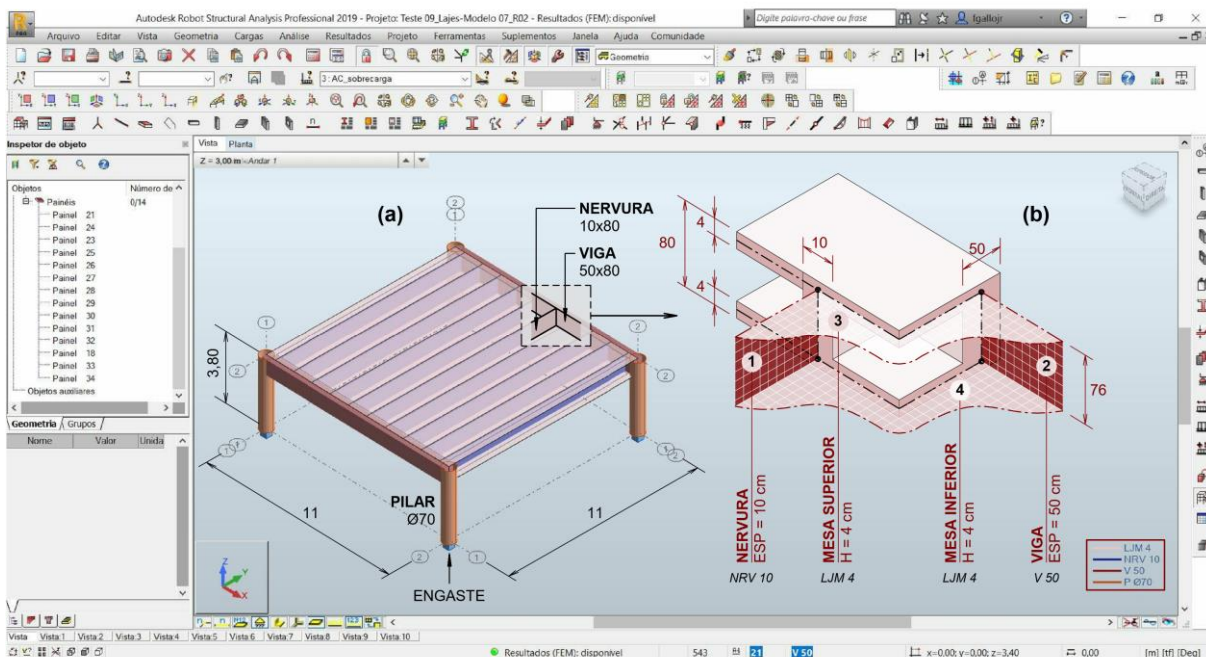
¹²⁹ Por meio da interface “cortes em painéis”, o programa computacional possibilita a definição de planos de corte no elemento bidimensional, para os quais fornece resultados de momento reduzido (e também de força reduzida) no C.G. do elemento na posição em que o plano de corte foi definido.

FIGURA 2.25 – Modelo estrutural analítico de trecho típico de pavimento em caixão perdido do edifício Vilanova Artigas, no qual vigas, nervuras e mesas de lajes foram representadas por meio de elementos de superfície (chapas e placas) – modelo (d).

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais que constituem o modelo (pilares, vigas, nervuras e mesas de lajes);
- (b) Caracterização geométrica dos elementos de superfície (chapas e placas) representativos das vigas, nervuras e mesas de lajes que formam o pavimento em caixão perdido.

Destaque para a legenda na qual constam as alturas das placas, espessuras das chapas e dimensões das seções transversais das barras:

LJM 4 – mesas das lajes (placas com altura de 4 cm); NRV 10 – nervuras (chapas com espessura de 10 cm); V 50 – vigas (chapas com espessura de 50 cm); P Ø70 – pilares (barras com seção circular de diâmetro 70 cm).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 10 e 11).

Com objetivo de evidenciar as variações dos resultados obtidos nos modelos que contemplam a interação de ambas as mesas das lajes com as vigas e nervuras, incluíram-se nas tabelas coeficientes de variação (*C. V.*)¹³⁰ incidentes sobre o modelo (d) – de ordem superior quanto à representação geométrica – e cada um dos modelos (c): *CV (d) (c. 1)*; *CV (d) (c. 2)* e *CV (d) (c. 3)*.

TABELA 2.5: Reações obtidas na base do pilar indicado na FIGURA 2.25 para o modelo (d), referente a trecho típico de pavimento em caixão perdido do edifício Vilanova Artigas, no qual vigas, nervuras e mesas de lajes foram representadas por meio de elementos de superfície (chapas e placas).

Os resultados obtidos desprezam o peso próprio dos elementos estruturais e consideram apenas o carregamento acidental de 300 kgf/m² normal ao plano representativo da laje. Quanto ao concreto que constitui os elementos estruturais, foi suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Quanto à discretização dos elementos de superfície, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 11 x 11 cm (múltiplo da modulação do arranjo), cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney) disponibilizado pelo programa computacional.

Destaque para o modelo (c.2), que traz os menores (em módulo) coeficientes de variação (*C. V.*) para a maioria dos parâmetros examinados – exceto para F_x e M_y – quando comparado ao modelo (d), de ordem superior quanto à representação geométrica das lajes nervuradas em caixão perdido.

| <i>Modelo</i> | <i>Forças reativas</i> | | | <i>Momentos reativos</i> | | |
|-----------------------------|------------------------|-------|-------|--------------------------|--------|--------|
| | <i>[tf]</i> | | | | | |
| | F_x | F_y | F_z | M_x | M_y | M_z |
| d | -4,455 | 1,602 | 9,075 | -1,742 | -4,990 | -0,110 |
| <i>CV (d) (c. 1)</i> | -7,1% | 45,6% | 0,0% | -52,5% | -15,0% | -46,9% |
| <i>CV (d) (c. 2)</i> | -7,5% | 12,6% | 0,0% | -22,9% | -6,6% | -54,0% |
| <i>CV (d) (c. 3)</i> | -4,8% | 17,9% | 0,0% | -27,4% | -3,0% | -59,8% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados obtidos dos modelos estruturais analíticos – indicados na FIGURA 2.25 – desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

¹³⁰ Cf. nota 125.

TABELA 2.6: Flechas e momentos fletores M_y , máximos obtidos na viga e nervura indicadas na FIGURA 2.25 para o modelo (d), referente a trecho típico de pavimento em caixão perdido do edifício Vilanova Artigas, no qual vigas, nervuras e mesas de lajes foram representadas por meio de elementos de superfície (chapas e placas).

Os resultados obtidos desprezam o peso próprio dos elementos estruturais e consideram apenas o carregamento acidental de 300 kgf/m² normal ao plano representativo da laje. Quanto ao concreto que constitui os elementos estruturais, foi suposto isotrópico com coeficiente de Poisson (ν) de 0,20 e resistência característica à compressão (f_{ck}) de 24 MPa, a partir da qual se estimaram os valores de 23,59 GPa e 9,83 GPa para os módulos de deformação secante (E_{cs}) e de cisalhamento (G_c), respectivamente. Quanto à discretização dos elementos de superfície, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais com 4 nós e de dimensões 11 x 11 cm (múltiplo da modulação do arranjo), cuja malha foi gerada pelo método complexo (Delauney) disponibilizado pelo programa computacional.

Destaque para o modelo (c.2), que traz os menores coeficientes de variação (C.V.) para a maioria dos parâmetros examinados – exceto para $M_{y(-)V}$ – quando comparado ao modelo (d), de ordem superior quanto à representação geométrica das lajes nervuradas em caixão perdido.

| Modelo | Viga 50x80 | | | Nervura 10x80 | | |
|---------------------|--------------|--------------|--------------|---------------|--------------|--------------|
| | $M_{y(+)_V}$ | $M_{y(-)_V}$ | flecha f_V | $M_{y(+)_N}$ | $M_{y(-)_N}$ | flecha f_N |
| | [tf.m] | [tf.m] | [mm] | [tf.m] | [tf.m] | [mm] |
| d | 6,311 | 9,492 | 1,389 | 1,108 | 0,307 | 2,739 |
| CV (d) (c.1) | 44,6% | 19,6% | 27,2% | 77,1% | 77,3% | 49,7% |
| CV (d) (c.2) | 25,1% | 5,4% | 12,6% | 37,3% | 32,9% | 18,4% |
| CV (d) (c.3) | 28,5% | 1,5% | 15,5% | 43,4% | 38,0% | 23,3% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados obtidos dos modelos estruturais analíticos – indicados na FIGURA 2.25 – desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

A partir do exame da TABELA 2.5 e da TABELA 2.6 conclui-se que o modelo (c.2) apresenta, para a maioria dos parâmetros investigados, a menor variação de resultados em relação aos obtidos no modelo (d), geometricamente de ordem superior.

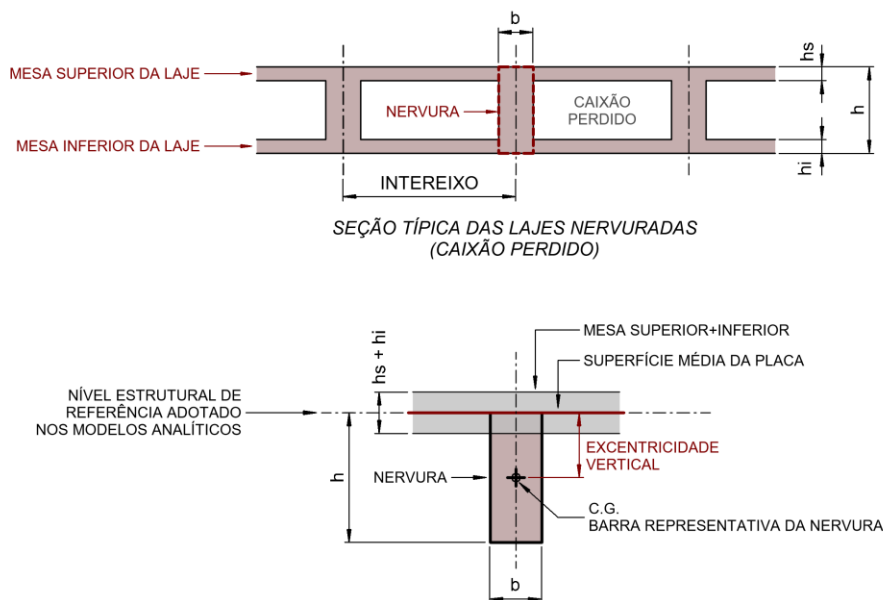
Nesta pesquisa será, portanto, adotado para representação das lajes nervuradas em caixão perdido, o modelo (c.2) – retomado na FIGURA 2.26 –, no qual as mesas superior e inferior são representadas por meio de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas e cuja superfície média dispõe-se alinhada ao nível estrutural de referência. Nesse modelo contempla-se ainda a excentricidade vertical das barras representativas das vigas e nervuras, de modo que os topos de suas seções transversais resultem alinhados ao nível estrutural de referência.

A necessidade de simplificação na representação geométrica decorre de que os custos computacionais implicados no modelo (d) são expressivamente superiores. Para efeito de comparação em relação ao tamanho dos arquivos, o arranjo

indicado na FIGURA 2.24 para o modelo (c.2) foi de, aproximadamente, 30 MB e o indicado na FIGURA 2.25 para o modelo (d), cerca de 130 MB, ou seja, supera o modelo simplificado em mais de quatro vezes e compromete, portanto, sua aplicação a toda extensão do edifício em razão de inviabilizar o processamento computacional.

FIGURA 2.26 – Representação geométrica adotada para as lajes nervuradas em caixão perdido do edifício Vilanova Artigas.

- (a) Seção de concreto referente às nervuras e mesas superior e inferior das lajes em caixão perdido;
 (b) Representação geométrica adotada nos modelos computacionais: mesas superior e inferior das lajes representadas por meio de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas e com superfície média disposta alinhada ao nível estrutural de referência; e nervuras representadas por meio de barras deslocadas verticalmente (excentricidade vertical) de modo que os topos de suas seções transversais resultem alinhados ao nível estrutural de referência.



Fonte: figura elaborada pelo autor.

A representação geométrica adotada nesta pesquisa para as lajes nervuradas em caixão perdido estende-se também às lajes maciças – presentes nos 1º e 2º subsolos e em parte do pavimento térreo (salão caramelo | +0,80) –, ou seja, os planos médios das placas representativas das lajes maciças apresentam-se alinhados ao nível estrutural de referência, ao qual também se alinham os topos das vigas – representadas por meio de barras – que as suportam. Dessa maneira a representação geométrica conjunta das lajes maciças e das vigas que lhes são solidárias também contemplam, portanto, a excentricidade vertical das barras e a interação dessas com as placas.

A aplicação dessa representação geométrica aos elementos estruturais que formam os pavimentos do edifício – vigas, lajes maciças ou nervuradas – é discutida a seguir para cada nível estrutural¹³¹ que o constitui, com objetivo de retratar singularidades identificadas no exame da documentação estrutural e as estratégias empregadas para representá-las nos modelos analíticos.

Em relação aos consolos e paredes estruturais, serão oportunamente discutidos nos níveis estruturais em que estão presentes e conforme a configuração geométrica que possuem.

2.5.1 Auditório | “Primeiro subsolo” (-3,00) – nível 722,00

O pavimento destinado ao auditório, referenciado na documentação de projeto estrutural como “primeiro subsolo”, situa-se na cota -3,00 em relação à referência de nível (RN = 0,00) tomada na cota 725,00, ou seja, possui a superfície superior das lajes alinhada à cota 722,00, a qual se adotou como referência¹³² para representação dos elementos estruturais nos modelos analíticos.

Além dos muros de arrimo e dos pilares internos, já contemplados em 2.3.2 e 2.4.1, respectivamente, há no nível do auditório, consolos, vigas e lajes, cujas representações geométricas serão discutidas a seguir.

2.5.1.1 Consolos

Com exceção do P17 e P34, os demais pilares internos com seção transversal em formato circular com shaft ($\varnothing 110$ cm)¹³³ possuem consolos no nível do auditório. Esses consolos, dispostos aos pares e à 45° em relação à malha ortogonal em que os pilares estão arranjados, projetam-se para um de seus lados ou para ambos, opostos entre si, compondo com a seção transversal espaços para passagem de tubulações.

¹³¹ Cf. FIGURA 2.3.

¹³² Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3.

¹³³ Cf. FIGURA 2.17.

No caso dos pilares P18 a P23 e P25, seus pares de consolos são voltados a apenas um dos lados e os ligam a muros de arrimo posicionados entre o nível do auditório e dos laboratórios (muros M6 e M8), conforme indicado na FIGURA 2.27.

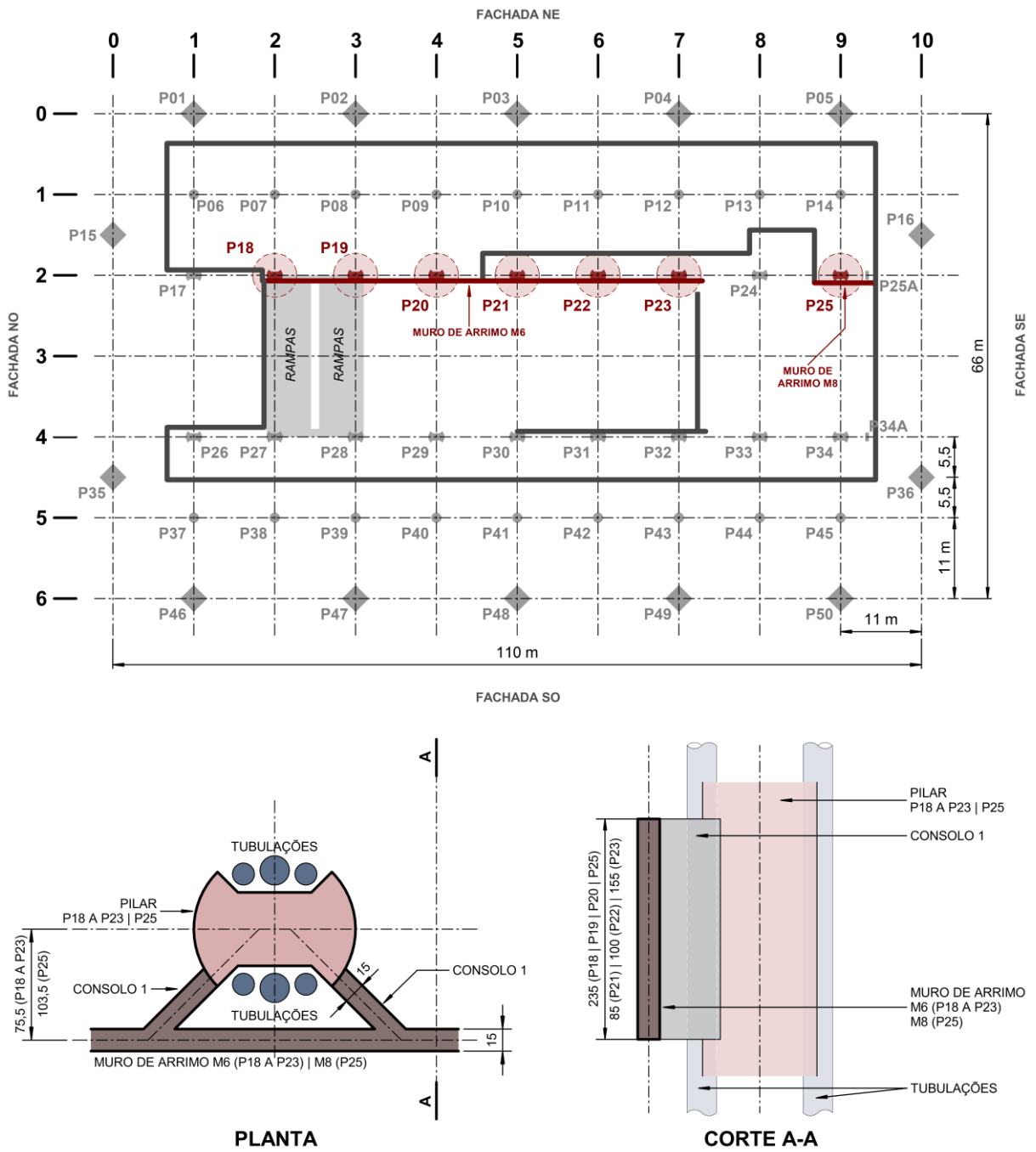
Nos pilares P30, P31 e P32, os pares de consolos projetam-se para ambos os lados, opostos entre si, e os vinculam ao muro de arrimo M12, que delimita o auditório, por um lado e à viga baldrame V29* por outro, conforme apresenta-se na FIGURA 2.28.

Na FIGURA 2.29 indica-se a geometria dos consolos presentes nos pilares P24 e P27. Nesses pilares os pares de consolos projetam-se para apenas um de seus lados e os vinculam a vigas baldrame que lhes são adjacentes.

Nos pilares P26, P28 e P29 os pares de consolos projetam-se para ambos os lados, opostos entre si, nos quais também se vinculam a vigas baldrame. No caso do P26, um par de consolos o liga à viga V29* por um lado e outro par contorna a abertura para passagem das tubulações no lado oposto, enrijecendo as bordas da laje que a delimita, conforme indicado na FIGURA 2.30. Na mesma figura apresenta-se ainda os consolos dos pilares P28 e P29, com arranjo similar, cuja variante compreende o acréscimo de viga baldrame que se liga perpendicularmente ao par de consolos oposto ao que vincula a V29*.

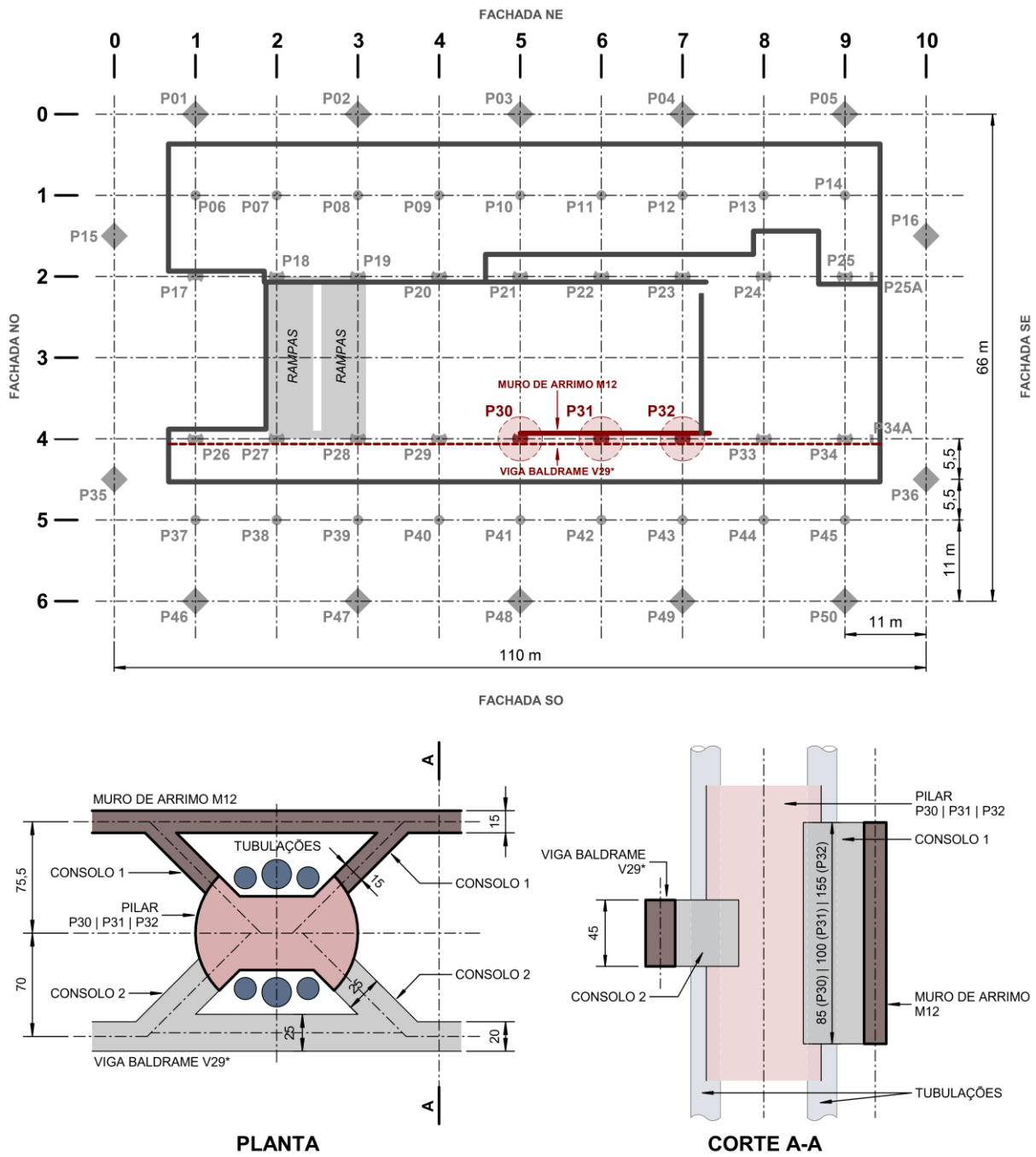
Por fim, quanto ao P33, seus consolos projetam-se para ambos os lados, opostos entre si, nos quais se vinculam às vigas baldrame V27A e V29*, conforme apresentado na FIGURA 2.31.

FIGURA 2.27 – Caracterização geométrica dos consolos presentes nos pilares P18 a P23 e P25, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66.



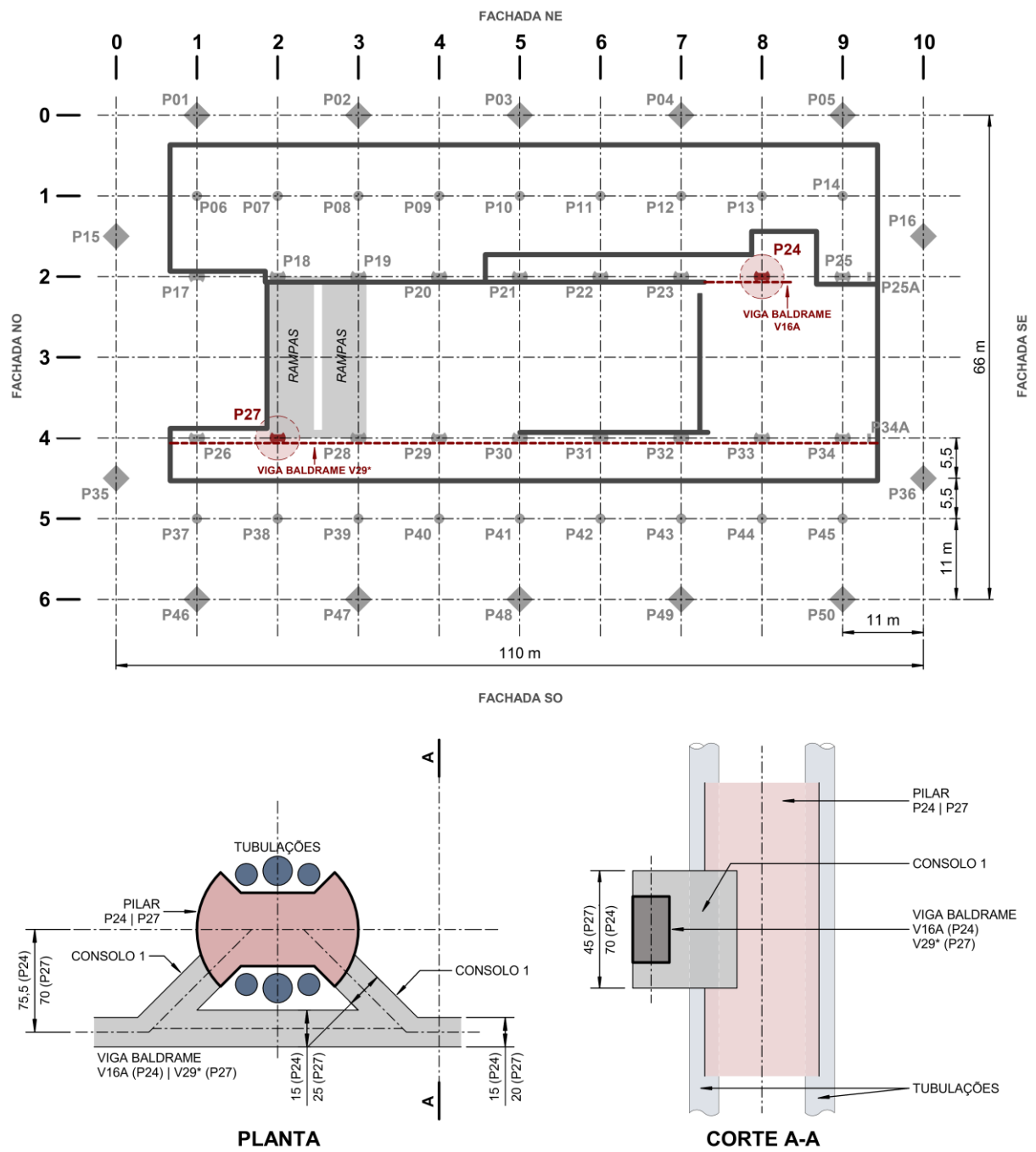
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 4A, 5 e 5A).

FIGURA 2.28 – Caracterização geométrica dos consolos presentes nos pilares P30, P31 e P32, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62.



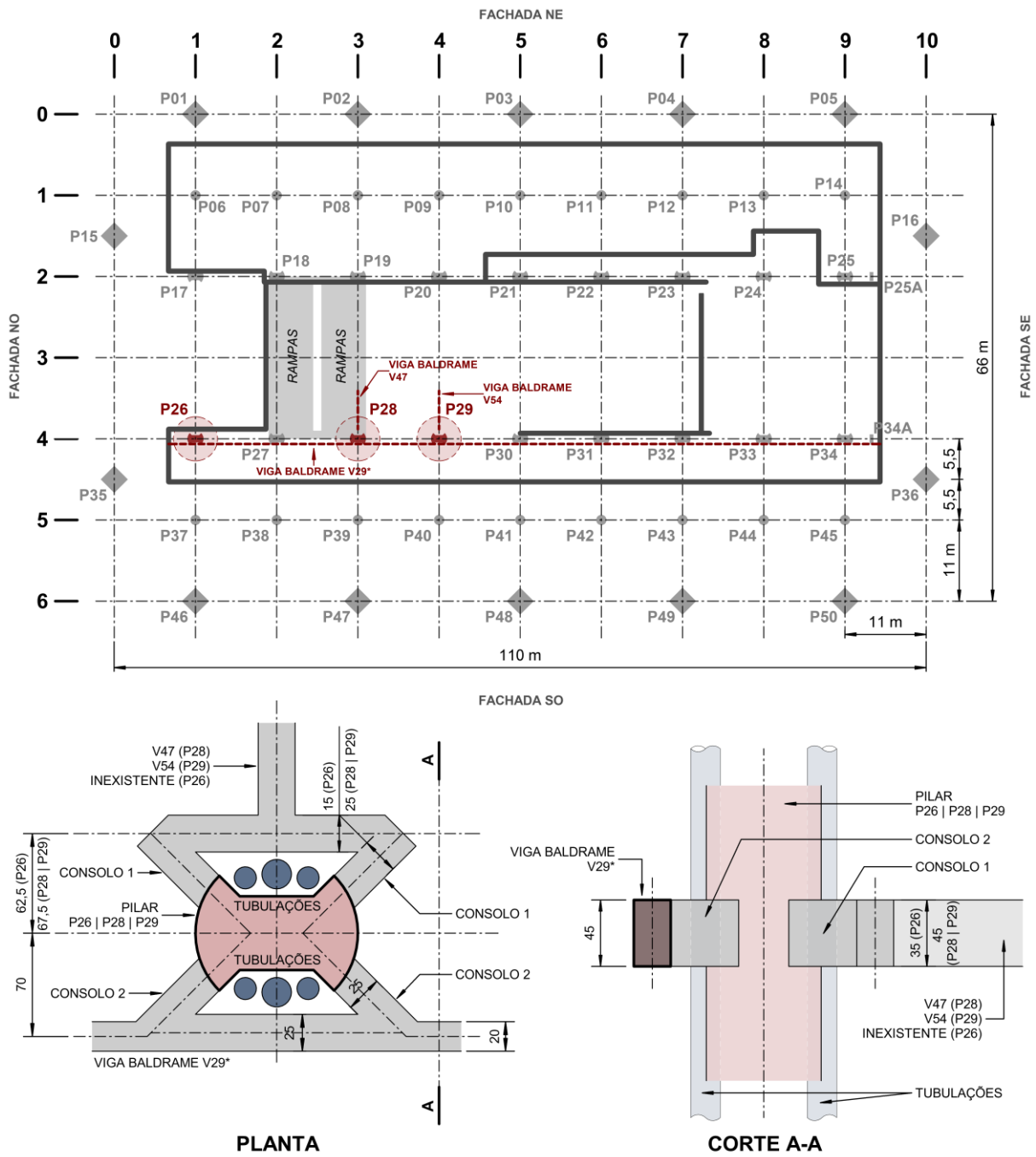
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 6 e 7).

FIGURA 2.29 – Caracterização geométrica dos consolos presentes nos pilares P24 e P27, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66(?).



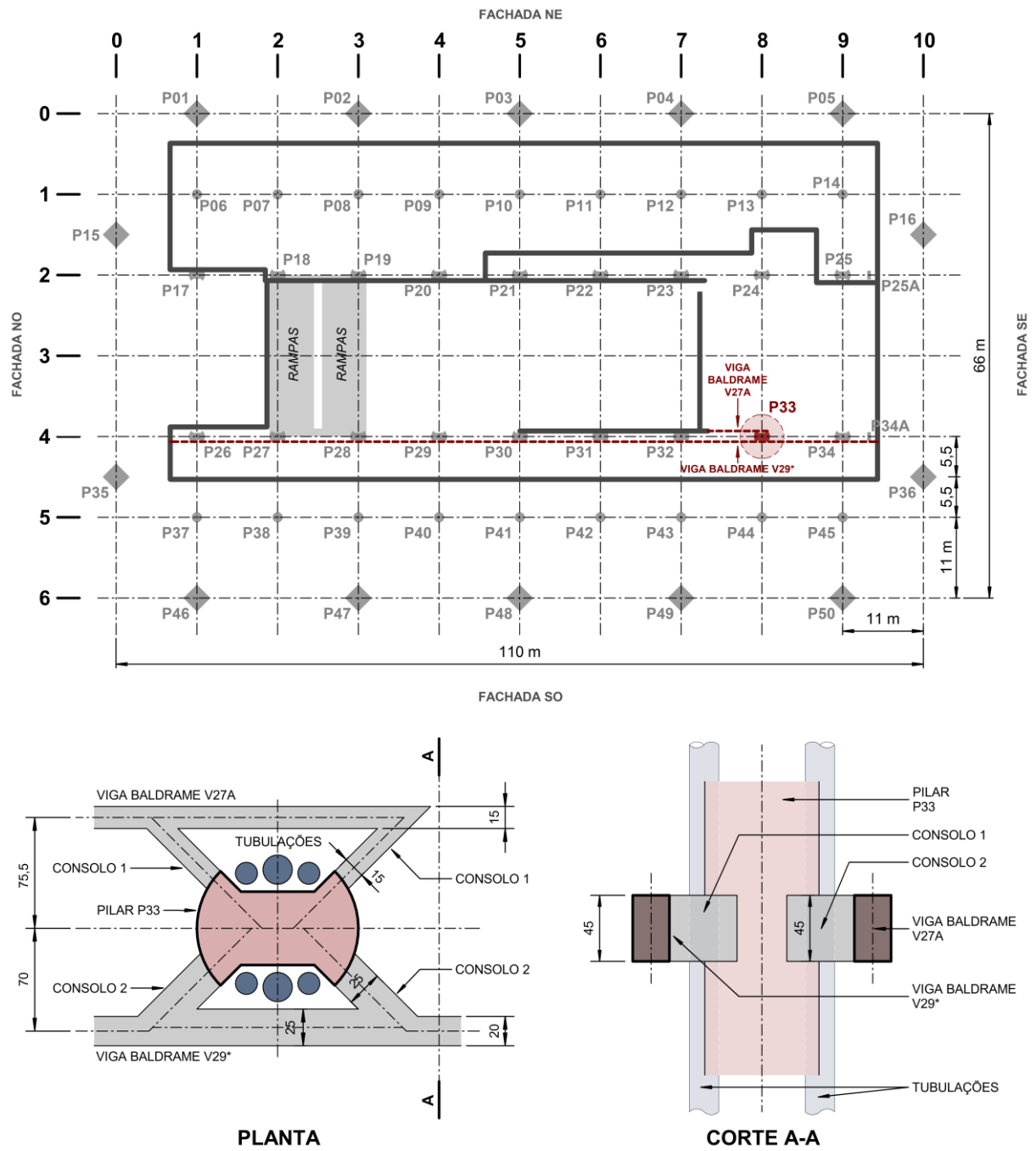
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 5, 5A e 6).

FIGURA 2.30 – Caracterização geométrica dos consolos presentes nos pilares P26, P28 e P29, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 6).

FIGURA 2.31 – Caracterização geométrica dos consolos presentes no pilar P33, junto ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 7).

Quanto à representação geométrica dos consolos nos modelos analíticos, empregaram-se, de acordo com a proporção entre suas dimensões, elementos estruturais lineares (barras) ou de superfície (chapas) para descrevê-los.

Conforme FIGURA 2.17 e FIGURA 2.18, quando ligados a muros de arrimo – afastados 75,5 cm (P18 a P23 e P30 a P32) e 103,5 cm (P25) em relação aos eixos dos pilares –, os consolos, que se projetam à 45°, possuem comprimentos de 106,77 cm ($75,5\sqrt{2}$) e 146,37 cm ($103,5\sqrt{2}$), respectivamente. Como os comprimentos são inferiores ao triplo da maior dimensão da seção transversal¹³⁴, o comportamento estrutural desses consolos afasta-se do idealizado para os elementos lineares¹³⁵ e se aproxima do previsto pela teoria da elasticidade bidimensional para os elementos de superfície¹³⁶. Isto posto, os pares de consolos que vinculam os pilares a muros de arrimo foram representados por meio de chapas nos modelos analíticos.

Além desses pares de consolos, ligados a muros de arrimo, o par presente no P24, que o vincula à viga V16A, também foi representado, segundo a mesma justificativa, por meio de chapas: a maior dimensão da seção transversal (70 cm, referente à altura) possui a mesma ordem de grandeza do seu comprimento ($75,5\sqrt{2} = 106,77$ cm), conforme indicado na FIGURA 2.29.

Quanto aos demais consolos, que possuem as mesmas alturas das vigas baldrames a que estão ligados – 35 cm (P26)¹³⁷ ou 45 cm (P27 a P33) –, foram

¹³⁴ Nos consolos presentes no edifício, a maior dimensão da seção transversal refere-se à altura. Isto posto, seguem as comparações entre os comprimentos e o triplo das alturas dos consolos que foram representados por meio de chapas nos modelos analíticos:

- P21 e P30: 106,77 cm < 255 cm (3x85 cm)
- P22 e P31: 106,77 cm < 300 cm (3x100 cm)
- P23 e P32: 106,77 cm < 465 cm (3x155 cm)
- P18, P19, P20: 106,77 cm < 705 cm (3x235 cm)
- P25: 146,37 cm < 705 cm (3x235 cm)

¹³⁵ De acordo com ABNT NBR 6118 (2014, p. 83), elementos lineares “são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal”.

¹³⁶ Sobre a classificação geométrica dos elementos estruturais, cf. item 1.5.1 no CAPÍTULO 1.

¹³⁷ O par de consolos de 15x35, presente no P26, não se vincula a vigas baldrames. Nesse caso, os consolos contornam a abertura para passagem das tubulações, enrijecendo as bordas da laje que a delimita, conforme indicado na

FIGURA 2.30. Nesse percurso, o comprimento longitudinal do consolo ($2 \times 62,5 + 2 \times 15/\sqrt{2} + 2 \times 62,5\sqrt{2} = 322,99$ cm) supera o triplo de sua altura (3×35 cm = 105cm), viabilizando sua representação por meio de barras.

assumidos como prolongamentos dessas até os pilares, representados, portanto, por meio de barras nos modelos analíticos.

Com a finalidade de exemplificar a representação geométrica de consolos descritos por meio de barras e chapas, elaborou-se a FIGURA 2.32, que as ilustra para o caso do pilar P32, onde há ocorrência de ambas: voltado a um dos lados projeta-se par de consolos com seção 15 x 155 cm (representados por meio de chapas) ligando o pilar ao muro M12 e, voltado ao lado oposto, par de consolos de seção 25 x 45 cm (representados por meio de barras), ligando-o à viga baldrame V29*.

Na FIGURA 2.32 (a) e (b) apresentam-se, respectivamente, a visualização volumétrica desses elementos e a representação geométrica adotada no modelo analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®. Em (b) identificam-se as barras 6 e 7, representativas, respectivamente, dos trechos do pilar compreendidos entre o topo do tubulão (717,09) e o nível do auditório (722,00), e entre esse e o nível do salão caramelo (725,80); as barras 4 e 5, referentes aos consolos de seção 25 x 45 cm; e as chapas 1, 2 e 3, representativas, nessa ordem, do muro de arrimo M12 e do par de consolos de 15 x 155 cm.

Destaca-se na FIGURA 2.32 (c) a indicação em planta de barras rígidas para vincular os consolos aos pilares, uma vez que seus eixos não coincidem com o centro de gravidade do pilar. Para realizar a transferência de esforços entre as chapas representativas dos consolos 15 x 155 cm e a barra que descreve o pilar, adotou-se como estratégia a utilização de cinco¹³⁸ barras rígidas espaçadas igualmente ao longo da altura do consolo (155 cm). Na FIGURA 2.32 (d) os nós 5-6-7, 8-9-10, 11-12-13, 14-15-16 e 17-18-19 definem as cinco barras rígidas que vinculam as chapas 2 e 3 (consolos) à barra 7 (pilar). Além dessas, há ainda a barra rígida definida pelos nós 1-20-3, que vincula as barras 4 e 5 (consolos 25 x 45 cm) também à barra 7 (pilar).

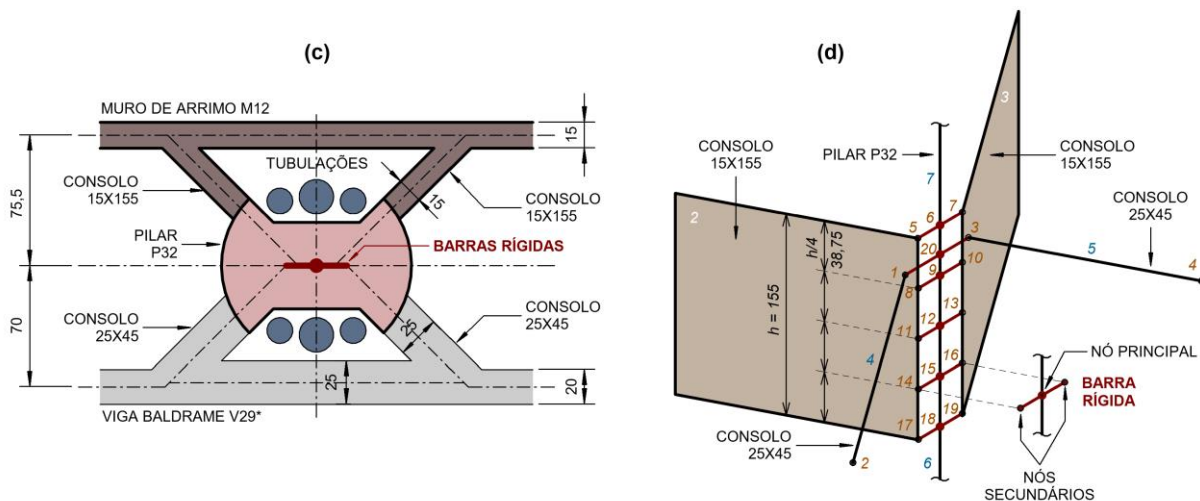
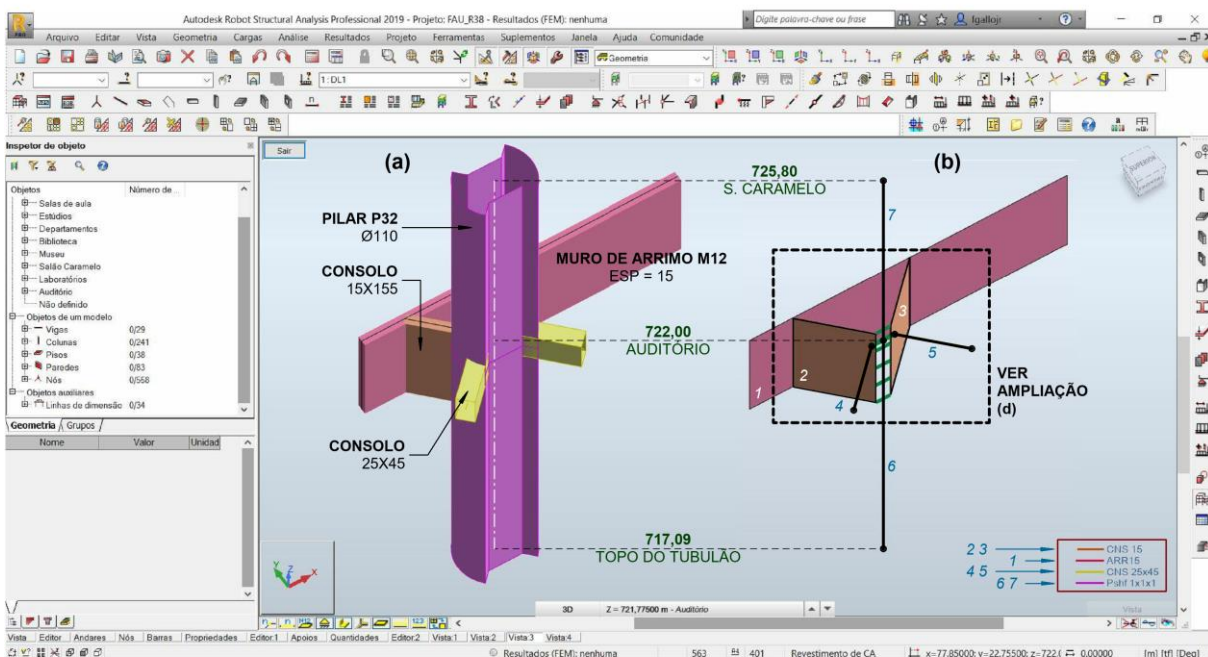
¹³⁸ A quantidade de barras rígidas que vinculam os pilares às chapas representativas dos consolos decorre do espaçamento máximo admitido entre os nós que as solidarizam ao longo de suas respectivas alturas, suposto, a princípio com 50 cm.

FIGURA 2.32 – Representação geométrica dos consolos presentes no pilar P32, junto ao “primeiro subsolo” (auditério) do edifício Vilanova Artigas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62.

- (a) visualização volumétrica do pilar P32, dos seus consolos e do muro de arrimo M12;
 (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras – pilar P32 (barras 6 e 7) e consolos 25 x 45 cm (barras 4 e 5) – e chapas – muro de arrimo M12 (chapa 1) e consolos 15 x 155 cm (chapas 2 e 3);
 (c) representação geométrica do pilar P32 em planta e respectivos pares de consolos, voltados ao muro de arrimo M12 e à viga baldrame V29*. Destaque para o fato de que os eixos dos consolos não coincidem com o C.G. dos pilares, levando à necessidade de vinculá-los mediante emprego de barras rígidas;
 (d) barras rígidas que solidarizam os consolos ao pilar P32.

Destaque para a legenda referente a (a) e (b) na qual constam as dimensões das seções transversais das barras e as espessuras das chapas:

CNS 15 – consolos 2 e 3 (chapas com espessura de 15 cm); ARR 15 – muro de arrimo M12 (chapa com espessura de 15 cm); CNS 25x45 – consolos 4 e 5 (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura); Psht 1x1x1 – pilar P32 (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17).



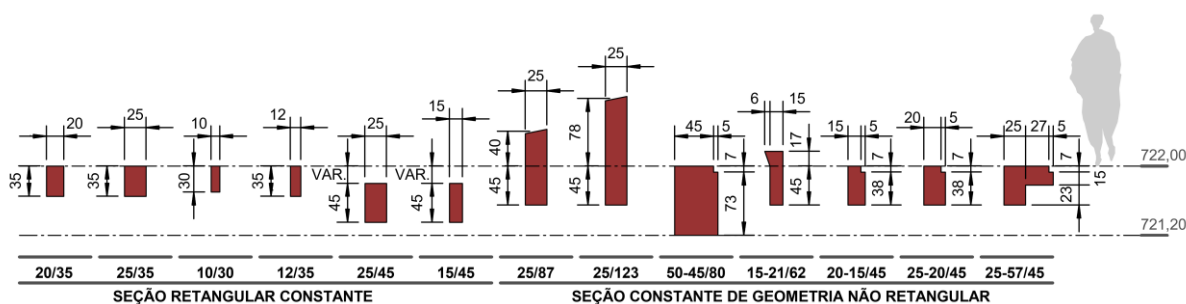
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019@.

Fonte figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.28.

2.5.1.2 Vigas

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as seções transversais das vigas no “primeiro subsolo” (auditório) possuem formato retangular ou não, mas constantes ao longo de seus comprimentos. A FIGURA 2.33, adaptada do APÊNDICE A, item A.4, reúne as seis seções transversais retangulares e as sete seções com formato não convencional¹³⁹ das vigas presentes no nível do auditório (722,00 | -3,00) do edifício Vilanova Artigas.

FIGURA 2.33 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “primeiro subsolo” (auditório) – cota 722,00 | -3,00 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.4.

Conforme apresentado na FIGURA 2.33, as seções transversais das vigas do auditório, predominantemente niveladas pelos tops, na cota 722,00, variam quanto a alinhamentos, formatos e dimensões. Dessas variações decorre que as cotas altimétricas dos centros de gravidades (C.G.) das seções resultam distintas e, portanto, que as barras representativas das vigas – cujas posições são definidas pelo lugar geométrico descrito pelos respectivos C.G.'s – disponham-se também em diferentes níveis nos modelos analíticos. A FIGURA 2.34 exemplifica, para o caso da viga V29A¹⁴⁰, de seção transversal com formato não convencional¹⁴¹, que a cota do

¹³⁹ Devido à pequena diferença, os formatos trapezoidais das seções transversais 25/85 e 25/123 indicadas na FIGURA 2.33 foram, nos modelos elaborados nesta pesquisa, aproximados do retangular.

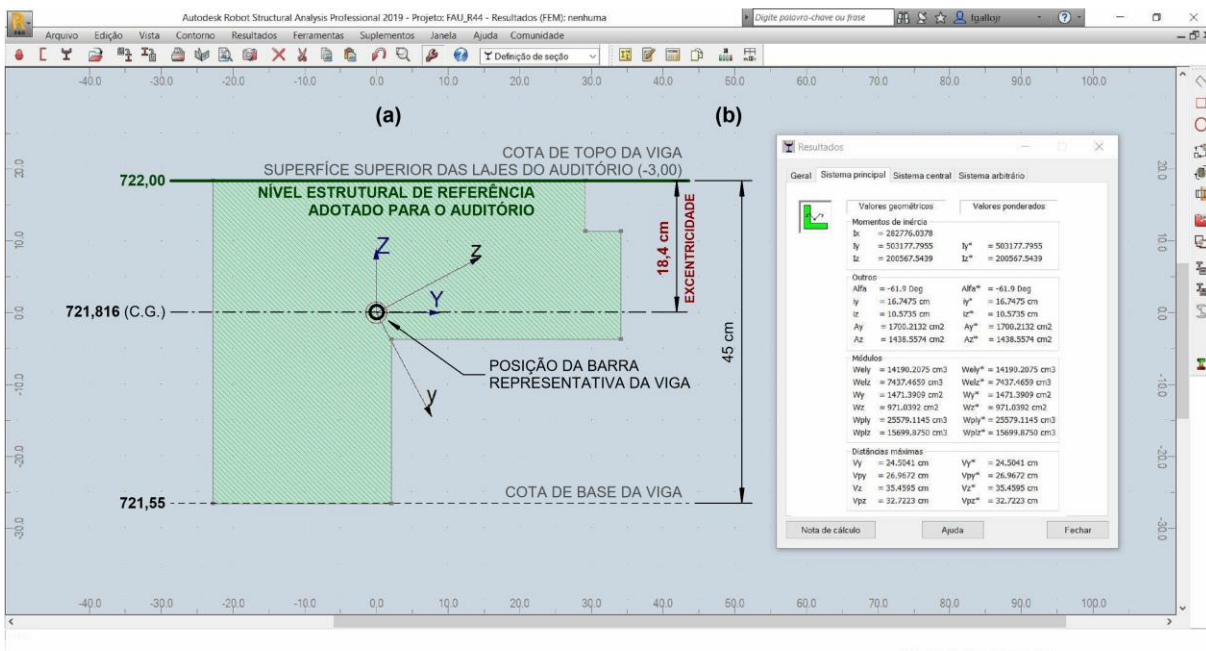
¹⁴⁰ A seção transversal da viga V29A está indicada como 25x57/45 na FIGURA 2.33 e como VA-d 25x57x45 na legenda da FIGURA 2.40.

¹⁴¹ Conforme discutido em 2.4.1, sobre as seções transversais dos pilares internos, o programa computacional dispõe em seu banco de seções, formatos convencionais, como o retangular, e oferece

C.G. (721,816) não coincide com a do nível estrutural de referência adotado nos modelos analíticos para o auditório (722,00).

FIGURA 2.34 – Características geométricas da seção transversal da viga V29A, de formato não convencional, situada no nível estrutural 722,00, referente ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) geometria da seção transversal da viga, sobre a qual se indicam as cotas de topo (722,00) e base (721,55), do C.G. da seção (721,816) e do nível estrutural de referência adotado para o pavimento do auditório (722,00);
 (b) resultados das características geométricas automaticamente determinadas para a seção.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.33.

No entanto, como na estrutura real as vigas são solidárias umas às outras, há de se vincular também nos modelos as barras que as representam e que resultariam desconectadas devido ao desalinhamento vertical proporcionado pela variação das cotas dos C.G.'s. Além dessa vinculação entre vigas – que pode ser realizada por meio do emprego de nós de dimensões finitas (barras rígidas) ligando-as – há de se considerar ainda que as barras que as descrevem, dispostas em diferentes cotas, são também solidarizadas a placas representativas de lajes, ou seja,

interface para criação dos não convencionais mediante ferramentas de desenho, como exemplificado na FIGURA 2.17 para os pilares internos circulares com shaft e na FIGURA 2.34 para a viga V29A.

necessita-se prever artifícios para vinculação entre o contorno da placa (bordas da laje) e as barras que a suportam e não lhe são coplanares.

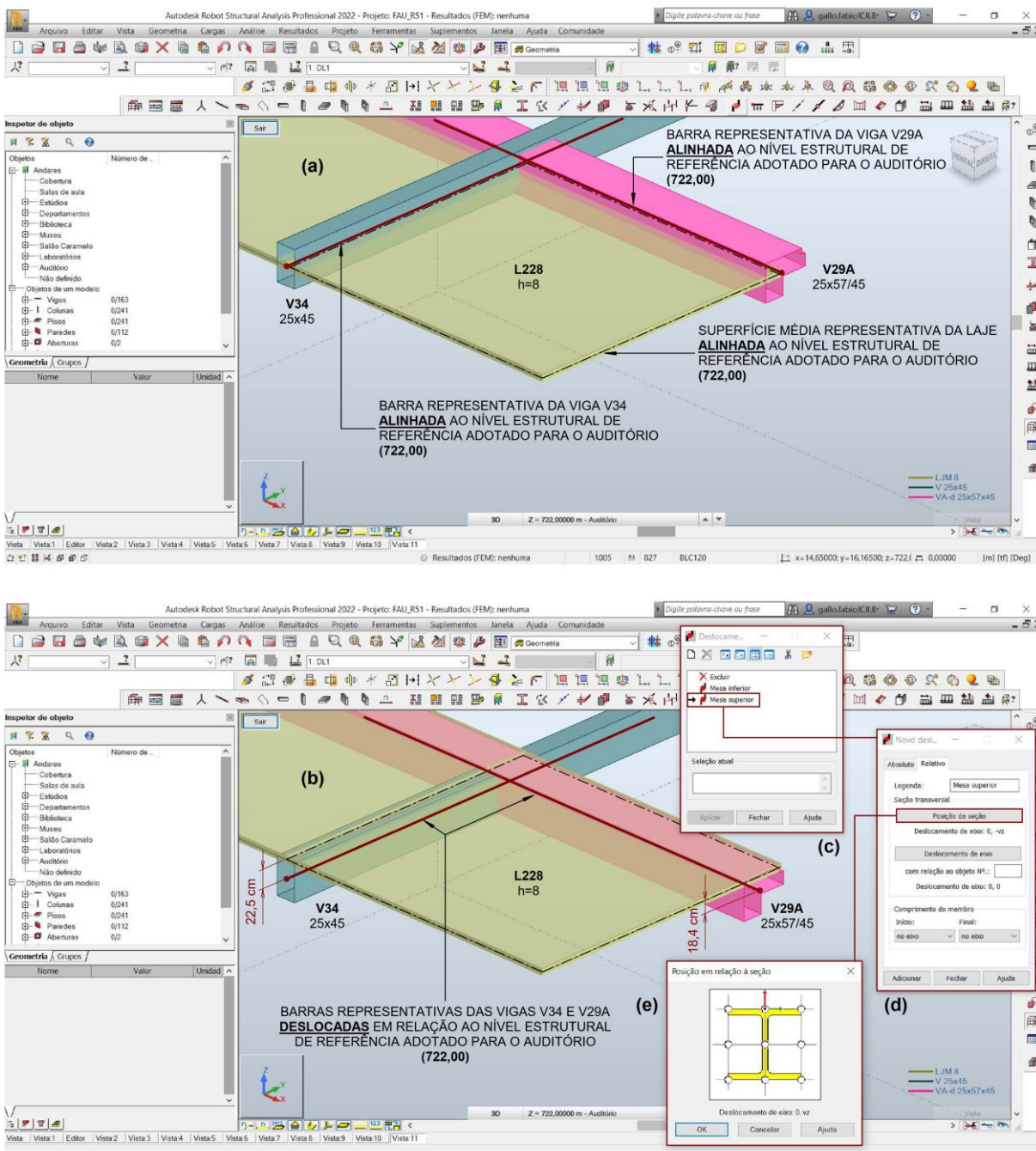
Isto posto, a estratégia adotada para representação nos modelos analíticos pressupõe tanto o alinhamento das barras quanto das superfícies médias das placas ao nível estrutural de referência a fim de que a vinculação entre ambos se efetive automaticamente, uma vez que se interseccionam no mesmo plano. Quanto à excentricidade vertical das barras, o programa computacional dispõe de ferramenta¹⁴² capaz de simular os efeitos do deslocamento conforme o alinhamento vertical requerido. No caso da viga V29A – ilustrada na FIGURA 2.34 –, por exemplo, dispôs-se a barra que a representa no nível estrutural de referência adotado para o auditório (722,00), mantendo-a coplanar aos planos médios das placas representativas das lajes – conforme apresentado na FIGURA 2.35 (a) – e, para considerar a excentricidade de 18,4 cm entre a cota do C.G. da seção e a cota do nível a que pertence, aplicou-se à barra deslocamento vertical por meio de ferramenta que simula o alinhamento do topo¹⁴³ da seção transversal ao plano médio da placa, conforme indicado na FIGURA 2.35 (b).

¹⁴² O programa computacional disponibiliza a ferramenta nomeada “offsets” (ou “deslocamentos” na versão em português), a qual possibilita contemplar excentricidades verticais em barras sem necessidade de emprego de barras rígidas (nós de dimensões finitas) para liga-las a elementos estruturais dispostos em planos distintos.

¹⁴³ Empregou-se o alinhamento “upper flange” (ou “mesa superior” na versão em português do programa computacional) pré-definido para simular o alinhamento do topo da viga ao plano médio das placas (também dispostas no nível de referência adotado para o pavimento).

FIGURA 2.35 – Singularidades na representação geométrica de vigas: estratégia adotada nos modelos para consideração da excentricidade vertical das vigas no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) representação das vigas V34, V29A e da laje L228 nos modelos analíticos. As barras representativas das vigas (coincidentes com o C.G. das respectivas seções transversais) e a superfície média da placa representativa da laje dispõem-se coplanares, alinhadas à cota do nível estrutural de referência adotado para o auditório (722,00);
- (b) excentricidade vertical simulada para as barras representativas das vigas, na qual os topos das respectivas seções transversais resultam alinhados ao nível estrutural de referência, coincidente com a superfície média das placas;
- (c) caixa de diálogo com os deslocamentos padrão disponíveis no programa computacional. Destaque para o deslocamento nomeado “mesa superior”, aplicado às barras do modelo;
- (d) caixa de diálogo na qual se indicam os parâmetros adotados para o deslocamento vertical “mesa superior”, com destaque à posição relativa da seção transversal;
- (e) caixa de diálogo na qual se apresenta graficamente as possibilidades de alinhamento da seção transversal, com destaque à adotada para o deslocamento vertical “mesa superior”.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos FIGURA 2.33 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 6A).

Essa estratégia, no entanto, não é capaz de, isoladamente, representar os desníveis de piso presentes no edifício. Nesses casos, como há planos de lajes dispostos em diferentes cotas altimétricas, impõe-se a necessidade de selecionar um deles para posicionar a barra que, simultaneamente, os vincula e a ela aplicar a excentricidade vertical referente ao plano eleito. Dessa maneira vincula-se automaticamente a barra às placas que lhe são complanares naquela cota, mas não a solidariza aos elementos estruturais contidos no outro plano que forma o desnível, sendo necessário o emprego de barras rígidas para efetivar a ligação entre eles.

Como exemplo, a FIGURA 2.36 apresentada a seguir, ilustra o desnível existente entre as lajes internas (cota 722,204) e externas (cota 722,00) ao auditório para formar a rampa que lhe confere acesso no 1º subsolo. A viga V61, disposta ao longo dessa fronteira, vincula pelo topo as lajes internas e em sua porção central, as externas. Devido ao desnível, a barra que a representa, disposta na cota 722,204, situa-se em cota altimétrica 20,4 cm acima da das vigas V17, V19, V20, V21 e V24 no trecho em que são externas ao auditório (cota 722,00) e, como lhe são solidárias na estrutura real, barras rígidas verticais as vinculam nos modelos analíticos. Quanto à ligação entre barras e placas pertencentes ao mesmo plano – seja no plano referente à cota mais alta ou mais baixa do desnível –, empregou-se a mesma ferramenta¹⁴⁴ já discutida anteriormente para simular os efeitos do deslocamento conforme o alinhamento vertical requerido, ou seja, para que os topos das seções transversais das vigas resultem alinhados aos planos superior ou inferior que contêm as respectivas superfícies médias das placas que formam o desnível.

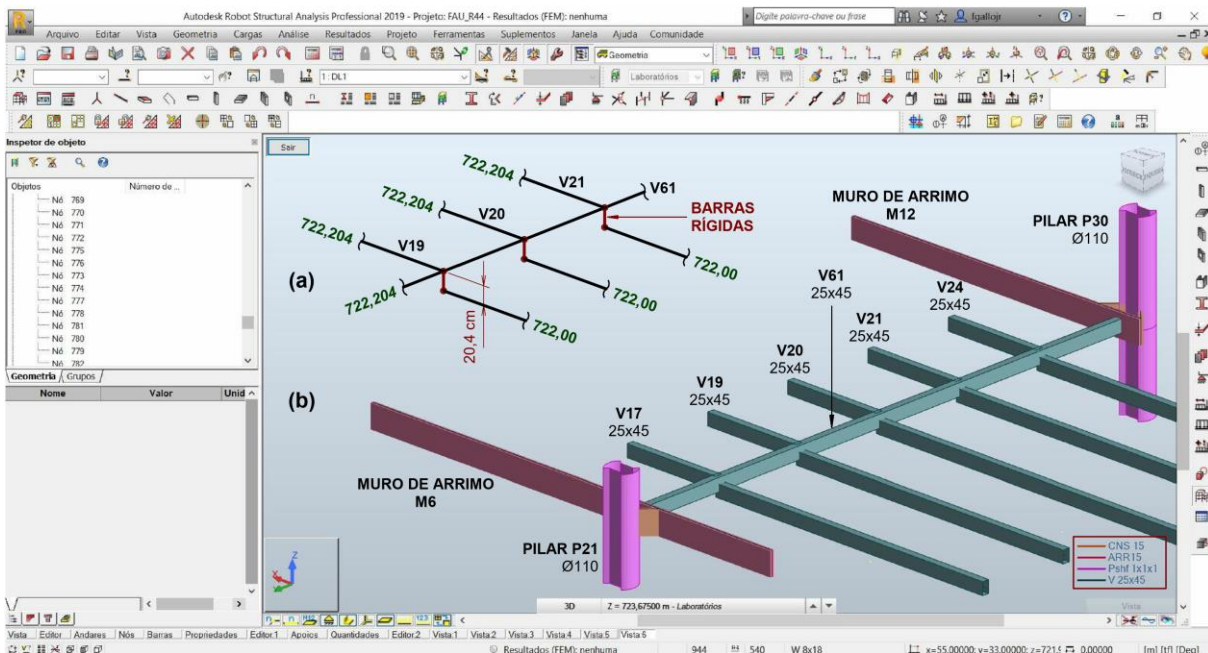
¹⁴⁴ Cf. nota 142.

FIGURA 2.36 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas para vincular elementos lineares dispostos em cotas altimétricas distintas no “primeiro subsolo” do edifício Vilanova Artigas – vinculação da viga V61 às vigas V17, V19, V20, V21 e V24.

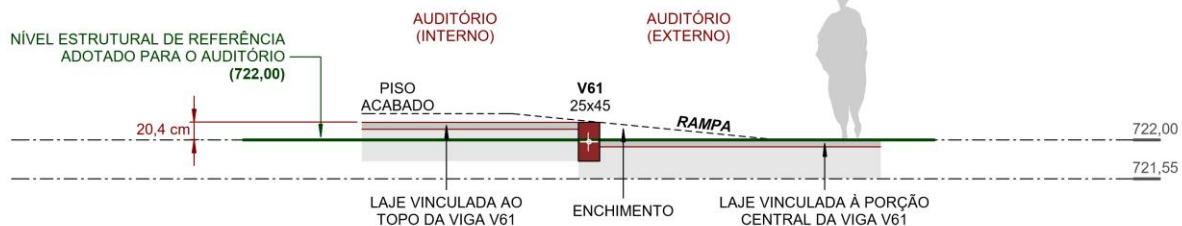
- (a) cotas altimétricas dos elementos estruturais lineares representativos das vigas e barras rígidas que os vinculam;
 (b) visualização volumétrica dos elementos estruturais junto à entrada do auditório;
 (c) seção transversal da rampa de acesso ao auditório com indicação da viga V61, de seu centro de gravidade e das lajes a que está vinculada.

Destaque para a legenda, referente a (b), na qual constam as dimensões das seções transversais das barras e as espessuras das chapas:

CNS 15 – consolos que vinculam os muros de arrimo M6 e M12, respectivamente, aos pilares P21 e P30 (chapas com espessura de 15 cm); ARR 15 – muros de arrimo M6 e M12 (chapas com espessura de 15 cm); Pshft – pilares internos (barras com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 25x45 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura).



(c)



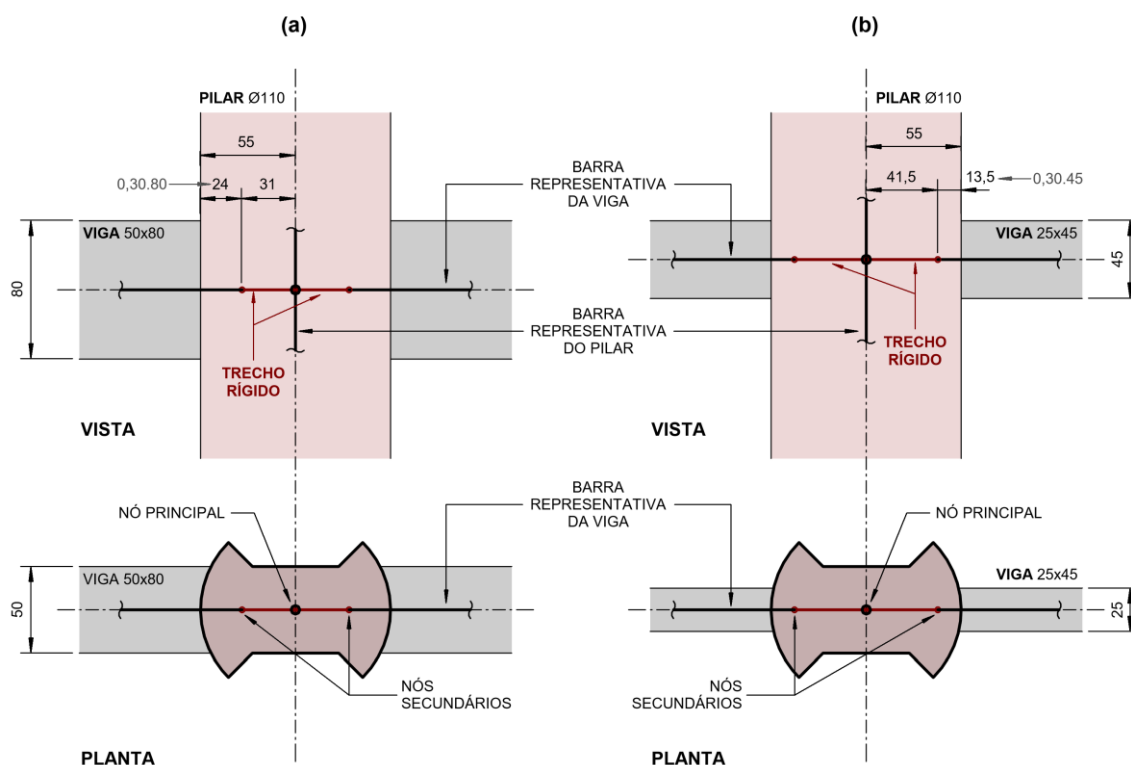
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.33 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 5, 6 e 7).

Outra situação particular em que barras rígidas foram empregadas nos modelos analíticos refere-se à representação da região comum entre elementos lineares que se cruzam. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 87), recomenda-se que a barra representativa do elemento linear adentre 30% de sua altura, em relação à face do elemento ao qual é solidária e, a partir desse limite, que a vinculação se efetive mediante nós de dimensões finitas (trechos rígidos). A FIGURA 2.37, apresentada a seguir, exemplifica representação de vínculo entre vigas e pilares presentes nos modelos analíticos do edifício, na qual barras rígidas foram utilizadas conforme preconizado na normalização.

FIGURA 2.37 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de $\varnothing 110$ cm no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) trecho rígido entre viga de altura 80 cm e pilar interno com $\varnothing 110$ cm – barras rígidas com 31 cm de comprimento;
 (b) trecho rígido entre viga de altura 45 cm e pilar interno com $\varnothing 110$ cm – barras rígidas com 41,5 cm de comprimento.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.3 e A.4 do APÊNDICE A e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

O arranjo estrutural das vigas/nervuras presentes no trecho de rampa que liga o 1º subsolo (auditório) ao 2º subsolo (laboratórios) também traz singularidades que merecem destaque quanto à representação geométrica nos modelos analíticos.

Nesse lance de rampa, as sete nervuras longitudinais inclinadas que o formam (N1R) apoiam-se no muro de arrimo M6 e nas vigas V23 e V20R que lhes são ortogonais. No trecho sob a rampa, essas vigas apresentam variação brusca na altura de suas seções transversais para acomodarem a diferença de nível proporcionada pela declividade do plano inclinado: passam de 45 cm para, respectivamente, 85 cm e 123 cm, mantendo o alinhamento com a cota de base da seção. Além disso, essas vigas solidarizam-se nessa região também à viga V47A (25x45), que lhes é perpendicular no nível do auditório.

Isto posto, implica-se que, sob a rampa, os trechos das vigas V23 e V20R vinculam elementos estruturais dispostos em cotas altimétricas distintas das dos C.G.s de suas respectivas seções transversais e, caso fossem representados por meio de elementos lineares, numerosas barras rígidas seriam requeridas para efetivar as ligações existentes. Assim, optou-se por representar esse trecho das vigas por meio de chapas, cujas superfícies médias – dispostas na posição vertical – são capazes de automaticamente solidarizarem-se com os demais elementos estruturais dispostos nas diferentes alturas mediante simples intersecção.

Do ponto de vista da representação geométrica, a utilização de chapas também se mostrou vantajosa para o caso das nervuras da rampa. Diversamente da geometria que possuem nos demais pavimentos, neste lance de rampa as nervuras não mantêm constantes suas seções transversais ao longo do comprimento, pois, no encontro com o nível do auditório, acomodam-se à altura disponível entre esse e o plano inclinado que a delimita. Essa singularidade traria dificuldades caso se optasse por representar as nervuras por meio de barras, uma vez que a posição da barra é dada pela dos C.G.s das seções transversais que, nesse caso, são variáveis.

Assim, adotaram-se chapas para representação geométrica das vigas e nervuras que formam o lance de rampa que liga o 1º subsolo (auditório) ao 2º subsolo (laboratórios), conforme ilustrado na FIGURA 2.38. Quanto à viga V28R, situada no início da rampa, e dos respectivos consolos que a ligam ao pilar P27, suas representações seguem as das demais vigas do pavimento do auditório: barras dispostas no nível estrutural de referência (722,00), às quais se aplicaram

deslocamentos verticais por meio de ferramenta¹⁴⁵ que simula os alinhamentos dos topos das respectivas seções transversais ao plano médio das placas representativas das lajes.

Singularidade similar a das nervuras da rampa quanto à representação geométrica mostra-se no arranjo estrutural referente ao lance de escada que liga os dois subsolos. Também em caixão perdido como nas rampas, esse lance é formado pela laje superior – a qual contém os degraus – e pela laje inferior, ambas apoiadas em nervuras dispostas inclinadas nas extremidades da escada. As nervuras (N.E.), com seção transversal em formato retangular de 10 x 80 cm, descarregam no muro de arrimo M2 e na viga V15*, que lhes são ortogonais, respectivamente, nas cotas mais alta e mais baixa do lance da escada. Analogamente às nervuras da rampa, neste lance as da escada também foram representadas nos modelos analíticos por meio de chapas que, conforme já discutido, são capazes de facilmente acomodar a variação geométrica devida à redução de altura disponível entre os planos horizontal e inclinado no encontro com o nível do auditório, conforme apresentado na FIGURA 2.39.

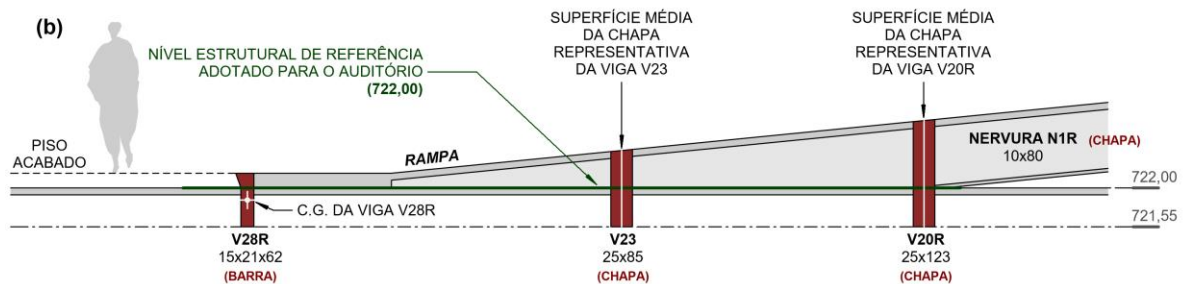
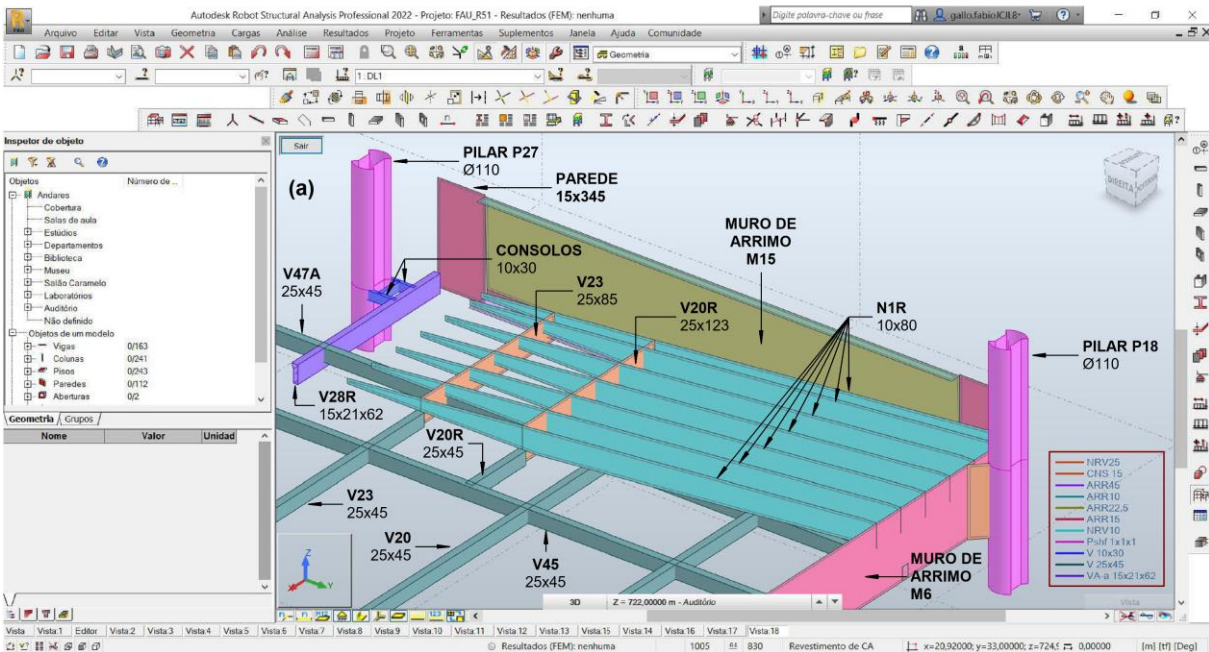
¹⁴⁵ Cf. notas 142 e 143.

FIGURA 2.38 – Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras: emprego de chapas para representar trechos das vigas V23 (25x85), V20R (25x123) e N1R (10x80) no lance de rampa que liga o “primeiro subsolo” (auditório) ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais nos arredores do lance de rampa que liga o 1º e o 2º subsolos;
 (b) seção longitudinal do lance de rampa com indicação das vigas V28R, V23, V20R e N1R.

Destaque para a legenda, referente a (a), na qual constam as dimensões das seções transversais das barras, as alturas das placas e as espessuras das chapas:

NRV 25 – trechos das vigas V23 e V20R sob a rampa (chapas com espessura de 25 cm); CNS 15 – consolos que vinculam o muro de arrimo M6 ao pilar P18 (chapas com espessura de 15 cm); ARR 45 – base do muro de arrimo M15 (placa com altura de 45 cm); ARR 10 – aba superior do muro de arrimo M15 (placa com altura de 10 cm); ARR 22,5 – muro de arrimo M15 (chapa com espessura de 22,5 cm); ARR 15 – muro de arrimo M6 e paredes adjacentes ao M15 (chapas com espessura de 15 cm); NRV 10 – nervuras N1R da rampa (chapas com espessura de 10 cm); Pshft – pilares internos (barras com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 10x30 – consolos que vinculam a Viga V28R ao pilar P27 (barras com seção em formato retangular com 10 cm de base e 30 cm de altura); V 25x45 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura); VA-a 15x21x62 – viga V28R (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.33).



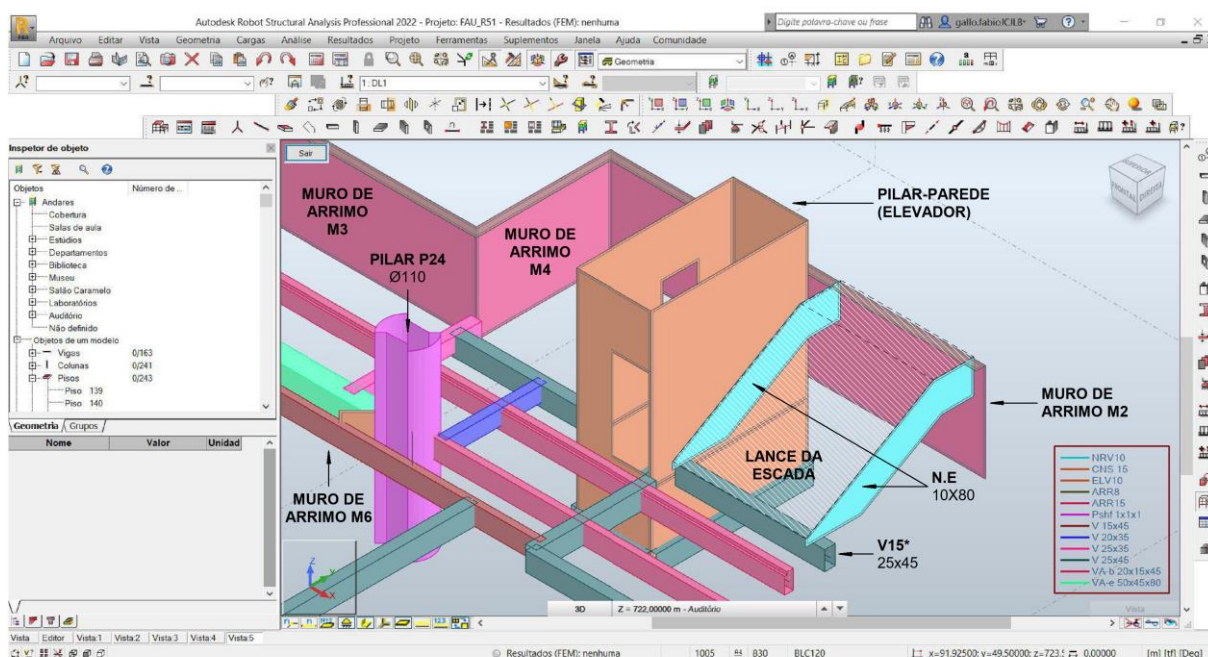
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.33 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 6, 51, 121 e 122).

FIGURA 2.39 – Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras: emprego de chapas para representar o par de nervuras N.E (10x80) no lance de escada que liga o “primeiro subsolo” (auditório) ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras, as alturas das placas e as espessuras das chapas:

NRV 10 – nervuras N.E. da escada (chapas com espessura de 10 cm); CNS 15 – consolos que vinculam o muro de arrimo M6 ao pilar P24 (chapas com espessura de 15 cm); ELV 10 – pilar-parede que forma o núcleo do elevador (chapas com espessura de 10 cm); ARR 8 – aba superior dos muros de arrimo M2 M3 e M4 (placa com altura de 8 cm); ARR 15 – muros de arrimo M2 M3 e M4 (chapas com espessura de 15 cm); Pshft – pilares internos (barras com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 15x45 – trecho do muro de arrimo M6 (barra com seção em formato retangular com 15 cm de base e 45 cm de altura); V 20x35 – viga (barra com seção em formato retangular com 20 cm de base e 35 cm de altura); V 25x45 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura); VA-b 20x15x45 – viga (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.33); VA-e 50x45x80 – viga (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.33).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.33 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 5A e 57).

Por fim, a FIGURA 2.40, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das vigas e nervuras presentes no nível estrutural 722,00, referente ao 1º subsolo (auditório) do edifício Vilanova Artigas, considerando as singularidades discutidas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descrevê-las nos modelos estruturais analíticos, a saber:

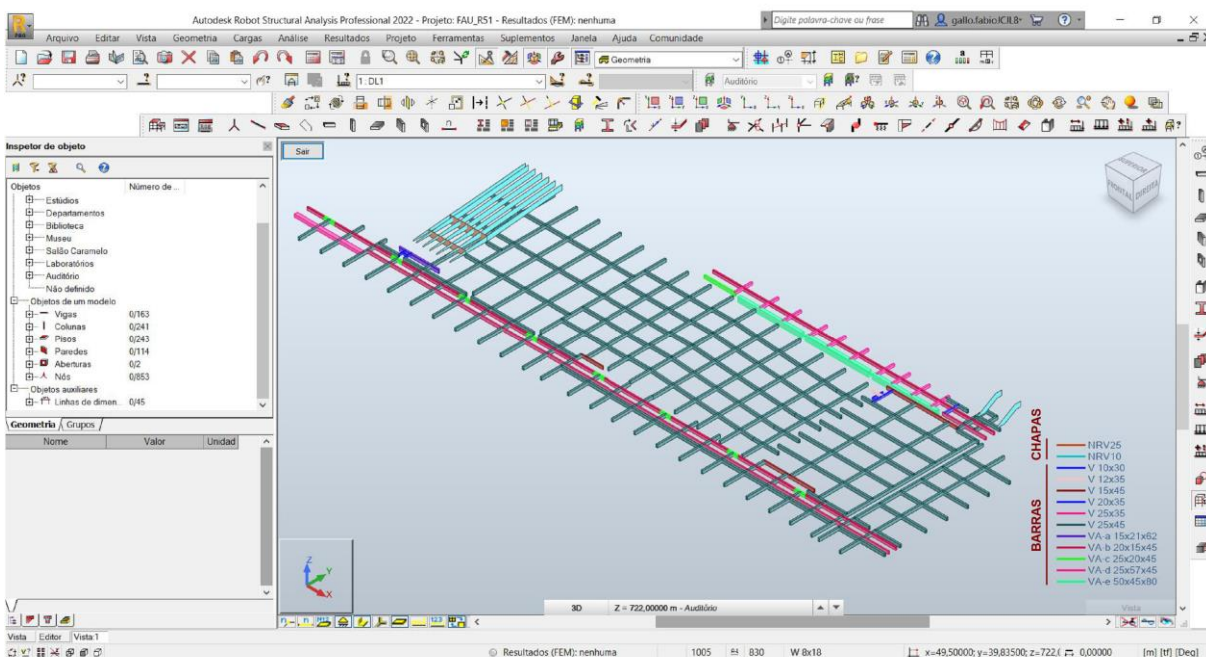
- Barras representativas de vigas dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento, ao qual se alinham os topos das seções transversais mediante ferramenta oferecida pelo programa computacional para simulação da excentricidade vertical (conforme discutido na FIGURA 2.35);

- b) Vinculação de vigas dispostas em cotas altimétricas distintas (desníveis de piso) por meio de barras rígidas verticais (conforme discutido na FIGURA 2.36);
- c) Vinculação de vigas à pilares mediante emprego de barras rígidas, conforme preconizado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 87) e discutido na FIGURA 2.37;
- d) Trechos de vigas e nervuras do lance inicial de rampas e escadas representadas por meio de chapas (conforme discutido na FIGURA 2.38 e FIGURA 2.39).

FIGURA 2.40 – Representação geométrica das vigas presentes no nível estrutural 722,00, referente ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras e as espessuras das chapas:

NRV – nervuras da rampa e escada; V – vigas com seção em formato retangular; VA – vigas com seção em formato não retangular exclusivas do “primeiro subsolo” (auditório).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.33 à FIGURA 2.39 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 5, 5A, 6, 6A, 7, 7A, 51, 57, 121 e 122).

2.5.1.3 Lajes maciças

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes presentes no nível estrutural 722,00, referente ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas são maciças com alturas de 7 cm, 8 cm, 9 cm, 10 cm e 27 cm, as

quais foram representadas nos modelos analíticos por meio de placas, conforme apresentado na FIGURA 2.41.

FIGURA 2.41 – Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 722,00, referente ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para as regiões (a), (b) e (c) e para a legenda na qual constam as alturas das placas representativas das lajes:

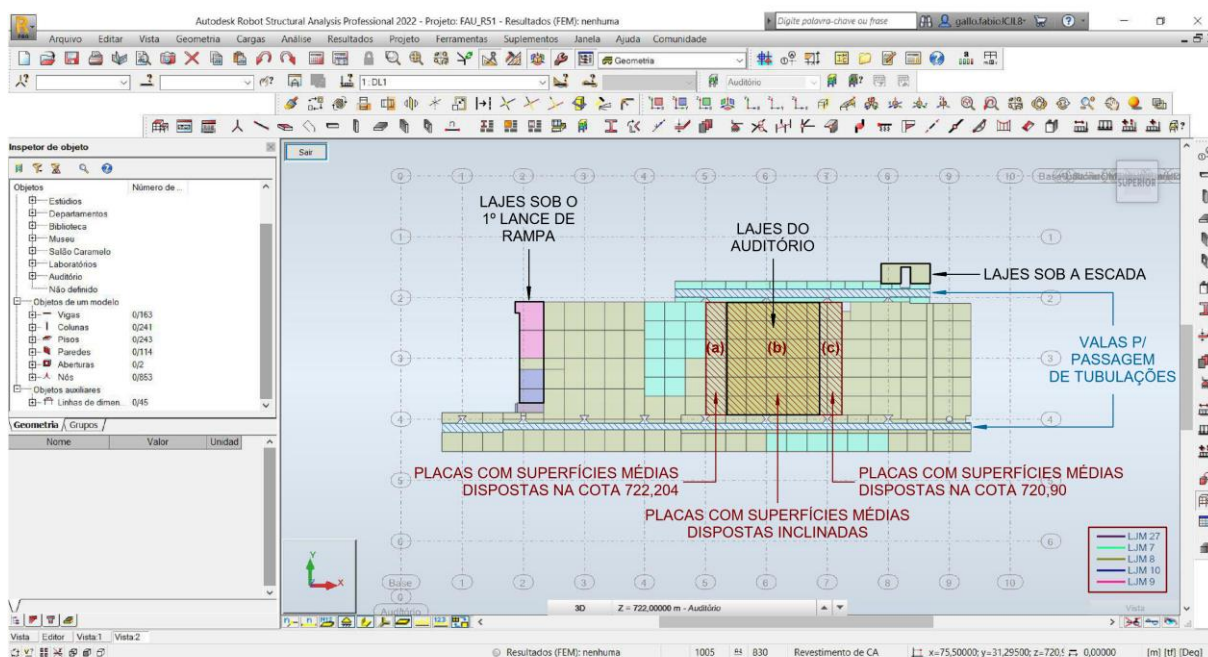
LJM – lajes maciças (placas com alturas de 7 cm, 8 cm, 9 cm, 10 cm e 27 cm).

(a) entrada do auditório: desnível de 20,4 cm entre lajes internas (722,204) e externas (722,00);

(b) lajes inclinadas ($h = 8$ cm) onde se dispõe a plateia do auditório;

(c) lajes horizontais dispostas na cota 720,90, que formam a circulação entre o trecho inclinado (b) e o palco;

Com exceção das placas contidas na região hachurada (a), (b), (c), todas as demais possuem suas superfícies médias dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 722,00).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 5, 5A, 6, 6A, 7, 7A, 34, 35, 36, 37 e 103).

Quanto às superfícies médias das placas que descrevem as lajes, foram dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (722,00), salvo nas regiões (a), (b) e (c) destacadas na FIGURA 2.41, nas quais acompanham os desníveis existentes no piso. As lajes indicadas em (a), internas ao auditório, são horizontais e situam-se 20,4 cm acima das externas, para formar a rampa que lhe confere acesso; em (b), as lajes dispõem-se no plano inclinado que liga o trecho mais alto (a), na cota 722,204, ao mais baixo (c), na cota 720,90; e por fim, as lajes horizontais indicadas em (c), correspondem à circulação entre o trecho inclinado (b), destinado à plateia, e o palco.

Conforme discutido na FIGURA 2.36, o desnível entre as lajes internas e externas na entrada do auditório conta com a viga V61, disposta ao longo dessa fronteira. Nesse trecho, a viga vincula pelo topo as lajes internas, na cota 722,204, e em sua porção central, as externas, na cota 722,00. Contudo, como elegeram-se a cota mais alta do desnível para posicionamento da barra representativa da viga, essa vincula automaticamente as bordas das placas que lhe são adjacentes nesse plano (lajes internas ao auditório), mas não se liga às das placas situadas na cota mais baixa do desnível (lajes externas ao auditório) e que também descarregam na barra. Para efetivar essa ligação, barras rígidas dispostas na direção vertical com altura de 20,4 cm e igualmente espaçadas de no máximo 100 cm¹⁴⁶ foram utilizadas para conectar a barra às bordas das placas a que estão alinhadas no nível mais baixo do desnível, conforme ilustrado na FIGURA 2.42, apresentada a seguir.

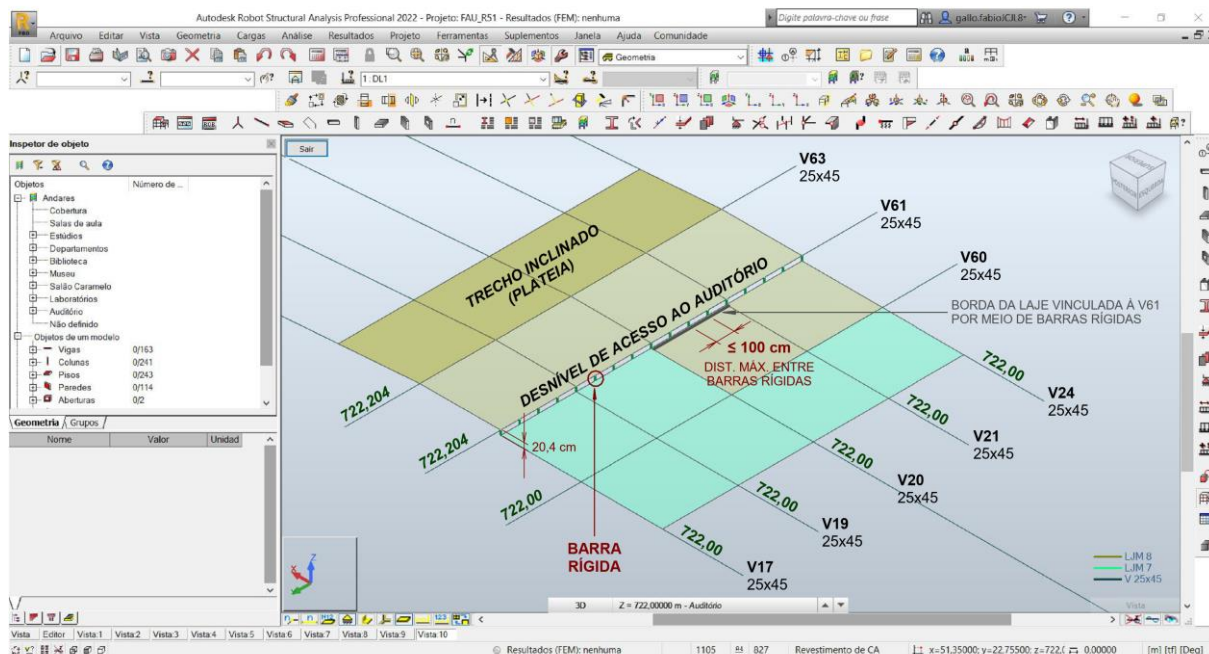
¹⁴⁶ Adotou-se, a princípio, espaçamento máximo de 100 cm entre barras rígidas que vinculam as bordas das placas aos elementos estruturais que lhes servem de suporte.

FIGURA 2.42 – Singularidades na representação geométrica de lajes: emprego de barras rígidas para vincular bordas de placas dispostas em cota altimétrica distinta da do elemento estrutural que a suporta no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas – vinculação das bordas das lajes à viga V61 na entrada do auditório.

Destaque para o espaçamento máximo de 100 cm admitido entre as barras rígidas que vinculam as placas.

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras e as alturas das placas:

LJM 8 – lajes maciças (placas com altura de 8 cm); LJM 7 – lajes maciças (placas com altura de 7 cm); V 25x45 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 5, 6 e 7).

Estratégia análoga foi empregada para vincular bordas de lajes às bases dos muros de arrimo¹⁴⁷ M15 e M18, que lhes servem de suporte. Nesse caso, como as superfícies médias das placas representativas das lajes não são coplanares às das placas que descrevem as bases dos muros, barras rígidas também foram empregadas para vinculá-las, conforme exemplificado na FIGURA 2.43.

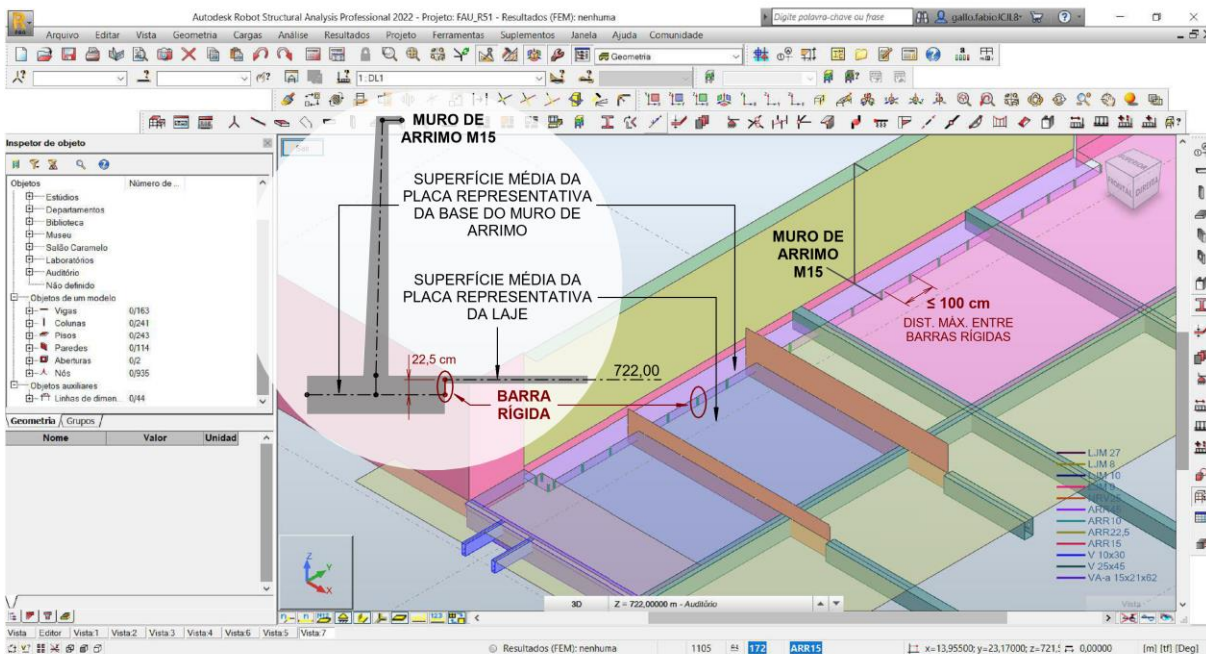
¹⁴⁷ Para identificação dos muros de arrimo M15 e M18, cf. FIGURA 2.14.

FIGURA 2.43 – Singularidades na representação geométrica de lajes: emprego de barras rígidas para vincular bordas de placas dispostas em cota altimétrica distinta da do elemento estrutural que a suporta no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas – vinculação das bordas das lajes à base do muro de arrimo M15.

Destaque para o espaçamento máximo de 100 cm admitido entre as barras rígidas que vinculam as placas.

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras e as alturas das placas:

LJM 27 – laje maciça (placa com altura de 27 cm); LJM 8 – lajes maciças (placas com altura de 8 cm); LJM 10 – lajes maciças (placas com altura de 10 cm); LJM 9 – lajes maciças (placas com altura de 9 cm); NRV 25 – vigas (chapas com espessura de 25 cm); ARR 45 – base do muro de arrimo M15 (placa com altura de 45 cm); ARR 10 – aba superior do muro de arrimo M15 (placa com altura de 10 cm); ARR 22,5 – muro de arrimo M15 (chapa com espessura de 22,5 cm); ARR 15 – paredes adjacentes ao M15 (chapas com espessura de 15 cm); V 10x30 – consolos (barras com seção em formato retangular com 10 cm de base e 30 cm de altura); V 25x45 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura); VA-a 15x21x62 – viga (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.33).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 6, 51, 121 e 122).

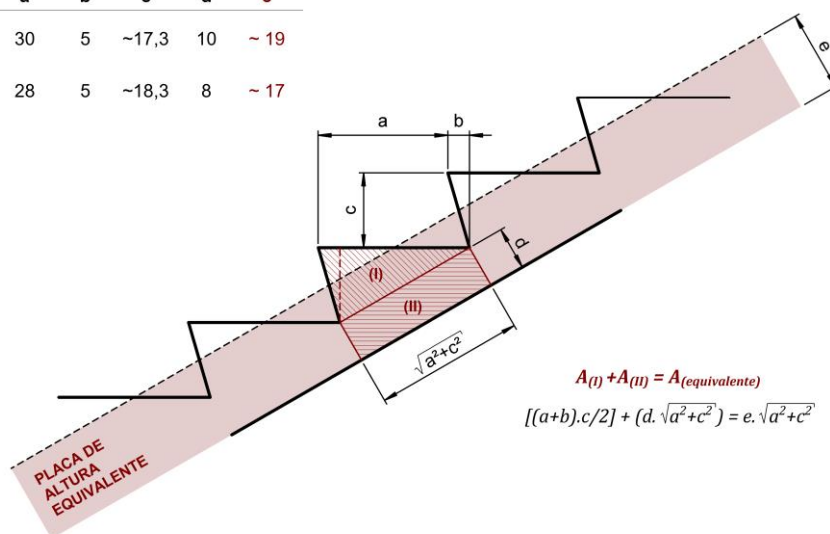
Além da estratégia empregada para vinculação de bordas de lajes dispostas em cota altimétrica distinta da do elemento estrutural que a suporta, outra singularidade presente no nível do auditório refere-se à representação das lajes superior e inferior que formam o caixão perdido dos lances de rampa e escada. Nesse caso, como as nervuras que as suportam foram representadas por meio de chapas, torna-se possível vincular, em seus topos e bases, placas representativas das lajes superior e inferior, respectivamente. Em relação à rampa, de acordo com a folha

122/1967¹⁴⁸, as lajes superior e inferior possuem, nessa ordem, alturas de 8 cm e 4 cm. Quanto às escadas, há dois exemplares com geometrias distintas, conforme apresentado nas folhas 55/1967¹⁴⁹ e 57/1967¹⁵⁰: a posicionada junto ao palco do auditório, dotada apenas de laje superior, com altura média de 17 cm; e a que liga o 1º ao 2º subsolo, em caixão perdido, com altura média de 19 cm para a laje superior e de 6 cm para a inferior. A FIGURA 2.44, apresentada a seguir, traz a geometria das lajes superiores das escadas e o modelo matemático para determinação da altura das placas equivalentes que as representam.

FIGURA 2.44 – Singularidades na representação geométrica de lajes: geometria das lajes superiores das escadas presentes no “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas e modelo matemático para determinação da altura das placas equivalentes que as representam.

Destaque para as alturas das placas equivalentes em que as lajes superiores das escadas foram representadas: 19 cm e 17 cm para, respectivamente, escada que liga o 1º ao 2º subsolo e escada situada junto ao palco do auditório.

| ESCADA | a | b | c | d | e |
|-----------------|----|---|-------|----|-----|
| 1º A 2º SUBSOLO | 30 | 5 | ~17,3 | 10 | ~19 |
| PALCO AUDITÓRIO | 28 | 5 | ~18,3 | 8 | ~17 |



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 55 e 57).

¹⁴⁸ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: rampa do 1º ao 2º sub-solo; armação rampa e nervuras. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 122.

¹⁴⁹ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: arm. escadas e muros. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 55.

¹⁵⁰ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: armadura do (sic) escada do bloco no niv. -3.00 até +80 (lado dir). 1962. N. da obra: 01-328/Folha 57.

2.5.2 Laboratórios | “Segundo subsolo” (-1,10) – nível 723,90

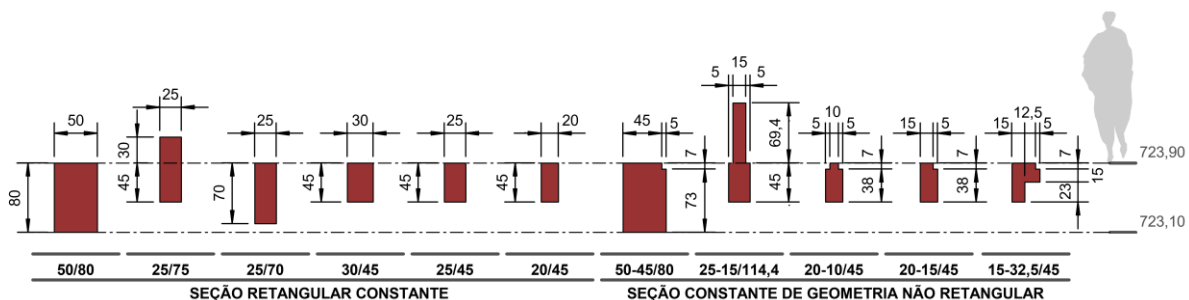
O pavimento destinado aos laboratórios, referenciado na documentação de projeto estrutural como “segundo subsolo”, situa-se na cota -1,10 em relação à referência de nível (RN = 0,00) tomada na cota 725,00, ou seja, possui a superfície superior das lajes alinhada à cota 723,90, a qual se adotou como referência¹⁵¹ para representação dos elementos estruturais nos modelos analíticos.

Além dos muros de arrimo e dos pilares internos, já contemplados em 2.3.2 e 2.4.1, respectivamente, há no nível dos laboratórios, vigas e lajes, cujas representações geométricas serão discutidas a seguir.

2.5.2.1 Vigas

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as seções transversais das vigas no “segundo subsolo” (laboratórios) possuem formato retangular ou não, mas constantes ao longo de seus comprimentos. A FIGURA 2.45, adaptada do APÊNDICE A, item A.4, reúne as seis seções transversais retangulares e as cinco seções com formato não convencional das vigas presentes no nível dos laboratórios (723,90 | -1,10) do edifício Vilanova Artigas.

FIGURA 2.45 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “segundo subsolo” (laboratórios) – cota 723,90 | -1,10 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?) /67.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.4.

¹⁵¹ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3.

Conforme apresentado na FIGURA 2.45, as seções transversais das vigas do pavimento destinado aos laboratórios, predominantemente niveladas pelos topos, na cota 723,90, variam quanto a alinhamentos, formatos e dimensões. Dessas variações decorre que – assim como discutido em 2.5.1.2 para as vigas do auditório – as cotas altimétricas dos C.G.'s das seções resultam distintas e, portanto, que as barras representativas das vigas – cujas posições são definidas pelo lugar geométrico descrito pelos respectivos C.G.'s – disponham-se também em diferentes níveis nos modelos analíticos. No entanto, como na estrutura real essas vigas são solidárias umas às outras e também a lajes, manteve-se a estratégia de representação ora adotada¹⁵², em que as barras que as descrevem são dispostas no nível estrutural de referência tomado para o pavimento (neste caso na cota 723,90, alusiva aos laboratórios), ao qual se alinham os topos das seções mediante ferramenta¹⁵³ oferecida pelo programa computacional para simulação da excentricidade vertical¹⁵⁴. Desse alinhamento excluem-se as vigas baldrame de 25 x 75 cm que ligam os pilares externos P02 e P04 ao muro de arrimo M1, onde são também solidárias às de 25 x 45 cm presentes no interior do edifício. Nesse caso, as barras representativas de ambas foram dispostas no nível estrutural de referência, porém, com aplicação de deslocamentos verticais distintos: as vigas internas mantiveram-se, como as demais, alinhadas pelo topo ao nível estrutural de referência, e, às vigas externas, foi-lhes aplicado deslocamento vertical de -45 cm para que resultassem alinhadas às internas pela base, conforme apresentado na FIGURA 2.46.

¹⁵² Cf. FIGURA 2.35, na qual se ilustra a estratégia adotada para consideração da excentricidade vertical das vigas aplicada ao pavimento destinado ao auditório.

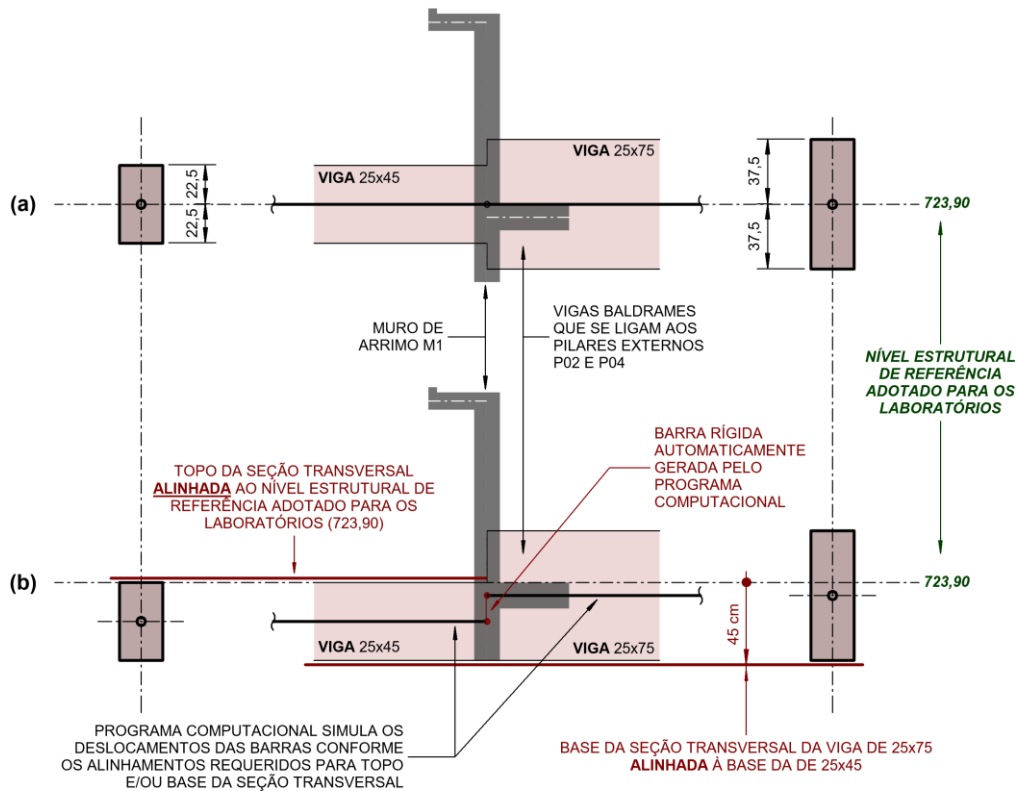
¹⁵³ Cf. nota 142.

¹⁵⁴ Cf. nota 143.

FIGURA 2.46 – Singularidades na representação geométrica de vigas: estratégia adotada nos modelos para consideração da excentricidade vertical das vigas baldrames que partem dos pilares P02 e P04 em direção ao muro de arrimo M1 no “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

(a) representação das vigas baldrames nos modelos analíticos sem consideração da excentricidade vertical. As barras representativas das vigas (coincidentes com o C.G. das respectivas seções transversais) dispõem-se coplanares, alinhadas à cota do nível estrutural de referência adotado para os laboratórios (723,90);

(b) excentricidade vertical simulada por meio de ferramenta disponível no programa computacional para as barras representativas das vigas baldrames: vigas internas (25x45) alinhadas pelo topo ao nível estrutural de referência e vigas externas (25x75) alinhadas àquelas pela base.

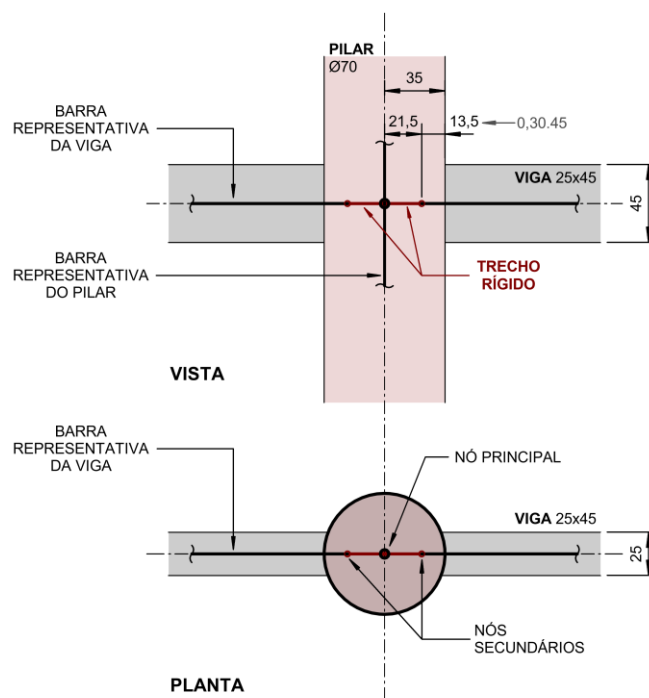


Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de 2.3.2 e do item A.4 do APÊNDICE A.

Quanto à representação da região comum entre vigas e pilares, manteve-se também a estratégia discutida em 2.5.1.2, na qual se vinculam vigas à pilares mediante emprego de barras rígidas, conforme preconizado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 87). No nível dos laboratórios, além dos trechos rígidos já ilustrados na FIGURA 2.37 para ligação com os pilares internos de $\varnothing 110$ cm, há ainda os apresentados adiante na FIGURA 2.47, que solidarizam as vigas aos pilares internos de $\varnothing 70$ cm.

FIGURA 2.47 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de $\varnothing 70$ cm no “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

Trecho rígido entre viga de altura 45 cm e pilar interno de $\varnothing 70$ cm – barras rígidas com 21,5 cm de comprimento.



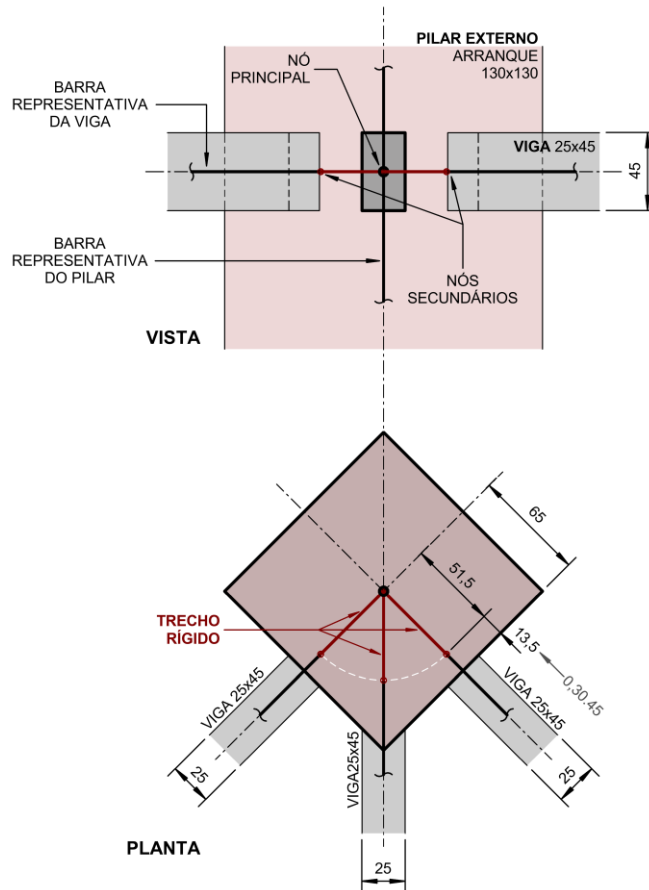
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.3 e A.4 do APÊNDICE A e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

A respeito dos trechos rígidos na vinculação com os pilares externos, observaram-se dois arranjos: vigas que se ligam diretamente aos arranques de 130 x 130 cm nos pilares¹⁵⁵ P01 e P05 e as que se ligam aos blocos de coroamento situado sob os pilares P2, P3, P4, P15 e P16. No primeiro caso, as barras representativas da viga avançam, em relação à face do arranque, 30% da altura que possuem, conforme indicado na FIGURA 2.48 e no segundo, o avanço de 30% da altura da viga toma como referência a face do fuste do tubulão central situado sob o bloco de coroamento, conforme apresentado na FIGURA 2.49.

¹⁵⁵ Para identificação dos pilares externos, cf. FIGURA 2.1.

FIGURA 2.48 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com arranques dos pilares externos no “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

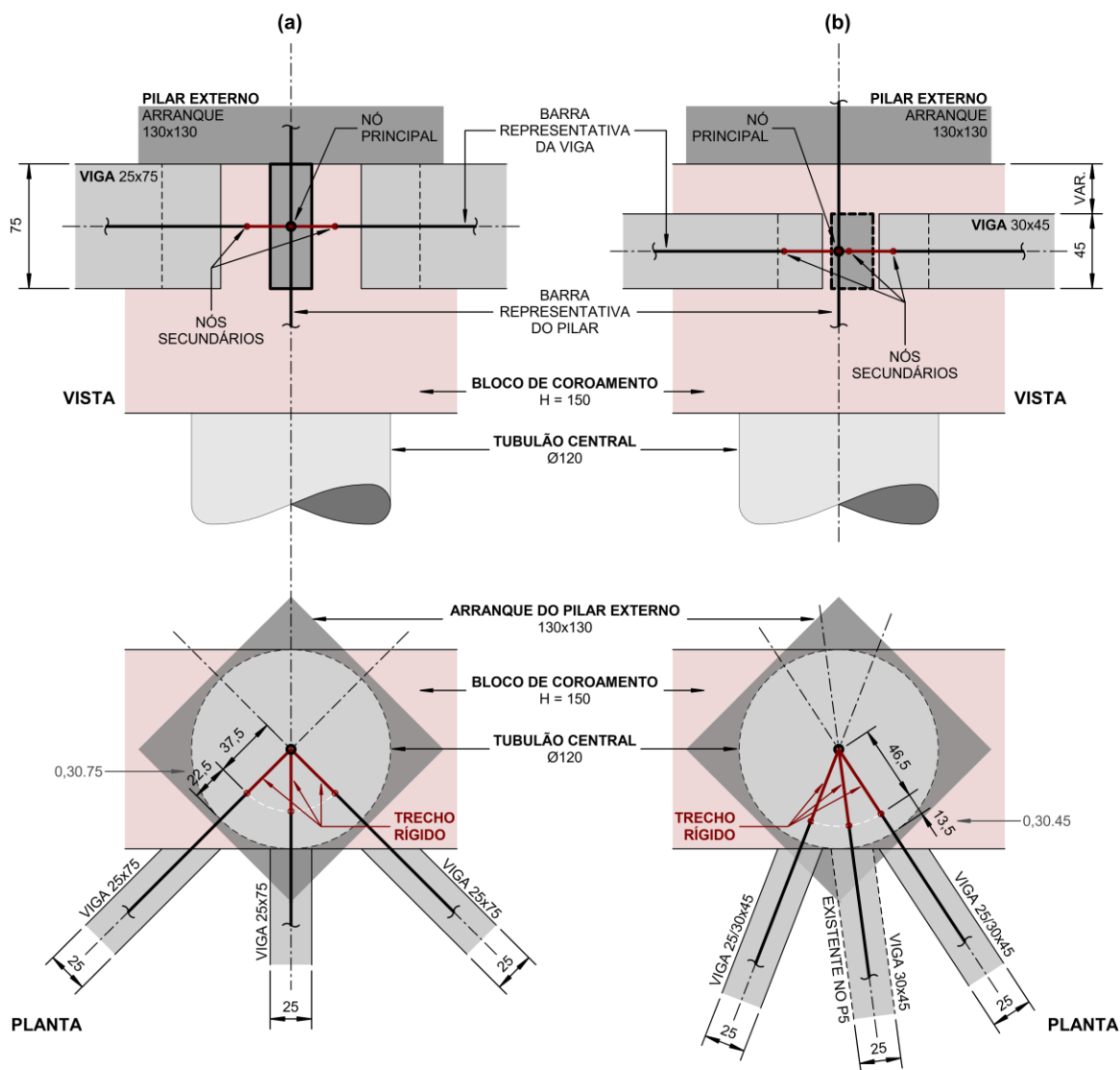
Trecho rígido entre viga de altura 45 cm e arranque de 130 x 130 cm dos pilares externos P01 e P05 – barras rígidas com comprimento de 51,5 cm.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.2 e A.4 do APÊNDICE A e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

FIGURA 2.49 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com blocos de coroamento sob pilares externos no “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) trecho rígido entre viga de altura 75 cm e bloco de coroamento sob os pilares externos P02 e P04 – barras rígidas com comprimento de 37,5 cm;
- (b) trecho rígido entre viga de altura 45 cm e bloco de coroamento sob os pilares externos P03, P15 e P16 – barras rígidas com comprimento de 46,5 cm. No caso do P15, três vigas de 30 x 45 cm ligam-se ao bloco e, no caso do P16, a viga central é suprimida e as vigas laterais possuem dimensão de 25 x 45 cm. No P03 o formato do bloco difere do representado na figura, no entanto, os comprimentos dos trechos rígidos permanecem iguais, já que o fuste do tubulão tomado como referência para seus traçados possui mesmo diâmetro.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.2 e A.4 do APÊNDICE A, item 3.1.2.2 do CAPÍTULO 3 e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

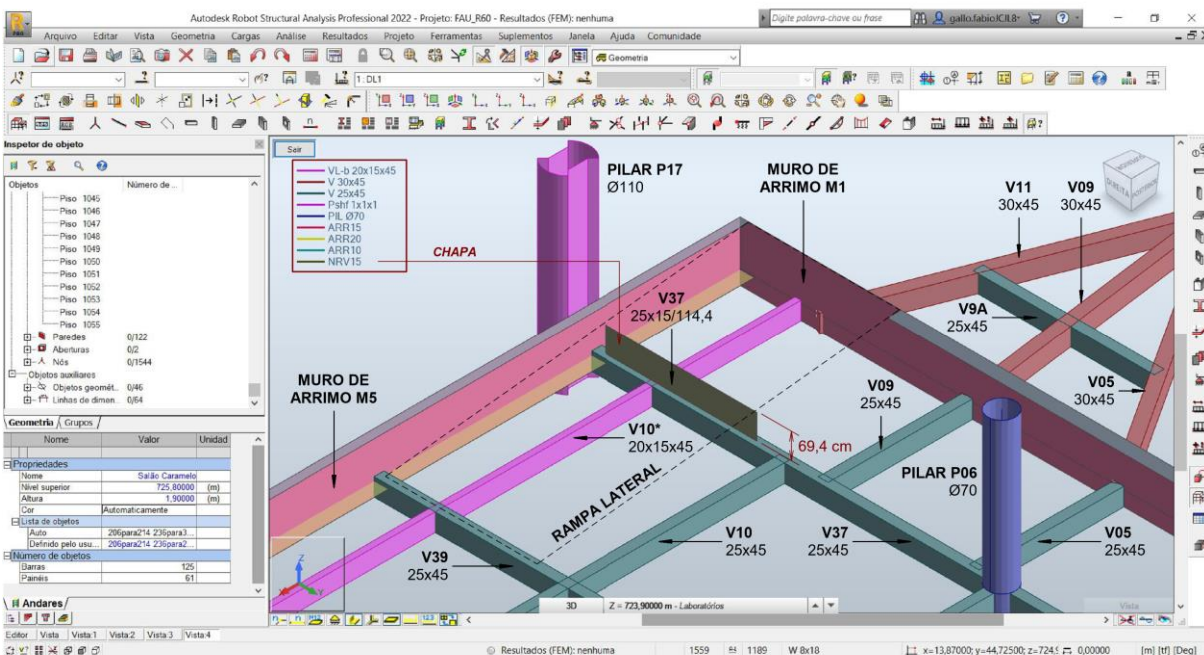
Em relação ao emprego de chapas na representação de vigas, também foi estratégia utilizada no pavimento dos laboratórios para descrever trecho de viga contínua que, por servir de suporte à rampa lateral que lhe é perpendicular, apresenta variação brusca na altura da seção transversal para acomodar a diferença de nível proporcionada pela declividade do plano inclinado. Nesse trecho – ligeiramente

distinto do arranjo apresentado em 2.5.1.2 para as vigas V23 e V20R¹⁵⁶ – a viga V37¹⁵⁷, com seção transversal em formato retangular de 25 x 45 cm recebe complemento de altura até que interseccione o plano da rampa, no entanto, com largura 10 cm menor àquela que possui na base. A estratégia nesse caso foi, portanto, dispor a chapa com espessura de 15 cm sobre a barra de seção 25 x 45 cm para compor a seção transversal desse trecho da viga, conforme ilustrado na FIGURA 2.50.

FIGURA 2.50 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de chapa para representar trecho da viga V37 (25x15/114,4) no lance de rampa lateral que liga o “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas ao nível do terreno (cota 725,00 | 0,00).

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras, alturas das placas e espessuras das chapas:

VL-b 20x15x45 – viga V10* (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.45); V 30x45 – vigas (barras com seção em formato retangular com 30 cm de base e 45 cm de altura); V 25x45 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura); Pshft – pilares internos (barras com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); PIL Ø70 – pilar (barra com seção circular de diâmetro 70 cm); ARR 15 – superfícies verticais dos muros de arrimo M1 e M5 (chapas com espessura de 15 cm); ARR 20 – base do muro de arrimo M5 (placa com altura de 20 cm); ARR 10 – abas superiores dos muros de arrimo M1 e M5 (placas com altura de 10 cm); NRV 15 – viga (chapa com espessura de 15 cm).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 4A e 123).

¹⁵⁶ Cf. FIGURA 2.38, na qual se ilustra o emprego de chapas associadas às barras representativas das vigas V23 e V20R para representar o trecho em que há variação brusca na altura de suas seções transversais.

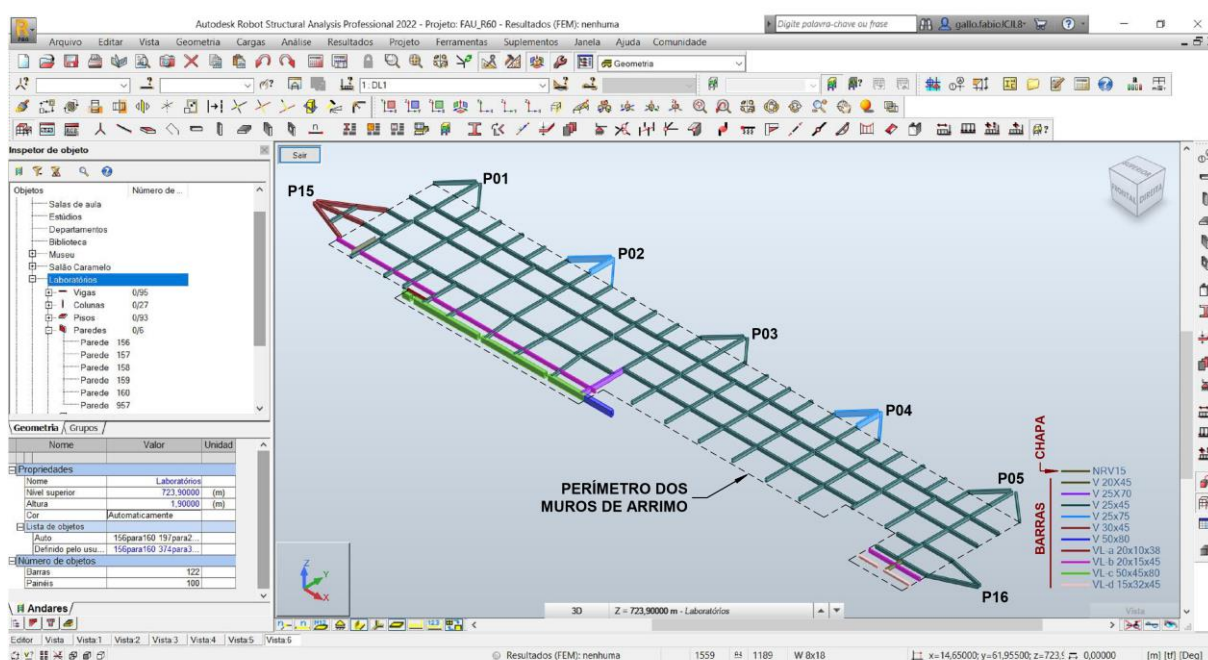
¹⁵⁷ A seção transversal da viga V37 está indicada como 25-15/114,4 na FIGURA 2.45 e como NRV15 associada à V 20x45 na legenda da FIGURA 2.50 e da FIGURA 2.51.

Por fim, a FIGURA 2.51, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das vigas presentes no nível estrutural 723,90, referente ao 2º subsolo (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas, considerando as singularidades discutidas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descreve-las nos modelos estruturais analíticos.

FIGURA 2.51 – Representação geométrica das vigas presentes no nível estrutural 723,90, referente ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras e a espessura da chapa:

NRV – nervuras sob a rampa lateral; V – vigas com seção em formato retangular; VS – vigas com seção em formato não retangular exclusivas do “segundo subsolo” (laboratórios).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.45 à FIGURA 2.39 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 4A, 5, 5A, 55, 123 e 123A).

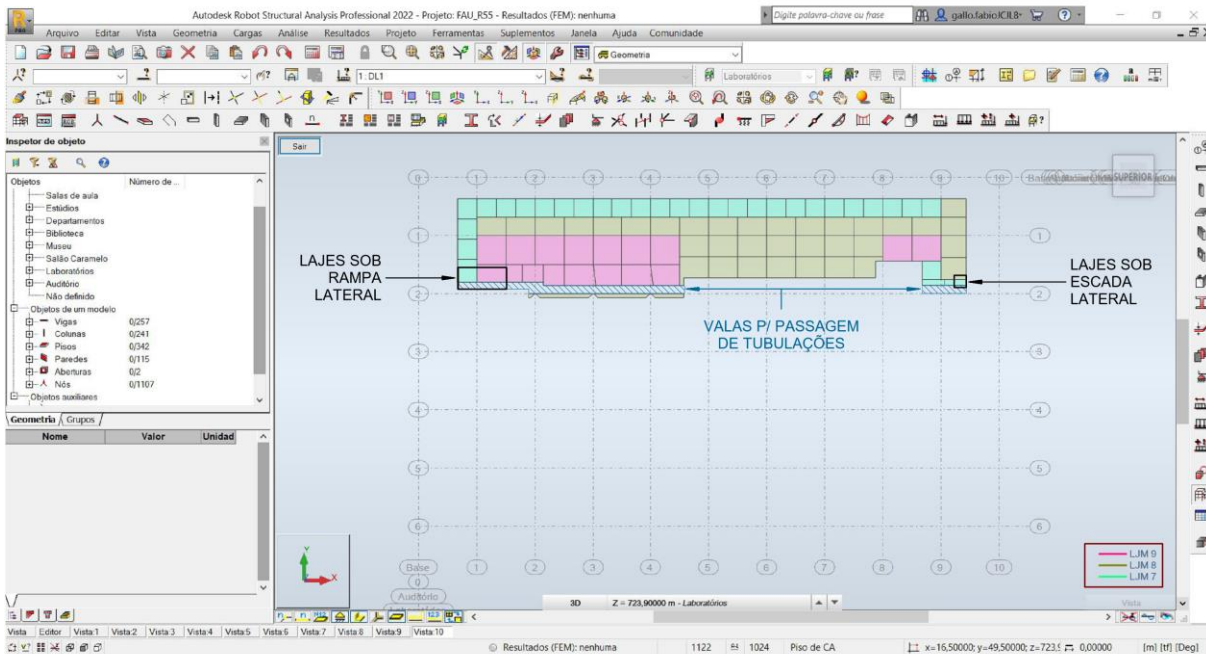
2.5.2.2 Lajes maciças

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes presentes no nível estrutural 723,90, referente ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas, são maciças com alturas de 7 cm, 8 cm e 9 cm, as quais foram representadas nos modelos analíticos por meio de placas, conforme apresentado na FIGURA 2.52.

FIGURA 2.52 – Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 723,90, referente ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as alturas das placas representativas das lajes:
LJM – lajes maciças (placas com alturas de 7 cm, 8 cm e 9 cm).

Todas as placas possuem suas superfícies médias dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 723,90).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 4A, 5, 5A, 34, 35 e 103).

Quanto às superfícies médias das placas que descrevem as lajes, foram dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (723,90), exceto as representativas da rampa e escada laterais, as quais se situam no plano inclinado que as define. No caso da rampa, conforme indicado na folha 4A/1966¹⁵⁸, é formada por duas lajes adjacentes de altura 12 cm e, em relação à escada, a placa que a representa possui, de acordo com a geometria apresentada na folha 55/1962¹⁵⁹ e com o modelo matemático¹⁶⁰ descrito na FIGURA 2.44, altura equivalente de 15 cm.

¹⁵⁸ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: laje do 2º subsolo e parte da laje do 1º subsolo. 20 abr. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 4A.

¹⁵⁹ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: arm. escadas e muros. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 55.

¹⁶⁰ Para o caso dessa escada, as dimensões *a*, *b*, *c* e *d* indicadas na FIGURA 2.44 são, respectivamente, 26,25 cm, 5 cm, 13,75 cm e 8 cm, resultando na altura equivalente (*e*) de 15 cm.

2.5.3 Salão caramelo | “Bloco A” (+0,80) – nível 725,80

O pavimento destinado ao salão caramelo, referenciado na documentação de projeto estrutural como “bloco A”, situa-se na cota +0,80 em relação à referência de nível (RN = 0,00) tomada na cota 725,00, ou seja, possui a superfície superior das lajes alinhada à cota 725,80, a qual se adotou como referência¹⁶¹ para representação dos elementos estruturais nos modelos analíticos.

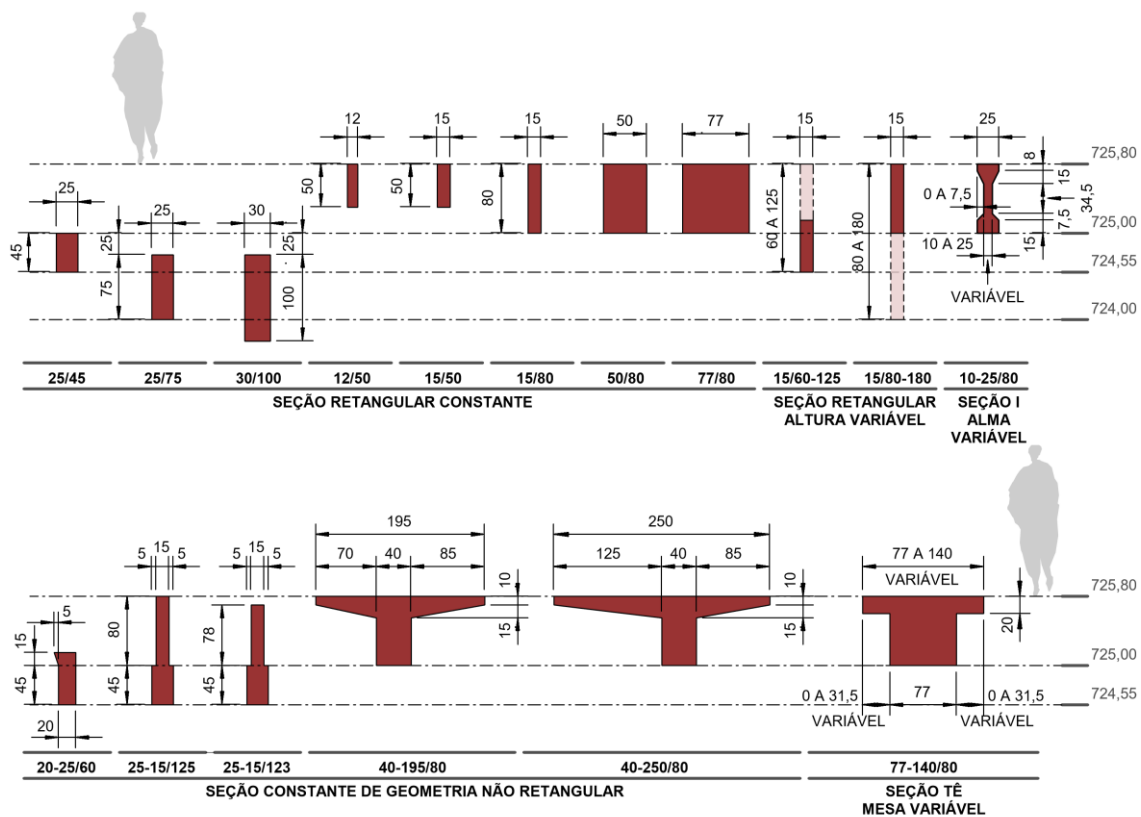
Além dos pilares internos e externos, já contemplados em 2.4.1 e 2.4.2, respectivamente, há no “bloco A” (salão caramelo), vigas e lajes, cujas representações geométricas serão discutidas a seguir.

2.5.3.1 Vigas e nervuras de lajes

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as seções transversais das vigas no “bloco A” (salão caramelo) possuem formato retangular ou não e predominantemente constante ao longo de seus comprimentos. A FIGURA 2.53, adaptada do *APÊNDICE A*, itens A.4 e A.5, reúne as dez seções transversais retangulares e as sete seções com formato não convencional das vigas presentes no nível do salão caramelo (725,80 | +0,80) do edifício Vilanova Artigas. Em relação às seções transversais variáveis ao longo do comprimento da viga, duas são retangulares, com variação na altura, uma possui seção em formato de I, na qual a variação ocorre na espessura da alma e outra apresenta seção em formato de Tê com largura de mesa variável.

¹⁶¹ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3.

FIGURA 2.53 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco A” (salão caramelo) – cota 725,80 | +0,80 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, itens A.4 e A.5.

Conforme apresentado na FIGURA 2.53, as seções transversais das vigas do pavimento destinado ao salão caramelo, predominantemente niveladas pelos topos, na cota 725,80, variam quanto a alinhamentos, formatos e dimensões. Dessas variações decorre que – assim como discutido em 2.5.1.2 e 2.5.2.1 para as vigas do auditório e dos laboratórios, respectivamente – as cotas altimétricas dos C.G.'s das seções resultam distintas e, portanto, que as barras representativas das vigas – cujas posições são definidas pelo lugar geométrico descrito pelos respectivos C.G.'s – disponham-se também em diferentes níveis nos modelos analíticos. No entanto, como na estrutura real essas vigas são, em geral, solidárias umas às outras e também às lajes, manteve-se prevalente a estratégia de representação ora adotada¹⁶², em que as barras que as descrevem são dispostas no nível estrutural de referência tomado

¹⁶² Cf. FIGURA 2.35, na qual se ilustra a estratégia adotada para consideração da excentricidade vertical das vigas aplicada ao pavimento destinado ao auditório.

para o pavimento (neste caso na cota 725,80, alusiva ao salão caramelo), ao qual se alinham os topos das seções mediante ferramenta¹⁶³ oferecida pelo programa computacional para simulação da excentricidade vertical¹⁶⁴.

Desse alinhamento excluem-se as vigas baldrames de 25 x 45 cm, 25 x 75 cm e 30 x 100 cm, que partem dos pilares externos P35, P36, P46 a P50 em direção aos pilares circulares P37 a P45 ($\varnothing 70$ cm) e aos muros de arrimo M13 e M14, conforme ilustrado na FIGURA 2.54 (a). Diversamente da representação geométrica de vigas que são solidárias a lajes – para as quais se adotou como estratégia dispor as barras que as descrevem na cota da superfície média das placas representativas das lajes a que estão vinculadas –, neste caso, como são isoladas, as barras foram dispostas na cota 724,375, coincidente com o C.G. das vigas de 25 x 75 cm, a que as demais estão ligadas. Para contemplar a excentricidade das vigas de 25 x 45 cm e 30 x 100 cm, aplicaram-se deslocamentos verticais de, respectivamente, -12,5 cm e +40 cm em relação à cota 724,375, tomados a partir do C.G. de suas seções transversais, conforme apresentado na FIGURA 2.54 (b) e (c).

¹⁶³ Cf. nota 142.

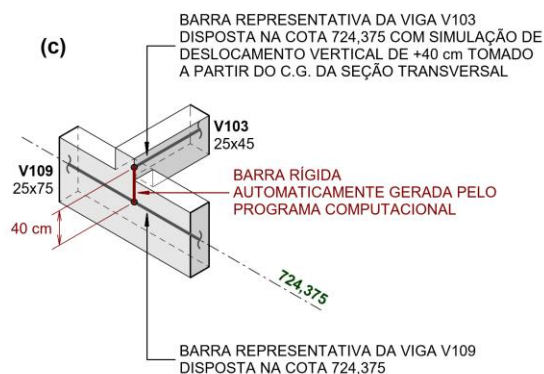
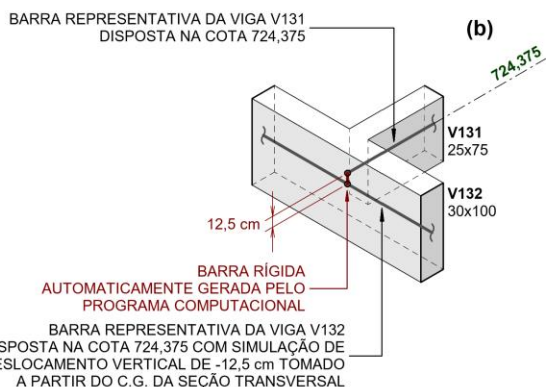
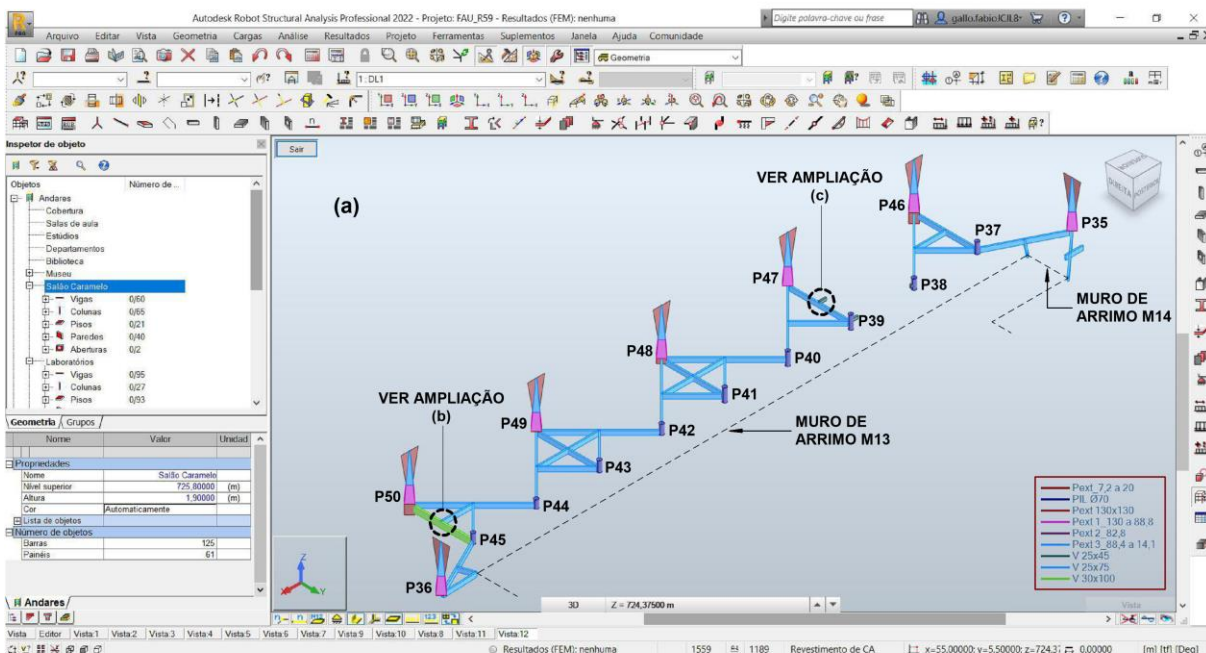
¹⁶⁴ Cf. nota 143.

FIGURA 2.54 – Singularidades na representação geométrica de vigas: estratégia adotada nos modelos para consideração da excentricidade vertical das vigas baldrame no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) representação geral das vigas baldrame que partem dos pilares externos P35, P36, P46 a P50 em direção aos pilares circulares P37 a P45 ($\varnothing 70$) e aos muros de arrimo M13 e M14;
- (b) excentricidade vertical simulada por meio de ferramenta disponível no programa computacional para a barra representativa da viga baldrame V131 (30x100): deslocamento vertical de -12,5 cm em relação à cota 724,375, tomado a partir do C.G. da seção transversal;
- (c) excentricidade vertical simulada por meio de ferramenta disponível no programa computacional para a barra representativa da viga baldrame V103 (25x45): deslocamento vertical de +40 cm em relação à cota 724,375, tomado a partir do C.G. da seção transversal.

Destaque para a legenda na qual constam as seções transversais das barras e espessuras das chapas:

Pext – pilares externos (chapas e barras com dimensões conforme apresentado na FIGURA 2.20 e FIGURA 2.21);
 PIL $\varnothing 70$ – pilar (barra com seção circular de diâmetro 70 cm); V 25x45 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura); V 25x75 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 75 cm de altura); V 30x100 – vigas (barras com seção em formato retangular com 30 cm de base e 100 cm de altura).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.53 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 6, 6A, 7 e 7A).

Além das singularidades quanto ao alinhamento vertical das vigas baldrames apresentadas na FIGURA 2.54, há também as presentes no alinhamento das vigas V95, V31 e V32 da rampa de acesso ao edifício. De acordo com a FIGURA 2.55, a barra representativa da viga V95, com seção transversal de 25 x 75 cm, foi disposta – conforme já discutido – na cota 724,375, referente ao C.G. da seção e, neste caso, também serve de suporte às vigas V31 e V32, as quais, por sua vez, apoiam as lajes inclinadas da rampa.

A viga V31¹⁶⁵, situada no início da rampa, foi representada nos modelos analíticos por meio de barra disposta na cota 725,15, coincidente com a da superfície média da placa que descreve a laje a que está vinculada. Para simular o efeito do deslocamento vertical na barra, empregou-se a mesma ferramenta¹⁶⁶ já discutida anteriormente, com a qual se alinhou o topo da seção ao plano que contém a superfície média da placa. Por fim, barra rígida com comprimento de 77,5 cm disposta na direção vertical foi utilizada como estratégia para vincular a barra representativa da viga V31 (cota 724,375) à da V95 (cota 725,15), conforme apresentado FIGURA 2.55 (a).

Quanto à viga V32¹⁶⁷, sua representação geométrica é análoga à discutida em 2.5.2.1 para o caso da viga V37¹⁶⁸, na qual se dispôs a chapa com espessura de 15 cm sobre a barra de seção 25 x 45 cm para compor a seção transversal da viga. Neste caso, posicionou-se a barra na cota 725,00, à qual se alinhou o topo da seção mediante ferramenta¹⁶⁹ já discutida para simulação da excentricidade vertical. Por fim, como a viga V32 (cota 725,00) é solidária à V31 (cota 724,375), também foi necessário o emprego de barra rígida vertical com 62,5 cm de comprimento para vinculá-las, conforme ilustrado FIGURA 2.55 (a).

Ainda em relação ao emprego de chapas na representação geométrica de vigas, a FIGURA 2.55 mostra a aplicação dessa estratégia ao par de vigas paralelas

¹⁶⁵ A seção transversal da viga V31 está indicada como 20-25/60 na FIGURA 2.53 e como VS-b 20x25x60 na legenda da FIGURA 2.55 e da FIGURA 2.65.

¹⁶⁶ Cf. nota 142.

¹⁶⁷ A seção transversal da viga V32 está indicada como 25-15/123 na FIGURA 2.53 e como NRV 15 associada à V 20x45 na legenda da FIGURA 2.55 e FIGURA 2.65.

¹⁶⁸ Cf. a representação geométrica da viga V37 na FIGURA 2.50.

¹⁶⁹ Cf. nota 142.

(V29B e V29C)¹⁷⁰ dispostas nas extremidades laterais da rampa. Analogamente ao discutido em 2.5.1.2 para o caso das nervuras de rampas¹⁷¹ e escadas¹⁷² que ligam o 1º subsolo (auditório) ao 2º subsolo (laboratórios) do edifício, a representação por meio de chapas é neste caso vantajosa por também possibilitar facilmente a acomodação da variação geométrica devida à redução de altura disponível entre os planos horizontal e inclinado no encontro com o nível do terreno.



¹⁷⁰ A seção transversal das vigas V29B e V29C está indicada como 15/60-125 na FIGURA 2.53 e como NRV 15 na legenda FIGURA 2.55 e da FIGURA 2.65.

¹⁷¹ Cf. a representação geométrica das nervuras da rampa que liga o 1º ao 2º subsolo na FIGURA 2.38.

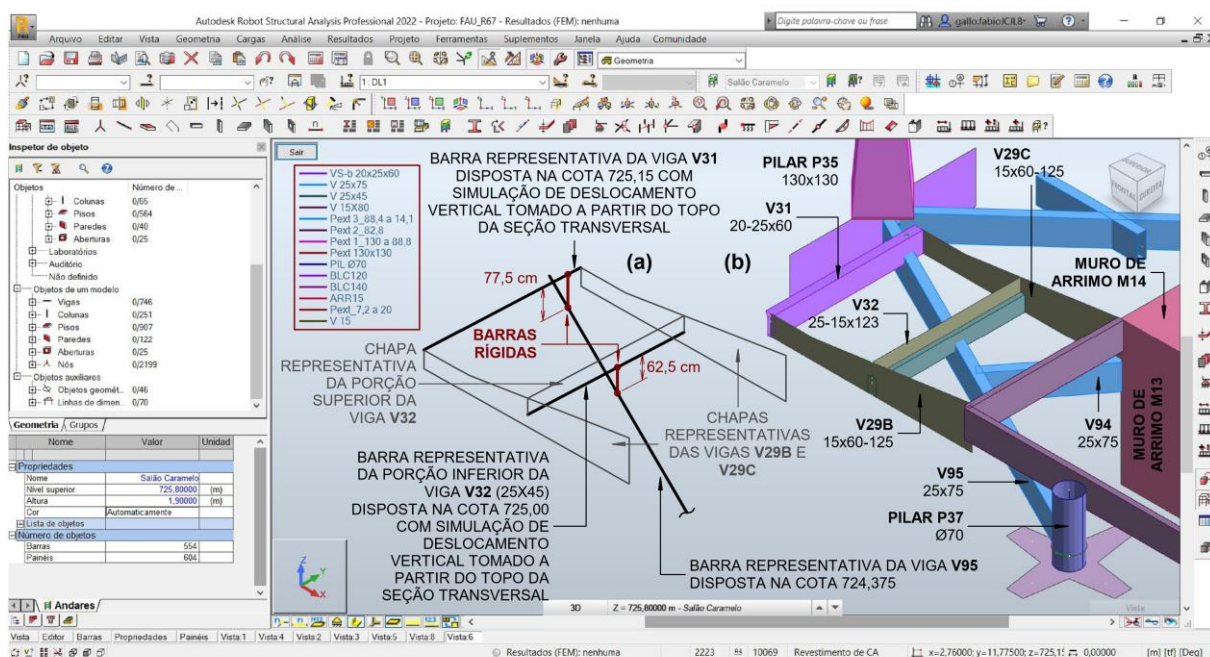
¹⁷² Cf. a representação geométrica das nervuras da escada que liga o 1º ao 2º subsolo na FIGURA 2.39.

FIGURA 2.55 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras e chapas para representar a rampa de acesso ao edifício Vilanova Artigas no “bloco A” (salão caramelo).

- (a) representação dos elementos estruturais que formam a rampa de acesso ao edifício por meio de barras – V31, V95 e porção inferior da V32 – e chapas – V29A, V29B e porção superior da V32.
 (b) visualização volumétrica dos elementos estruturais nos arredores da rampa de acesso ao edifício.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras, as alturas das placas e as espessuras das chapas:

VS-b 20x25x60 – viga (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.53); V 25x75 – vigas (barras com seção em formato retangular com 25 cm de base e 75 cm de altura); V 25x45 – viga (barra com seção em formato retangular com 25 cm de base e 45 cm de altura); V 15x80 – vigas (barras com seção em formato retangular com 15 cm de base e 80 cm de altura); Pext – pilares externos (chapas e barras com dimensões conforme apresentado na FIGURA 2.20 e FIGURA 2.21); PIL Ø70 – pilar (barra com seção circular de diâmetro 70 cm); BLC 120 – bloco de coroamento sob o pilar P35 (chapa com espessura de 120 cm); BLC 140 – bloco de coroamento sob o pilar P37 (placa com altura de 140 cm); ARR 15 – muros de arrimo M13 e M14 (chapas com espessura de 15 cm), V 15 – vigas com seção transversal variável ao longo do comprimento (chapa com espessura de 15 cm).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.53 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2, 2A, 6A e 103).

Outro trecho de acesso ao edifício que também traz singularidades quanto à representação geométrica das vigas no modelo analítico é o apresentado na FIGURA 2.56, a seguir, contíguo ao pilar externo P47 e aos pilares internos P38 e P39, na fachada sudoeste¹⁷³.

Nesse trecho, a plataforma de acesso ao edifício é delimitada pelo par de vigas paralelas V105 e V108¹⁷⁴, com seção transversal constante de 15 x 80 cm, e

¹⁷³ Para identificação dos pilares e da fachada sudoeste, cf. FIGURA 2.1.

¹⁷⁴ A seção transversal das vigas V105 e V108 está indicada como 15/80 na FIGURA 2.53 e como V 15x80 na legenda da FIGURA 2.56.

pela viga V104¹⁷⁵, que lhes é ortogonal e possui a mesma seção em dois de seus tramos e um complemento de 25 x 45 cm sob a seção de 15 x 80 cm no terceiro tramo, conforme indicado na FIGURA 2.56 (a). Internamente a esse perímetro estão presentes as vigas V106 e V107, que partem da V104 e se estendem até o muro de arrimo M13, e as vigas V102 e V103, dispostas ortogonais àquelas. As vigas V106 e V107¹⁷⁶ apresentam seção transversal constante de 15 x 50 cm em dois de seus tramos e base reduzida a 12 cm no terceiro tramo, junto ao muro. No trecho delimitado pelas vigas V105 e V108, a V102¹⁷⁷ possui seção transversal constante 15 x 80 cm sobre complemento de 25 x 45 cm, o qual se estende em ambas as extremidades até os pilares P38 e P39. Quanto à V103¹⁷⁸, apresenta as mesmas seções transversais da V104, com acréscimo de trecho de 25 x 45 cm na extremidade em que se liga à V109¹⁷⁹.

Todas as barras representativas das vigas contidas nessa plataforma estão dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 725,80), ao qual se alinham os topos de suas respectivas seções transversais. No entanto, como algumas dessas barras são solidárias a outros elementos estruturais que não lhes são coplanares, tais ligações foram efetivadas nos modelos analíticos mediante emprego de barras rígidas verticais. Na FIGURA 2.56 (b) identificam-se quatro barras rígidas: uma com comprimento de 85 cm, que vincula o encontro das barras representativas das vigas V104 e V108, dispostas na cota 725,80, à chapa que descreve o bloco de coroamento sob o pilar P47; e três com comprimento de 142,5 cm, responsáveis por vincular barras que designam trechos das vigas V102 e V103 com variação brusca na altura da seção transversal – de 45 cm para 125 cm de altura, dispostos nas cotas 724,375 e 725,80, respectivamente.

Além das barras rígidas verticais, destaca-se ainda na FIGURA 2.56 (b) singularidade na qual chapas foram empregadas para representação de vigas com

¹⁷⁵ As duas seções transversais da viga V104 estão indicadas como 15/80 e 25-15/125 na FIGURA 2.53 e como V 15x80 e VS-a 25x15x125 na legenda da FIGURA 2.56.

¹⁷⁶ As duas seções transversais das vigas V106 e V107 estão indicadas como 15/50 e 12/50 na FIGURA 2.53 e como V 15x50 e V 12x50 na legenda da FIGURA 2.56.

¹⁷⁷ As duas seções transversais da viga V102 estão indicadas como 25/45 e 25-15/125 na FIGURA 2.53 e como V 25x45 e VS-a 25x15x125 na legenda da FIGURA 2.56.

¹⁷⁸ As três seções transversais da viga V103 estão indicadas como 25/45, 25-15/125 e 15/80 na FIGURA 2.53 e como V 25x45, VS-a 25x15x125 e V 15x80 na legenda da FIGURA 2.56.

¹⁷⁹ Cf. a ligação da viga V109 ao trecho de 25 x 45 cm da viga V103 na FIGURA 2.54 (c).

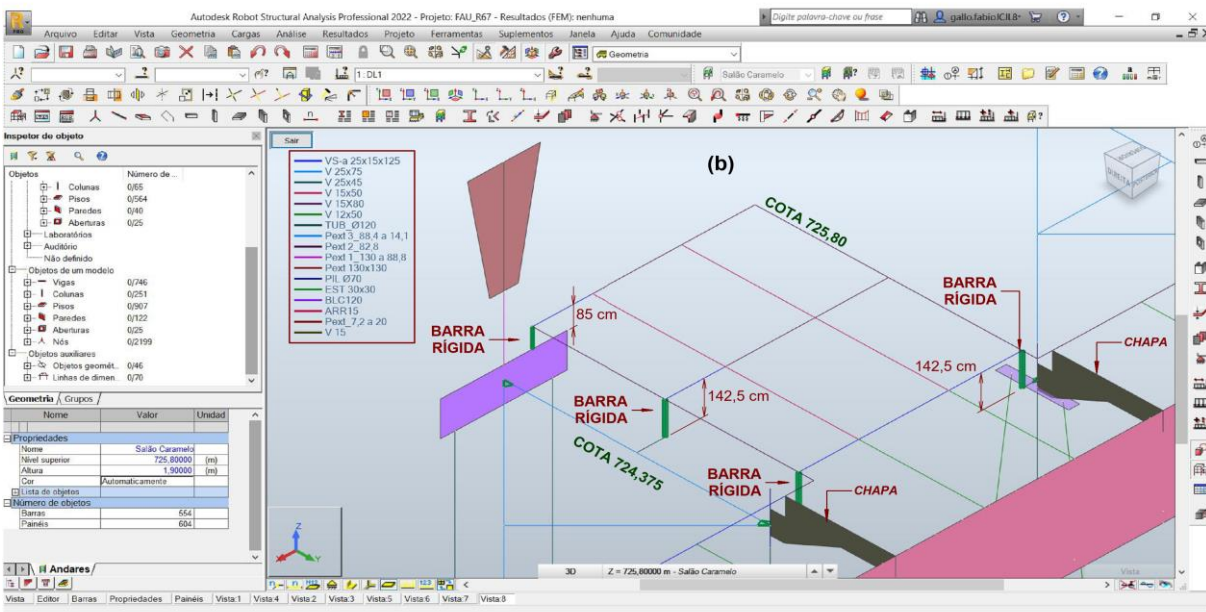
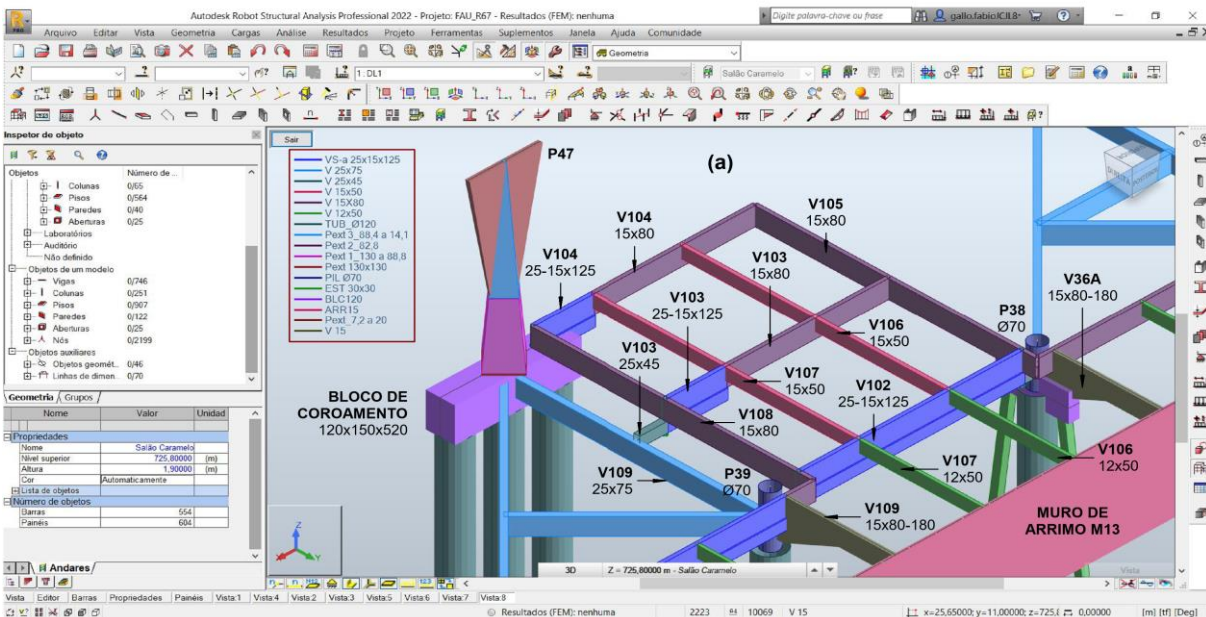
seção transversal variável ao longo do comprimento, como exemplificado para a viga V36A e trecho da viga V109¹⁸⁰. A adoção dessa estratégia decorre da simplicidade de representação, na medida em que uma única chapa é capaz de descrever a geometria da viga em lugar de barras com alturas constantes e variável ligadas por barras rígidas, por exemplo.

¹⁸⁰ A seção transversal da viga V36A e do trecho da viga V109 representados por chapas está indicada como 15/80-180 na FIGURA 2.53 e como V 15 na legenda da FIGURA 2.56.

FIGURA 2.56 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de chapas para representar trechos de vigas com seção transversal variável ao longo do comprimento e emprego de barras rígidas para vincular elementos lineares dispostos em cotas altimétricas distintas no acesso do “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais considerando a excentricidade vertical das barras;
 (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras, placas e chapas. Destaque para chapas representativas de trechos de vigas com seção transversal variável ao longo do comprimento e para barras rígidas verticais que vinculam elementos lineares dispostos em cotas altimétricas distintas.

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras, alturas das placas e espessuras das chapas: VS-a 25x15x125 – vigas (barras com seção conforme indicado na FIGURA 2.53); V 25x75, V 25x45, V 15x50, V 15x80, V 12x50 – vigas (barras com seção em formato retangular com dimensões base x altura em centímetros); TUB Ø120 – tubulões (barras com seção circular de diâmetro 120 cm); Pext – pilares externos (chapas e barras com dimensões conforme apresentado na FIGURA 2.20 e FIGURA 2.21); PIL Ø70 – pilares (barras com seção circular de diâmetro 70 cm); EST 30x30 – estacas (barras com seção quadrada de lado 30 cm); BLC 120 – blocos de coroamento (chapa com espessura de 120 cm sob o P47 e placa com altura de 120 cm sob o P38); ARR 15 – muro de arrimo M13 (chapas com espessura de 15 cm); V 15 – vigas com seção transversal variável ao longo do comprimento (chapas com espessura de 15 cm).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.53 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2, 2A e 6).

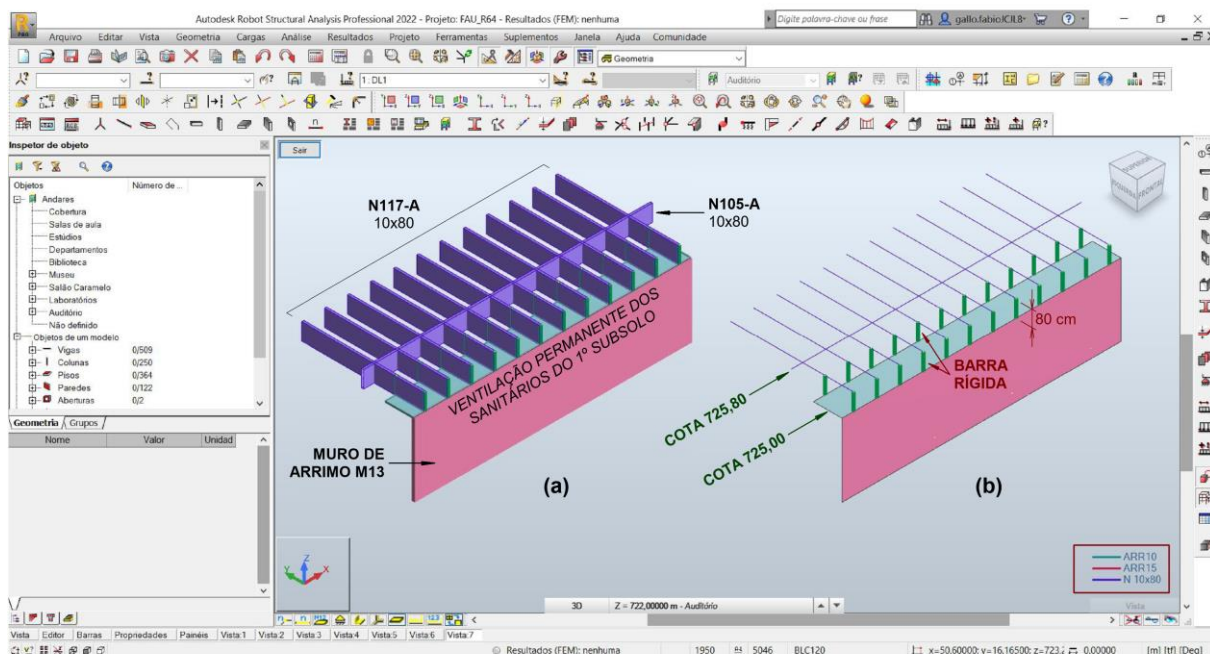
Ainda em relação às barras rígidas verticais, também foram empregadas na ligação de algumas nervuras presentes na laje de piso com os muros de arrimo que as apoiam. Para formar as ventilações permanentes dos sanitários situados no 1º subsolo (auditório | -3,00), alguns trechos de muros de arrimo são interrompidos na cota de base das nervuras do salão caramelo (cota 725,00) e, como as barras representativas das nervuras são dispostas no nível estrutural de referência tomado para o pavimento (cota 725,80), realizou-se a ligação dessas nervuras com os muros de arrimo por meio de barras rígidas verticais com 80 cm de comprimento, conforme indicado na FIGURA 2.57.

FIGURA 2.57 – Singularidades na representação geométrica de nervuras de lajes: emprego de barras rígidas verticais para representar a ligação das nervuras da laje do “bloco A” (salão caramelo) ao muro de arrimo M13 para formar a ventilação permanente dos sanitários situados no 1º subsolo (auditório) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais que formam a ventilação permanente dos sanitários situados no 1º subsolo do edifício;
- (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras, placas e chapas. Destaque para barras rígidas verticais que vinculam elementos lineares à placas e chapas dispostas em cotas altimétricas distintas.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras, a altura da placa e a espessura da chapa:

N 10x80 – nervuras (barras com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); ARR 10 – aba do muro de arrimo M13 (placa com espessura de 10 cm); ARR 15 – muro de arrimo M13 (chapa com espessura de 15 cm).



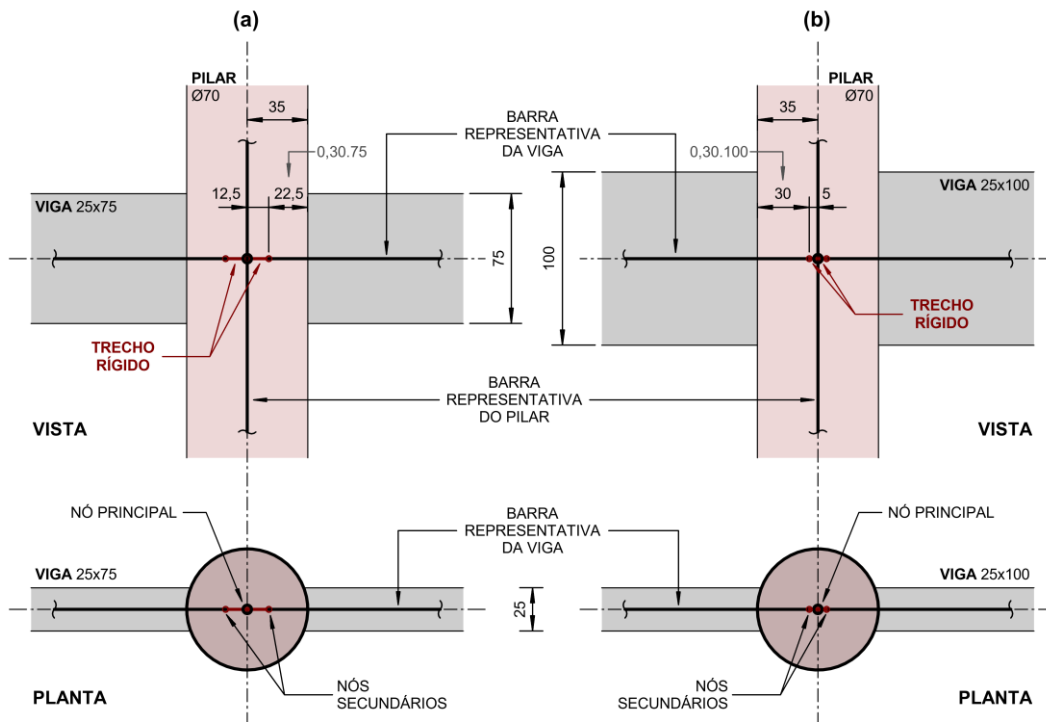
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.53 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 6, 7, 8, 9 e 9A).

Quanto à representação da região comum entre vigas e pilares, manteve-se a estratégia adotada em 2.5.1.2 e 2.5.2.1, na qual se vinculam vigas à pilares mediante emprego de barras rígidas, conforme preconizado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 87). No nível do salão caramelo, além dos trechos rígidos já ilustrados na FIGURA 2.37 (a) – para ligação das vigas de altura 80 cm com pilares internos de $\varnothing 110$ cm –, na FIGURA 2.47 – para ligação das vigas de altura 45 cm com pilares internos de $\varnothing 70$ cm –, na FIGURA 2.49 (a) – para ligação das vigas de altura 75 cm com blocos de coroamento sobre tubulão central de $\varnothing 120$ cm de fuste –, há ainda os apresentados adiante na FIGURA 2.58 e FIGURA 2.59, implicados na vinculação das vigas de alturas 75 cm e 100 cm com, respectivamente, pilares internos de $\varnothing 70$ cm e arranques de 130x130 cm de pilares externos.

FIGURA 2.58 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de $\varnothing 70$ cm no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

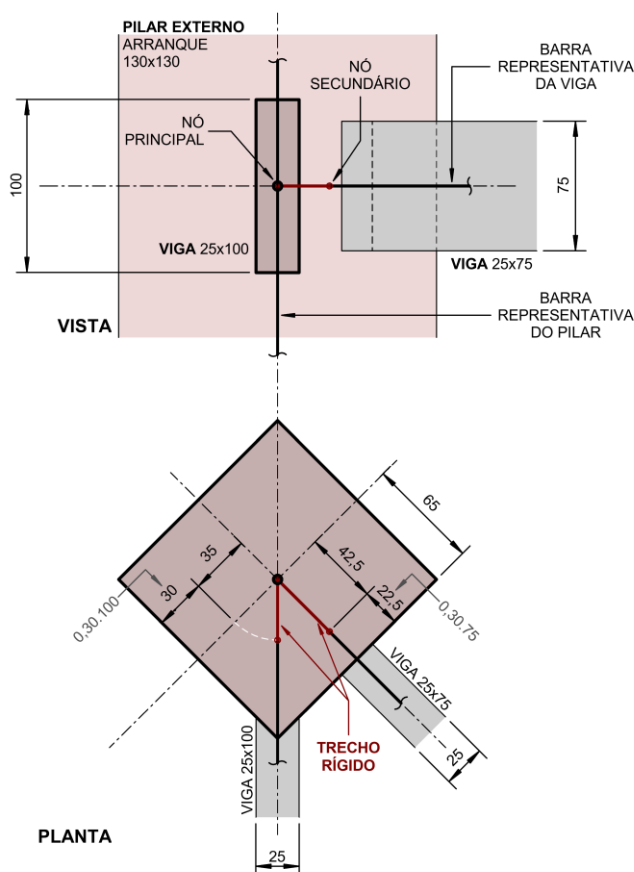
- (a) trecho rígido entre viga de altura 75 cm e pilares internos de $\varnothing 70$ cm – barras rígidas com comprimento de 12,5 cm;
 (b) trecho rígido entre viga de altura 100 cm e pilares internos de $\varnothing 70$ cm – barras rígidas com comprimento de 5 cm.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.3 e A.4 do APÊNDICE A e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

FIGURA 2.59 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com arranques dos pilares externos no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

Trecho rígido entre vigas e o arranque de 130 x 130 cm dos pilares externos P46 e P50. No P46 o arranque vincula-se a duas vigas com 75 cm de altura – barras rígidas com comprimento de 42,5 cm – e no P50 a uma viga com 75 cm e outra com 100 cm de altura – barras rígidas com comprimentos de, respectivamente, 42,5 cm e 35 cm.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.2 e A.4 do APÊNDICE A e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

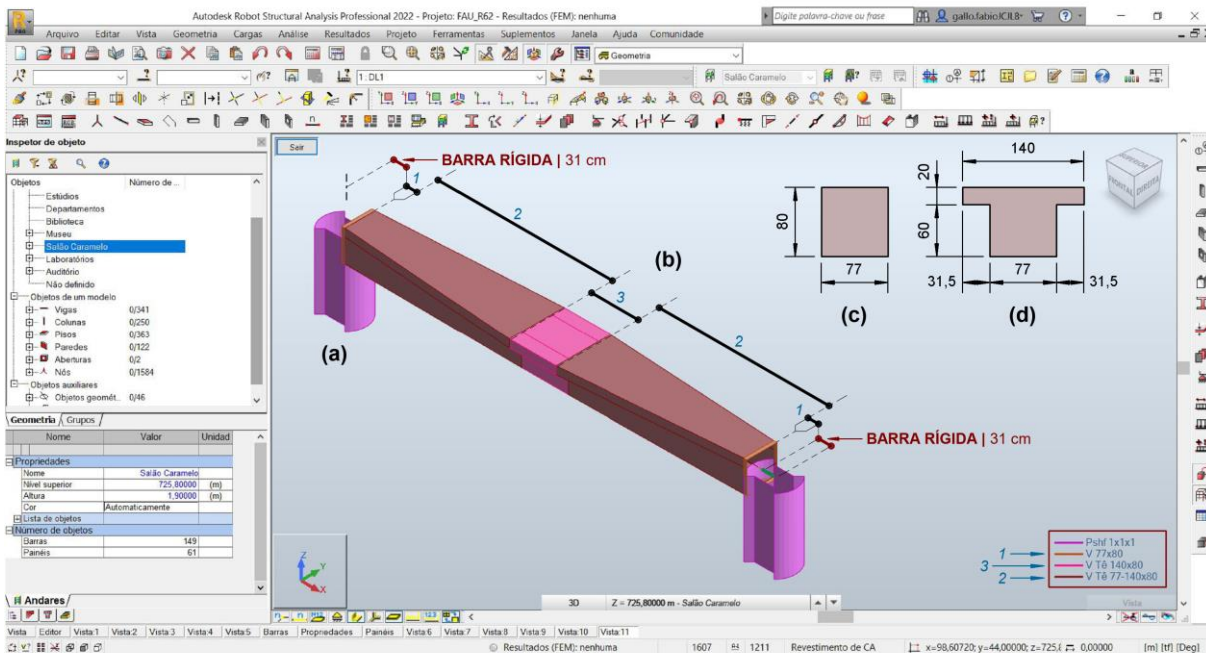
Trechos de vigas com seção transversal em formato de Tê com largura de mesa variável ao longo do comprimento estão presentes nas vigas V101A e V102A¹⁸¹ no pavimento destinado ao salão caramelo. Como o programa computacional disponibiliza a seção Tê em seu banco de seções e ainda oferece a possibilidade de variar suas dimensões ao longo do comprimento da barra, esses trechos foram prontamente representados nos modelos analíticos, conforme indicado na FIGURA 2.60, a seguir:

¹⁸¹ A seção transversal variável das vigas V101A e V102A está indicada como 77-140/80 na FIGURA 2.53.

FIGURA 2.60 – Singularidades na representação geométrica de vigas: trechos com seções transversais constantes e variáveis ao longo do comprimento das vigas V101A e V102A no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica de trechos da viga com seção transversal constantes e variáveis ao longo do comprimento;
 (b) representação da viga por meio das barras 1 (8,28 cm), 2 (450,72 cm), 3 (120 cm) e das barras rígidas (31 cm) que a vincula aos pilares;
 (c) seção transversal retangular constante aplicada às barras 1;
 (d) seção transversal constante em formato de Tê aplicada à barra 3;

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras:
 Pshf – pilares internos (barras com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 77x80 – vigas (barras com seção transversal em formato retangular, conforme indicado em c); V Tê 140x80 – vigas (barra com seção transversal em formato de Tê, conforme indicado em d); V Tê 77-140x80 – vigas (barras com seção transversal variável entre a indicada em c, na extremidade junto à barra 1, e d , na extremidade junto à barra 3).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.3 e A.5 do APÊNDICE A e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

No caso das vigas protendidas¹⁸² que cobrem o vão do auditório, nomeadas V.A e V.B na documentação de projeto estrutural, foram também representadas nos modelos analíticos por meio de barras com seções transversais constantes e variável ao longo de seus 22 m de extensão, conforme apresentado na FIGURA 2.61. Nas extremidades possuem trecho com 3,80 m de comprimento, no qual a seção

¹⁸² A seção transversal variável das vigas protendidas V.A e V.B está indicada como 10-25/80 na FIGURA 2.53. Ambas possuem mesma seção transversal e diferem, no entanto, em relação à quantidade de fios contidos em cada um dos 6 cabos de protensão que possuem: as vigas “tipo A”, espaçadas a cada 137,5 cm, contam com 14 fios em cada cabo e as vigas “tipo B”, espaçadas a cada 165 cm, com 16 fios em cada.

transversal é constante e em formato retangular com 25 cm de base e 80 cm de altura, como indicado em (c). No trecho central, com extensão de 7,40 m, a seção transversal da viga também apresenta geometria constante, no entanto, com o formato não convencional indicado em (e), o qual foi criado no programa computacional por meio de ferramentas de desenho oferecidas em sua interface gráfica¹⁸³. Por fim, trechos intermediários, com 3,50 m de comprimento, fazem a transição do formato da seção transversal presente no trecho central da viga até os trechos de extremidade, com seção em formato retangular.

Contudo, como o programa computacional não permite variar seções transversais com formato não convencional – como o presente no trecho central da viga protendida –, a seção na extremidade da barra intermediária (barra 2) junto à central (barra 3) foi substituída por uma de formato similar disponível no banco de seções, para a qual há possibilidade de variação das dimensões ao longo do comprimento da barra. A seção adotada nesse caso – FIGURA 2.61 (d) – possui formato I com base de 25 cm, altura de 80 cm e espessura da alma de 10 cm, conforme especificado em projeto, com alterações apenas nas espessuras das mesas superior (13,83 cm) e inferior (20,42 cm) para que se mantivessem a área e o momento de inércia originais¹⁸⁴.

¹⁸³ Para ilustrar a interface oferecida pelo programa computacional para criação de seções transversais não convencionais, cf. FIGURA 2.17 e FIGURA 2.34, as quais a exemplificam para o caso das seções dos pilares internos circulares com shaft e da viga V29, respectivamente.

¹⁸⁴ As espessuras das mesas foram obtidas por meio de processo iterativo com auxílio da ferramenta solver do Microsoft Excel 20013® para que a área e momento central principal de inércia referente à maior direção da seção resultasse equivalente ao da seção presente no trecho central da viga, indicada em FIGURA 2.61 (e).

FIGURA 2.61 – Singularidades na representação geométrica de vigas: trechos com seções transversais constantes e variáveis ao longo do comprimento das vigas protendidas V.A e V.B presentes no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

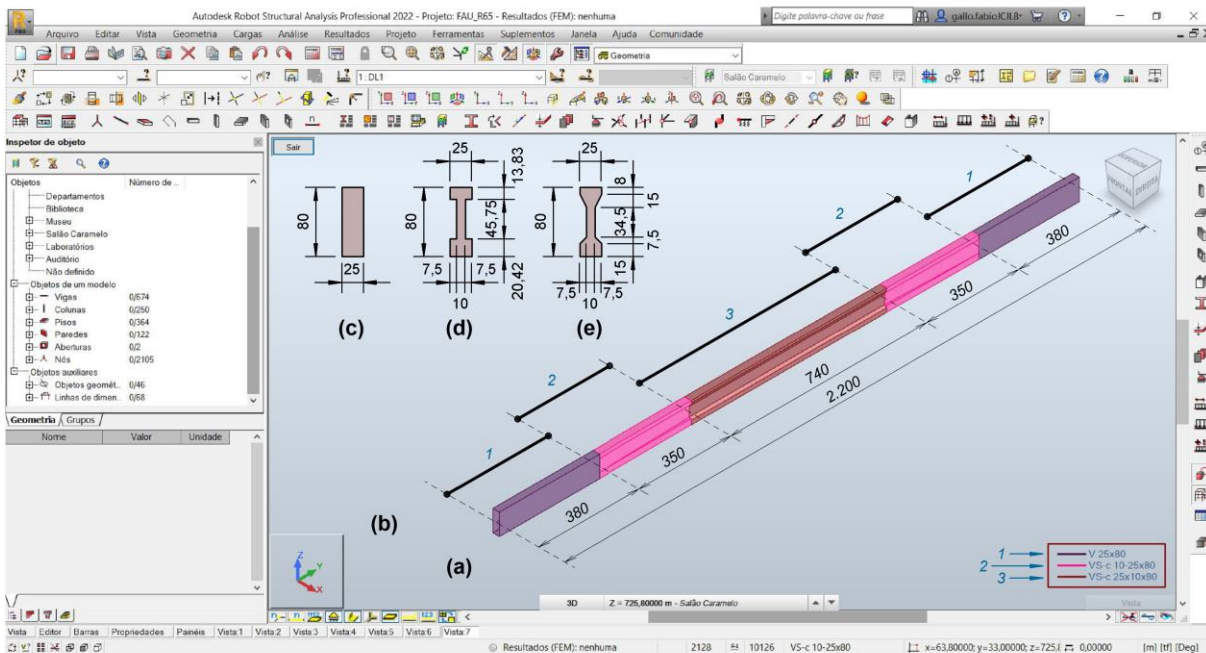
- (a) visualização volumétrica de trechos da viga com seção transversal constantes e variáveis ao longo do comprimento;
 (b) representação da viga por meio das barras 1 (380 cm), 2 (350 cm) e 3 (740 cm);
 (c) seção transversal retangular constante aplicada às barras 1;
 (d) seção transversal em formato de I aplicada na extremidade das barras 2 junto à barra 3;
 (e) seção transversal constante em formato de I aplicada à barra 3.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras:

V 25x80 – trechos extremos da viga (barras com seção transversal em formato retangular, conforme indicado em c);

VS-c 25x10x80 – trecho central da viga (barra com seção transversal em formato de I, conforme indicado em e);

VS-c 10-25x80 – trechos intermediários da viga (barras com seção transversal variável entre a indicada em c, na extremidade junto à barra 1, e d, na extremidade junto à barra 3).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 94).

Quanto à viga V109A¹⁸⁵, com seção transversal constante em formato de Tê ao longo de cada um de seus dois trechos, foi representada nos modelos analíticos por meio de associação entre barra e placas. A predileção por essa representação em lugar de barra única à qual se poderia aplicar seção em Tê, decorre de que a mesa da seção é solidária à viga protendida ou à nervura da laje que lhe são paralelas em cada um de seus trechos, implicando assim adoção de elementos de ligação (barras rígidas, por exemplo) ao longo de toda a extensão das barras para garantir a condição

¹⁸⁵ As duas seções transversais referentes aos dois trechos da viga 109A estão indicadas como 40-195/80 e 40-250/80 na FIGURA 2.53.

de solidarização requerida. Isto posto, optou-se por representar a viga V109A por meio de barra com seção transversal em formato retangular de 40 x 80 cm, alusiva à alma da seção Tê, em conjunto com placas de espessura variável de 25 cm a 10 cm para formar a mesa da seção, que automaticamente se vinculam às barras paralelas representativas da viga protendida/nervura adjacentes, conforme apresentado na FIGURA 2.62 a seguir.

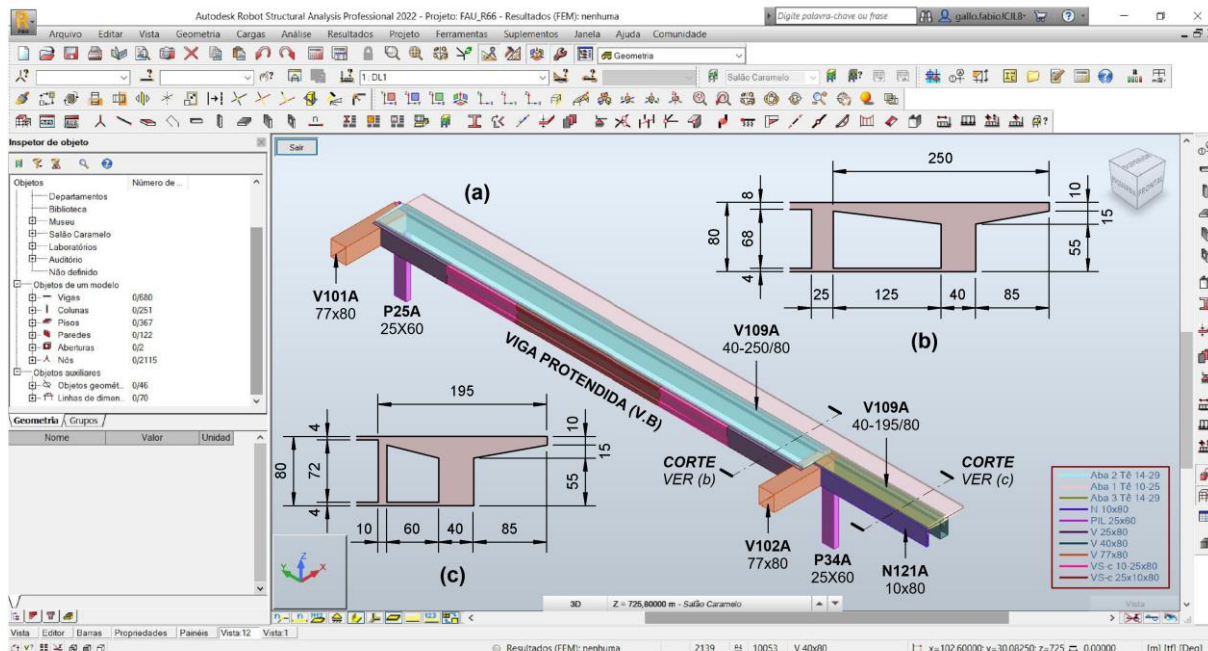
FIGURA 2.62 – Singularidades na representação geométrica de vigas: seções transversais constantes em formato de Tê (V109A), solidárias às barras adjacentes que lhes são paralelas no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica da viga V109A e dos elementos estruturais com os quais se solidariza;
 (b) corte transversal da viga V109A no trecho em que é solidária à viga protendida V.B.;
 (c) corte transversal da viga V109A no trecho em que é solidária à nervura N121A.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras e altura das placas:

Aba 1 Tê 10-25 – porção à direita da mesa da seção Tê (placa com espessura de 10 cm na borda livre, variável até 25 cm junto à alma da viga V109A); Aba 2 Tê 14-29 – porção à esquerda da mesa da seção Tê solidária à viga protendida V.B. (placa com espessura de 14 cm junto à viga protendida, variável até 29 cm junto à alma da viga V109A); Aba 3 Tê 14-29 – porção à esquerda da mesa da seção Tê solidária à nervura N121A (placa com espessura de 14 cm junto à viga protendida, variável até 29 cm junto à alma da viga V109A); N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); PIL 25x60 – pilares auxiliares (barra com seção em formato retangular com 25 cm de base e 60 cm de altura); V 77x80 – vigas (barras com seção em formato retangular com 77 cm de base e 80 cm de altura); V 40x80 – alma da viga Tê (barra com seção em formato retangular com 40 cm de base e 80 cm de altura); V 25x80, VS-c 25x10x80 e VS-c 10-25x80 – trechos extremos, central e intermediários da viga protendida V.B., conforme indicado na FIGURA 2.61.

Obs. As placas representativas das mesas à esquerda da viga Tê (abas 2 e 3) incluem as mesas inferiores de 4 cm da laje.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

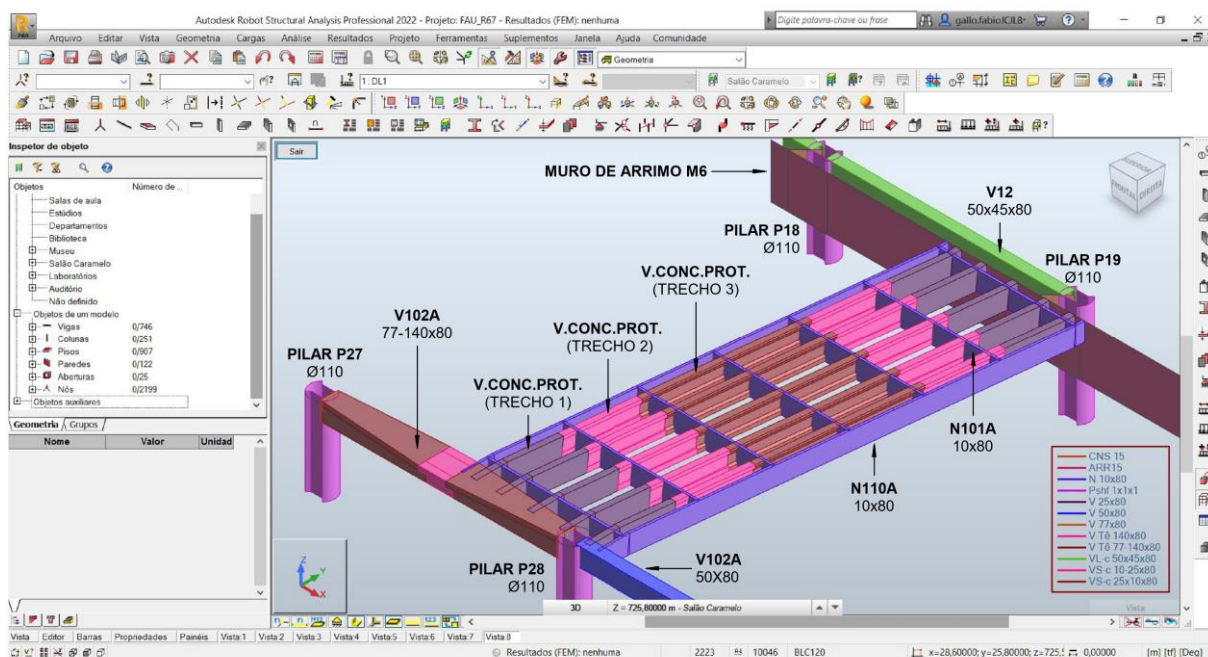
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 9, 9A, 39 e 39A).

Em relação às vigas presentes nas rampas e escadas, foram representadas por meio de barras dispostas nos planos horizontais e inclinados que as definem. No caso do lance de rampa que liga o salão caramelo (725,80 | +0,80) e o pavimento destinado aos laboratórios (723,90 | -1,10) – apresentado na FIGURA 2.66, a seguir –, as cinco vigas longitudinais em concreto protendido e as duas nervuras de extremidade apoiam-se na viga V102A e no muro de arrimo M6, que lhes são ortogonais, respectivamente, nas cotas mais alta e mais baixa do lance da rampa. Quanto às seções transversais, as vigas protendidas apresentam trechos com seções constantes e variáveis ao longo do comprimento – análogos aos das vigas protendidas V.A e V.B previamente ilustradas na FIGURA 2.61 – e, em relação ao par de nervuras de extremidade (N110A), possuem seção constante em formato retangular de 10 x 80 cm. Além das vigas e nervuras dispostas na direção longitudinal, o lance de rampa conta ainda com sete nervuras transversais (N101A) com seção também em formato retangular de 10 x 80 cm.

Quanto ao lance de escada existente entre os dois pavimentos, é formado pelo par de nervuras dispostas ao longo de cada extremidade do trecho, as quais se apoiam ortogonalmente no muro de arrimo M2 no “segundo subsolo” e na nervura 223A, essa vinculada a consolos que se projetam a partir da viga V101A no “bloco A”, conforme indicado na FIGURA 2.64.

FIGURA 2.63 – Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras de lajes: lance de rampa entre o “bloco A” (salão caramelo) e o “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras e as espessuras das chapas: CNS 15 – consolos que solidarizam o muro M6 aos pilares P18 e P19 (chapas com espessura de 15 cm); ARR 15 – muro de arrimo M6 (chapa com espessura de 15 cm); N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 25x80, VS-c 25x10x80 e VS-c 10-25x80 – trechos extremos, centrais e intermediários das vigas protendidas da rampa, análogos aos indicados na FIGURA 2.61; V 77x80, V Tê 140x80 e V Tê 77-140x80 – trechos extremos, central e intermediários da viga V102A, conforme indicado na FIGURA 2.60; V 50x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 50 cm de base e 80 cm de altura); VL-c 50x45x80 – viga (barra com formato de seção indicada como 50-45/80 na FIGURA 2.45).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

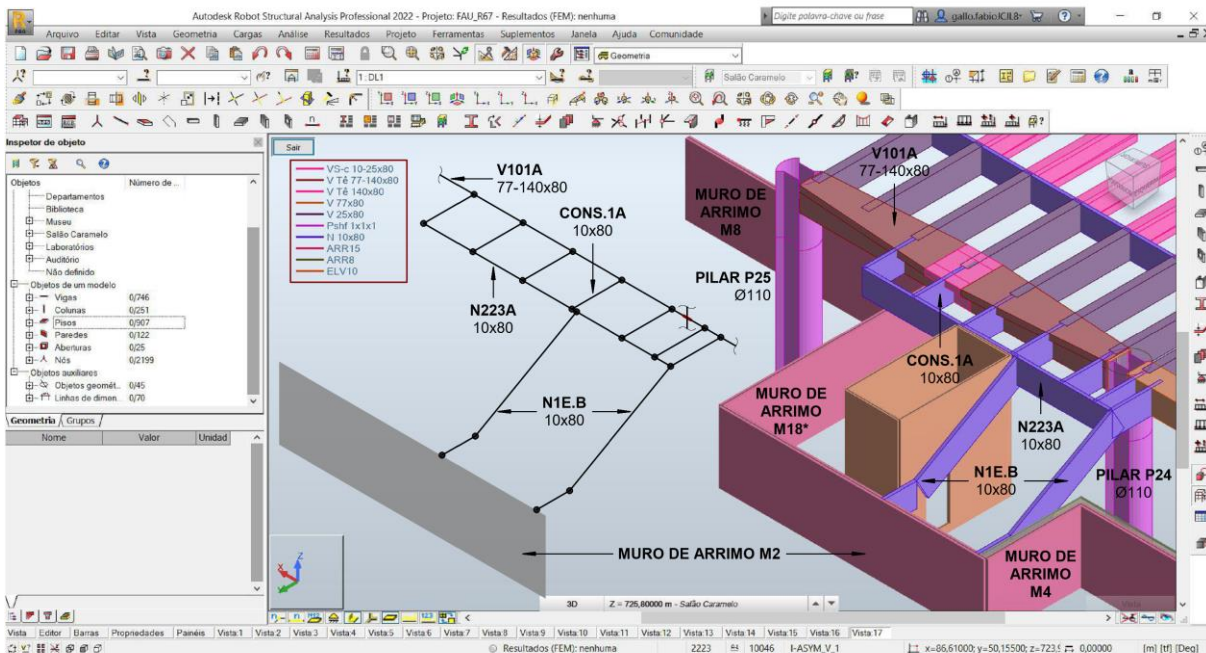
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 8 e 95).

FIGURA 2.64 – Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras de lajes: lance de escada entre o “bloco A” (salão caramelo) e o “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras, as alturas das placas e as espessuras das chapas:

V 25x80 e VS-c 10-25x80 – trechos extremos e intermediários das vigas protendidas, conforme indicados na FIGURA 2.61; V 77x80, V Tê 140x80 e V Tê 77-140x80 – trechos extremos, central e intermediários da viga V101A, conforme indicado na FIGURA 2.60; Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); ARR 15 – muros de arrimo M2, M4, M18* e M8 (chapas com espessura de 15 cm); ARR 8 – aba superior dos muros de arrimo M2 e M4 (placa com altura de 8 cm); ELV 10 – pilar-parede que forma o núcleo do elevador (chapas com espessura de 10 cm).

Obs. O pilar-parede que forma o núcleo do elevador não é vinculado às nervuras/consolos.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

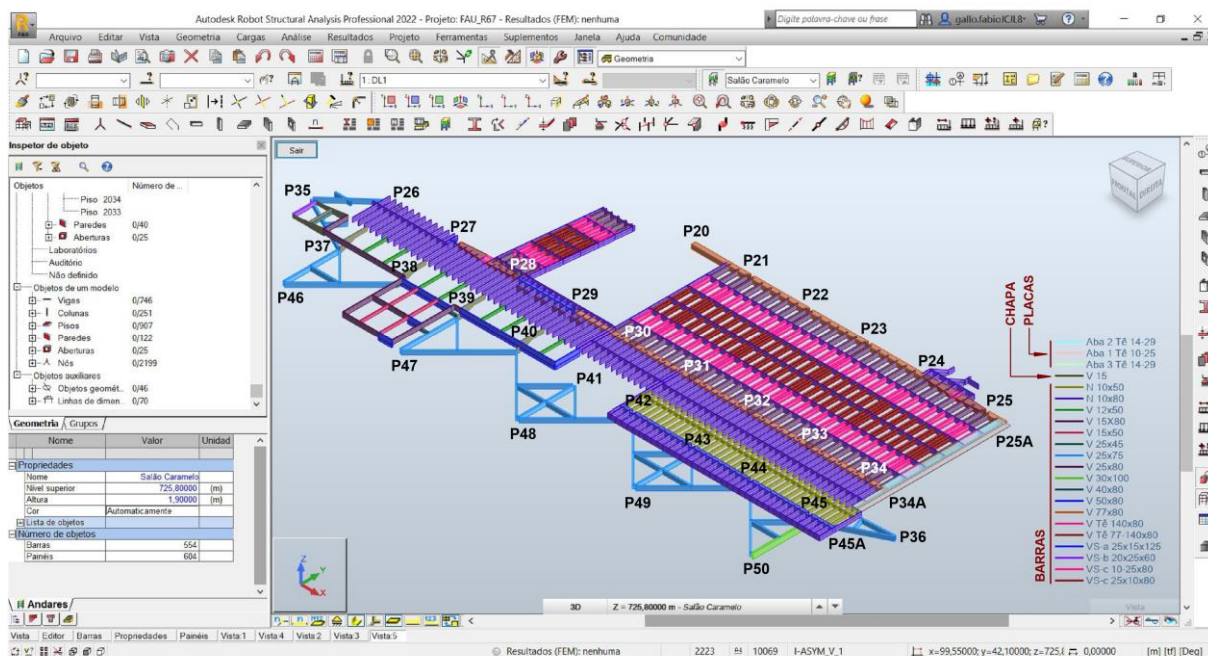
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 5A, 9, 9A, 10, 39, 39A, 57 e 99).

Por fim, a FIGURA 2.65, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, considerando as singularidades discutidas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descreve-las nos modelos estruturais analíticos.

FIGURA 2.65 – Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras, as alturas das placas e a espessura da chapa:

Aba – mesas da viga com seção em formato de Tê situada na extremidade do edifício junto aos pilares auxiliares P25A e P34A, conforme indicado na FIGURA 2.62; V – vigas com seção em formato retangular; N – nervuras da laje; V Tê – vigas com seção em formato de Tê; VS – vigas com seção em formato não retangular exclusivas do “bloco A” (salão caramelo).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.53 à FIGURA 2.64 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2, 2A, 4, 5A, 6, 6A, 7, 8, 9, 9A, 10, 39, 39A, 57, 94, 95, 99 e 103).

2.5.3.2 Lajes maciças e mesas de lajes nervuradas

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes presentes no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, são maciças com alturas de 5 cm, 6 cm, 8 cm, 10 cm e 15 cm; e nervuradas, em caixão perdido, com mesas superiores e inferiores de, respectivamente, 10 cm e 6 cm, 8 cm e 4 cm, 4 cm e 4 cm; e, na escada que liga o “bloco A” e o “segundo subsolo” (laboratórios), 18 cm¹⁸⁶ e 6 cm. Tanto as lajes maciças quanto as mesas das lajes nervuradas foram representadas nos modelos analíticos por meio de placas, segundo apresentado na FIGURA 2.66, sendo que, para o caso das nervuradas, as

¹⁸⁶ A altura equivalente (e) de 18 cm representativa da mesa superior desta escada foi obtida com base no modelo matemático apresentado na FIGURA 2.44. Neste caso, as dimensões a , b , c e d indicadas no modelo são, respectivamente, 30 cm, 3 cm, 17,27 cm e 10 cm.

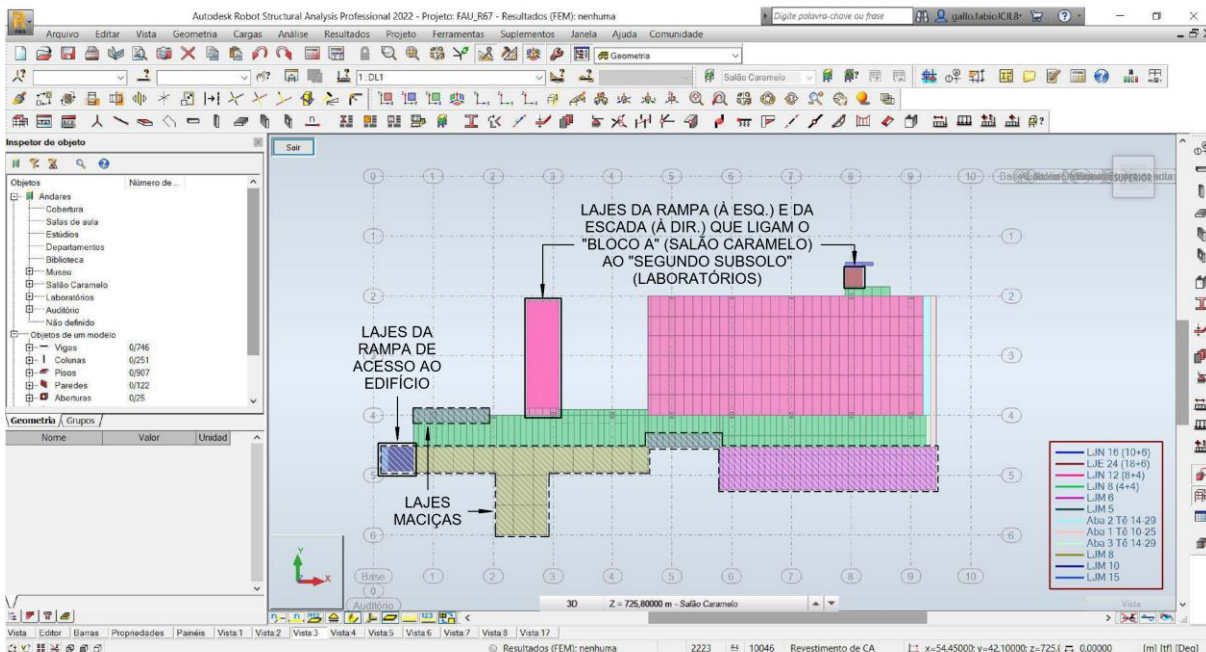
mesas superior e inferior foram descritas geometricamente por meio de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas e superfície média disposta alinhada ao nível estrutural de referência¹⁸⁷, conforme já discutido e apresentado na FIGURA 2.26.

FIGURA 2.66 – Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as alturas das placas representativas das lajes:

LJM – lajes maciças (placas com alturas de 5 cm, 6 cm, 8 cm, 10 cm e 15 cm); LJV – lajes nervuradas em caixão perdido (placas com alturas de 16 cm = 10 + 6; 12 cm = 8 + 4; 8 cm = 4 + 4); LJE – laje nervurada em caixão perdido da escada (placa com altura de 24 cm = 18 + 6); Aba – mesas da viga com seção em formato de Tê (placas com alturas variáveis, conforme indicado na FIGURA 2.62).

Todas as placas possuem suas superfícies médias dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 725,80), exceto as de rampas e escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022@.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 5A, 6, 6A, 7, 8, 9, 9A, 10, 39, 39A, 57 e 99).

2.5.4 Museu | “Bloco B” (+2,70) – nível 727,70

O pavimento destinado ao museu, referenciado na documentação de projeto estrutural como “bloco B”, situa-se na cota +2,70 em relação à referência de

¹⁸⁷ Exceto as placas que formam as rampas e a escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.

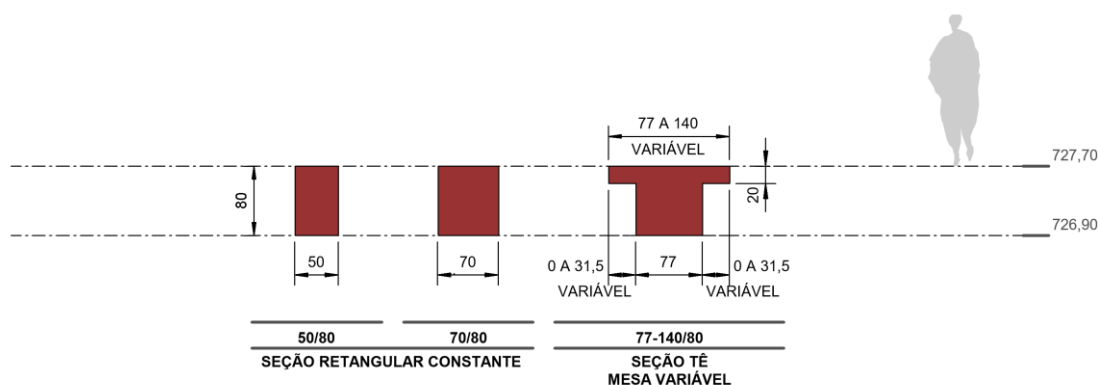
nível (RN = 0,00) tomada na cota 725,00, ou seja, possui a superfície superior das lajes alinhada à cota 727,70, a qual se adotou como referência¹⁸⁸ para representação dos elementos estruturais nos modelos analíticos.

Além dos pilares internos e externos, já contemplados em 2.4.1 e 2.4.2, respectivamente, há no “bloco B” (museu), vigas, lajes e parede estrutural, cujas representações geométricas serão discutidas a seguir.

2.5.4.1 Vigas e nervuras de lajes

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as seções transversais das vigas no “bloco B” (museu) possuem formatos constantes ou variáveis ao longo de seus comprimentos. A FIGURA 2.67, adaptada do APÊNDICE A, item A.5, reúne as duas seções transversais retangulares (constantes) e a seção em Tê com largura de mesa variável das vigas presentes no nível do museu (727,70 | +2,70) do edifício Vilanova Artigas.

FIGURA 2.67 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco B” (museu) – cota 727,70 | +2,70 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.5.

Conforme apresentado na FIGURA 2.67, as seções transversais das vigas do pavimento destinado ao museu são niveladas pelos topos, na cota 727,70, e variam quanto a formatos e dimensões. Da variação quanto ao formato decorre que – assim

¹⁸⁸ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3.

como discutido em 2.5.1.2, 2.5.2.1 e 2.5.3.1 para as vigas do auditório, dos laboratórios e do salão caramelo, respectivamente – as cotas altimétricas dos C.G.'s das seções resultam distintas e, portanto, que as barras representativas das vigas – cujas posições são definidas pelo lugar geométrico descrito pelos respectivos C.G.'s – disponham-se também em diferentes níveis nos modelos analíticos. No entanto, como na estrutura real essas vigas são solidárias umas às outras e também às lajes, manteve-se prevalente a estratégia de representação ora adotada¹⁸⁹, em que as barras que as descrevem são dispostas no nível estrutural de referência tomado para o pavimento (neste caso na cota 727,70, alusiva ao museu), ao qual se alinham os topos das seções mediante ferramenta¹⁹⁰ oferecida pelo programa computacional para simulação da excentricidade vertical¹⁹¹.

Em relação à representação da região comum entre vigas e pilares, manteve-se a estratégia adotada em 2.5.1.2, 2.5.2.1 e 2.5.3.1, na qual se vinculam vigas à pilares mediante emprego de barras rígidas, conforme preconizado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 87). No nível do museu, além dos trechos rígidos já ilustrados na FIGURA 2.37 (a) – para ligação das vigas de altura 80 cm com pilares internos de Ø110 cm –, há ainda os apresentados adiante na FIGURA 2.68 e na FIGURA 2.69 implicados, respectivamente, na vinculação das vigas de altura 80 cm com pilares internos de Ø70 cm e na de nervuras de laje com altura de 150 cm em pilares internos de Ø110 cm.

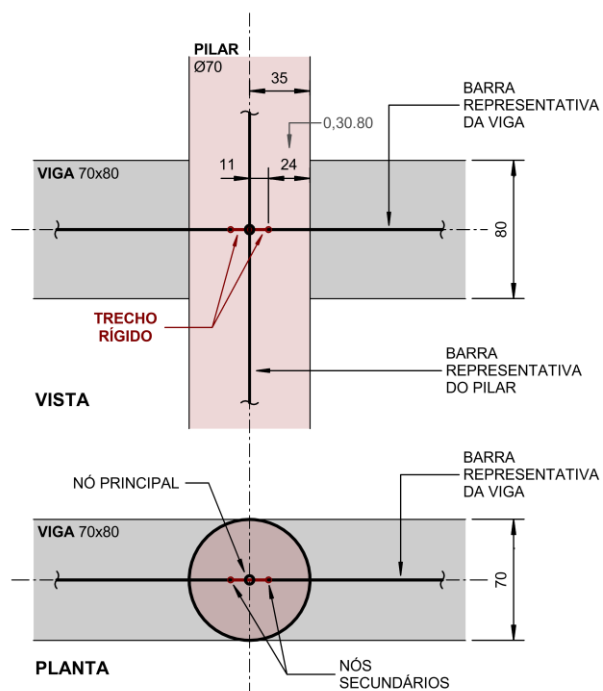
¹⁸⁹ Cf. FIGURA 2.35, na qual se ilustra a estratégia adotada para consideração da excentricidade vertical das vigas aplicada ao pavimento destinado ao auditório.

¹⁹⁰ Cf. nota 142.

¹⁹¹ Cf. nota 143.

FIGURA 2.68 – Singularidades na representação geométrica de vigas: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de $\varnothing 70$ cm no “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

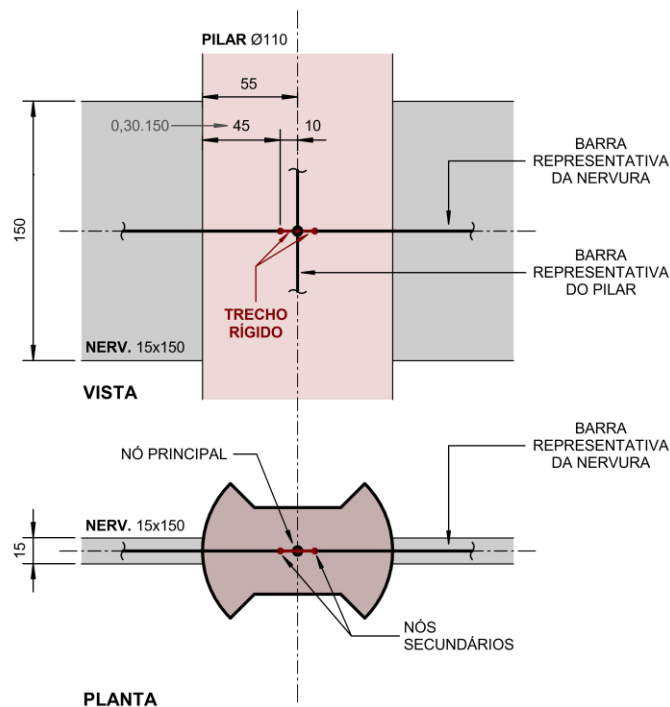
Trecho rígido entre viga de altura 80 cm e pilares internos de $\varnothing 70$ cm – barras rígidas com comprimento de 11 cm.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.3 e A.5 do APÊNDICE A e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

FIGURA 2.69 – Singularidades na representação geométrica de nervuras de lajes: emprego de barras rígidas na vinculação com pilares internos de $\varnothing 110$ cm no “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

Trecho rígido entre nervura de altura 150 cm e pilares internos de $\varnothing 110$ cm – barras rígidas com comprimento de 10 cm.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.3 e A.5 do APÊNDICE A e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

Quanto aos trechos de vigas com seção transversal em formato de Tê com largura de mesa variável ao longo do comprimento – presentes na viga V202B¹⁹² do “bloco B” –, foram representados nos modelos analíticos conforme discutido na FIGURA 2.60, para o caso das vigas V101A e V102A, que lhe são análogas no “bloco A” do edifício.

Em relação às vigas presentes nas rampas e escadas, foram representadas por meio de barras dispostas nos planos horizontais e inclinados que as definem. No caso do lance de rampa que liga o museu (727,70 | +2,70) e o salão caramelo (725,80 | +0,80) – apresentado na FIGURA 2.70, a seguir –, as cinco vigas longitudinais em concreto protendido e as duas nervuras de extremidade apoiam-se

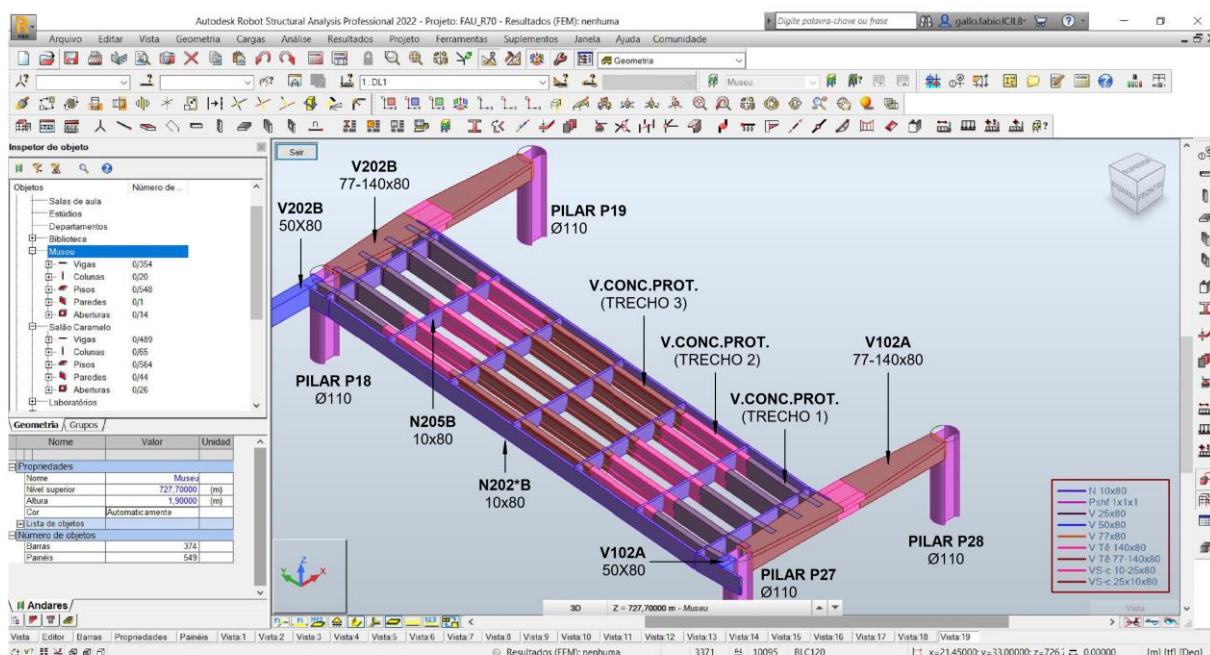
¹⁹² A seção transversal variável da viga V202B está indicada como 77-140/80 na FIGURA 2.67.

na viga V202B e na V102A, que lhes são ortogonais, respectivamente, nas cotas mais alta e mais baixa do lance da rampa. Quanto às seções transversais, as vigas protendidas apresentam trechos com seções constantes e variáveis ao longo do comprimento – análogos aos das vigas protendidas V.A e V.B previamente ilustradas na FIGURA 2.61 – e, em relação ao par de nervuras de extremidade (N202*B), possuem seção constante em formato retangular de 10 x 80 cm. Além das vigas e nervuras dispostas na direção longitudinal, o lance de rampa conta ainda com sete nervuras transversais (N205B) com seção também em formato retangular de 10 x 80 cm.

FIGURA 2.70 – Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras de lajes: lance de rampa entre o “bloco B” (museu) e o “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras:

N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 25x80, VS-c 25x10x80 e VS-c 10-25x80 – trechos extremos, centrais e intermediários das vigas protendidas da rampa, análogos aos indicados na FIGURA 2.61; V 77x80, V Tê 140x80 e V Tê 77-140x80 – trechos extremos, central e intermediários da viga V102A e V202B, conforme indicado na FIGURA 2.60; V 50x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 50 cm de base e 80 cm de altura).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 8, 11 e 95).

Quanto ao lance de escada existente entre os dois pavimentos, é formado pelo par de nervuras dispostas ao longo de cada extremidade do trecho, as quais se apoiam ortogonalmente na nervura N222A no “bloco B” e na nervura 223A, essa

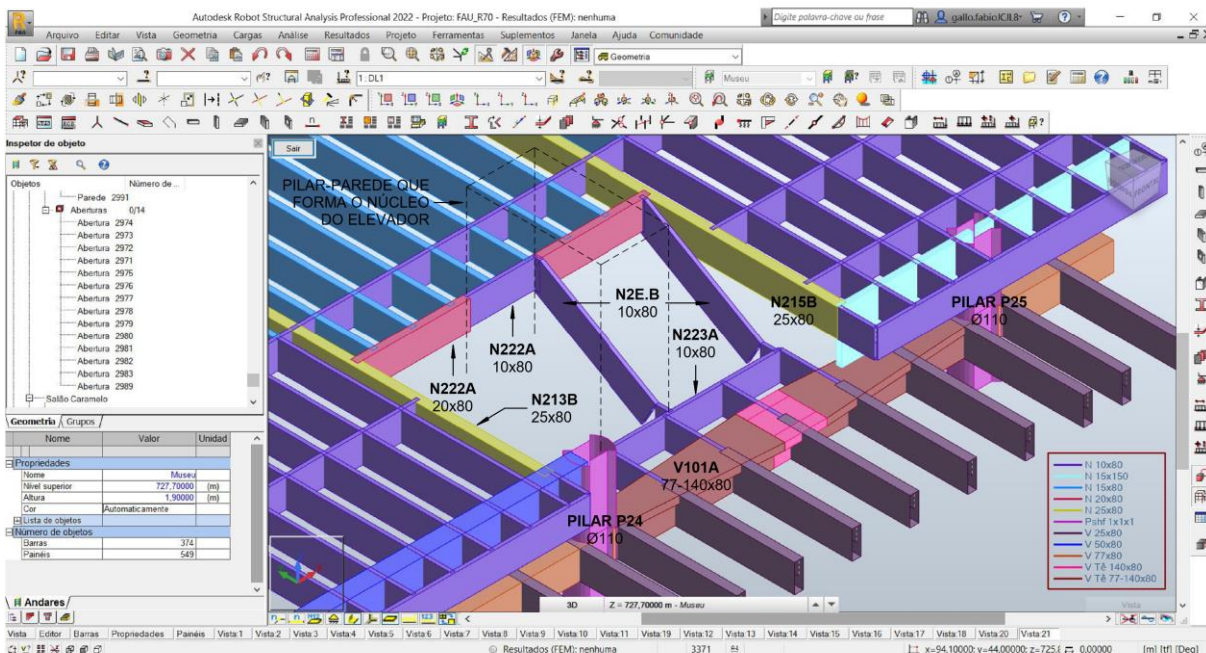
vinculada a consolos que se projetam a partir da viga V101A no “bloco A”, conforme indicado na FIGURA 2.71.

FIGURA 2.71 – Singularidades na representação geométrica de vigas e nervuras de lajes: lance de escada entre o “bloco B” (museu) e o “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras:

N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); N 15x150 – nervura (barra com seção em formato retangular com 15 cm de base e 150 cm de altura); N 15x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 15 cm de base e 80 cm de altura); N 20x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 20 cm de base e 80 cm de altura); N 25x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 25 cm de base e 80 cm de altura); Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 25x80 – trechos extremos das vigas protendidas do “bloco A”, conforme indicados na FIGURA 2.61; V 50x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 50 cm de base e 80 cm de altura); V 77x80, V Tê 140x80 e V Tê 77-140x80 – trechos extremos, central e intermediários da viga V101A, conforme indicado na FIGURA 2.60.

Obs. O pilar-parede que forma o núcleo do elevador não é vinculado às nervuras/consolos.



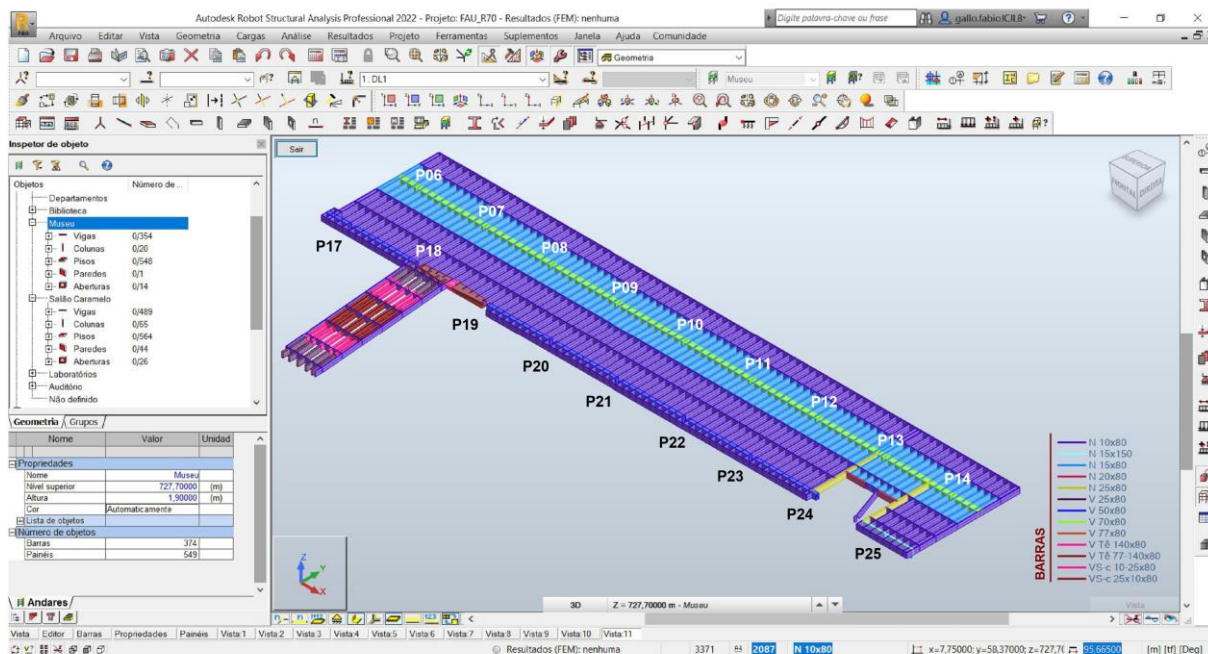
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022@.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 9, 9A, 10, 39, 39A, 57 e 99).

Por fim, a FIGURA 2.72, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, considerando as singularidades discutidas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descreve-las nos modelos estruturais analíticos.

FIGURA 2.72 – Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras:
 V – vigas com seção em formato retangular; N – nervuras da laje; V Tê – trechos de vigas com seção em formato de Tê, análogas às indicadas na FIGURA 2.60; VS – trechos de vigas com seção em formato de “I” presentes na rampa, análogas às indicadas na FIGURA 2.61.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.67 à FIGURA 2.69 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Gueiredo Ferraz (folhas 8, 9, 9A, 10, 11, 34, 40, 41, 95 e 99).

2.5.4.2 Mesas de lajes nervuradas

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes presentes no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, são nervuradas, em caixão perdido, com mesas superiores e inferiores de, respectivamente, 10 cm e 6 cm, 8 cm e 4 cm, 4 cm e 4 cm; e, na escada que liga o “bloco B” e o “bloco A” (salão caramelo), 18 cm¹⁹³ e 6 cm. A estratégia utilizada para descrever geometricamente as mesas superior e inferior nos modelos analíticos consiste, conforme já discutido e apresentado na FIGURA 2.26, na adoção de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas e superfície média disposta

¹⁹³ A altura equivalente (e) de 18 cm representativa da mesa superior desta escada foi obtida com base no modelo matemático apresentado na FIGURA 2.44. Neste caso, as dimensões a , b , c e d indicadas no modelo são, respectivamente, 30 cm, 3 cm, 17,27 cm e 10 cm.

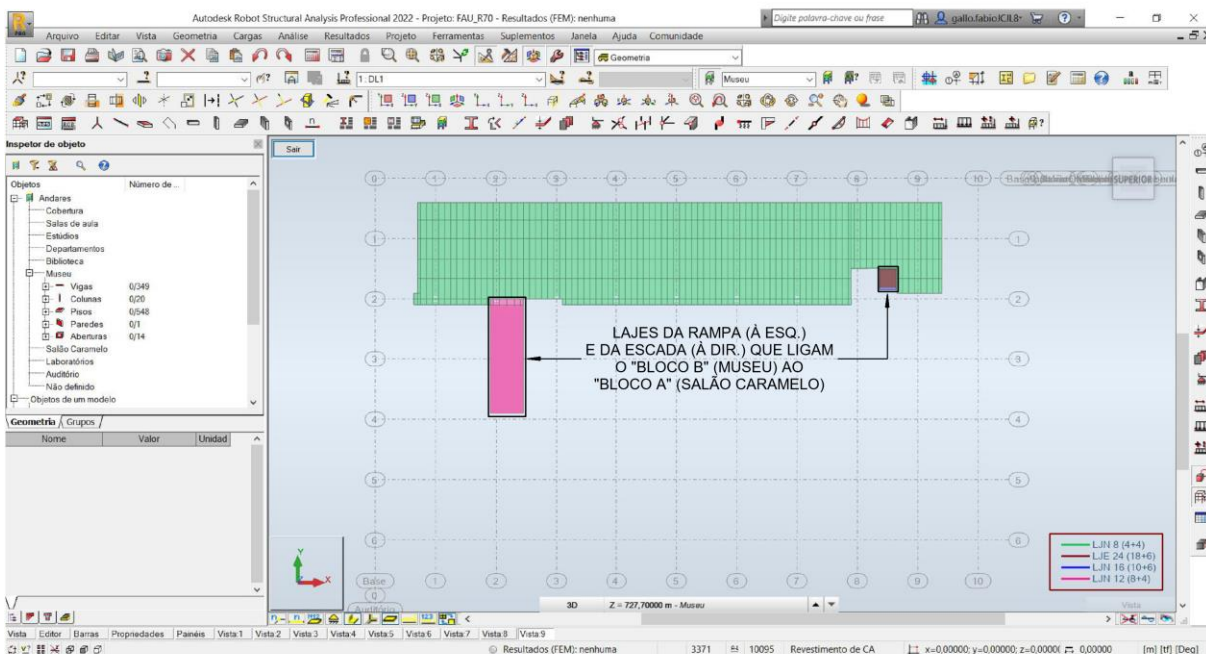
alinhada ao nível estrutural de referência¹⁹⁴. A FIGURA 2.73, apresentada a seguir, traz as placas de espessura única representativas das mesas das lajes nervuradas do “bloco B” do edifício.

FIGURA 2.73 – Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as alturas das placas representativas das lajes:

LJN – lajes nervuradas em caixão perdido (placas com alturas de 16 cm = 10 + 6; 12 cm = 8 + 4; 8 cm = 4 + 4); LJE – laje nervurada em caixão perdido da escada (placa com altura de 24 cm = 18 + 6).

Todas as placas possuem suas superfícies médias dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 727,70), exceto as de rampas e escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 8, 9, 9A, 10, 11, 40, 41 e 99).

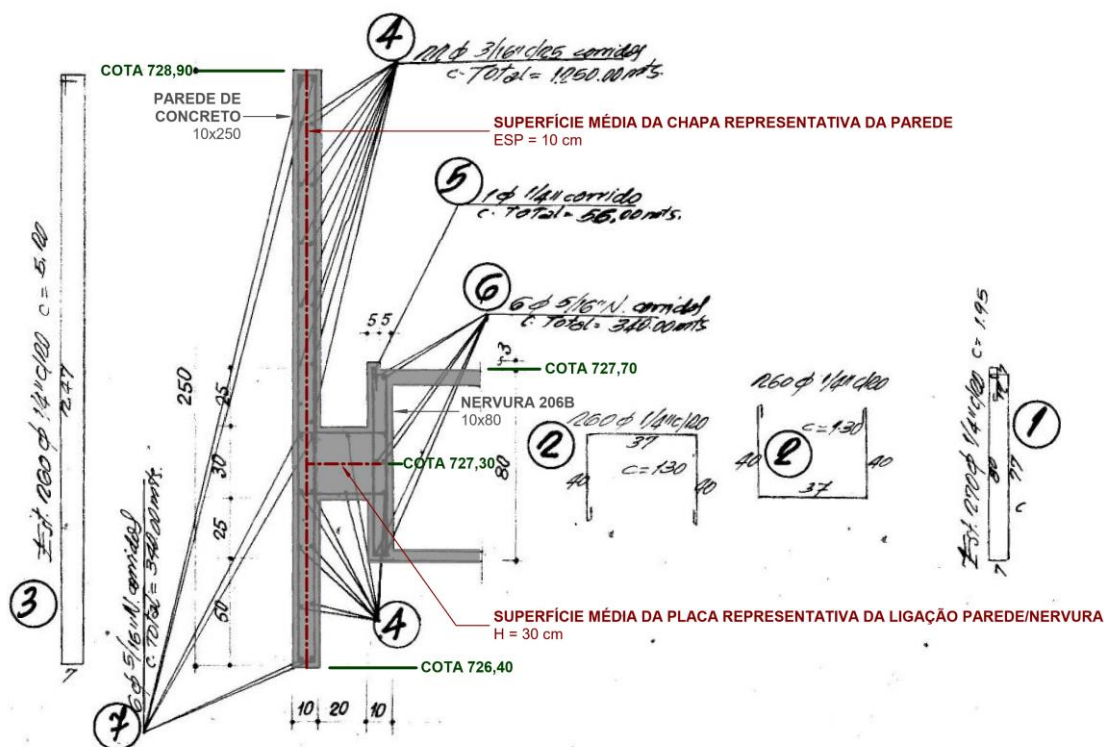
2.5.4.3 Parede estrutural

Além das vigas e lajes nervuradas discutidas em 2.5.4.1 e 2.5.4.2, há no “bloco B”, ao longo da extensão longitudinal do pavimento, uma parede estrutural de aproximadamente 52 m, com 250 cm de altura e 10 cm de espessura, vinculada à nervura de extremidade N206B, conforme indicado na FIGURA 2.74 a seguir.

¹⁹⁴ Exceto as placas que formam as rampas e a escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.

FIGURA 2.74 – Geometria da seção de concreto e armaduras da parede estrutural presente no nível 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para o traçado das superfícies médias da chapa e da placa representativas, respectivamente, da parede estrutural e de sua ligação com a nervura.



Fonte: anotações realizadas pelo autor sobre imagem extraída da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 73).

Nota-se ainda na figura anterior o traçado das superfícies médias da chapa e da placa empregadas para representar, respectivamente, a parede estrutural e sua ligação com a nervura N206B. Para essa ligação, no entanto, como a superfície média da placa situa-se na cota 727,30 e a barra representativa da nervura dispõe-se no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (727,70), foram requeridas barras rígidas verticais com comprimento de 40 cm dispostas – a cada 110 cm – nos encontros da nervura de extremidade (N206B) com as que lhe são ortogonais (N211B, N212B e N213B), conforme apresentado na FIGURA 2.75 a seguir:

FIGURA 2.75 – Representação geométrica da parede estrutural presente no “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

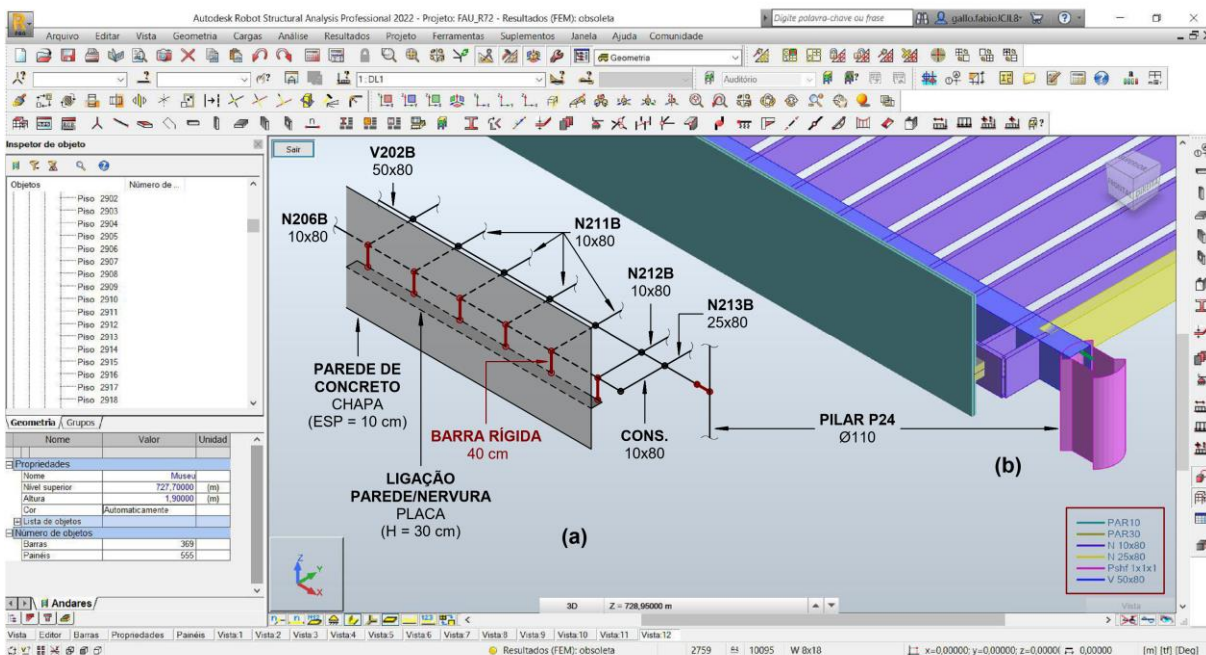
(a) representação dos elementos estruturais por meio de barras, chapa e placa na extremidade da parede de concreto junto ao pilar P24.

(b) visualização volumétrica dos elementos estruturais na extremidade da parede de concreto junto ao pilar P24.

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras, a altura da placa e a espessura da chapa:

PAR 10 – parede estrutural (chapa com espessura de 10 cm); PAR 30 – ligação parede/nervura (placa com altura de 30 cm); N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); N 25x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 25 cm de base e 80 cm de altura); Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 50x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 50 cm de base e 80 cm de altura).

Obs. Todas as barras representativas de vigas e nervuras estão dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 727,70).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 10, 11 e 73).

2.5.5 Biblioteca | “Bloco C” (+4,60) – nível 729,60

O pavimento destinado à biblioteca, referenciado na documentação de projeto estrutural como “bloco C”, situa-se na cota +4,60 em relação à referência de nível (RN = 0,00) tomada na cota 725,00, ou seja, possui a superfície superior das lajes alinhada à cota 729,60, a qual se adotou como referência¹⁹⁵ para representação dos elementos estruturais nos modelos analíticos.

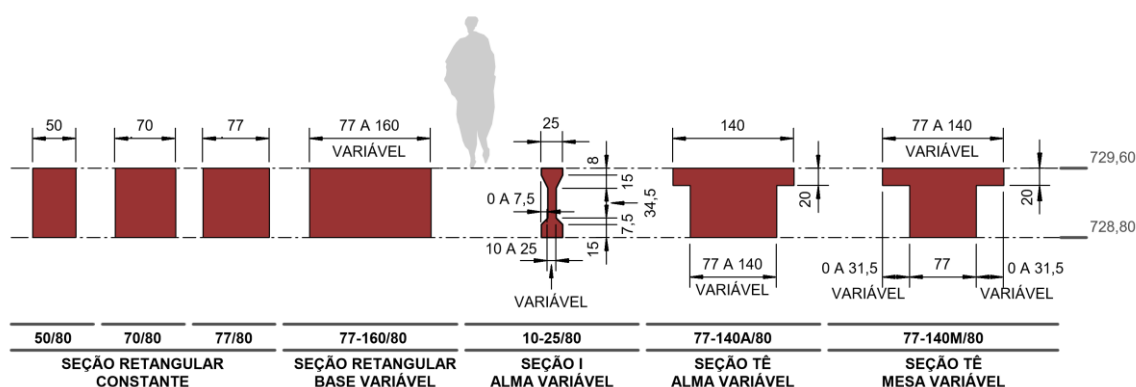
¹⁹⁵ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3.

Além dos pilares internos e externos, já contemplados em 2.4.1 e 2.4.2, respectivamente, há no “bloco C” (biblioteca), vigas, lajes e paredes estruturais, cujas representações geométricas serão discutidas a seguir.

2.5.5.1 Vigas e nervuras de lajes

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as seções transversais das vigas no “bloco C” (biblioteca) possuem formatos constantes ou variáveis ao longo de seus comprimentos. A FIGURA 2.76, adaptada do APÊNDICE A, item A.5, reúne as quatro seções transversais retangulares e as três seções com formato não convencional das vigas presentes no nível da biblioteca (729,60 | +4,60) do edifício Vilanova Artigas. Em relação às seções transversais variáveis ao longo do comprimento da viga, uma é retangular com variação na base, outra possui seção em formato de I, na qual a variação ocorre na espessura da alma e, por fim, outras duas apresentam seção em formato de Tê, sendo uma com largura de mesa variável e outra com variação na espessura da alma.

FIGURA 2.76 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco C” (biblioteca) – cota 729,60 | +4,60 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.5.

Conforme apresentado na FIGURA 2.76, as seções transversais das vigas no pavimento destinado à biblioteca são niveladas pelos tops, na cota 729,60, e variam quanto a formatos e dimensões. Da variação quanto ao formato decorre que, assim como discutido para a representação das vigas dos demais pavimentos, as cotas altimétricas dos C.G.'s das seções resultam distintas e, portanto, que as barras

que as representam – cujas posições são definidas pelo lugar geométrico descrito pelos respectivos C.G.'s – disponham-se também em diferentes níveis nos modelos analíticos. No entanto, como na estrutura real essas vigas são solidárias umas às outras e também às lajes, manteve-se prevalente a estratégia de representação ora adotada¹⁹⁶, em que as barras que as descrevem são dispostas no nível estrutural de referência tomado para o pavimento (neste caso na cota 729,60, alusiva à biblioteca), ao qual se alinham os topos das seções mediante ferramenta¹⁹⁷ oferecida pelo programa computacional para simulação da excentricidade vertical¹⁹⁸.

Em relação à representação da região comum entre vigas e pilares, manteve-se a estratégia já discutida para os demais pavimentos, na qual se vinculam vigas à pilares mediante emprego de barras rígidas, conforme preconizado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 87). No nível da biblioteca, os trechos rígidos existentes ligam vigas de altura 80 cm a pilares internos de Ø110 cm e Ø70 cm, conforme já discutido na FIGURA 2.37 (a) e FIGURA 2.68, respectivamente.

Quanto aos trechos de vigas com seções transversais variáveis ao longo do comprimento, em formatos retangular ou Tê, o programa computacional as disponibiliza no banco de seções e traz a possibilidade de variar suas dimensões ao longo da extensão das barras, conforme exemplificado a seguir, na FIGURA 2.77, para trechos das vigas V300C e V301C.

¹⁹⁶ Cf. FIGURA 2.35, na qual se ilustra a estratégia adotada para consideração da excentricidade vertical das vigas aplicada ao pavimento destinado ao auditório.

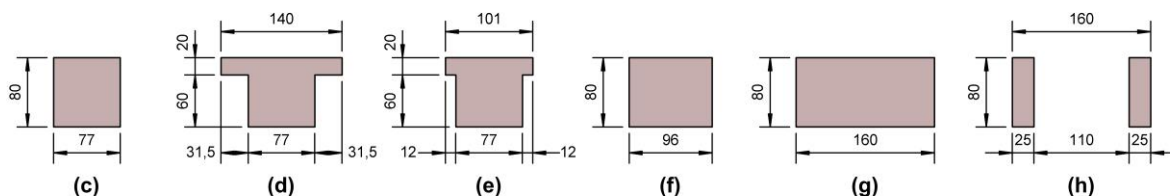
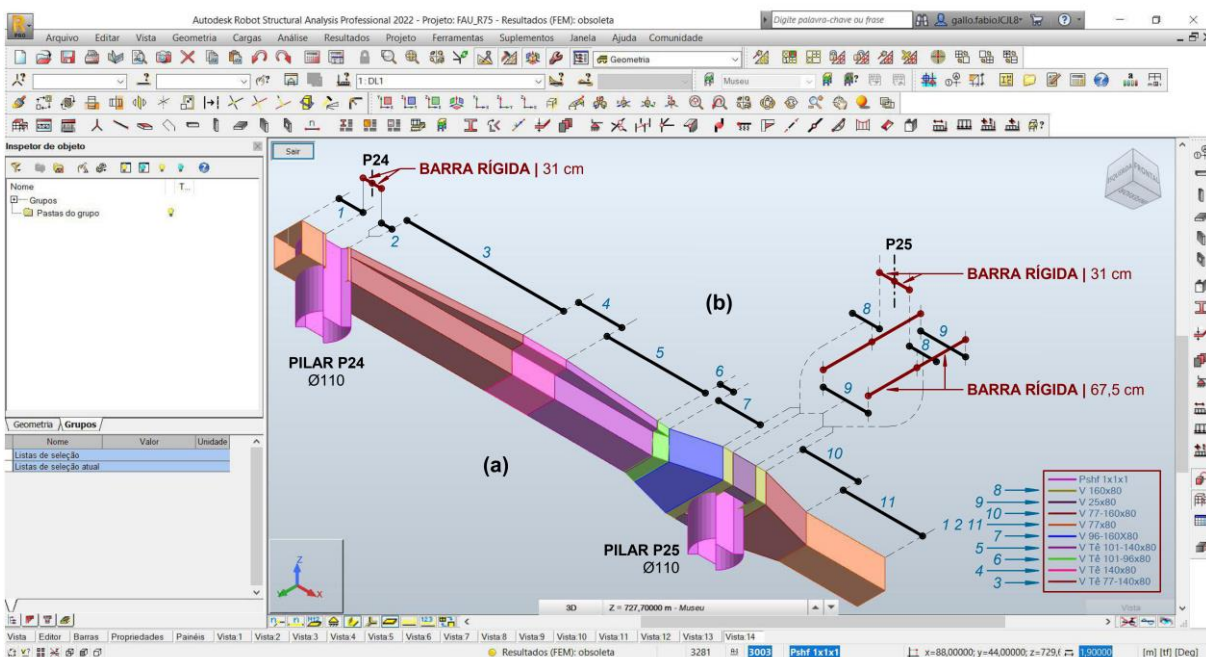
¹⁹⁷ Cf. nota 142.

¹⁹⁸ Cf. nota 143.

FIGURA 2.77 – Singularidades na representação geométrica de vigas: trechos com seções transversais constantes e variáveis ao longo do comprimento das vigas V300C e V301C no “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica de trechos da viga com seções transversais constantes e variáveis ao longo do comprimento;
- (b) representação da viga por meio das barras 1 (67,5 cm), 2 (8,28 cm), 3 (450,72 cm), 4 (120 cm), 5 (275 cm), 6 (36,44 cm), 7 (118,63 cm), 8 (29 cm), 9 (64 cm), 10 (155 cm), 11 (220 cm) e das barras rígidas (31 cm) que a vinculam aos pilares e também as que vinculam as barras 8 a 9 (67,5 cm);
- (c) seção transversal retangular constante aplicada às barras 1, 2 e 11;
- (d) seção transversal constante em formato de Tê aplicada à barra 4;
- (e) seção transversal em formato de Tê aplicada no encontro das barras 5 e 6;
- (f) seção transversal retangular aplicada no encontro das barras 6 e 7;
- (g) seção transversal retangular constante aplicada às barras 8;
- (h) seção transversal retangular constante aplicada às barras 9;

Destaque para a legenda na qual constam as dimensões das seções transversais das barras:
 Pshft – pilares internos (barras com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 160x80 – vigas (barras com seção transversal em formato retangular, conforme indicado em g); V 25x80 – vigas (barras com seção transversal em formato retangular, conforme indicado em h); V 77-160x80 – vigas (barras com seção transversal variável entre a indicada em g, na extremidade junto à barra 8, e a, na extremidade junto à barra 11); V 77x80 – vigas (barras com seção transversal em formato retangular, conforme indicado em c); V 96-160x80 – vigas (barra com seção transversal variável entre a indicada em f, na extremidade junto à barra 6, e g, na extremidade junto à barra 8); V Tê 101-140x80 – vigas (barra com seção transversal variável entre a indicada em e, na extremidade junto à barra 6, e d, na extremidade junto à barra 4); V Tê 101-96x80 – vigas (barra com seção transversal variável entre a indicada em e, na extremidade junto à barra 5, e f, na extremidade junto à barra 7); V Tê 140x80 – vigas (barra com seção transversal em formato de Tê, conforme indicado em d); V Tê 77-140x80 – vigas (barra com seção transversal variável entre a indicada em c, na extremidade junto à barra 2, e d, na extremidade junto à barra 4).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos itens A.3 e A.5 do APÊNDICE A e do item 14.6.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

No caso das vigas protendidas^{199 200}, que vencem o vão de 22 m na faixa central do edifício, são análogas às existentes no “bloco A”, cuja representação foi discutida em 2.5.3.1, na FIGURA 2.61.

Quanto às representações dos lances de rampa e escada que ligam o pavimento destinado à biblioteca (729,60 | +4,60) ao do museu (727,70 | +2,70), são equivalentes às discutidas em 2.5.4.1, na FIGURA 2.70 e FIGURA 2.71, respectivamente.

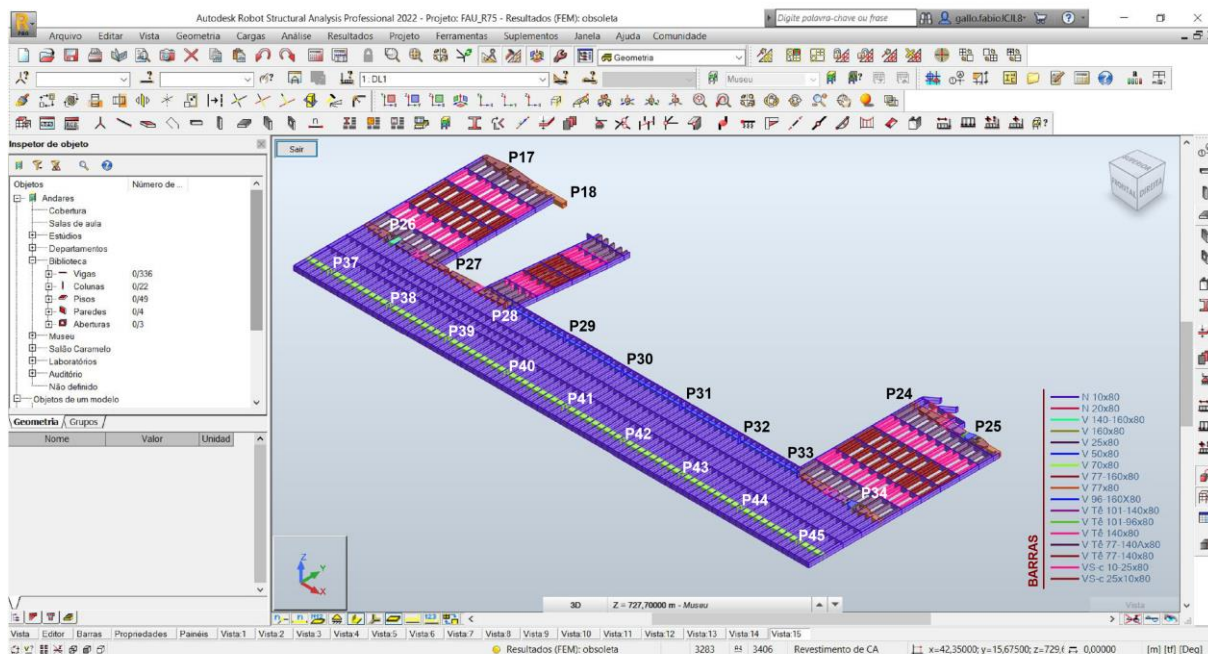
A FIGURA 2.78, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, considerando as singularidades discutidas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descreve-las nos modelos estruturais analíticos.

¹⁹⁹ A seção transversal variável das vigas protendidas V.A e V.B está indicado como 10-25/80 na FIGURA 2.76.

²⁰⁰ Cf. nota 182.

FIGURA 2.78 – Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras:
 V – vigas com seção em formato retangular; N – nervuras da laje; V Tê – trechos de vigas com seção em formato de Tê, análogas às indicadas na FIGURA 2.60 e FIGURA 2.77; VS – trechos de vigas com seção em formato de “I” presentes na rampa e nas extremidades à esquerda e à direita do pavimento, análogas às indicadas na FIGURA 2.61.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.76, FIGURA 2.77, FIGURA 2.37, FIGURA 2.61, FIGURA 2.68, FIGURA 2.70, FIGURA 2.71 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 10, 11, 12A, 13, 16, 16A, 17, 77, 82, 94, 95 e 99).

2.5.5.2 Mesas de lajes nervuradas

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes presentes no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, são nervuradas, em caixão perdido, com mesas superiores e inferiores de, respectivamente, 10 cm e 6 cm, 8 cm e 4 cm, 7 cm e 4 cm, 4 cm e 4 cm; e, na escada que liga o “bloco C” e o “bloco B” (museu), 18 cm²⁰¹ e 6 cm. A estratégia utilizada para descrever geometricamente as mesas superior e inferior nos modelos analíticos consiste, conforme já discutido e apresentado na FIGURA 2.26, na adoção de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas e superfície média disposta

²⁰¹ A altura equivalente (e) de 18 cm representativa da mesa superior desta escada foi obtida com base no modelo matemático apresentado na FIGURA 2.44. Neste caso, as dimensões a , b , c e d indicadas no modelo são, respectivamente, 30 cm, 3 cm, 17,27 cm e 10 cm.

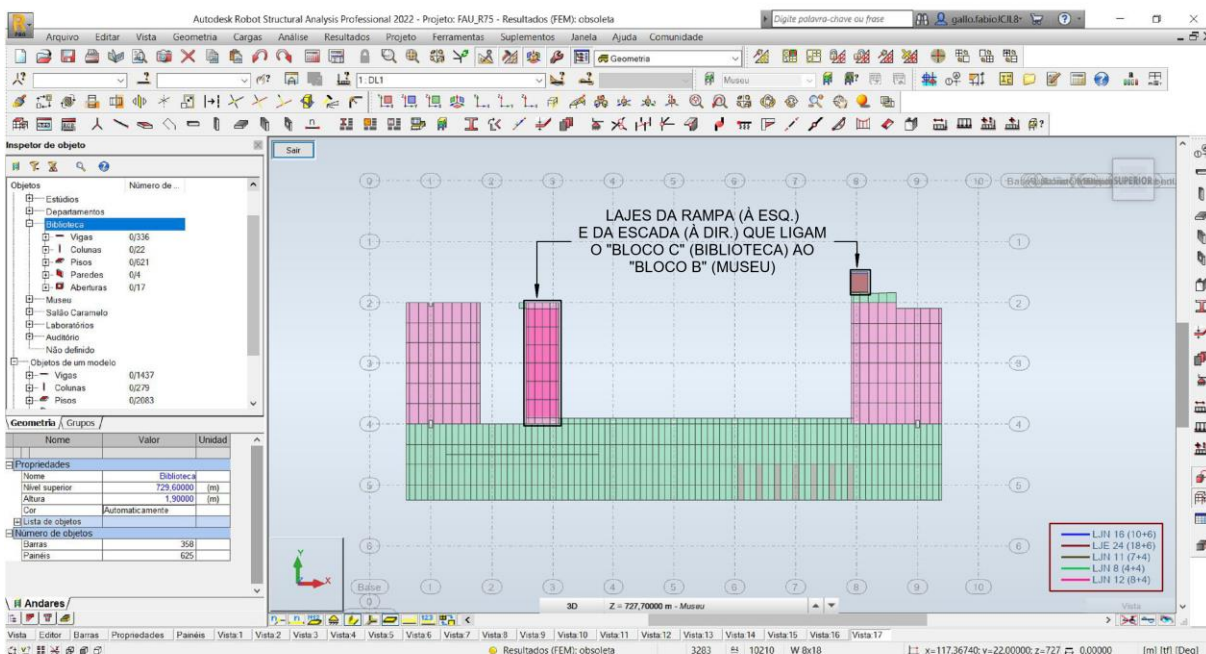
alinhada ao nível estrutural de referência²⁰². A FIGURA 2.79, apresentada a seguir, traz as placas de espessura única representativas das mesas das lajes nervuradas do “bloco C” do edifício.

FIGURA 2.79 – Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as alturas das placas representativas das lajes:

LJN – lajes nervuradas em caixão perdido (placas com alturas de 16 cm = 10 + 6; 12 cm = 8 + 4; 11 cm = 7 + 4; 8 cm = 4 + 4);
LJE – laje nervurada em caixão perdido da escada (placa com altura de 24 cm = 18 + 6).

Todas as placas possuem suas superfícies médias dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 729,60), exceto as de rampas e escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 10, 11, 12A, 13, 16, 16A, 17, 42, 42A, 43, 77, 82, 94, 95 e 99).

2.5.5.3 Paredes estruturais

Além das vigas e lajes nervuradas discutidas em 2.5.5.1 e 2.5.5.2, há no “bloco C”, paredes estruturais com espessuras de 8 cm e 10 cm vinculadas a nervuras da laje de piso. Conforme exemplificado na FIGURA 2.80 para a parede 409D, nota-se continuidade nas armaduras da parede e da nervura que a embasa, além de excentricidade horizontal de 1 cm entre a superfície média da chapa representativa

²⁰² Exceto as placas que formam as rampas e a escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.

da parede e o C.G. da seção transversal da nervura, no qual se posiciona a barra que a descreve. Isto posto, a representação geométrica adotada contempla o comportamento conjunto da parede com a nervura – mediante simples coincidência entre barra e face inferior da chapa – mas, no entanto, suprime a pequena excentricidade entre os elementos, ou seja, alinhou-se a chapa representativa da parede à barra que descreve a nervura.

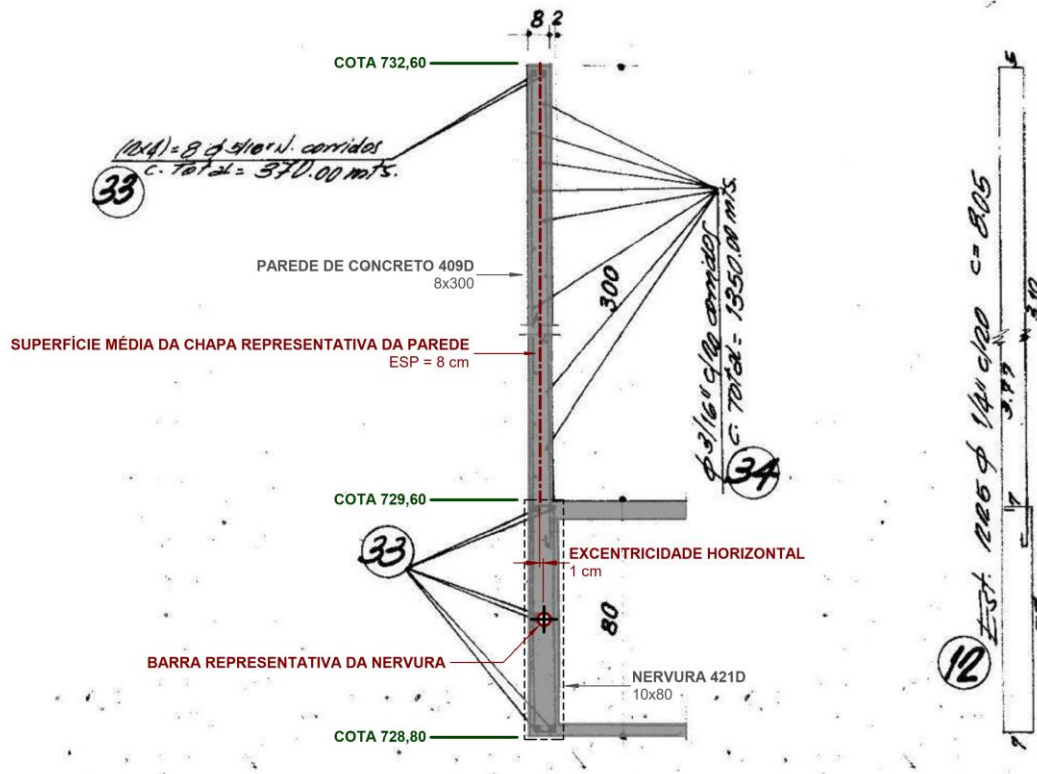
Além da parede 409D, com 8 cm de espessura – FIGURA 2.80 –, há ainda paredes com espessura de 10 cm, as quais, por possuírem espessura coincidente com a dimensão de base das nervuras em que se apoiam, não apresentam excentricidade horizontal entre a chapa e barra que, respectivamente, as representam. Nessas paredes, assim como para a parede 409D, as chapas e barras são também solidárias devido à continuidade das armaduras, conforme indicado na documentação de projeto estrutural²⁰³.

²⁰³ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: detalhes (sic) das nervuras do bloco C no nível +4,60 (lados esq. e dir.). 1963 (?). N. da obra: 01-328/Folha 77.

FIGURA 2.80 – Geometria da seção de concreto e armaduras de parede estrutural presente no nível 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para o traçado da superfície média da chapa e da posição da barra, representativas, respectivamente, da parede estrutural e da nervura.

Obs. A representação geométrica nos modelos analíticos desprezou a excentricidade horizontal de 1 cm entre a barra e a superfície média da chapa, isto é, alinhou-se esta àquela.



Fonte: anotações realizadas pelo autor sobre imagem extraída da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 82).

2.5.6 Departamentos | “Bloco D” (+6,50) – nível 731,50

O pavimento destinado aos departamentos, referenciado na documentação de projeto estrutural como “bloco D”, situa-se na cota +6,50 em relação à referência de nível (RN = 0,00) tomada na cota 725,00, ou seja, possui a superfície superior das lajes alinhada à cota 731,50, a qual se adotou como referência²⁰⁴ para representação dos elementos estruturais nos modelos analíticos.

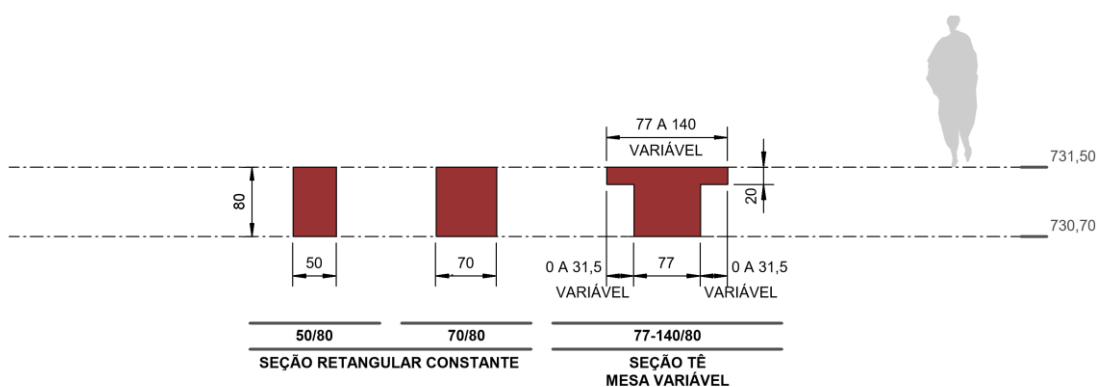
²⁰⁴ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3.

Além dos pilares internos e externos, já contemplados em 2.4.1 e 2.4.2, respectivamente, há no “bloco D” (departamentos), vigas, lajes e paredes estruturais, cujas representações geométricas serão discutidas a seguir.

2.5.6.1 Vigas e nervuras de lajes

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as seções transversais das vigas no “bloco D” (departamentos) possuem formatos constantes ou variáveis ao longo de seus comprimentos. A FIGURA 2.81, adaptada do APÊNDICE A, item A.5, reúne as duas seções transversais retangulares (constantes) e a seção em Tê com largura de mesa variável das vigas presentes no nível dos departamentos (731,50 | +6,50) do edifício Vilanova Artigas.

FIGURA 2.81 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco D” (departamentos) – cota 731,50 | +6,50 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.5.

Conforme apresentado na FIGURA 2.81, as seções transversais das vigas do pavimento destinado aos departamentos são niveladas pelos topos, na cota 731,50, e variam quanto a formatos e dimensões. Da variação quanto ao formato decorre que, assim como discutido para a representação das vigas dos demais pavimentos, as cotas altimétricas dos C.G.'s das seções resultam distintas e, portanto, que as barras que as representam – cujas posições são definidas pelo lugar geométrico descrito pelos respectivos C.G.'s – disponham-se também em diferentes níveis nos modelos analíticos. No entanto, como na estrutura real essas vigas são solidárias umas às outras e também às lajes, manteve-se prevalente a estratégia de

representação ora adotada²⁰⁵, em que as barras que as descrevem são dispostas no nível estrutural de referência tomado para o pavimento (neste caso na cota 731,50, alusiva aos departamentos), ao qual se alinham os topos das seções mediante ferramenta²⁰⁶ oferecida pelo programa computacional para simulação da excentricidade vertical²⁰⁷.

Em relação à representação da região comum entre vigas e pilares, manteve-se a estratégia já discutida para os demais pavimentos, na qual se vinculam vigas à pilares mediante emprego de barras rígidas, conforme preconizado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 87). No nível dos departamentos, os trechos rígidos existentes ligam vigas de altura 80 cm a pilares internos de Ø110 cm e Ø70 cm, conforme já discutido na FIGURA 2.37 (a) e FIGURA 2.68, respectivamente.

Quanto aos trechos de vigas com seção transversal em formato de Tê com largura de mesa variável ao longo do comprimento – presentes nas vigas V402D e V403D²⁰⁸ do “bloco D” –, foram representados nos modelos analíticos conforme discutido na FIGURA 2.60, para o caso das vigas V101A e V102A, que lhe são análogas no “bloco A” do edifício.

No que se refere às representações dos lances de rampa e escada que ligam o pavimento destinado aos departamentos (731,50 | +6,50) ao da biblioteca (729,60 | +4,60), são análogas às discutidas em 2.5.4.1, na FIGURA 2.70 e FIGURA 2.71, respectivamente.

A FIGURA 2.82, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, considerando as singularidades apontadas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descreve-las nos modelos estruturais analíticos.

²⁰⁵ Cf. FIGURA 2.35, na qual se ilustra a estratégia adotada para consideração da excentricidade vertical das vigas aplicada ao pavimento destinado ao auditório.

²⁰⁶ Cf. nota 142.

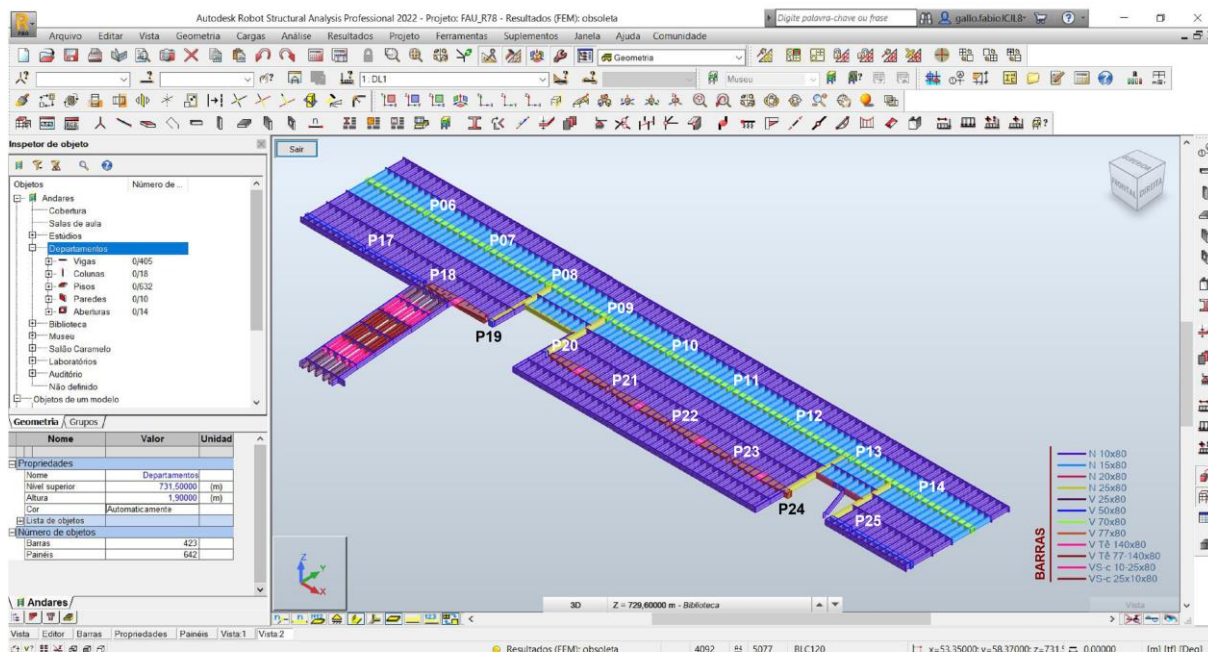
²⁰⁷ Cf. nota 143.

²⁰⁸ A seção transversal variável das vigas V402D e V403D está indicada como 77-140/80 na FIGURA 2.81.

FIGURA 2.82 – Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras:

V – vigas com seção em formato retangular; N – nervuras da laje; V Tê – trechos de vigas com seção em formato de Tê, análogas às indicadas na FIGURA 2.60; VS – trechos de vigas com seção em formato de “I” presentes na rampa, análogas às indicadas na FIGURA 2.61.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.81, FIGURA 2.37, FIGURA 2.68, FIGURA 2.70, FIGURA 2.71 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12, 12A, 13, 16, 16A, 95 e 99).

2.5.6.2 Mesas de lajes nervuradas

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes presentes no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, são nervuradas, em caixão perdido, com mesas superiores e inferiores de, respectivamente, 10 cm e 6 cm, 8 cm e 4 cm, 7 cm e 4 cm, 4 cm e 4 cm; e, na escada que liga o “bloco D” e o “bloco C” (biblioteca), 18 cm²⁰⁹ e 6 cm. A estratégia utilizada para descrever geometricamente as mesas superior e inferior nos modelos analíticos consiste, conforme já discutido e apresentado na FIGURA 2.26, na adoção de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas e superfície média disposta

²⁰⁹ A altura equivalente (e) de 18 cm representativa da mesa superior desta escada foi obtida com base no modelo matemático apresentado na FIGURA 2.44. Neste caso, as dimensões a, b, c e d indicadas no modelo são, respectivamente, 30 cm, 3 cm, 17,27 cm e 10 cm.

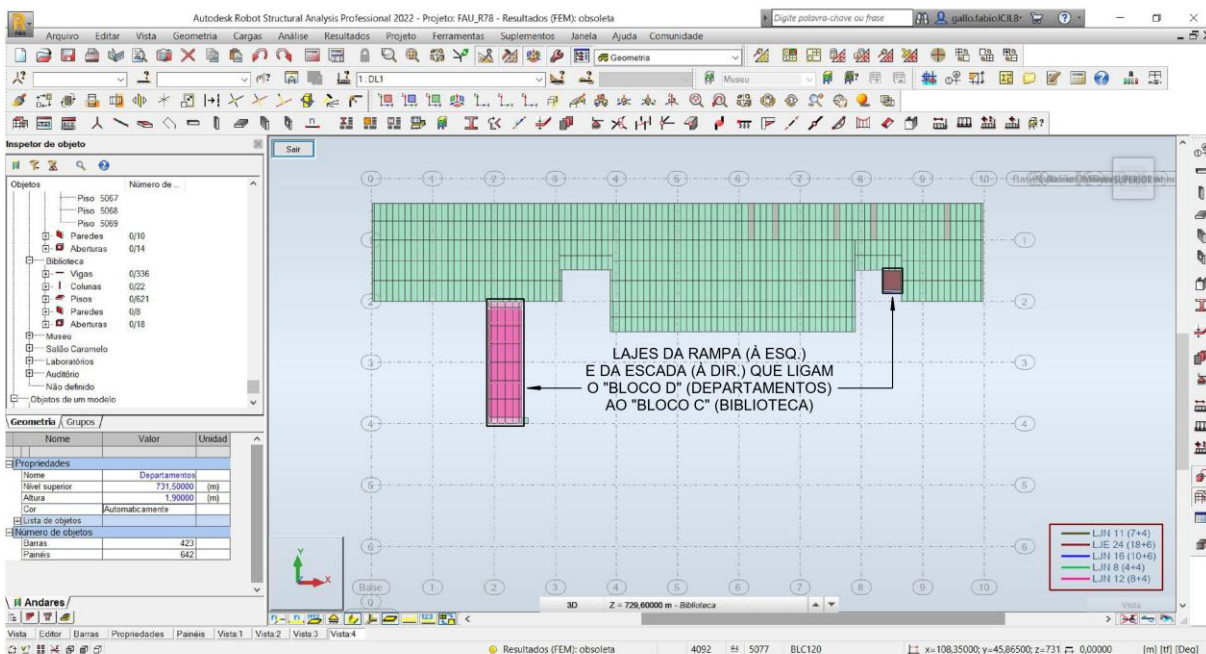
alinhada ao nível estrutural de referência²¹⁰. A FIGURA 2.83, apresentada a seguir, traz as placas de espessura única representativas das mesas das lajes nervuradas do “bloco D” do edifício.

FIGURA 2.83 – Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as alturas das placas representativas das lajes:

LJN – lajes nervuradas em caixão perdido (placas com alturas de 16 cm = 10 + 6; 12 cm = 8 + 4; 11 cm = 7 + 4; 8 cm = 4 + 4);
LJE – laje nervurada em caixão perdido da escada (placa com altura de 24 cm = 18 + 6).

Todas as placas possuem suas superfícies médias dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 731,50), exceto as de rampas e escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12, 12A, 13, 16, 16A, 95, 99, 44 e 45).

2.5.6.3 Paredes estruturais

Além das vigas e lajes nervuradas discutidas em 2.5.6.1 e 2.5.6.2, há no “bloco D”, paredes estruturais com espessuras de 8 cm vinculadas a nervuras da laje

²¹⁰ Exceto as placas que formam as rampas e a escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.

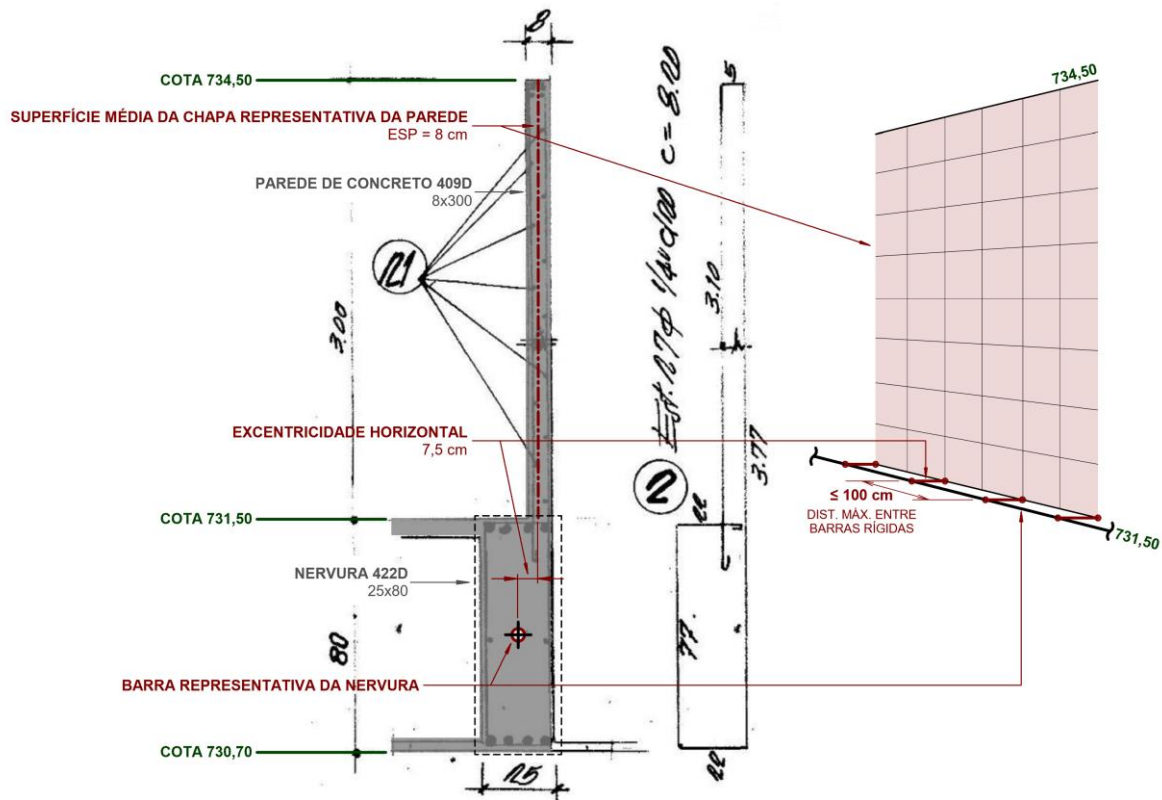
de piso e paredes de 15 cm e 37 cm, que formam as empenas das fachadas noroeste e sudeste²¹¹ do edifício.

As três paredes com 8 cm de espessura vinculadas à nervura longitudinal de extremidade junto à fachada nordeste (N411D) são similares à apresentada em 2.5.4.3 na FIGURA 2.74 e seguem, portanto, a mesma estratégia de representação discutida na FIGURA 2.75. Além dessas, há outras três, também com 8 cm de espessura, sobre as nervuras N406D, N421D e N422D, que delimitam o pavimento entre os pilares P20 e P24, na região do atelier interdepartamental. Nesse caso, as paredes são análogas a apresentada em 2.5.5.3 na FIGURA 2.80 e mantêm a estratégia de representação ora discutida, com exceção do trecho próximo ao pilar P24, no qual a nervura a que se vincula (N422D) tem sua dimensão de base estendida de 10 cm para 25 cm, ampliando, portanto, a excentricidade horizontal entre chapa e barra representativas da parede e da nervura, respectivamente. Isto posto, a excentricidade de 1 cm – desprezada na representação geométrica da parede sobre nervuras com 10 cm de base – amplia-se para 7,5 cm e barras rígidas horizontais são requeridas para efetivar o vínculo entre a chapa e a barra, conforme ilustrado a seguir na FIGURA 2.84.

²¹¹ Para identificação das fachadas noroeste e sudeste, cf. FIGURA 2.1.

FIGURA 2.84 – Parede estrutural presente no nível 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas: geometria da seção de concreto, armaduras e singularidades na representação geométrica em modelos analíticos.

- (a) geometria da seção de concreto, armaduras, traçado da superfície média da chapa e da posição da barra, representativas, respectivamente, da parede estrutural e da nervura.
- (b) singularidades na representação geométrica da parede: emprego de barras rígidas horizontais espaçadas de no máximo 100 cm e com comprimento de 7,5 cm para contemplar a excentricidade horizontal entre a barra e a superfície média da chapa.



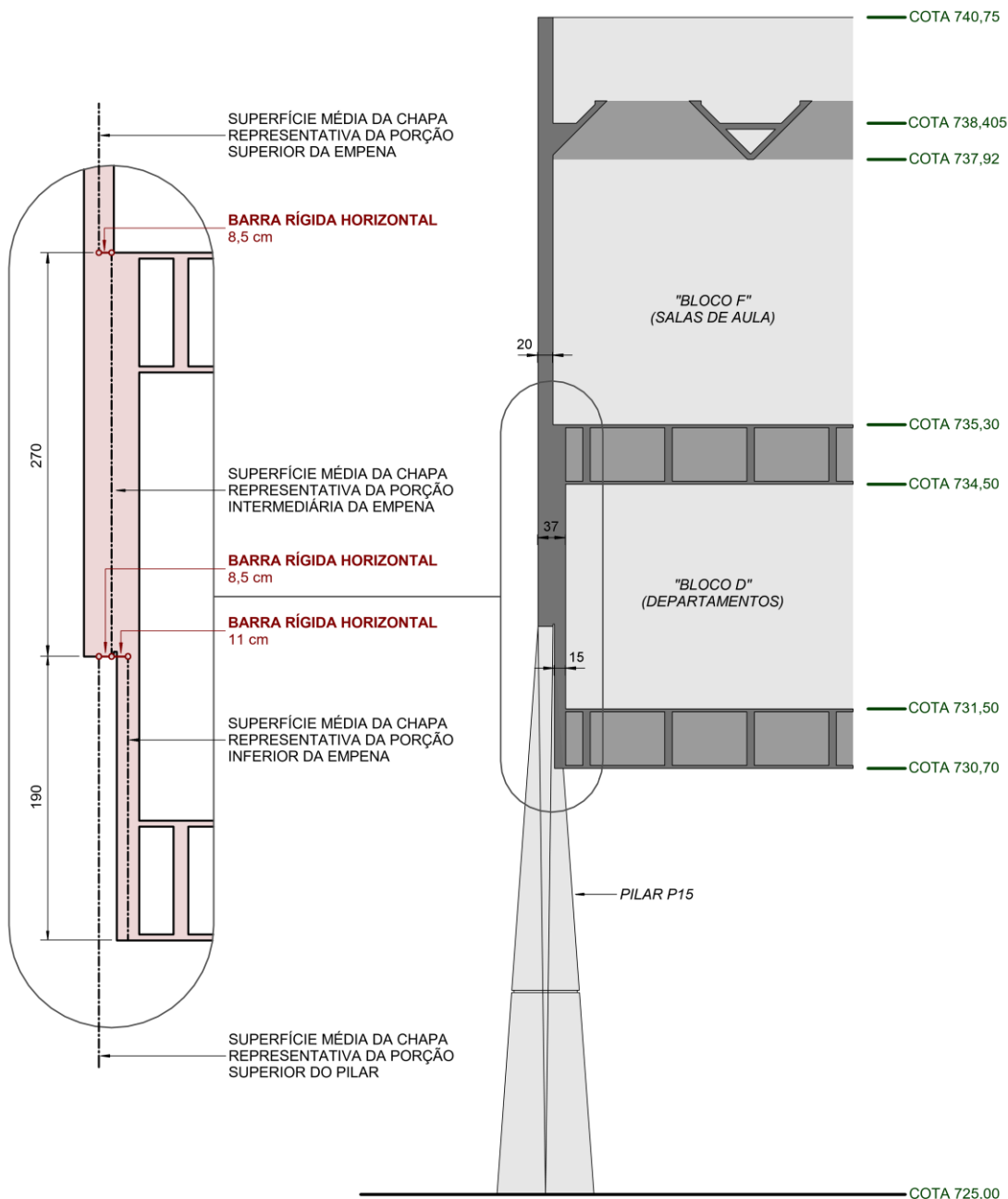
Fonte: anotações realizadas pelo autor sobre imagem extraída da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 82).

Quanto às paredes de concreto que formam as empenas das fachadas noroeste e sudeste, são referenciadas na documentação de projeto estrutural como “parede III” e “parede IV”, respectivamente. Conforme apresentado na FIGURA 2.85, as empenas possuem espessuras de 15 cm, 37 cm e, no “bloco F” (salas de aula), 20 cm. Essa variação nas espessuras traz singularidades em relação à representação geométrica, na medida em que implica excentricidades horizontais entre as superfícies médias das chapas que descrevem cada trecho de empena. A estratégia adotada nesse caso, para efetivar a ligação entre chapas dispostas em diferentes planos, prevê barras rígidas horizontais espaçadas a cada 50 cm com comprimentos de 11 cm e 8,5 cm.

FIGURA 2.85 – Geometria da seção de concreto da empena presente na fachada noroeste (“parede III”), que nasce no nível 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para o traçado das superfícies médias das chapas representativas da empena.

Obs. As excentricidades horizontais entre superfícies médias de chapas foram representadas nos modelos analíticos mediante emprego de barras rígidas horizontais espaçadas de no máximo 50 cm, conforme apresentado na FIGURA 2.86 e FIGURA 2.87.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12, 13, 18, 19, 20 e 114).

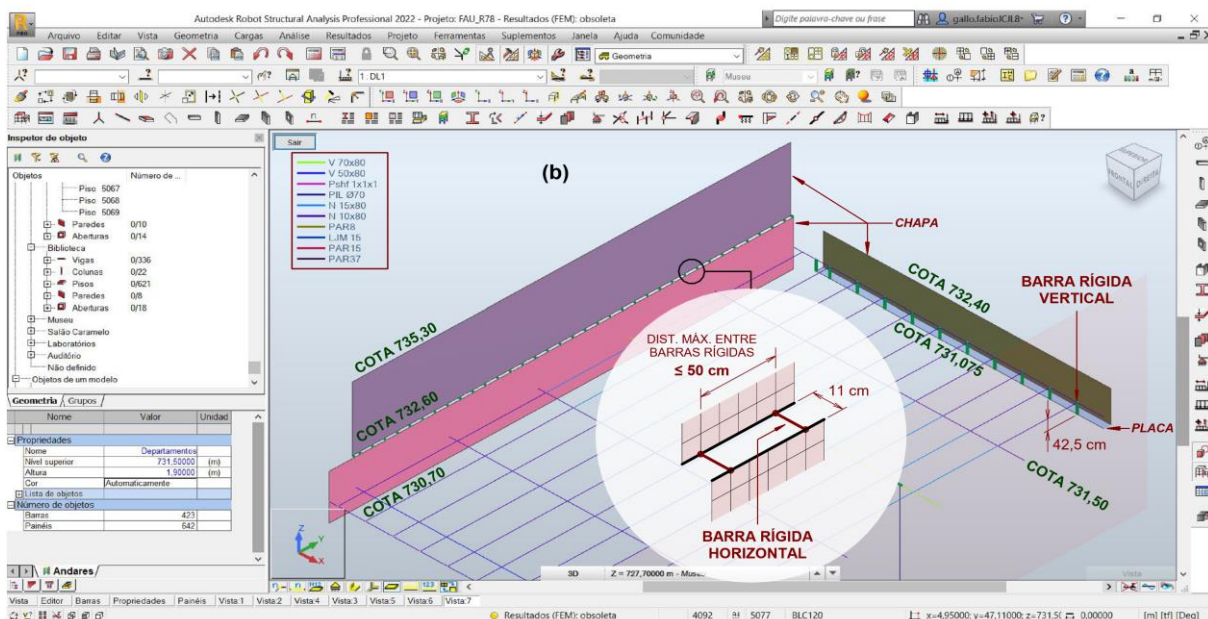
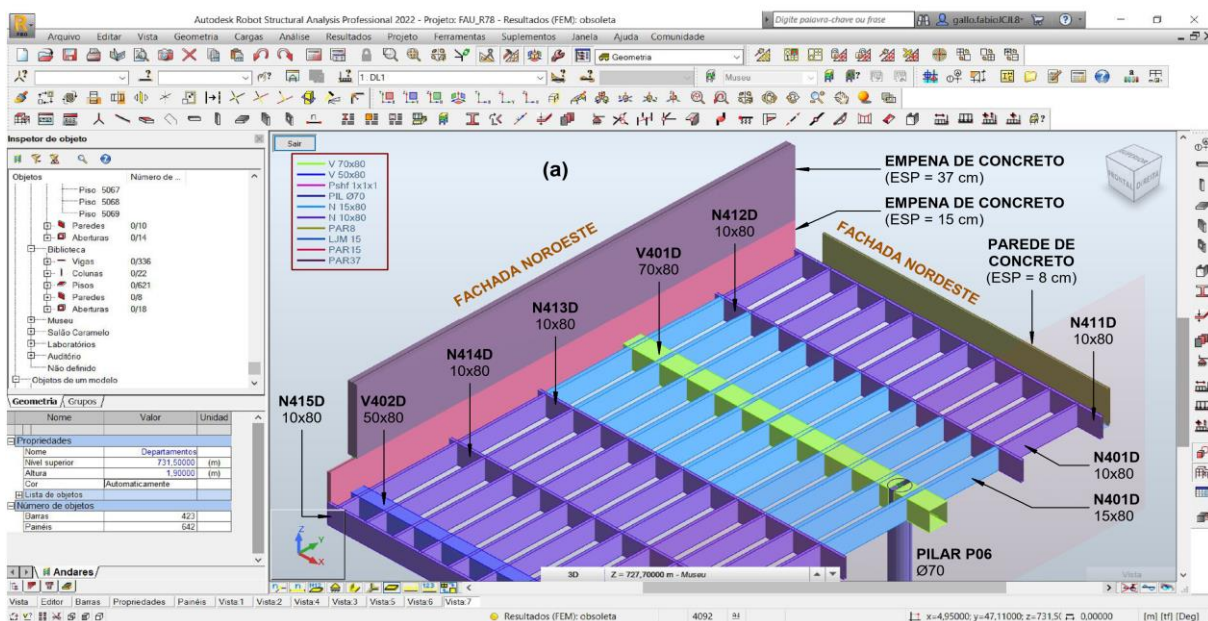
A porção inferior da empena, na qual descarregam vigas (V401D e V402D) e nervuras (N411D a N415D) longitudinais do pavimento, liga-se à porção intermediária mediante emprego de barras rígidas horizontais com comprimento de

11 cm dispostas a cada 50 cm ao longo da extensão das chapas que as descrevem, conforme ilustrado na FIGURA 2.86. No trecho em que a porção intermediária da empena apoia-se na porção superior do pilar externo, as chapas que as representam são também vinculadas por meio de barras rígidas horizontais dispostas a cada 50 cm com comprimento de, no entanto, 8,5 cm. Essas barras que partem da chapa representativa da porção intermediária da empena em direção ao pilar externo são defasadas em 25 cm daquelas que a ligam à chapa que descreve a porção inferior da empena, conforme apresentado na FIGURA 2.87.

FIGURA 2.86 – Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras rígidas horizontais para vincular chapas representativas de trechos de empena com espessuras distintas e emprego barras rígidas verticais para vincular a placa de ligação da parede na fachada nordeste com a nervura de extremidade N411D no nível 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais;
- (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras, placas e chapas. Destaque para o espaçamento máximo de 50 cm entre barras rígidas horizontais com 11 cm de comprimento que vinculam chapas representativas da empena.

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras, alturas das placas e espessuras das chapas:
 V 70x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 70 cm de base e 80 cm de altura); V 50x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 50 cm de base e 80 cm de altura); Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); N 15x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 15 cm de base e 80 cm de altura); N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); PAR 8 – parede estrutural (chapa com espessura de 8 cm); PAR 15 – parede estrutural (chapa com espessura de 15 cm); PAR 37 – parede estrutural (chapa com espessura de 37 cm); LJM 15 – ligação parede/nervura (placa com altura de 15 cm).

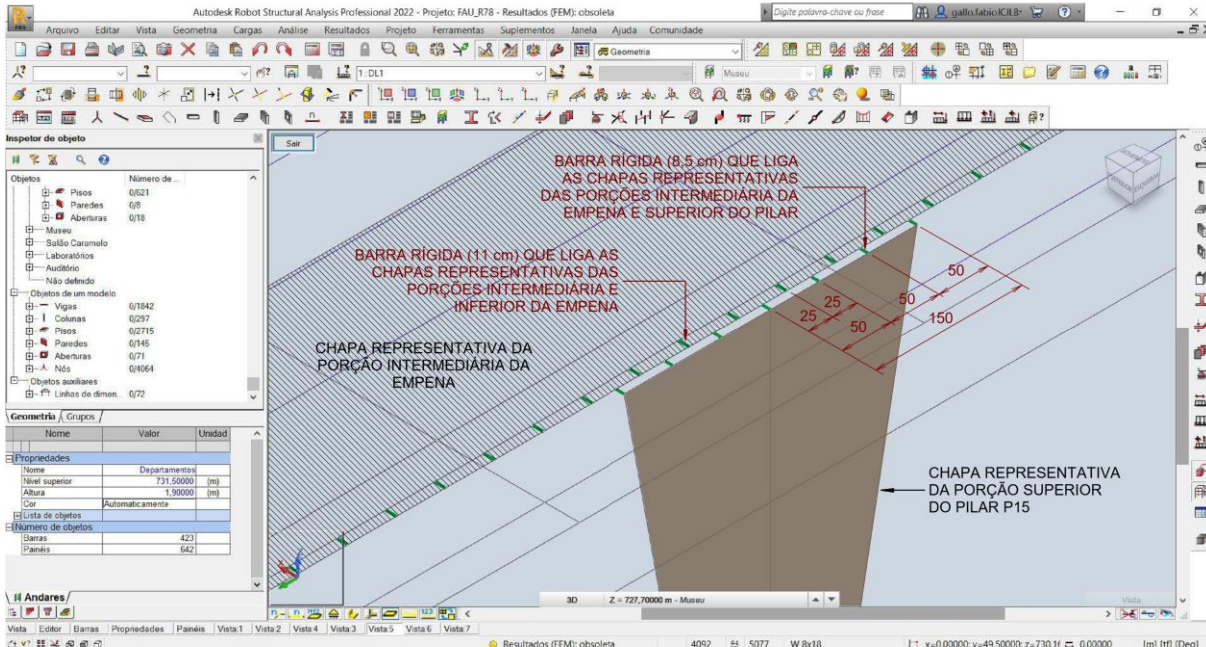


Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12 e 114).

FIGURA 2.87 – Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras rígidas horizontais para vincular chapas representativas de trechos de empena e pilares externos no nível 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a defasagem de 25 cm entre as barras rígidas horizontais que vinculam a chapa representativa da porção intermediária da empena ao pilar externo e as que a ligam à chapa que descreve a porção inferior da empena.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12, 98-B e 114).

2.5.7 Estúdios | “Bloco E” (+8,40) – nível 733,40

O pavimento destinado aos estúdios, referenciado na documentação de projeto estrutural como “bloco E”, situa-se na cota +8,40 em relação à referência de nível (RN = 0,00) tomada na cota 725,00, ou seja, possui a superfície superior das lajes alinhada à cota 733,40, a qual se adotou como referência²¹² para representação dos elementos estruturais nos modelos analíticos.

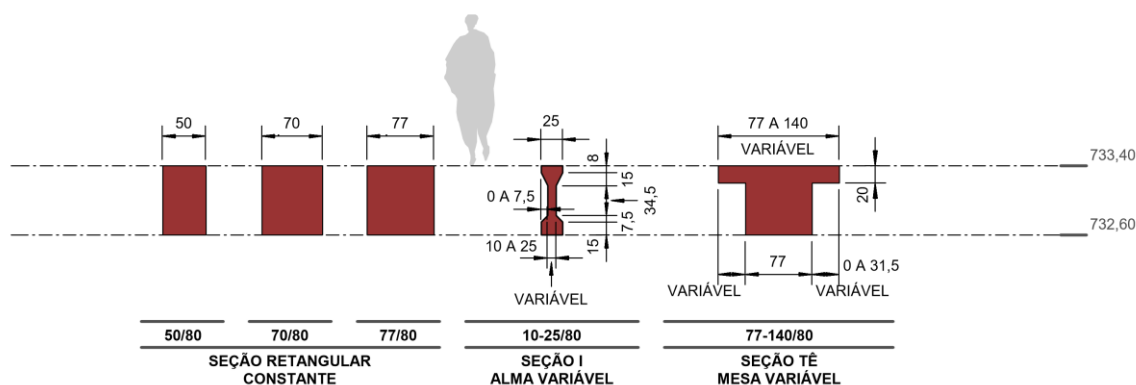
Além dos pilares internos e externos, já contemplados em 2.4.1 e 2.4.2, respectivamente, há no “bloco E” (estúdios), vigas, lajes e paredes estruturais, cujas representações geométricas serão discutidas a seguir.

²¹² Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3.

2.5.7.1 Vigas e nervuras de lajes

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as seções transversais das vigas no “bloco E” (estúdios) possuem formatos constantes ou variáveis ao longo de seus comprimentos. A FIGURA 2.88, adaptada do APÊNDICE A, item A.5, reúne as três seções transversais retangulares (constantes) e as duas seções com formato não convencional das vigas presentes no nível dos estúdios (733,40 | +8,40) do edifício Vilanova Artigas. Em relação às seções transversais variáveis ao longo do comprimento da viga, uma possui formato de I, na qual a variação ocorre na espessura da alma e outra apresenta seção em formato de Tê com variação na largura da mesa.

FIGURA 2.88 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco E” (estúdios) – cota 733,40 | +8,40 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.5.

Conforme apresentado na FIGURA 2.81, as seções transversais das vigas do pavimento destinado aos estúdios são niveladas pelos topos, na cota 733,40, e variam quanto a formatos e dimensões. Da variação quanto ao formato decorre que, assim como discutido para a representação das vigas dos demais pavimentos, as cotas altimétricas dos C.G.'s das seções resultam distintas e, portanto, que as barras que as representam – cujas posições são definidas pelo lugar geométrico descrito pelos respectivos C.G.'s – disponham-se também em diferentes níveis nos modelos analíticos. No entanto, como na estrutura real essas vigas são solidárias umas às outras e também às lajes, manteve-se prevalente a estratégia de representação ora

adotada²¹³, em que as barras que as descrevem são dispostas no nível estrutural de referência tomado para o pavimento (neste caso na cota 733,40, alusiva aos estúdios), ao qual se alinham os topos das seções mediante ferramenta²¹⁴ oferecida pelo programa computacional para simulação da excentricidade vertical²¹⁵.

Em relação à representação da região comum entre vigas e pilares, manteve-se a estratégia já discutida para os demais pavimentos, na qual se vinculam vigas à pilares mediante emprego de barras rígidas, conforme preconizado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 87). No nível dos estúdios, os trechos rígidos existentes ligam vigas de altura 80 cm a pilares internos de Ø110 cm e Ø70 cm, conforme já discutido na FIGURA 2.37 (a) e FIGURA 2.68, respectivamente.

Quanto aos trechos de vigas com seção transversal em formato de Tê com largura de mesa variável ao longo do comprimento – presentes nas vigas V502E e V503E²¹⁶ do “bloco E” –, foram representados nos modelos analíticos conforme discutido na FIGURA 2.60, para o caso das vigas V101A e V102A, que lhe são análogas no “bloco A” do edifício.

No caso das vigas protendidas^{217 218}, que vencem o vão de 22 m na faixa central do edifício, são também análogas às existentes no “bloco A”, cuja representação foi discutida em 2.5.3.1, na FIGURA 2.61.

Além das nervuras com seção em formato retangular de 10 x 80 cm, há no “bloco E” um par de nervuras com 5 x 80 cm dispostas em paralelo e afastadas 2 cm entre si para formar a junta de dilatação transversal que secciona parcialmente o pavimento ao meio no trecho entre o pilar P41 e a empena, conforme apresentado na FIGURA 2.89, a seguir. Além deste pormenor, a figura também ilustra as duas nervuras longitudinais com seção trapezoidal – separadas pela junta de dilatação –,

²¹³ Cf. FIGURA 2.35, na qual se ilustra a estratégia adotada para consideração da excentricidade vertical das vigas aplicada ao pavimento destinado ao auditório.

²¹⁴ Cf. nota 142.

²¹⁵ Cf. nota 143.

²¹⁶ A seção transversal variável das vigas V502E e V503E está indicada como 77-140/80 na FIGURA 2.88.

²¹⁷ A seção transversal variável das vigas protendidas V.A e V.B está indicado como 10-25/80 na FIGURA 2.88.

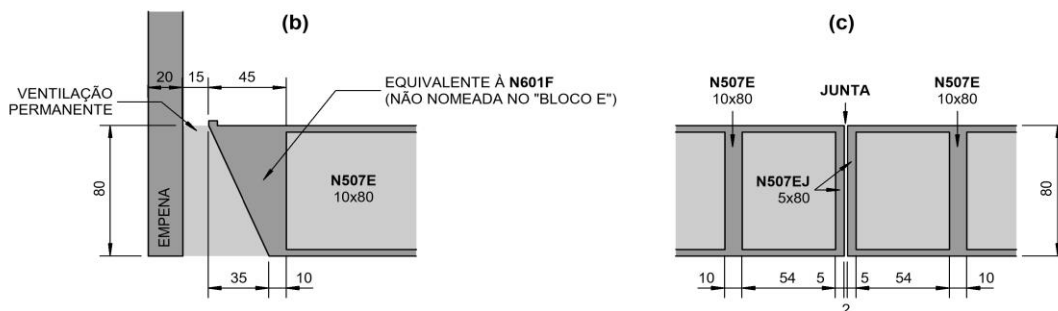
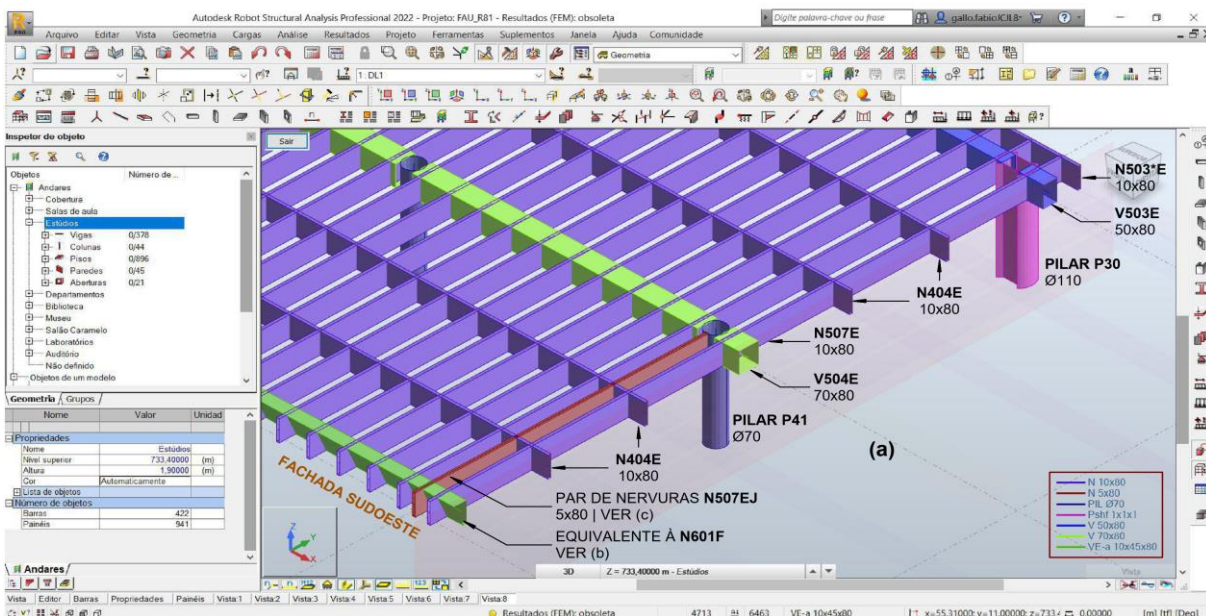
²¹⁸ Cf. nota 182.

que delimitam a ventilação permanente junto ao piso na fachada sudoeste²¹⁹ do edifício.

FIGURA 2.89 – Caracterização geométrica das nervuras longitudinais que delimitam a ventilação permanente junto ao piso e do par de nervuras que formam a junta de dilatação presente no “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais situados na metade do comprimento longitudinal do pavimento;
- (b) corte transversal da nervura de extremidade que delimita a ventilação permanente junto ao piso (no “bloco E” a nervura não foi nomeada, mas é análoga à N601F);
- (c) corte transversal do par de nervuras N507EJ, que formam a junta de dilatação.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras:
 N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); N 5x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 5 cm de base e 80 cm de altura); PIL Ø70 – pilar (barra com seção circular de diâmetro 70 cm); Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V 50x80 – vigas (barras com seção em formato retangular com 50 cm de base e 80 cm de altura); V 70x80 – vigas (barras com seção em formato retangular com 70 cm de base e 80 cm de altura); VE-a 10x45x80 – nervuras (barra com seção conforme indicado em b).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 14, 15 e 92).

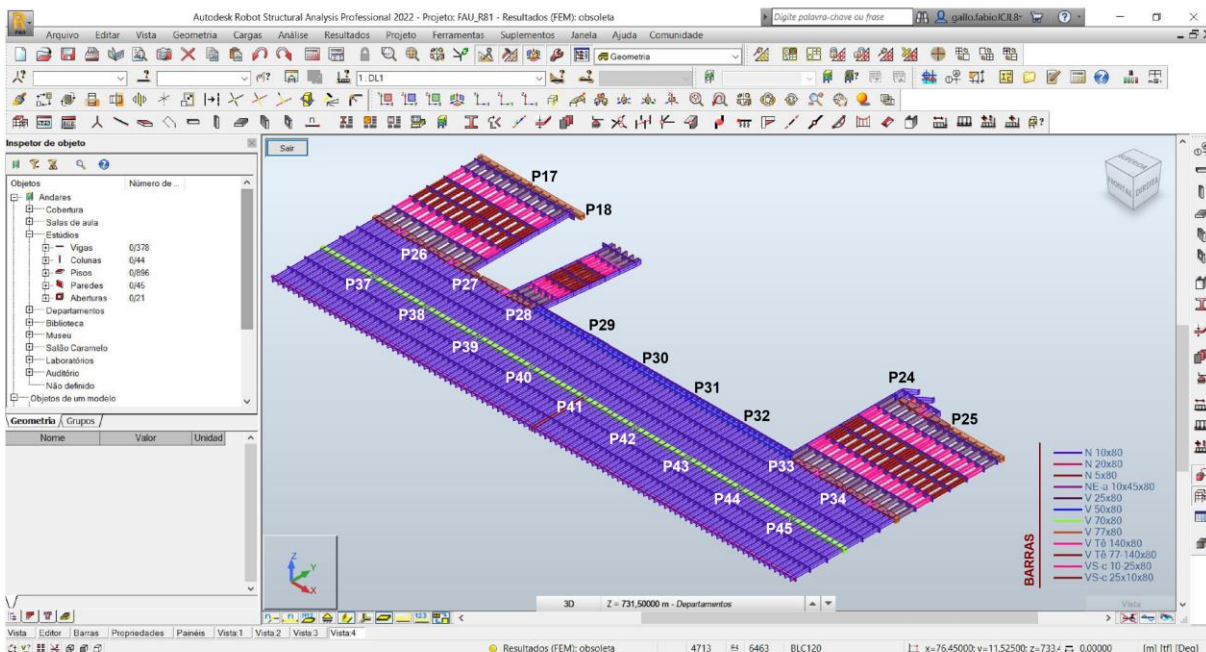
²¹⁹ Para identificação da fachada sudoeste, cf. FIGURA 2.1.

No que se refere às representações dos lances de rampa e escada que ligam o pavimento destinado aos estúdios (733,40 | +8,40) ao dos departamentos (731,50 | +6,50), são equivalentes às discutidas em 2.5.4.1, na FIGURA 2.70 e FIGURA 2.71, respectivamente.

A FIGURA 2.90, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, considerando as singularidades apontadas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descreve-las nos modelos estruturais analíticos.

FIGURA 2.90 – Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras:
 V – vigas com seção em formato retangular; N – nervuras da laje; VE-a 10x45x80 – nervuras com formato de seção trapezoidal, conforme indicado na FIGURA 2.89 (b); V Tê – trechos de vigas com seção em formato de Tê, análogas às indicadas na FIGURA 2.60; VS – trechos de vigas com seção em formato de “I” presentes na rampa e nas extremidades à esquerda e à direita do pavimento, análogas às indicadas na FIGURA 2.61.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.88, FIGURA 2.89, FIGURA 2.37, FIGURA 2.60, FIGURA 2.61, FIGURA 2.68, FIGURA 2.70, FIGURA 2.71 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12, 12A, 13, 14, 15, 18, 19, 94, 95 e 99).

2.5.7.2 Mesas de lajes nervuradas

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes presentes no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova

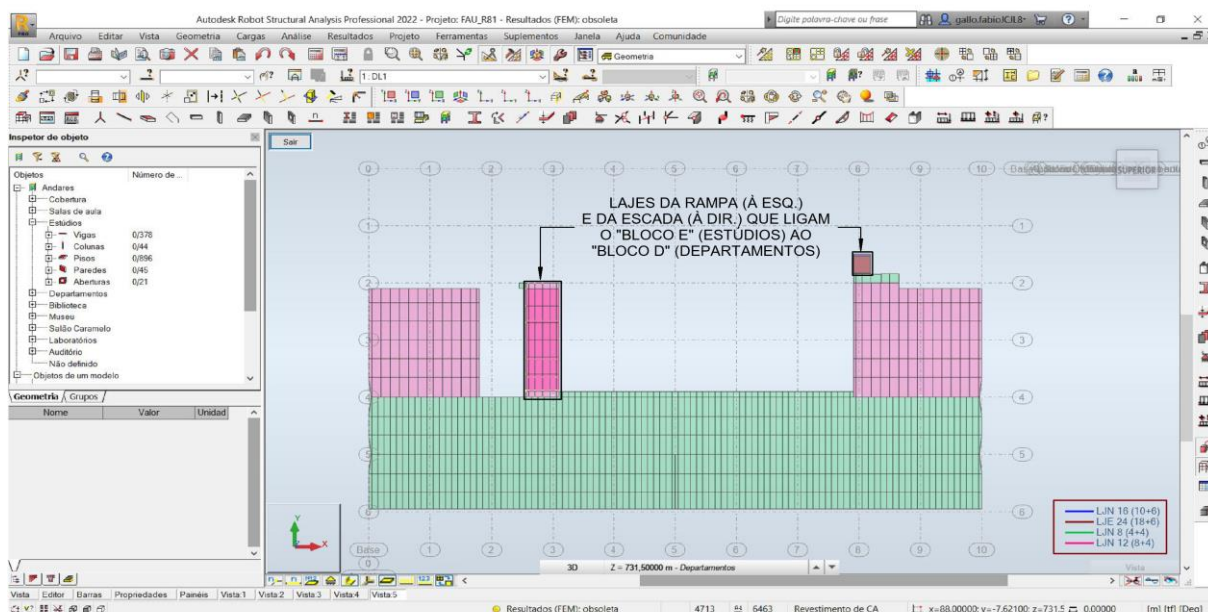
Artigas, são nervuradas, em caixão perdido, com mesas superiores e inferiores de, respectivamente, 10 cm e 6 cm, 8 cm e 4 cm, 4 cm e 4 cm; e, na escada que liga o “bloco E” e o “bloco D” (departamentos), 18 cm²²⁰ e 6 cm. A estratégia utilizada para descrever geometricamente as mesas superior e inferior nos modelos analíticos consiste, conforme já discutido e apresentado na FIGURA 2.26, na adoção de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas e superfície média disposta alinhada ao nível estrutural de referência²²¹. A FIGURA 2.91, apresentada a seguir, traz as placas de espessura única representativas das mesas das lajes nervuradas do “bloco E” do edifício.

FIGURA 2.91 – Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as alturas das placas representativas das lajes:

LJN – lajes nervuradas em caixão perdido (placas com alturas de 16 cm = 10 + 6; 12 cm = 8 + 4; 8 cm = 4 + 4); LJE – laje nervurada em caixão perdido da escada (placa com altura de 24 cm = 18 + 6).

Todas as placas possuem suas superfícies médias dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 733,40), exceto as de rampas e escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12, 12A, 13, 14, 15, 18, 19, 46, 47, 94, 95 e 99).

²²⁰ A altura equivalente (e) de 18 cm representativa da mesa superior desta escada foi obtida com base no modelo matemático apresentado na FIGURA 2.44. Neste caso, as dimensões a , b , c e d indicadas no modelo são, respectivamente, 30 cm, 3 cm, 17,27 cm e 10 cm.

²²¹ Exceto as placas que formam as rampas e a escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.

2.5.7.3 Paredes estruturais

Além das vigas e lajes nervuradas discutidas em 2.5.7.1 e 2.5.7.2, há no “bloco E”, paredes estruturais destinadas à compartimentação interna, com espessura de 8 cm, vinculadas a nervuras da laje de piso e paredes com 20 cm de espessura, dotada de enrijecedores, que formam as empenas das fachadas sudoeste, sudeste e noroeste²²² do edifício.

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as duas paredes com 8 cm de espessura, vinculadas às nervuras N501**E e N503*E, são análogas a apresentada em 2.5.5.3 na FIGURA 2.80 e seguem, portanto, a mesma estratégia de representação ora discutida, isto é, as superfícies médias das chapas que as descrevem dispõem-se alinhadas ao eixo das nervuras, desprezando-se a excentricidade horizontal de 1 cm entre os elementos.

Quanto às paredes de concreto que formam as empenas das fachadas sudoeste, sudeste e noroeste, são referenciadas na documentação de projeto estrutural como “parede II”, “parede III” e “parede IV”, respectivamente. No “bloco E” (estúdios) essas paredes possuem espessura de 20 cm e diferentes formatos de enrijecedores, conforme indicado na FIGURA 2.92. Nos dois trechos que formam a empena da fachada sudoeste (“parede II”), os enrijecedores indicados em (b), (c) e (d) foram representados nos modelos analíticos por meio de barras verticais, dispostas no plano da superfície média das chapas que descrevem as empenas. Para simulação da excentricidade dessas barras em relação ao plano vertical da empena, empregou-se ferramenta oferecida pelo programa computacional para aplicar-lhes os deslocamentos horizontais requeridos, analogamente à estratégia utilizada, no plano horizontal, para alinhar as barras representativas de vigas às superfícies médias das placas que descrevem as lajes.

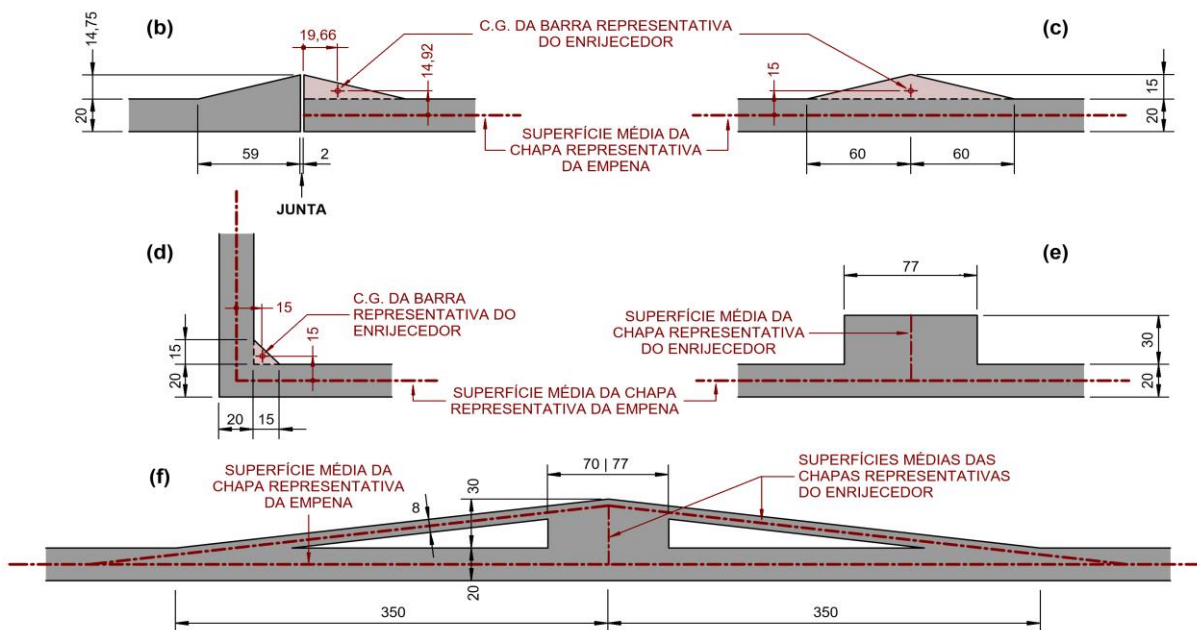
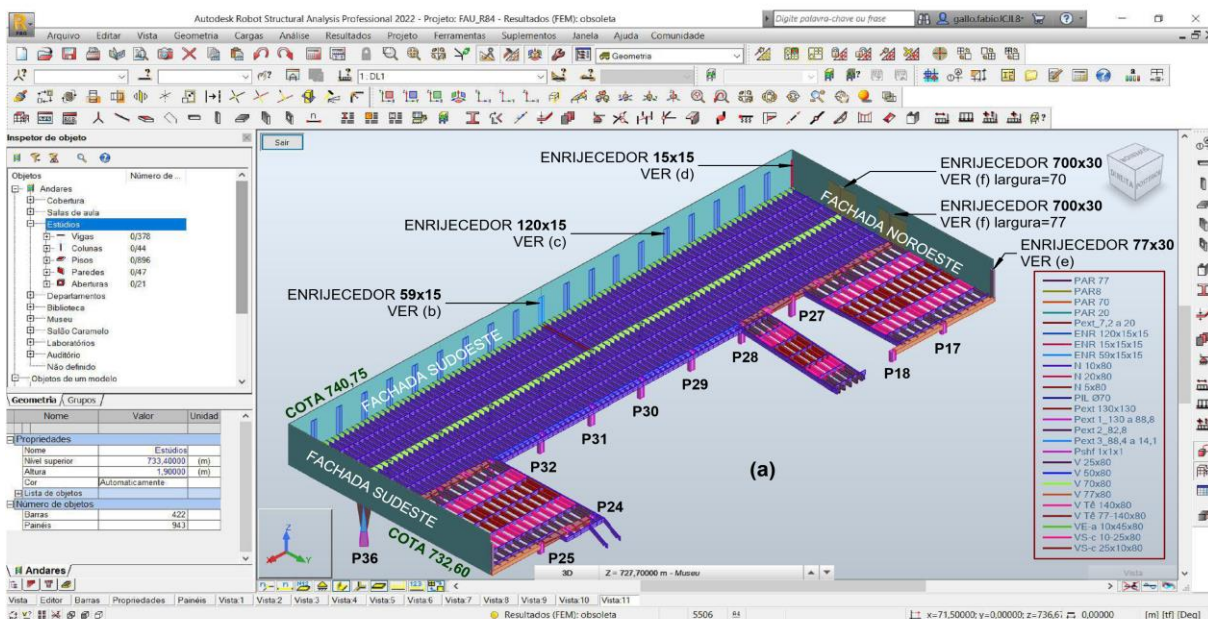
Em relação aos enrijecedores presentes nas empenas sudeste e noroeste no pavimento destinado aos estúdios, foram representados nos modelos analíticos por meio de chapas, conforme indicado na FIGURA 2.92 (e) e (f).

²²² Para identificação das fachadas sudoeste, sudeste e noroeste, cf. FIGURA 2.1.

FIGURA 2.92 – Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras e chapas para descrever os enrijecedores presentes nas empenas no nível 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para o traçado das superfícies médias das chapas representativas da parede e dos enrijecedores indicados em (e) e (f), e da posição das barras representativas dos enrijecedores nos pormenores (b), (c) e (d).

Na legenda constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras e as espessuras das chapas: PAR 8, PAR 20, PAR 70, PAR 77 – parede estrutural (chapa com espessuras de 8 cm, 20 cm, 70 cm e 77 cm, respectivamente); Pext – trechos dos pilares externos, conforme indicado na FIGURA 2.21; ENR 59x15x15, ENR 120x15x15 e ENR 15x15x15 – enrijecedor (barra com seção triangular, conforme indicado em b, c e d, respectivamente); N – nervuras da laje; PIL Ø70 – pilar (barra com seção circular de diâmetro 70 cm); Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17); V – vigas com seção em formato retangular; V Tê – trechos de vigas com seção em formato de Tê, análogas às indicadas na FIGURA 2.60; VE-a 10x45x80 – nervuras (barra com seção trapezoidal, conforme indicado na FIGURA 2.89 b); VS – trechos de vigas com seção em formato de “I” presentes na rampa e nas extremidades à esquerda e à direita do pavimento, análogas às indicadas na FIGURA 2.61.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12, 12A, 13, 14, 15, 18, 19, 46, 47, 94, 95, 99, 114 e 115A).

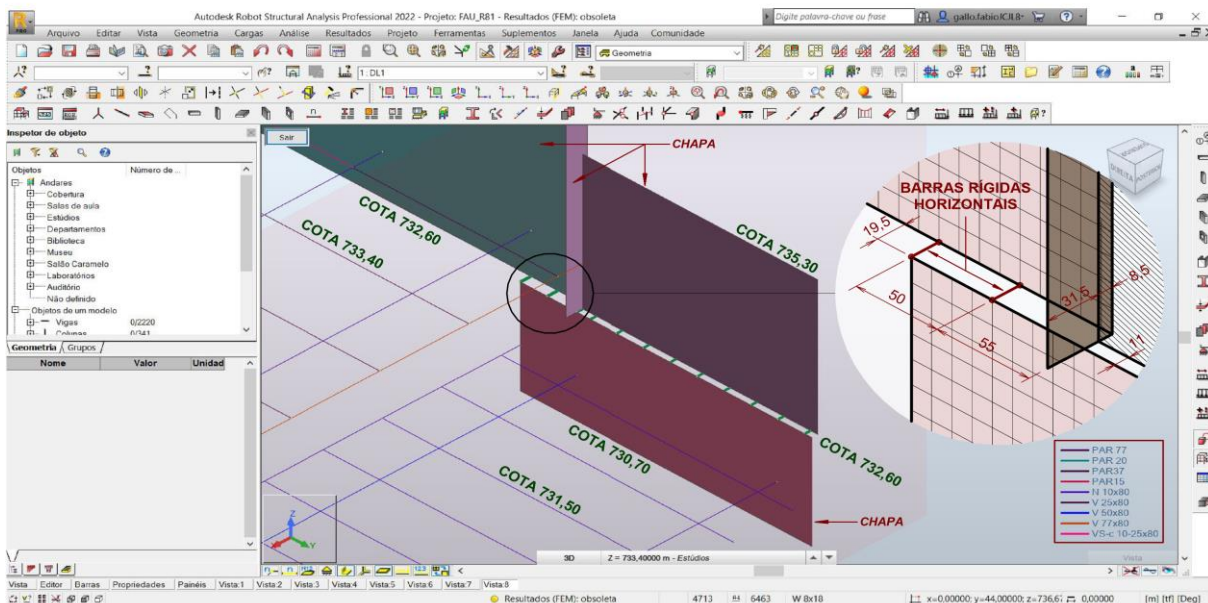
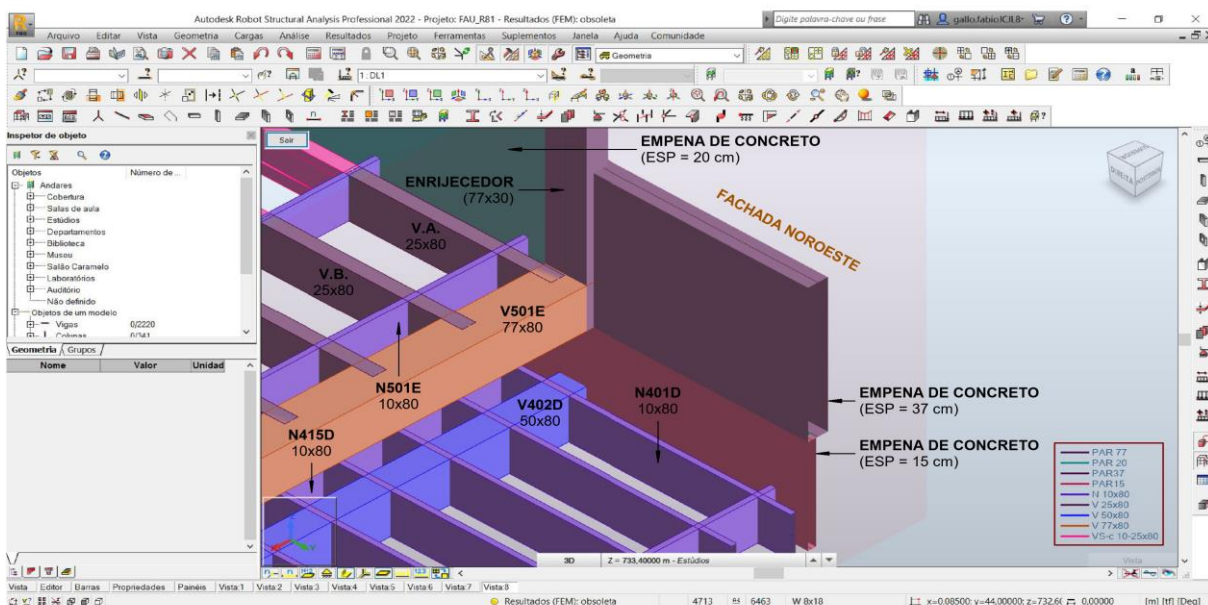
A predileção pela representação do enrijecedor indicado na FIGURA 2.92 (e) por meio de chapa e não de barra, decorre de que assim se efetiva automaticamente, por meio de simples intersecção, o vínculo deste com as três chapas representativas das paredes que formam a empena, conforme indicado na FIGURA 2.93 apresentada a seguir. Na figura também é possível visualizar as barras rígidas horizontais com 19,5 cm de comprimento que vinculam as chapas que descrevem as empenas com espessuras de 20 cm e 15 cm, presentes nos pavimentos destinados, respectivamente, aos estúdios (“bloco E”) e departamentos (“bloco D”).

FIGURA 2.93 – Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras rígidas horizontais para vincular chapas que descrevem trechos de empena com espessuras distintas e emprego chapas representativas de enrijecedores que as vinculam no nível 7333,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais;
- (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras e chapas. Destaque para o enrijecedor que solidariza as três chapas representativas das empenas e para as barras rígidas horizontais com 19,5 cm de comprimento que vinculam as chapas que descrevem as empenas com espessuras de 20 cm e 15 cm, presentes nos pavimentos destinados, respectivamente, aos estúdios (“bloco E”) e departamentos (“bloco D”).

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras e espessuras das chapas:

PAR 77 – enrijecedor (chapa com espessura de 77 cm); PAR 20 – parede estrutural (chapa com espessura de 20 cm); PAR 37 – parede estrutural (chapa com espessura de 37 cm); PAR 15 – parede estrutural (chapa com espessura de 15 cm); N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); V 25x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 25 cm de base e 80 cm de altura); V 50x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 50 cm de base e 80 cm de altura); V 77x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 77 cm de base e 80 cm de altura); VS – trechos de vigas com seção em formato de “I” presentes na rampa e nas extremidades à esquerda e à direita do pavimento, análogas às indicadas na FIGURA 2.61.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12, 19 e 114).

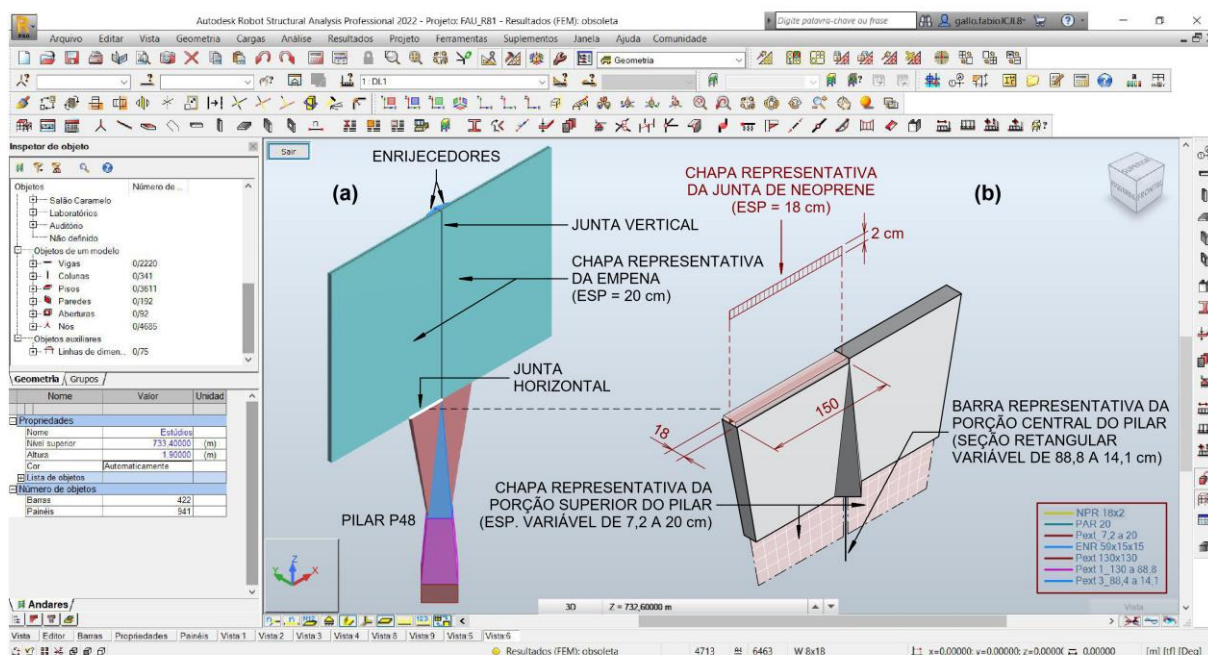
A solidarização entre os pilares externos P35, P36, P46 a P50 e as paredes que formam as empenas das fachadas sudoeste, sudeste e noroeste no pavimento destinado aos estúdios foi obtida nos modelos analíticos mediante simples coincidência entre faces superior e inferior das chapas que representam, respectivamente, os pilares e as paredes. No entanto, na ligação da “parede II” com o P48 há, conforme apresentado na FIGURA 2.22, um rebaixo de 2 cm numa das chapas superiores que descreve o pilar, para acomodar a geometria da junta de neoprene sobre a qual a parede se apoia. Nos modelos analíticos essa junta foi representada por meio de chapa com 18 cm de espessura posicionada entre as chapas que descrevem a porção superior do pilar e a empena, conforme indicado na FIGURA 2.94 apresentada a seguir²²³.

²²³ Conforme será discutido na seção 3.1.3 no CAPÍTULO 3, foram consideradas nos modelos estruturais analíticos elaborados nesta pesquisa duas representações para os aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48. Na primeira, ambos foram supostos não fretados e contínuos conforme geometria descrita no projeto original; e, na segunda, foram representados de acordo com as descrições contidas nas documentações das intervenções realizadas em 1981/82 (P03) e 2000 (P48), consubstanciadas na FIGURA 3.25 do item 3.1.3 no CAPÍTULO 3. Na representação do aparelho de apoio original, empregou-se chapa única à qual foi atribuído o material elastômero – conforme exemplificado na FIGURA 2.94 (a) para o caso do pilar P48 – e, quanto aos aparelhos fretados, as camadas foram representadas por meio de chapas sobrepostas, às quais se atribuíram os materiais aço e elastômero de que são formadas, conforme as propriedades indicadas no item 5.3 no CAPÍTULO 5.

FIGURA 2.94 – Singularidades na representação geométrica de juntas estruturais: emprego de chapa para representar a junta entre empena e porção superior do pilar P48 no nível 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais;
 (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras e chapas. Destaque para a geometria da junta de neoprene sobre a qual se apoia o trecho de parede à esquerda que forma a empena na fachada sudoeste.

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras e espessuras das chapas: NPR 18x2 – junta de neoprene (chapa com espessura de 18 cm); PAR 20 – parede estrutural (chapa com espessura de 20 cm); Pext – trechos dos pilares externos, conforme indicado na FIGURA 2.21; ENR 59x15x15 – enrijecedor (barra com seção triangular, conforme indicado em na FIGURA 2.92 b).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 98-B, 115A e 129A).

2.5.8 Salas de aula | “Bloco F” (+10,30) – nível 735,30

O pavimento destinado às salas de aula, referenciado na documentação de projeto estrutural como “bloco F”, situa-se na cota +10,30 em relação à referência de nível (RN = 0,00) tomada na cota 725,00, ou seja, possui a superfície superior das lajes alinhada à cota 735,30, a qual se adotou como referência²²⁴ para representação dos elementos estruturais nos modelos analíticos.

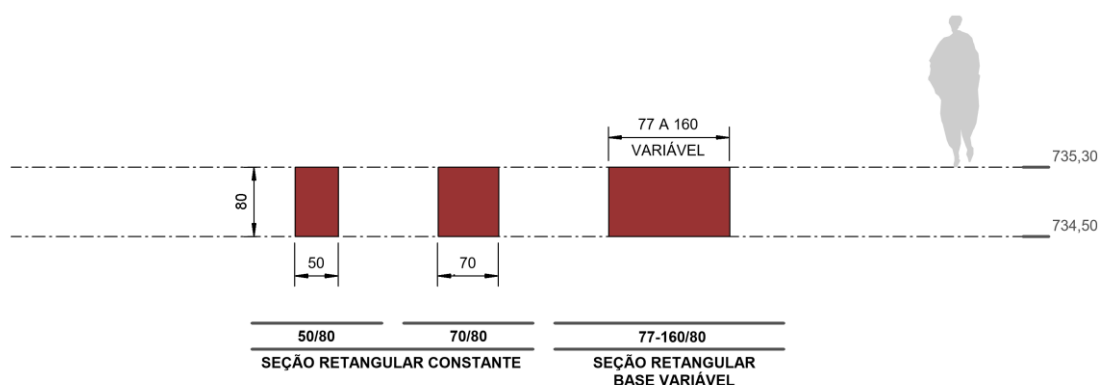
²²⁴ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3.

Além dos pilares internos e externos, já contemplados em 2.4.1 e 2.4.2, respectivamente, há no “bloco F” (salas de aula), vigas, lajes e paredes estruturais, cujas representações geométricas serão discutidas a seguir.

2.5.8.1 Vigas e nervuras de lajes

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as seções transversais das vigas no “bloco F” (salas de aula) possuem formatos constantes ou variáveis ao longo de seus comprimentos. A FIGURA 2.95, adaptada do APÊNDICE A, item A.5, reúne as duas seções transversais retangulares constantes e a seção retangular com base variável das vigas presentes no nível das salas de aula (735,30 | +10,30) do edifício Vilanova Artigas.

FIGURA 2.95 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco F” (salas de aula) – cota 735,30 | +10,30 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.5.

Conforme apresentado na FIGURA 2.95, as seções transversais das vigas do pavimento destinado às salas de aula são niveladas pelos tops, na cota 735,30, e variam quanto às dimensões de base da seção. Assim como discutido para os demais pavimentos, manteve-se neste a estratégia de representação ora adotada²²⁵, em que as barras que descrevem as vigas são dispostas no nível estrutural de

²²⁵ Cf. FIGURA 2.35, na qual se ilustra a estratégia adotada para consideração da excentricidade vertical das vigas aplicada ao pavimento destinado ao auditório.

referência tomado para o pavimento (neste caso na cota 735,30, alusiva às salas de aula), ao qual se alinham os topos das seções mediante ferramenta²²⁶ oferecida pelo programa computacional para simulação da excentricidade vertical²²⁷.

Em relação à representação da região comum entre vigas e pilares, manteve-se também a estratégia já discutida para os demais pavimentos, na qual se vinculam vigas à pilares mediante emprego de barras rígidas, conforme preconizado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 87). No nível das salas de aula, os trechos rígidos existentes ligam vigas de altura 80 cm a pilares internos de Ø110 cm e Ø70 cm, conforme já discutido na FIGURA 2.37 (a) e FIGURA 2.68, respectivamente.

Assim como no “bloco E” (estúdios), além das nervuras com seção em formato retangular de 10 x 80 cm, há no “bloco F” um par de nervuras com 5 x 80 cm dispostas em paralelo e afastadas 2 cm entre si para formar a junta de dilatação transversal conforme apresentado na FIGURA 2.89(c) que, neste caso, secciona parcialmente o pavimento ao meio no trecho entre o pilar P10 e a empena. Além desse par de nervuras, estão presentes no “bloco F” nervuras longitudinais que delimitam a ventilação permanente junto ao piso, análogas às existentes no “bloco E” – com seção trapezoidal conforme indicado na FIGURA 2.89 (b) – porém na fachada nordeste²²⁸ do edifício.

No que se refere às representações dos lances de rampa e escada que ligam o pavimento destinado às salas de aula (735,30 | +10,30) ao dos estúdios (733,40 | +8,40), são equivalentes às discutidas em 2.5.4.1, na FIGURA 2.70 e FIGURA 2.71, respectivamente.

A FIGURA 2.96, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, considerando as singularidades apontadas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descreve-las nos modelos estruturais analíticos.

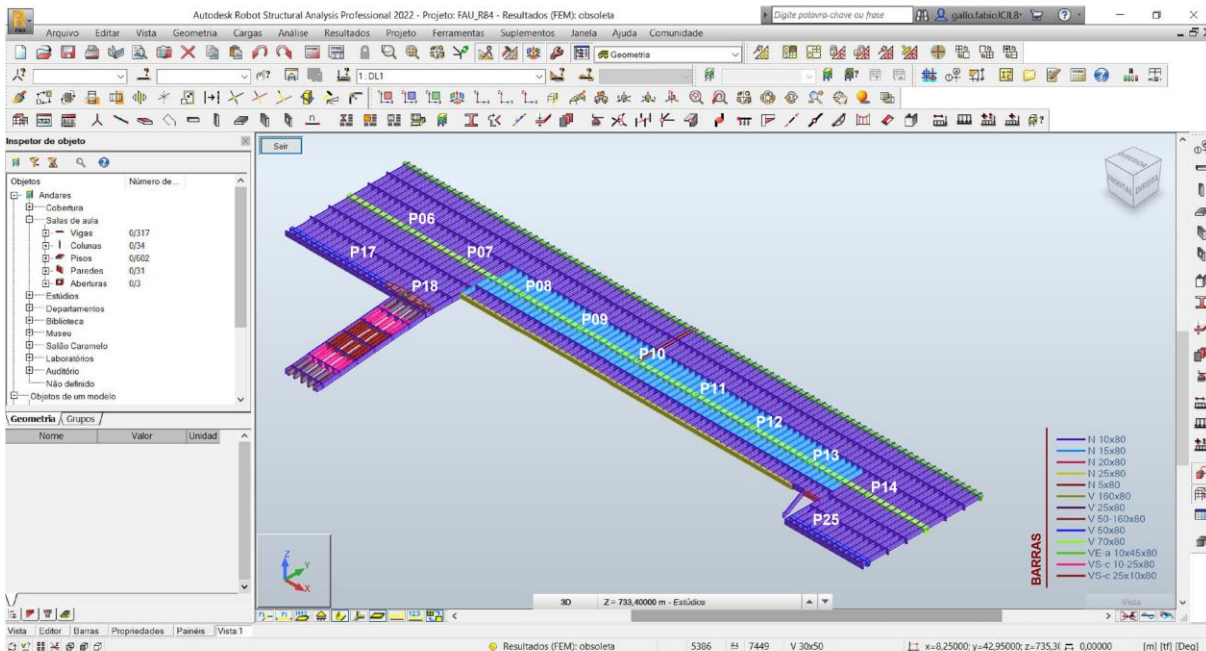
²²⁶ Cf. nota 142.

²²⁷ Cf. nota 143.

²²⁸ Para identificação da fachada nordeste, cf. FIGURA 2.1.

FIGURA 2.96 – Representação geométrica das vigas e nervuras de lajes presentes no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras:
 V – vigas com seção em formato retangular; N – nervuras da laje; VE-a 10x45x80 – nervuras com formato de seção trapezoidal, conforme indicado na FIGURA 2.89 (b); VS – trechos de vigas com seção em formato de “I” presentes na rampa, análogas às indicadas na FIGURA 2.61.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.91, FIGURA 2.89, FIGURA 2.37, FIGURA 2.61, FIGURA 2.68, FIGURA 2.70, FIGURA 2.71 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 14, 18, 19, 95 e 99).

2.5.8.2 Mesas de lajes nervuradas

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes presentes no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, são nervuradas, em caixão perdido, com mesas superiores e inferiores de, respectivamente, 10 cm e 6 cm, 8 cm e 4 cm, 7 cm e 4 cm, 4 cm e 4 cm; e, na escada que liga o “bloco F” e o “bloco E” (estúdios), 18 cm²²⁹ e 6 cm. A estratégia utilizada para descrever geometricamente as mesas superior e inferior nos modelos analíticos consiste, conforme já discutido e apresentado na FIGURA 2.26, na adoção de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas e superfície média disposta

²²⁹ A altura equivalente (e) de 18 cm representativa da mesa superior desta escada foi obtida com base no modelo matemático apresentado na FIGURA 2.44. Neste caso, as dimensões *a*, *b*, *c* e *d* indicadas no modelo são, respectivamente, 30 cm, 3 cm, 17,27 cm e 10 cm.

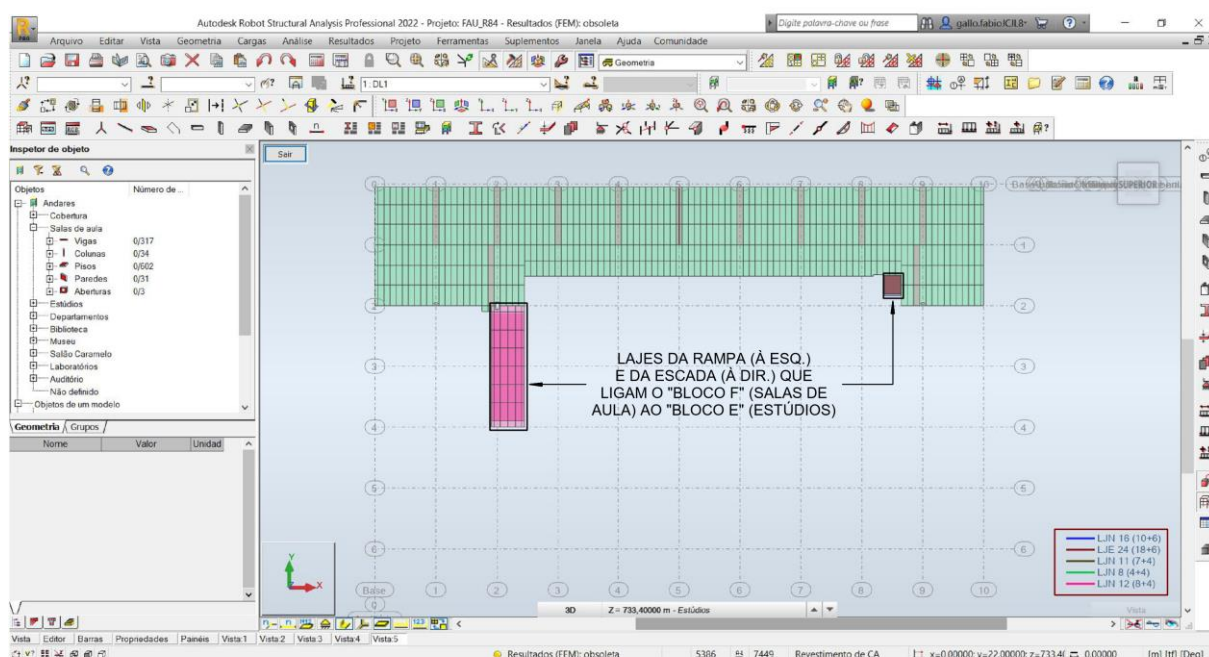
alinhada ao nível estrutural de referência²³⁰. A FIGURA 2.97, apresentada a seguir, traz as placas de espessura única representativas das mesas das lajes nervuradas do “bloco F” do edifício.

FIGURA 2.97 – Representação geométrica das lajes presentes no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas.

Destaque para a legenda na qual constam as alturas das placas representativas das lajes:

LJN – lajes nervuradas em caixão perdido (placas com alturas de 16 cm = 10 + 6; 12 cm = 8 + 4; 11 cm = 7 + 4; 8 cm = 4 + 4);
LJE – laje nervurada em caixão perdido da escada (placa com altura de 24 cm = 18 + 6).

Todas as placas possuem suas superfícies médias dispostas no nível estrutural de referência adotado para o pavimento (cota 735,30), exceto as de rampas e escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 14, 18, 19, 48, 49 95 e 99).

2.5.8.3 Paredes estruturais

Além das vigas e lajes nervuradas discutidas em 2.5.8.1 e 2.5.8.2, há no “bloco F” paredes estruturais com 20 cm de espessura, as quais formam as empenas das fachadas nordeste, sudeste e noroeste²³¹ do edifício, e também uma parede

²³⁰ Exceto as placas que formam as rampas e a escada, as quais se situam nos planos inclinados que as definem.

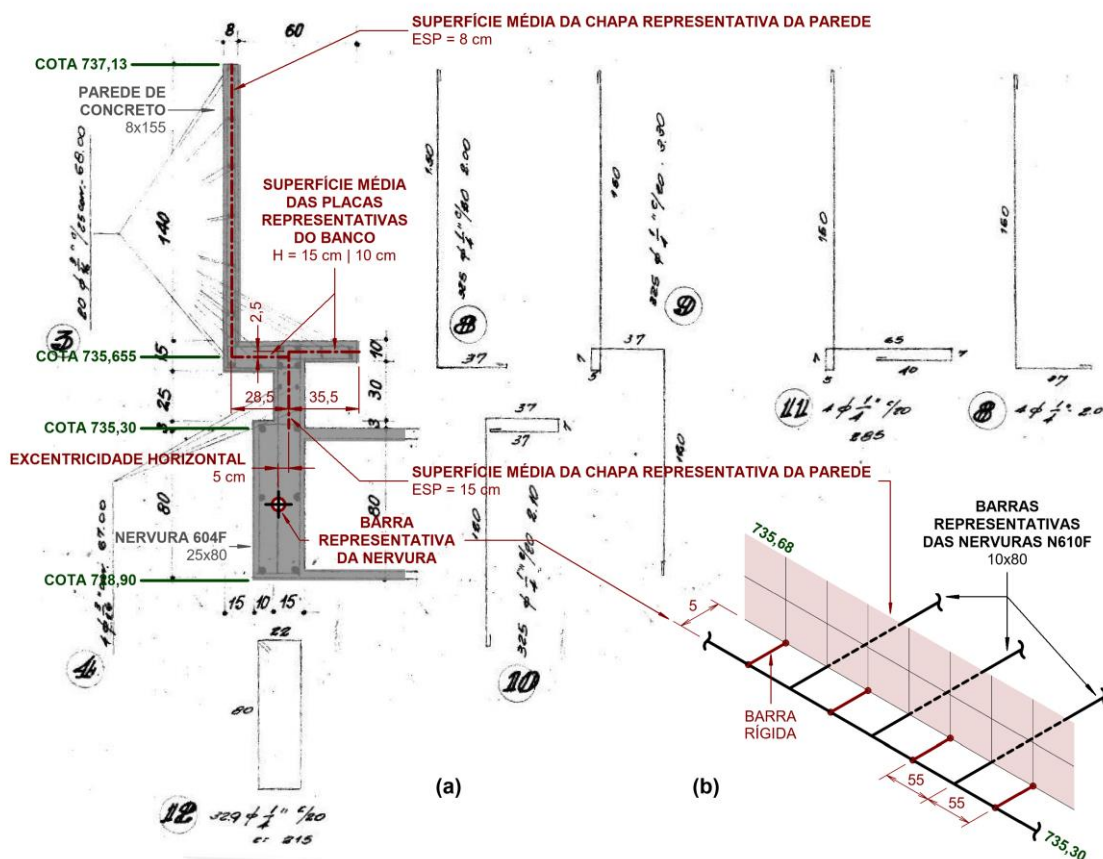
²³¹ Para identificação das fachadas sudoeste, sudeste e noroeste, cf. FIGURA 2.1.

interna cuja geometria inclui o banco que se dispõe longitudinalmente na extremidade do pavimento junto ao vazio central.

De acordo com a documentação de projeto estrutural, a parede associada ao banco vincula-se à nervura de extremidade N604F e possui geometria conforme indicado na FIGURA 2.98 (a), a qual traz também o traçado das superfícies médias das chapas e placas que a descrevem nos modelos analíticos. Como o C.G. da nervura N604F não coincide com o plano vertical que contém a superfície média da chapa a que está vinculada, recorreu-se ao emprego de barras rígidas horizontais para considerar tal excentricidade e efetivar a ligação entre a barra representativa da nervura e a chapa que descreve a porção inferior do banco/parede. Assim, barras rígidas com 5 cm de comprimento foram dispostas espaçadas a cada 110 cm, intercaladas com as nervuras de 10 x 80 cm, que são perpendiculares à N604F, conforme apresentado na FIGURA 2.98 (b).

FIGURA 2.98 – Parede estrutural/banco presente no nível 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas: geometria da seção de concreto, armaduras e singularidades na representação geométrica em modelos analíticos.

- (a) geometria da seção de concreto, armaduras e traçado das superfícies médias das chapas e placas representativas da parede/banco.
 (b) singularidades na representação geométrica da parede/banco: emprego de barras rígidas horizontais espaçadas de 110 cm e com comprimento de 5 cm para contemplar a excentricidade horizontal entre a barra e a superfície média da chapa que descreve a porção inferior do banco.



Fonte: anotações realizadas pelo autor sobre imagem extraída da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 92).

Quanto às paredes de concreto que formam as empenas das fachadas nordeste, noroeste e sudeste, são referenciadas na documentação de projeto estrutural como “parede I”, “parede III” e “parede IV”, respectivamente. No caso da fachada nordeste, a representação geométrica é análoga à apresentada em 2.5.7.3, na FIGURA 2.92 para a fachada sudoeste, no “bloco E” (estúdios). Tanto no “bloco E” quanto no “bloco F”, as paredes que formam as fachadas sudoeste (“parede II”) e nordeste (“parede I”) possuem mesma cota de topo (740,75), mas cotas de base distintas: a “parede I”, com 725 cm de altura, possui base na cota 733,50 e a “parede II”, com altura de 815 cm, tem a base disposta na cota 732,60.

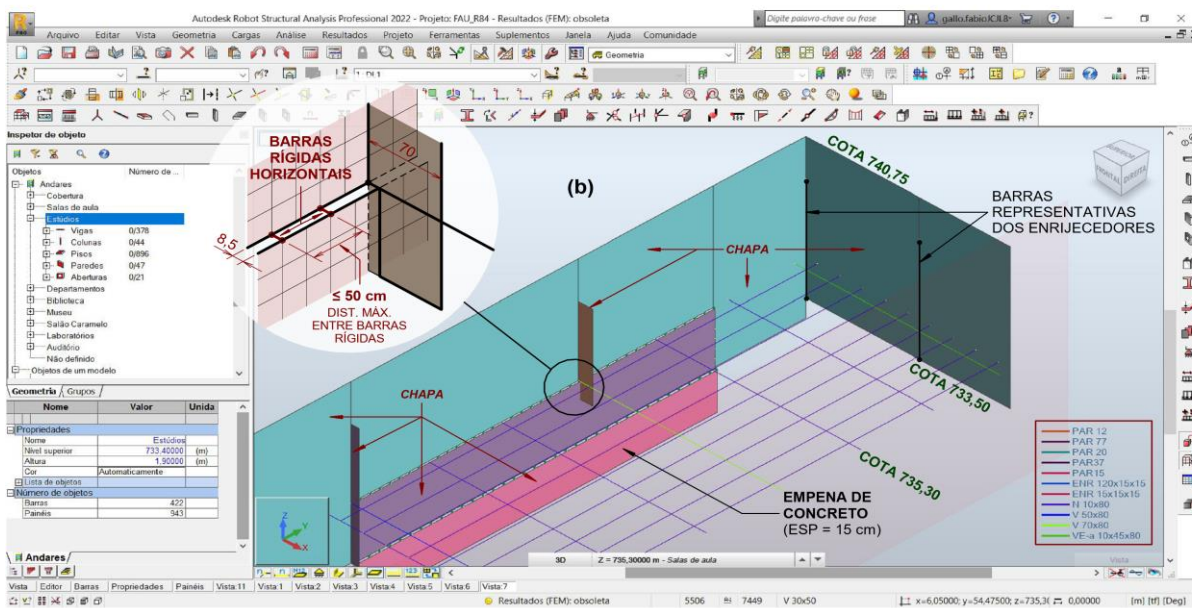
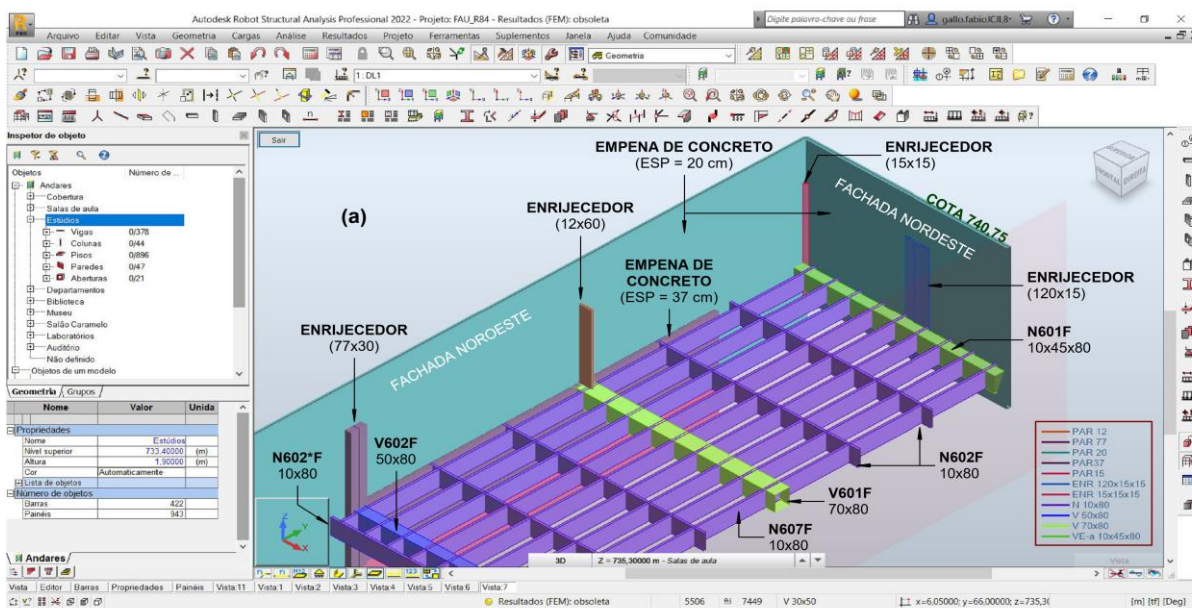
Em relação às paredes que formam as empenas das fachadas noroeste e sudeste, foram representadas por meio de chapas com espessura de 20 cm, com superfície média disposta 8,5 cm excêntrica em relação à da chapa que descreve o trecho de empena no pavimento imediatamente abaixo – “bloco D” (departamentos) – com 37 cm de espessura, conforme já ilustrado na FIGURA 2.85. A FIGURA 2.99, apresentada a seguir, recupera a estratégia descrita na FIGURA 2.86 e na FIGURA 2.93, na qual barras rígidas horizontais são utilizadas para consideração da excentricidade entre superfícies médias de chapas representativas de trechos de empena com espessuras distintas. Além dessa singularidade, a figura apresenta a representação geométrica do enrijecedor que solidariza perpendicularmente esses dois trechos por meio de chapa (e não de barra), a qual se justifica – conforme já discutido em 2.5.7.3 na FIGURA 2.93 – em decorrência da simplicidade na representação da ligação, pois o vínculo deste com as chapas que descrevem as empenas se efetiva mediante simples intersecção.

FIGURA 2.99 – Singularidades na representação geométrica de paredes estruturais: emprego de barras rígidas horizontais para vincular chapas que descrevem trechos de empena com espessuras distintas e emprego chapas representativas de enrijecedores que as vinculam no nível 7335,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais;
- (b) representação dos elementos estruturais por meio de barras e chapas. Destaque para o enrijecedor que solidariza as duas chapas representativas das empenas e para as barras rígidas horizontais com 8,5 cm de comprimento que vinculam as chapas que descrevem as empenas com espessuras de 20 cm e 37 cm, presentes nos pavimentos destinados, respectivamente, às salas de aula (“bloco F”) e departamentos (“bloco D”).

Na legenda constam as dimensões das seções transversais das barras e espessuras das chapas:

- PAR 12 – enrijecedor (chapa com espessura de 12 cm); PAR 77 – enrijecedor (chapa com espessura de 77 cm);
- PAR 20 – parede estrutural (chapa com espessura de 20 cm); PAR 37 – parede estrutural (chapa com espessura de 37 cm);
- PAR 15 – parede estrutural (chapa com espessura de 15 cm); ENR 120x15x15 e ENR 15x15x15 – enrijecedor (barra com seção triangular, conforme indicado na FIGURA 2.92 c e d, respectivamente); N 10x80 – nervura (barra com seção em formato retangular com 10 cm de base e 80 cm de altura); V 50x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 50 cm de base e 80 cm de altura); V 70x80 – viga (barra com seção em formato retangular com 70 cm de base e 80 cm de altura);
- VE-a 10x45x80 – nervuras (barra com seção trapezoidal, conforme indicado na FIGURA 2.89 b).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12, 18, 19 e 114).

A solidarização dos pilares externos P01, P02, P04 e P05 com as paredes que formam as empenas das fachadas nordeste no pavimento destinado às salas de aula foi obtida nos modelos analíticos de forma análoga à discutida em 2.5.7.3 para o caso do “bloco E”, ou seja, mediante simples coincidência entre faces superior e inferior das chapas que representam, respectivamente, os pilares e as paredes. No caso da ligação da “parede I” com o pilar P03, onde há o rebaixo para acomodação da junta de neoprene sobre a qual a parede se apoia, a representação segue a ilustrada na FIGURA 2.94 para o caso do P48.

2.5.9 Cobertura (+14,335) – nível 739,335

Na cobertura, o topo das vigas invertidas situa-se, conforme indicado na documentação de projeto estrutural, na cota +15,75 em relação à referência de nível (RN = 0,00) tomada na cota 725,00. Assim, a superfície superior das lajes da cobertura alinha-se à cota 739,335, a qual se adotou como referência²³² para representação dos elementos estruturais nos modelos analíticos.

Além dos pilares internos com shaft ($\varnothing 110$ cm), apresentados em 2.4.1, e das empenas, discutidas em 2.5.7.3 e 2.5.8.3, há na cobertura, vigas, lajes e domos, cujas representações geométricas serão discutidas a seguir.

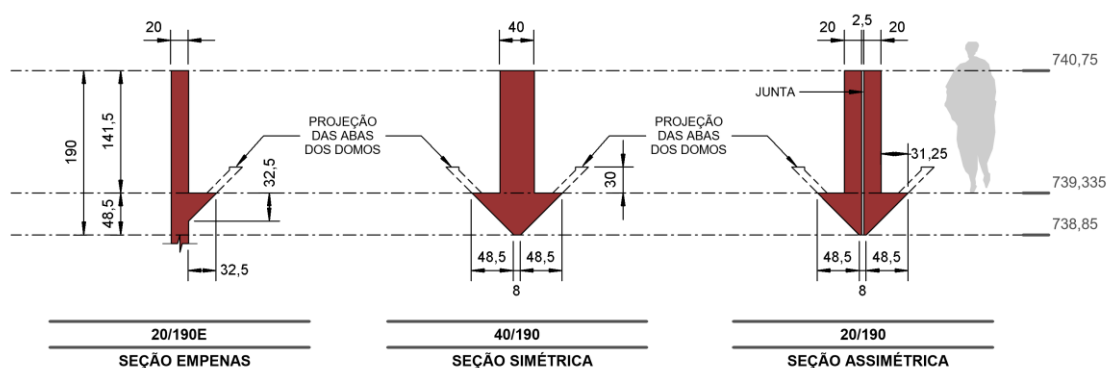
Em relação às caixas d’água dispostas sobre os pilares P17 e P25 – não representadas geometricamente nos modelos analíticos – foram considerados apenas os efeitos dos carregamentos verticais implicados (peso próprio e da água), os quais serão discutidos nos itens 4.2.1.2.5 e 4.2.1.4 do CAPÍTULO 4.

2.5.9.1 Vigas

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as seções transversais das vigas de cobertura possuem formatos constantes ao longo de seus comprimentos, com exceção da porção referente às abas dos domos, as quais são descontínuas. A FIGURA 2.100, adaptada do APÊNDICE A, item A.6, reúne as três seções transversais das vigas presentes na cobertura do edifício Vilanova Artigas.

²³² Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 FIGURA 2.3.

FIGURA 2.100 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas – cota 739,335 | +14,335 – segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/68.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do APÊNDICE A, item A.6.

Assim como discutido para os demais pavimentos, barras horizontais dispostas no nível estrutural de referência, na cota 739,335, poderiam descrever geometricamente as vigas de cobertura e então a posição do C.G. das seções transversais seria contemplada por meio de ferramenta²³³ oferecida pelo programa computacional para simular os deslocamentos verticais e/ou horizontais requeridos. No entanto, essa estratégia de representação traz dificuldades na ligação das barras com os elementos estruturais de superfície presentes na cobertura, que lhes são solidários em planos distintos. Assim, além das placas representativas das lajes, com superfície média disposta horizontalmente na cota 739,335, a barra que descreve a viga também se vincula à aresta inferior de painéis trapezoidais inclinados que representam os domos na cota de fundo das vigas (738,85). Isto posto, nessa representação, a ligação entre barras e placas horizontais (lajes) efetiva-se automaticamente, na medida em que ambos os elementos são coplanares, mas a vinculação entre as barras e as arestas inferiores dos painéis inclinados exigiria o emprego de numerosas barras rígidas verticais.

Em vista disso, optou-se por representar geometricamente as vigas de cobertura nos modelos analíticos por meio de chapas associadas entre si ou associadas a barras, conforme apresentado na FIGURA 2.101 e FIGURA 2.102.

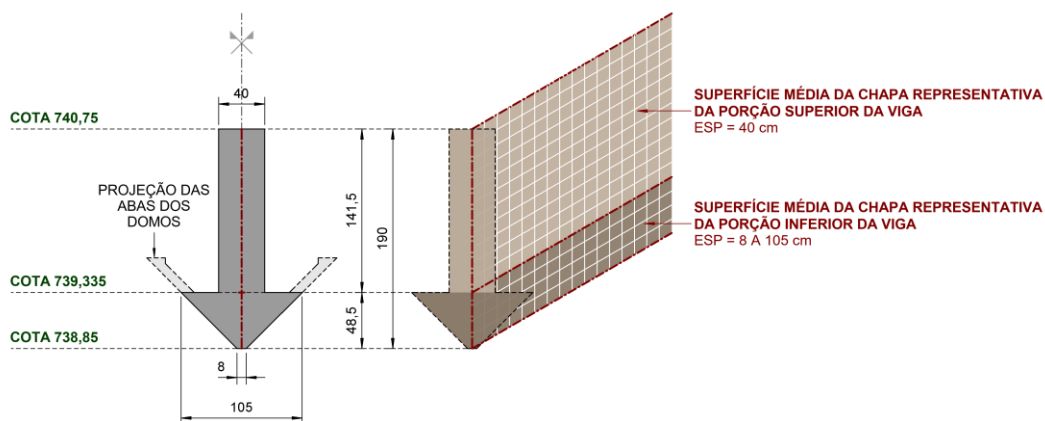
²³³ Cf. nota 142.

Nessa estratégia, na qual a altura da viga é completamente descrita por meio de chapas, torna-se possível que os elementos de superfície representativos das lajes e dos domos a interseccionem nas diferentes alturas e lhe sejam, portanto, automaticamente vinculados.

Na FIGURA 2.101 apresenta-se a representação geométrica das vigas simétricas²³⁴ da cobertura, na qual se empregaram chapas sobrepostas para descrever as porções inferior e superior da viga. Na porção inferior, onde há variação na largura da viga ao longo dos 48,5 cm de altura, a chapa que a descreve possui espessura variável de 8 cm a 105 cm, respectivamente, nas cotas 738,85 (nível de fundo da viga) e 739,335 (nível da superfície média das placas representativas da laje). Na porção superior – entre as cotas 739,335 e 740,75 – onde a viga apresenta largura constante, a chapa que a descreve possui 40 cm de espessura ao longo dos 141,5 cm de altura.

FIGURA 2.101 – Geometria da seção de concreto e estratégia de representação das vigas simétricas de cobertura nos modelos analíticos.

Destaque para o traçado das superfícies médias das chapas representativas das porções superior e inferior da viga.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

No caso da representação geométrica das vigas assimétricas²³⁵, o emprego de chapas sobrepostas não descreveria a assimetria presente na porção

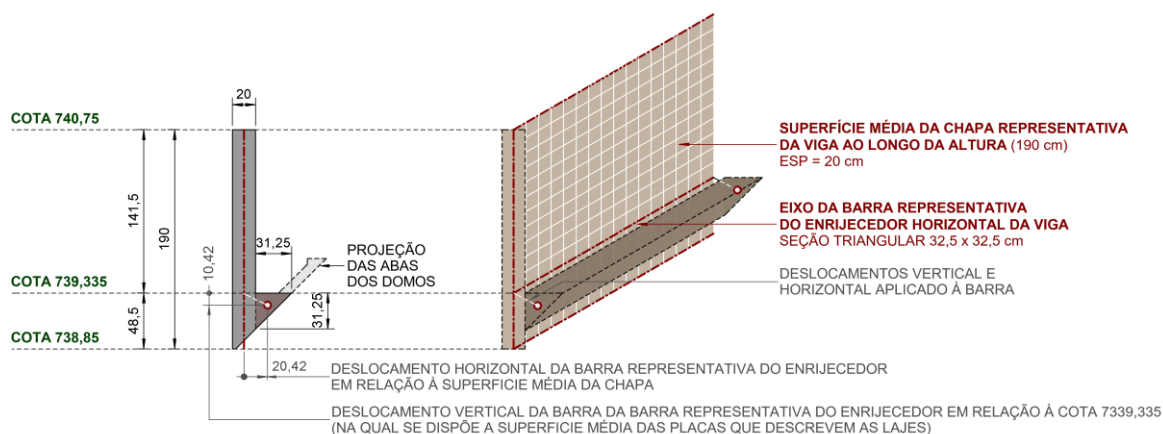
²³⁴ A seção transversal das vigas simétricas da cobertura está indicada como 40/190 na FIGURA 2.100.

²³⁵ A seção transversal das vigas assimétricas da cobertura está indicada como 20/190 na FIGURA 2.100.

inferior da viga, na medida em que chapas com espessura variável ao longo da altura a consideram simetricamente em relação à superfície média do elemento bidimensional. Isto posto, empregou-se neste caso, uma associação entre chapa e barra, conforme indicado na FIGURA 2.102. De acordo com a figura, a chapa representativa da altura total da viga, contém em sua superfície média a barra – disposta na cota 739,335 –, com seção em formato triangular, a qual descreve o enrijecedor horizontal presente na porção inferior assimétrica da viga. Essa estratégia de representação, análoga à utilizada para representar os enrijecedores verticais²³⁶ das fachadas nordeste e sudoeste²³⁷, também prevê a simulação dos deslocamentos verticais e horizontais requeridos para contemplar a posição do C.G. da seção transversal, mediante ferramenta²³⁸ oferecida pelo programa computacional para essa finalidade.

FIGURA 2.102 – Geometria da seção de concreto e estratégia de representação das vigas assimétricas de cobertura nos modelos analíticos.

Destaque para o traçado da superfície média da chapa representativa da viga ao longo da altura e do eixo da barra que descreve o enrijecedor horizontal de sua porção inferior.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

²³⁶ Cf. FIGURA 2.92 (b), (c) e (d).

²³⁷ Para identificação das fachadas nordeste e sudoeste, cf. FIGURA 2.1.

²³⁸ Cf. nota 142.

Na cobertura, as empenas²³⁹ também possuem enrijecedor horizontal análogo ao existente nas vigas assimétricas. Portanto, a estratégia de representação adotada nesse caso segue a indicada na FIGURA 2.102, no entanto, com a seção transversal das barras em formato de triângulo retângulo isósceles com catetos de 32,5 cm.

Em relação à ligação entre as vigas de cobertura e os pilares internos com shaft ($\varnothing 110$ cm), previa-se na documentação de projeto estrutural datada 1962²⁴⁰ a redução na seção de concreto desses. No entanto, como na revisão de 1966^{241 242 243} abandonou-se tal redução, as barras representativas dos pilares mantêm a mesma seção transversal até o nível estrutural de referência adotado para a cobertura, na cota 739,335, na qual estão dispostas as arestas sobrepostas das chapas que descrevem as porções superior e inferior das vigas simétricas; as barras representativas dos enrijecedores horizontais das empenas e das vigas assimétricas; e as superfícies médias das placas que descrevem as lajes.

A FIGURA 2.103, apresentada a seguir, traz a singularidade na representação da ligação entre vigas de cobertura separadas por junta e o pilar no qual descarregam. Nesse caso, barras rígidas horizontais dispostas na cota de referência adotada para a cobertura (739,335) efetivam a ligação entre a barra representativa do pilar e as três arestas em que os três pares de chapas que descrevem as vigas se encontram.

Na figura, nota-se ainda o emprego de barras rígidas horizontais dispostas ao longo da altura das chapas indicadas em (b). Essas barras, que ligam as arestas 1 e 2, visam solidarizá-las, uma vez que, conforme apresentado em (a), há continuidade

²³⁹ A seção indicada como 20/190E na FIGURA 2.100 traz a geometria da empena associada ao enrijecedor horizontal presente na cobertura.

²⁴⁰ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: fôrmas – cobertura (total). 14 mar.1962. N. da obra: 01-328/Folha 20.

²⁴¹ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: armação dos pilares P23, P24, P25, P26, P33. out.1966. N. da obra: 01-328/Folha 61A.

²⁴² ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: armação dos pilares P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P17, P18, P19, P20, P21, P22. out.1966. N. da obra: 01-328/Folha 62A.

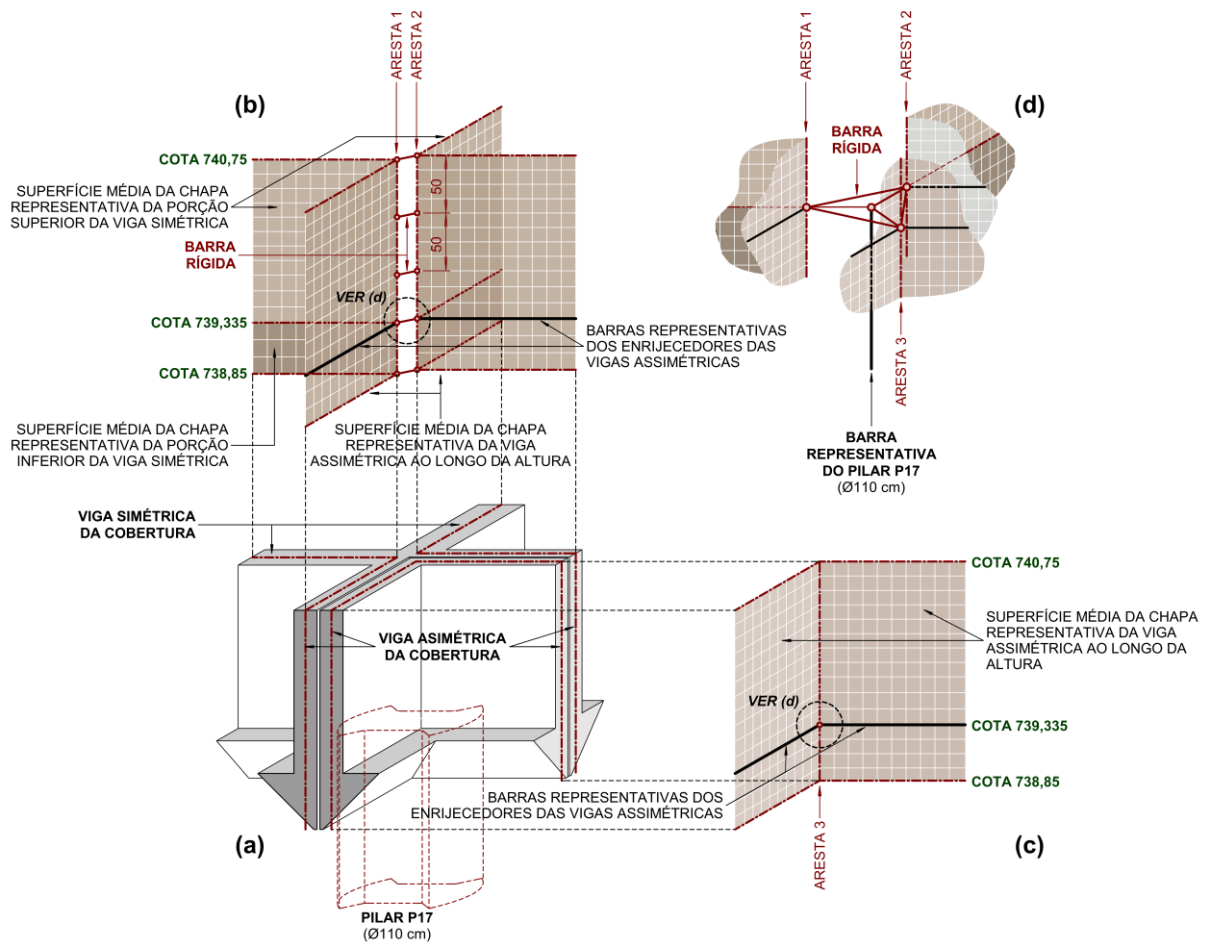
²⁴³ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: armação dos pilares P27, P28, P29, P30, P31, P32, P37, P38, P39, P40, P41, P42, P43, P44, P45. out.1966. N. da obra: 01-328/Folha 63A.

entre as quatro vigas: as duas vigas de seção simétrica são solidárias entre si e também a duas das quatro vigas assimétricas indicadas.

FIGURA 2.103 – Representação geométrica da ligação entre vigas de cobertura separadas por juntas e pilares: emprego de barras rígidas horizontais para vincular, ao longo da altura, chapas representativas de trechos de vigas solidárias; e utilização de barras rígidas horizontais, dispostas na cota 739,335, para unir a barra representativa do pilar P17 a chapas e barras que descrevem as vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas.

- (a) visualização volumétrica dos elementos estruturais da cobertura junto ao pilar P17. Destaque para a junta que separa os elementos realçados em (b) dos indicados em (c);
- (b) chapas representativas das vigas simétricas da cobertura vinculadas a chapas e barras que descrevem as vigas assimétricas. Destaque para as barras rígidas que ligam as arestas 1 e 2 ao longo da altura;
- (c) chapas e barras representativas das vigas assimétricas da cobertura;
- (d) barras rígidas horizontais que vinculam, na cota 739,335, as chapas e barras representativas das vigas de cobertura à barra que descreve o pilar P17.

Obs. A representação geométrica das vigas simétricas e assimétricas da cobertura nos modelos analíticos apresentam-se na FIGURA 2.101 e FIGURA 2.102.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

As ligações em torno do P17, apresentadas na FIGURA 2.103, repetem-se nos pilares P25, P26 e P34, que lhe são simétricos em relação aos eixos²⁴⁴ transversal 5 e longitudinal 3.

No eixo transversal 5 estão dispostos os pilares P21 e P30. Cada um deles solidariza-se a oito vigas assimétricas da cobertura, dispostas aos pares, ortogonalmente e separadas pela junta de 2,5 cm. Neste caso, a representação da ligação é análoga à apresentada na FIGURA 2.103, entretanto, com quatro (e não três) barras rígidas horizontais – também dispostas na cota 739,335 –, as quais vinculam o elemento linear que descreve o pilar com as quatro arestas em que se encontram as superfícies médias das chapas representativas das alturas das vigas assimétricas. Destaca-se que essa ligação também engloba as barras horizontais que descrevem os enrijecedores, uma vez que suas extremidades coincidem com os nós secundários das barras rígidas. Além disso, salienta-se neste caso que, diversamente do indicado na figura, não há barras rígidas horizontais ligando as vigas ao longo de suas alturas, uma vez que não são solidárias entre si devido à presença das juntas.

Nos demais pilares que suportam a cobertura – P18 a P20, P22 a P24, P27 a P29 e P31 a P33 –, as ligações são também análogas às apresentadas na FIGURA 2.103, com a diferença de que apenas duas barras rígidas horizontais são empregadas em cada um. Essas barras, também dispostas na cota 739,335, ligam os elementos lineares representativos dos pilares às superfícies médias do par de chapas paralelas que descrevem as vigas de seção transversal assimétrica separadas pela junta. Assim como já discutido em ligações de pilares com vigas assimétricas de cobertura, as barras horizontais representativas dos enrijecedores são conjuntamente solidarizadas, uma vez que contêm os nós secundários das barras rígidas que as vinculam aos pilares.

Quanto às ligações entre vigas de cobertura e empenas, efetivam-se nos modelos analíticos mediante simples intersecção entre as arestas das chapas que as representam.

A FIGURA 2.104, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas e dos pilares sobre os quais

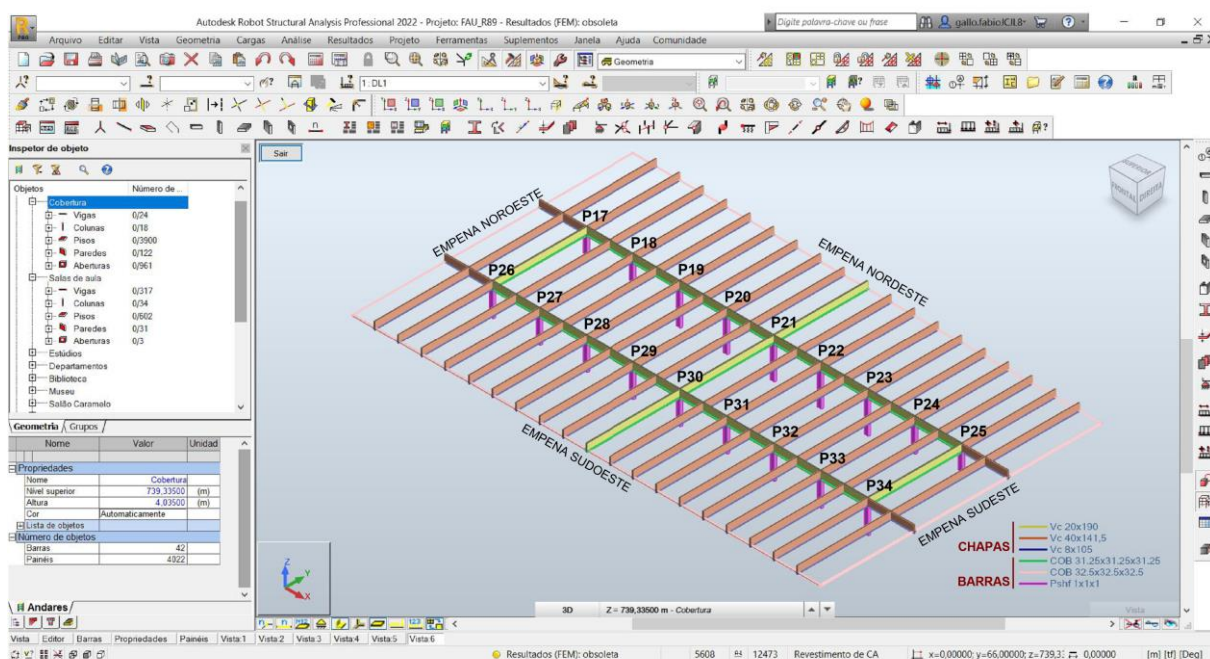
²⁴⁴ Para identificação dos eixos do edifício, cf. FIGURA 2.1.

descarregam, considerando as singularidades apontadas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descreve-las nos modelos estruturais analíticos.

FIGURA 2.104 – Representação geométrica das vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas e dos pilares sobre os quais descarregam.

Destaque para a legenda na qual constam, em centímetros, as dimensões das seções transversais das barras e as espessuras das chapas:

Vc 20x190 – viga com seção transversal assimétrica (chapa com espessura de 20 cm, representativa da altura da viga, conforme indicado na FIGURA 2.102); Vc 40x141,5 – viga com seção transversal simétrica (chapa com espessura de 40 cm, representativa da porção superior da viga, conforme indicado na FIGURA 2.101); Vc 8x105 – viga com seção transversal simétrica (chapa com espessura variável de 8 a 105 cm, representativa da porção inferior da viga, conforme indicado na FIGURA 2.101); COB 31,25x31,25x31,25 – enrijecedor horizontal presente na porção inferior da viga com seção transversal assimétrica (barra com seção transversal triangular, conforme indicado na FIGURA 2.102); COB 32,5x32,5x32,5 – enrijecedor horizontal presente nas empenas, análogos aos existentes na porção inferior das vigas com seção transversal assimétrica (barra com seção transversal análoga à indicada na FIGURA 2.102, no entanto com dimensões de 32,5 cm para os catetos do triângulo retângulo isósceles); Pshft 1x1x1 – pilar (barra com seção conforme indicado na FIGURA 2.17).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

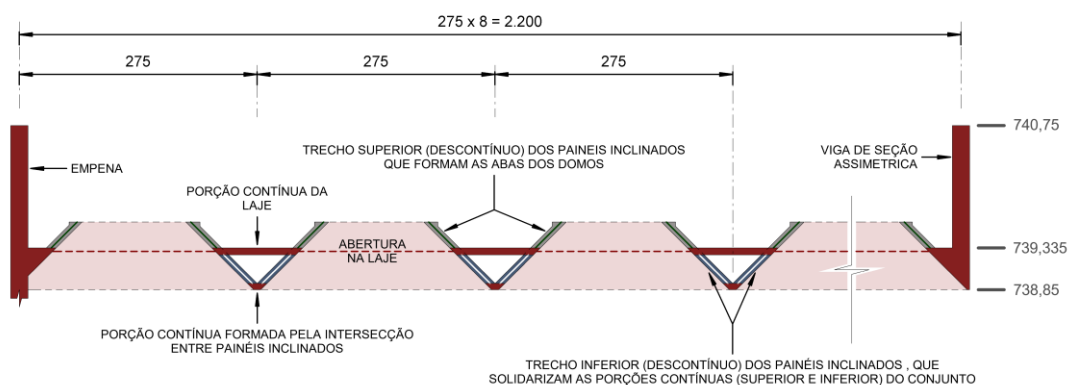
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.100, FIGURA 2.101, FIGURA 2.102 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

2.5.9.2 Lajes e domos

De acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes presentes na cobertura do edifício Vilanova Artigas possuem 8 cm de altura e estão dispostas alinhadas à cota 739,335 pelas superfícies superiores. Tomando-se o eixo das empenas e/ou vigas de cobertura em que se apoiam, essas lajes formam painéis de 22 x 5,5 m, os quais contêm 16 aberturas quadradas dispostas aos pares ao longo do comprimento. Nessas aberturas, em cada uma de suas quatro arestas, as lajes associam-se a quatro painéis inclinados com formato trapezoidal – também com 8 cm

de espessura – que delimitam a geometria tronco-piramidal dos domos da cobertura, ao se unirem, devido à inclinação que possuem, na cota de fundo das vigas (738,85). Essa porção inferior, que decorre da união dos painéis inclinados é contínua, assim como a superior descrita pelo trecho de lajes entre aberturas, conforme apresentado na FIGURA 2.105 a seguir. A solidarização entre as porções superior e inferior – que confere rigidez ao conjunto – efetiva-se por meio dos trechos inferiores e descontínuos dos próprios painéis inclinados que formam os domos. A descontinuidade desse trecho inferior dos painéis inclinados não fica clara na documentação de projeto estrutural, no entanto, foi identificada em intervenções realizadas na cobertura nas décadas de 1990 e 2000, quando da demolição da laje²⁴⁵, conforme ilustrado na FIGURA 2.106.

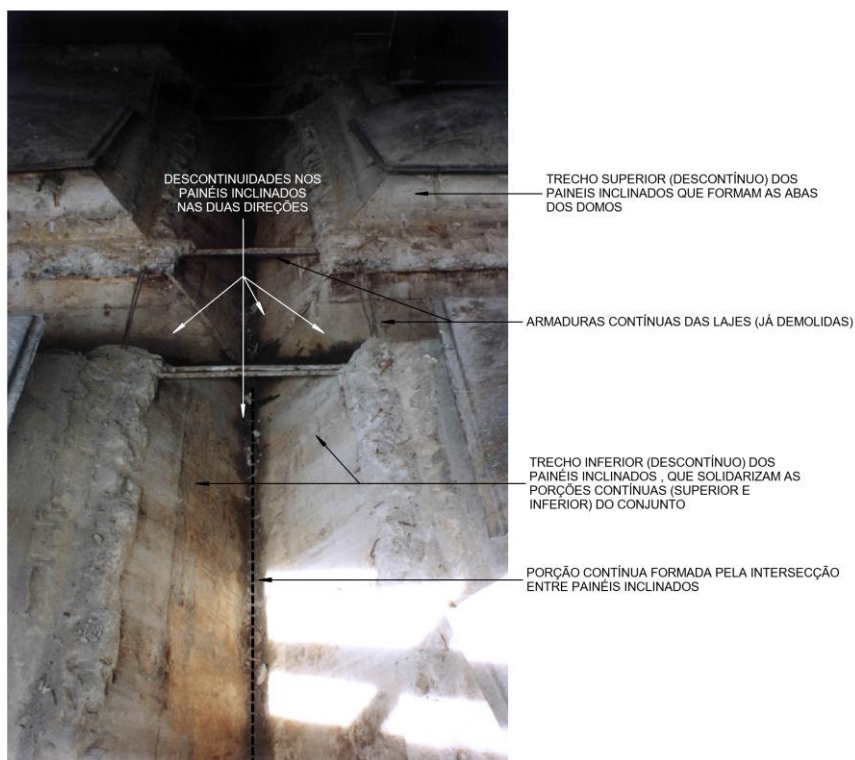
FIGURA 2.105 – Caracterização geométrica das porções de laje e de painéis inclinados que formam os domos na cobertura do edifício Vilanova Artigas segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

²⁴⁵ Sobre as intervenções realizadas na cobertura, cf. BAROSSO, A. C.; VERGILI, R.; OLIVEIRA, C. T. A. The roof: construction systems and their conservation. In PINHEIRO, M. L. B. et al. (Coord.). **Subsidies for a Conservation Management Plan: Vilanova Artigas Building** (School of Architecture and Urbanism of the University of São Paulo - FAUUSP). São Paulo: Keeping It Modern Program – Getty Foundation, 2017. p. 124-200. Disponível em: <http://www.getty.edu/foundation/pdfs/kim/fauusp_ilanova_artigas_building_cmp2.pdf>. Acesso em: 08 jan. 2019.

FIGURA 2.106 – Descontinuidades na porção inferior dos painéis inclinados que formam os domos na cobertura do edifício Vilanova Artigas, identificadas em intervenção realizada na década de 2000, quando da demolição da laje.



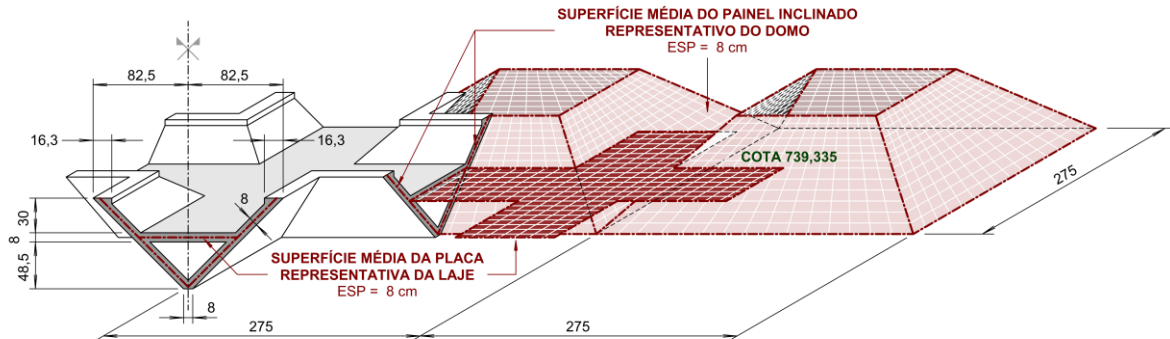
Fonte: anotações realizadas pelo autor sobre fotografia de SIMÕES²⁴⁶, 2002.

Quanto à representação geométrica nos modelos analíticos, empregaram-se elementos estruturais bidimensionais horizontais (placas) e inclinados (painéis) para descrever, respectivamente, as lajes e domos da cobertura, conforme indicado a seguir, na FIGURA 2.107.

²⁴⁶ João Roberto Leme Simões foi professor do departamento de Tecnologia da Arquitetura (AUT) da FAU-USP desde 1978 e esteve presente em obras realizadas na cobertura do edifício.

FIGURA 2.107 – Geometria da seção de concreto e estratégia de representação das lajes e domos da cobertura nos modelos analíticos.

Destaque para o traçado das superfícies médias das placas e dos painéis inclinados à 45° representativos, respectivamente, das lajes e dos domos.



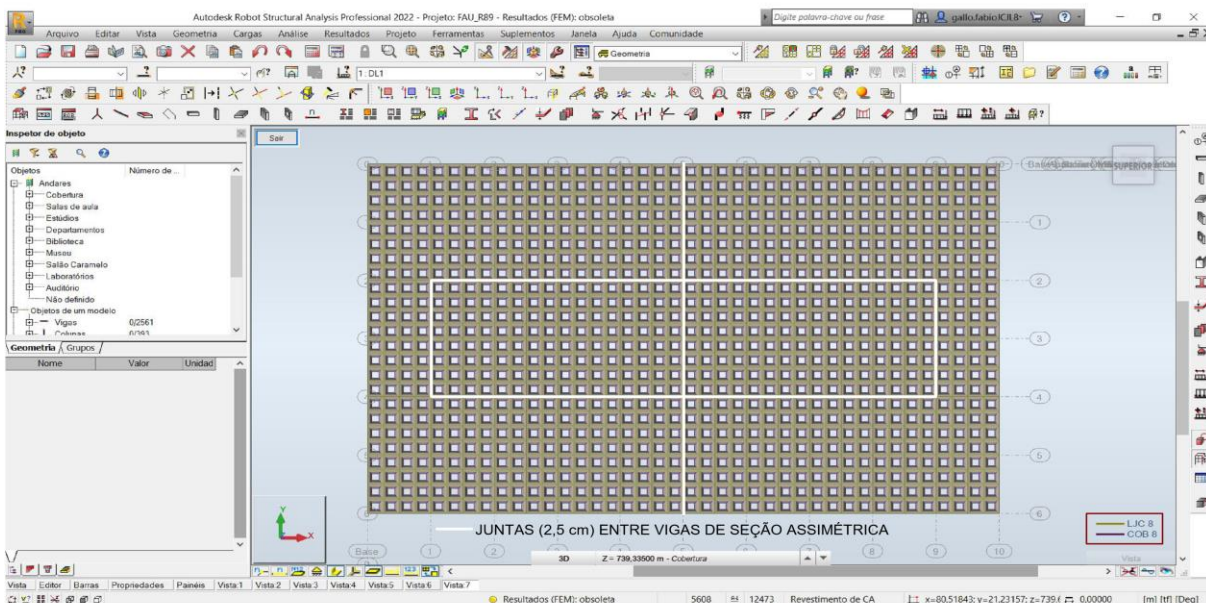
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

A FIGURA 2.108, apresentada a seguir, ilustra a representação geométrica geral das lajes e domos da cobertura do edifício Vilanova Artigas, considerando as singularidades apontadas ao longo deste item e as respectivas estratégias para descreve-las nos modelos estruturais analíticos.

FIGURA 2.108 – Representação geométrica das lajes e domos da cobertura do edifício Vilanova Artigas nos modelos estruturais analíticos.

Destaque para a junta de 2,5 cm entre vigas de seção assimétrica e para a legenda na qual constam, em centímetros, as alturas das placas e espessuras dos painéis inclinados:

LJC 8 – laje de cobertura (placa com altura de 8 cm); COB 8 – painel inclinado que forma o domo (painel com espessura de 8 cm).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.105, FIGURA 2.106, FIGURA 2.107 e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

CAPÍTULO 3

Representação das condições de vínculo

Descrição do capítulo

O capítulo visa caracterizar as condições de vínculo adotadas nos modelos estruturais analíticos desenvolvidos nesta pesquisa para o edifício Vilanova Artigas. Discutem-se os vínculos dos elementos estruturais entre si e com o meio externo, bem como as respectivas representações adotadas nos modelos computacionais.

3.1 Introdução

Além da representação geométrica das partes constituintes da estrutura, discutida no CAPÍTULO 2, necessita-se descrever nos modelos estruturais analíticos as condições de vínculo (ligações) dessas partes, seja entre si ou com o meio externo. A importância do reconhecimento das vinculações existentes na estrutura real decorre de que essas afetam o comportamento estrutural na medida em que governam os movimentos relativos entre os elementos que a constituem. Assim, nos modelos analíticos, os movimentos de corpo rígido das partes da estrutura, em termos de translações e rotações, podem ser liberados ou restringidos conforme as condições de vínculo adotadas.

Nesta pesquisa, para o caso do edifício Vilanova Artigas, as condições de vínculo foram representadas com base na documentação de projeto estrutural elaborada pelo Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz entre junho de 1961 e janeiro de 1963 e em sua revisão, realizada entre abril de 1966 e fevereiro de 1968; no relatório de sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas nos meses de junho e julho de 1961 pela empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF; e nos processos FUNDUSP Nº 81.1.22075.51.0 e Nº 2000.1.263.51.8, que reúnem documentos acerca da contratação e execução dos serviços realizados, respectivamente, nos pilares P03 e P48, para substituição dos aparelhos de apoio dispostos em seus topos e sobre os quais descarregam trechos das empenas longitudinais do edifício. Com base nesse exame, tornou-se possível definir apoios representativos das condições de suporte da estrutura com o meio externo e formular idealizações para as ligações entre elementos estruturais.

Os vínculos com o meio externo, aplicados em pontos de contato dispostos nas fundações do edifício serão discutidos em 3.2 e os vínculos entre elementos estruturais, em 3.1.1.

3.2 Condições de vínculo com o meio externo

As ligações empregadas nos modelos analíticos para representar as condições de suporte do edifício com o meio externo foram, nesta pesquisa, aplicadas em pontos de contato dispostos nas fundações.

Conforme discutido no item 2.3 do CAPÍTULO 2, com o objetivo de minimizar custos computacionais, apenas as fundações dispostas sob os pilares da edificação foram representadas geometricamente nos modelos analíticos. Essas, caracterizadas no item 3.2.2, compreendem tubulões isolados; tubulões dispostos alinhados em trio, solidarizados por meio de bloco de coroamento; tubulões solidários a estacas inclinadas, por meio de bloco de coroamento; e grupo de estacas verticais solidarizadas por meio de bloco de coroamento.

Quanto às fundações empregadas sob os demais elementos estruturais do edifício – solicitadas por menores cargas e não representadas geometricamente nos modelos analíticos –, constam: estacas verticais dispostas diretamente sob bases alargadas de muros de arrimo; e estacas verticais isoladas dispostas sob blocos de coroamento que apoiam tanto vigas baldrame quanto muros de arrimo desprovidos de base alargada. Essas fundações, substituídas nos modelos analíticos por apoios indeslocáveis, serão discutidas em 3.2.4.

Nas fundações dispostas sob os pilares foram aplicadas às pontas das estacas e às bases dos tubulões apoios simples de segundo gênero (articulados fixos) e, no caso dos tubulões, também apoios elásticos lineares translacionais dispostos ao longo dos fustes para oferecer restrições parciais aos deslocamentos horizontais, conforme será discutido em 3.2.3. Para determinação dos coeficientes de reação horizontais dos apoios elásticos utilizaram-se dados provenientes de sondagens realizadas à época da construção, as quais serão apresentadas no item 3.2.1 a seguir.

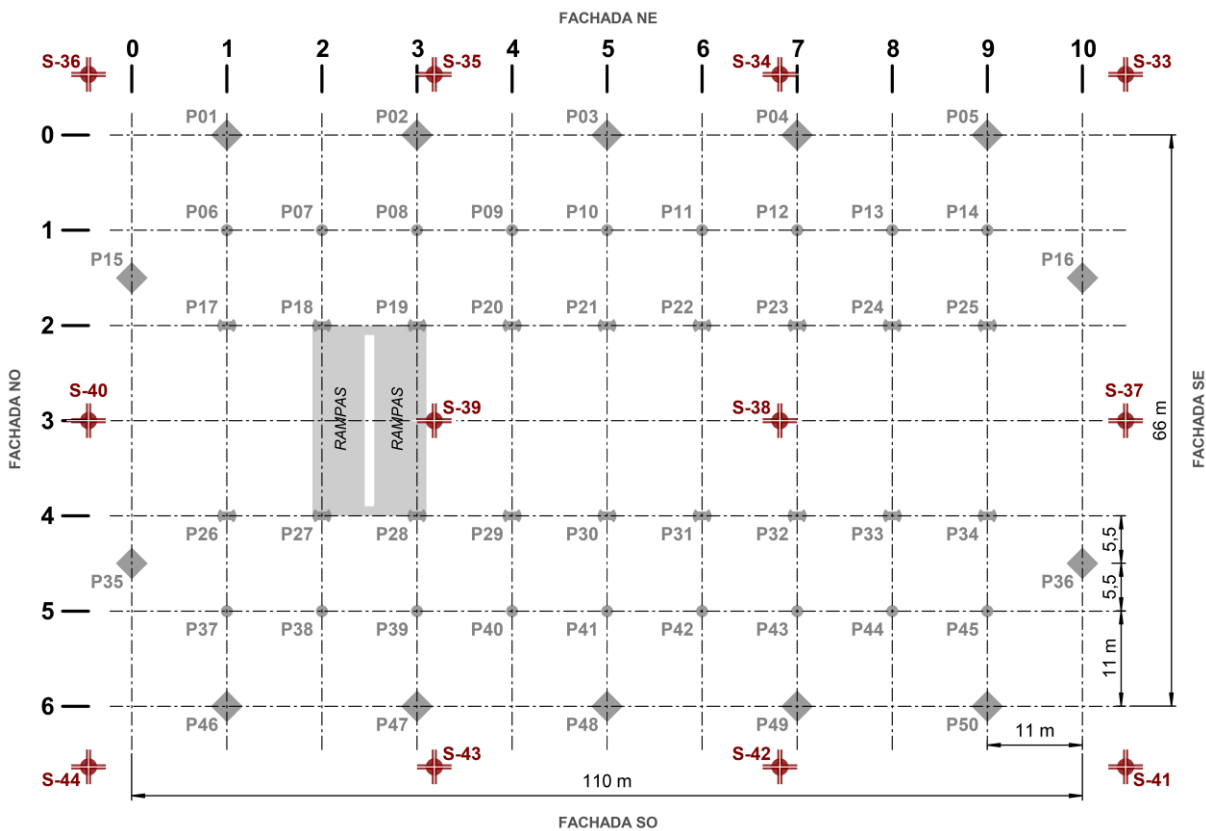
3.2.1 Caracterização do subsolo

De acordo com o relatório²⁴⁷ endereçado ao *Fundo para Construção da Cidade Universitária “Armando de Salles Oliveira” – F.C.C.U.A.S.O.* – em agosto de 1961 pela empresa *S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF*, doze sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT²⁴⁸ foram realizadas nos meses de junho e julho daquele ano na área destinada à implantação do Edifício Vilanova Artigas. A FIGURA 3.1, apresentada a seguir, indica a locação dos furos realizados e a TABELA 3.1, reúne as cotas altimétricas de interesse registradas nas perfurações.

²⁴⁷ Os arquivos digitalizados do relatório de sondagem original foram cedidos pela Superintendência do Espaço Físico da Universidade de São Paulo (SEF).

²⁴⁸ Abreviatura do nome do ensaio (*standard penetration test*) pelo qual se determina o índice de resistência à penetração (N) dos solos, conforme definido em ABNT NBR 6484 (2001, p. 2).

FIGURA 3.1 – Locação dos doze furos de sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 na área destinada à implantação do Edifício Vilanova Artigas.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do relatório de autoria da empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF (folhas 58, 59 e 64) e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 1).

A FIGURA 3.2, FIGURA 3.3 e FIGURA 3.4 agrupam resultados dos três quartetos de ensaios dispostos linearmente ao longo do comprimento do edifício: junto à fachada NE (S-33, S-34, S-35 e S-36), voltados à Avenida Prof. Luciano Gualberto; na seção longitudinal que passa pelo centro do edifício (S-37, S-38, S-39 e S-40); e junto à fachada SO (S-41, S-42, S-43 e S-44), voltados à Rua do Lago. Nessas figuras, apresentam-se os níveis do pavimento térreo (725,80), primeiro (723,90) e segundo (722,00) subsolos, a posição do nível d'água (N.A.), os tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro, obtidos nas sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961.

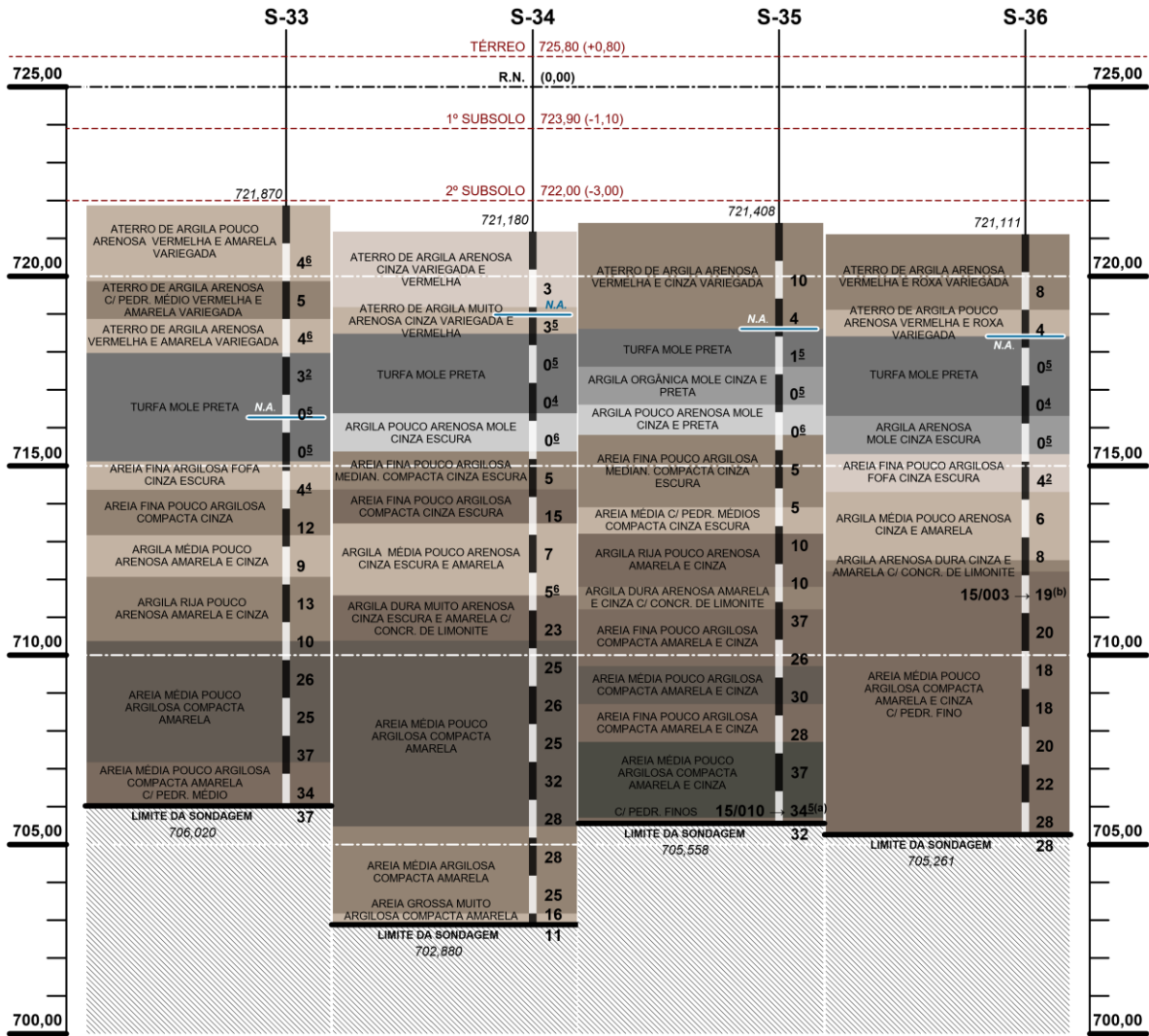
TABELA 3.1: Caracterização das cotas altimétricas da superfície do terreno, do nível d'água (N.A.) e da profundidade dos furos das sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 na área destinada à implantação do edifício Vilanova Artigas.

| Sondagem | Localização do furo | Cota do terreno | Cota e data do N.A. | Profundidade e cota do limite do furo |
|-----------------|--|------------------------|----------------------------|--|
| S-33 | | 721,870 | 716,270 (21.07.61) | 15,85 (706,020) |
| S-34 | Fachada NE (Av. Prof. Luciano Gualberto) | 721,180 | 718,980 (05.07.61) | 18,30 (702,880) |
| S-35 | | 721,408 | 718,608 (03.07.61) | 15,85 (705,558) |
| S-36 | | 721,111 | 718,411 (01.07.61) | 15,85 (705,261) |
| S-37 | | 722,769 | 716,769 (19.07.61) | 16,00 (706,769) |
| S-38 | Seção longitudinal que passa pelo centro do edifício | 722,607 | 719,607 (08.07.61) | 18,85 (703,757) |
| S-39 | | 721,616 | 718,216 (27.06.61) | 15,75 (705,866) |
| S-40 | | 721,488 | 718,788 (21.06.61) | 17,85 (703,638) |
| S-41 | | 723,580 | 720,380 (17.07.65) | 15,80 (707,780) |
| S-42 | Fachada SO (R. do Lago) | 722,558 | 720,358 (12.07.61) | 15,90 (706,658) |
| S-43 | | 722,332 | 719,132 (24.06.61) | 16,95 (705,382) |
| S-44 | | 722,325 | 719,525 (17.06.61) | 16,90 (705,425) |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do relatório de autoria da empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF (folhas 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44 e 45).

FIGURA 3.2 – Caracterização dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, da posição do nível d'água (N.A.) e dos índices de resistência à penetração (N) a cada metro, conforme indicado nas sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 junto à fachada NE (S-33, S-34, S-35 e S-36) do edifício Vilanova Artigas (voltadas à Avenida Prof. Luciano Gualberto).

Como referência apresentam-se os níveis do pavimento térreo (725,80), primeiro (723,90) e segundo (722,00) subsolos.



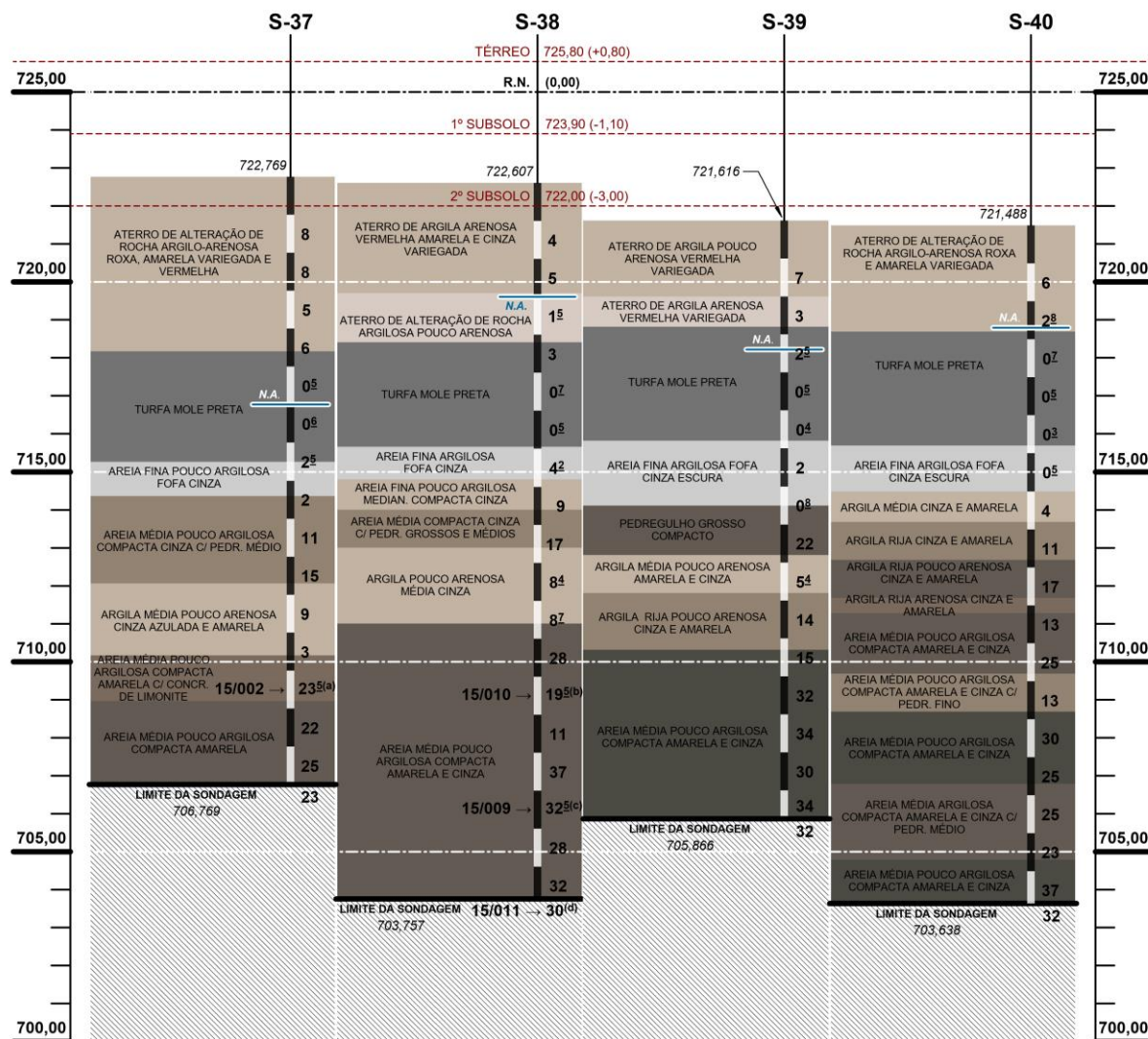
NOTAS

- (a) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAGEM"), NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS N_{SPT} ANTERIOR (37) E POSTERIOR (32).
- (b) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAGEM"), NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS DOIS N_{SPT} POSTERIORES (20 E 18).

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do relatório de autoria da empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF (folhas 34, 35, 36 e 37).

FIGURA 3.3 – Caracterização dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, da posição do nível d’água (N.A.) e dos índices de resistência à penetração (N) a cada metro, conforme indicado nas sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 na seção longitudinal que passa pelo centro do edifício (S-37, S-38, S-39 e S-40).

Como referência apresentam-se os níveis do pavimento térreo (725,80), primeiro (723,90) e segundo (722,00) subsolos.



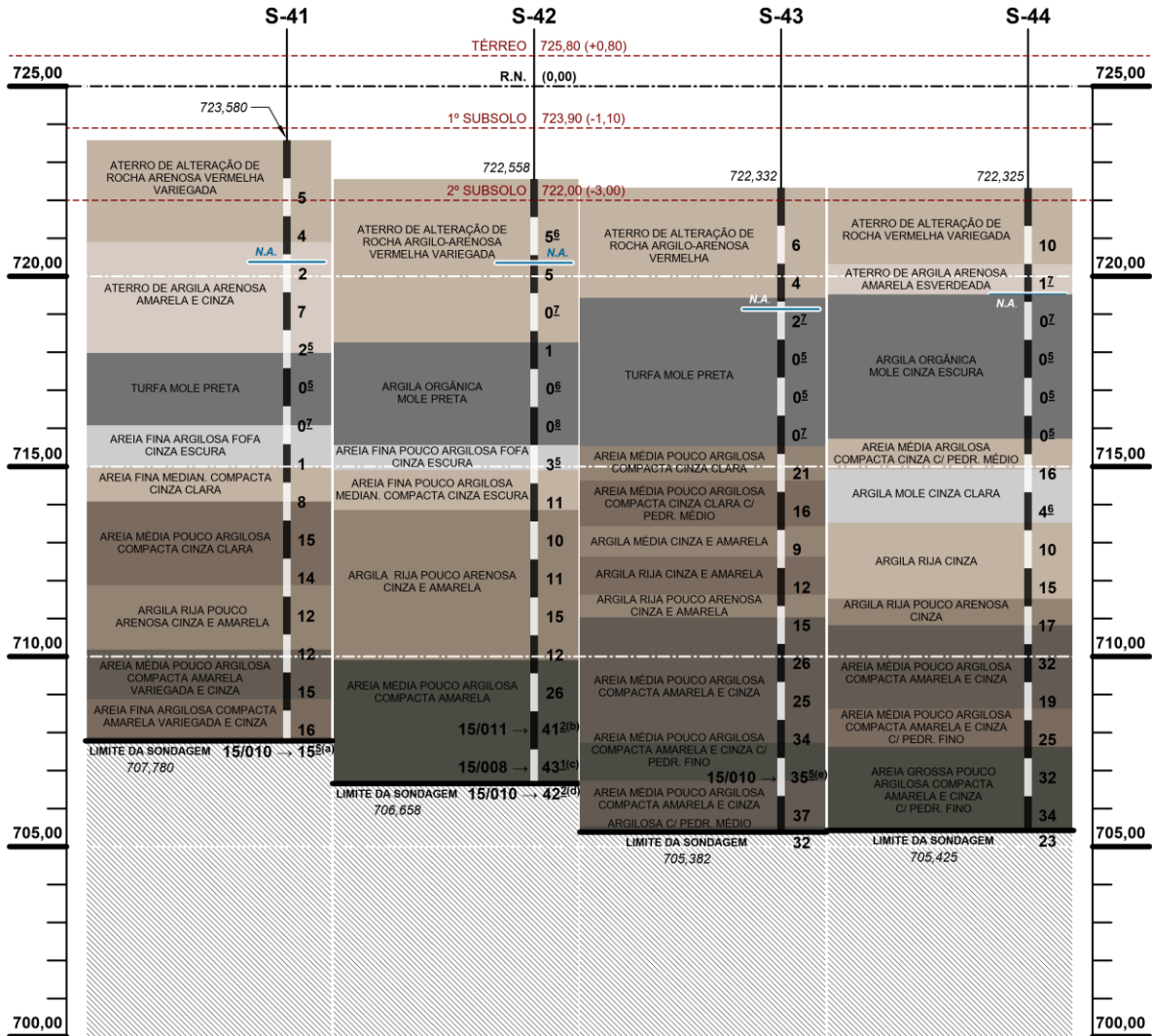
NOTAS

- (a) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAAGEM"). NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS DOIS N_{SPT} POSTERIORES (22 E 25).
- (b) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAAGEM"). NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS N_{SPT} ANTERIOR (28) E POSTERIOR (11).
- (c) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAAGEM"). NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS N_{SPT} ANTERIOR (37) E POSTERIOR (28).
- (d) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAAGEM"). NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS DOIS N_{SPT} ANTERIORES (32 E 28).

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do relatório de autoria da empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF (folhas 38, 39, 40 e 41).

FIGURA 3.4 – Caracterização dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, da posição do nível d'água (N.A.) e dos índices de resistência à penetração (N) a cada metro, conforme indicado nas sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT realizadas em 1961 junto à fachada SO (S-41, S-42, S-43 e S-44) do edifício Vilanova Artigas (voltadas à Rua do Lago).

Como referência apresentam-se os níveis do pavimento térreo (725,80), primeiro (723,90) e segundo (722,00) subsolos.



NOTAS

- (a) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAAGEM"). NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS DOIS N_{SPT} ANTERIORES (16 E 15).
- (b) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAAGEM"). NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS N_{SPT} ANTERIOR (26) E POSTERIOR (15/010 → 15X30/8=56³).
- (c) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAAGEM"). NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS N_{SPT} ANTERIOR (41¹) E POSTERIOR (15/010 → 15X30/10=45).
- (d) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAAGEM"). NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS DOIS N_{SPT} ANTERIORES (43¹ E 41¹).
- (e) PARA EFEITO DESTA PESQUISA O VALOR FOI CONSIDERADO ESPÚRIO ("PICO DE SONDAAGEM"). NESSE CASO FOI ADOTADA A MÉDIA ENTRE OS N_{SPT} ANTERIOR (34) E POSTERIOR (37).

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do relatório de autoria da empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF (folhas 42, 43, 44 e 45).

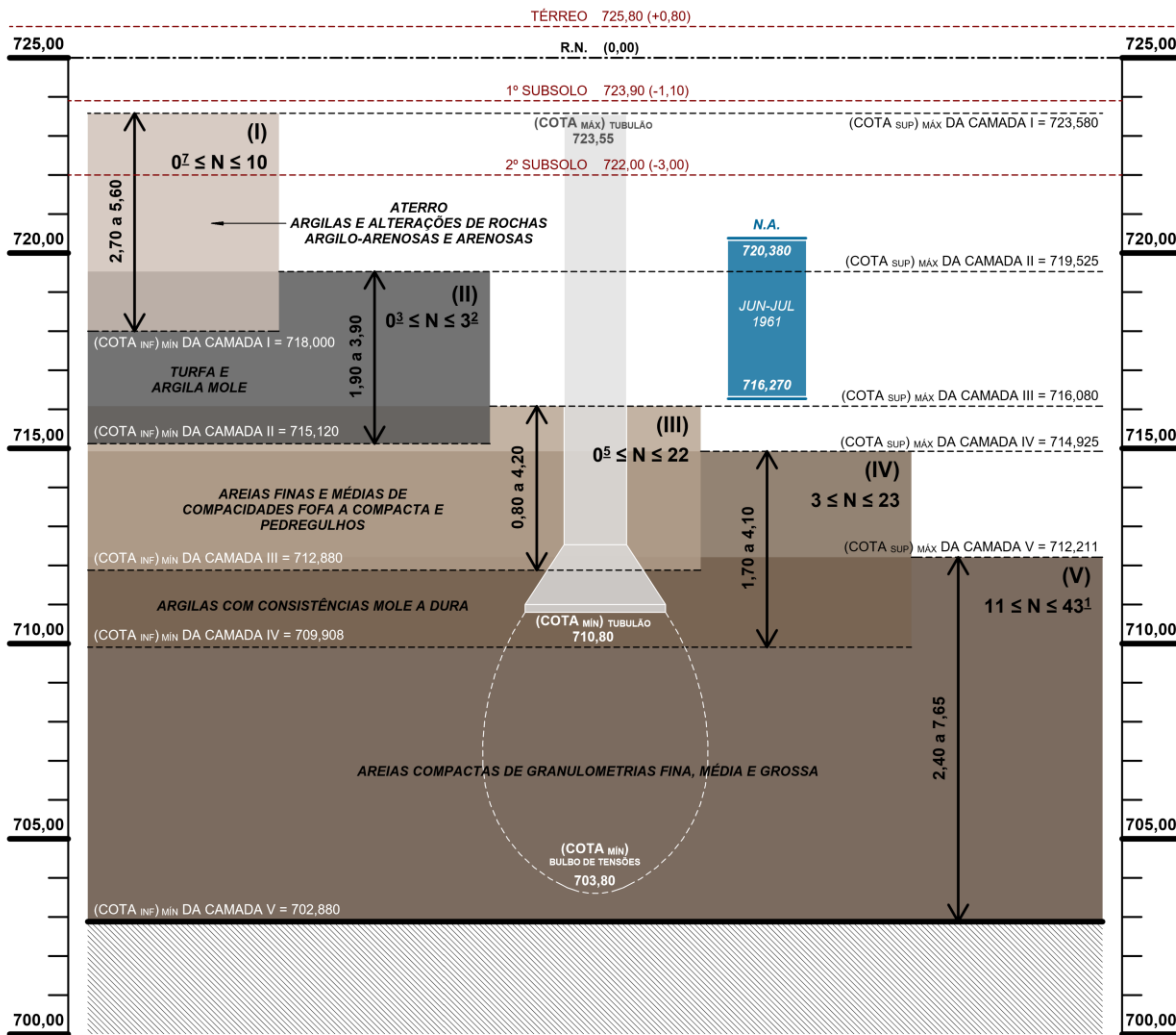
Com base na FIGURA 3.2, FIGURA 3.3 e FIGURA 3.4, cinco agrupamentos de camadas podem ser identificados no subsolo do terreno onde o edifício Vilanova Artigas está implantado. Ordenados sequencialmente a partir da superfície têm-se:

- I. *Camadas de aterro, formadas por argilas e alterações de rochas argilo-arenosas e arenosas*, com espessura total variável entre 2,70 m (S-34 e S-36) e 5,60 m (S-41) e índices de resistência à penetração (N) entre 0,7 (S-42) e 10 (S-35 e S-44);
- II. *Camadas de turfa e de argila mole*, com espessura total variável entre 1,90 m (S-41) e 3,90 m (S-43) e índices de resistência à penetração (N) entre 0,3 (S-40) e 3,2 (S-33);
- III. *Camadas de areias finas e médias de compacidades fofa a compacta e de pedregulhos*, com espessura total variável entre 80 cm (S-44) e 4,20 m (S-41) e índices de resistência à penetração (N) entre 0,5 (S-40 e S-44) e 22 (S-39);
- IV. *Camadas de argilas com consistências mole a dura*, com espessura total variável entre 1,70 m (S-41) e 4,10 m (S-44) e índices de resistência à penetração (N) entre 3 (S-40 e S-44) e 23 (S-34);
- V. *Camadas de areias compactas de granulometrias fina, média e grossa*, com espessura total variável entre 2,40 m (S-41) e 7,65 m (S-40) e índices de resistência à penetração (N) entre 11 (S-38) e 43¹ (S-42).

A FIGURA 3.5, a seguir, ilustra os cinco agrupamentos de camadas identificados, os posiciona altimetricamente segundo as respectivas profundidades de ocorrência e indica a variação da posição dos níveis d'água (N.A.) obtidos nos ensaios (mínimo de 716,27 no perfil S-33 e máximo de 720,38 no perfil S-41). Além desses parâmetros a figura traz indicação das cotas máxima (de topo = 723,55) e mínima (de base = 710,80) dos tubulões presentes nas fundações do edifício Vilanova Artigas, bem como a representação do bulbo de tensões com alcance máximo (tomado como o dobro do diâmetro da base) na cota 703,80.

FIGURA 3.5 – Caracterização dos cinco agrupamentos de camadas identificados no subsolo do terreno em que o edifício Vilanova Artigas está implantado, bem como da variação da posição dos níveis d'água (N.A.), conforme indicado nas sondagens realizadas em 1961.

Como referência, apresentam-se os níveis do pavimento térreo (725,80), primeiro (723,90) e segundo (722,00) subsolos, além da indicação das cotas máxima (de topo = 723,55) e mínima (de base = 710,80) dos tubulões utilizados nas fundações do edifício, bem como a representação do bulbo de tensões com alcance máximo (tomado como o dobro do diâmetro da base) na cota 703,80.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 3.2, FIGURA 3.3 e FIGURA 3.4, e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 2).

Além de apresentarem, para um mesmo agrupamento de camadas, elevada dispersão nos índices de resistência à penetração (N), esses também variam entre ensaios para uma mesma cota altimétrica que se tome como referência. Ao se examinar, por exemplo, a cota 710,00, identifica-se na FIGURA 3.2 valores de N iguais a 10, 25, 26 e 18, respectivamente, para os ensaios S-33, S-34, S-35 e S-36. Na FIGURA 3.3, para a mesma cota altimétrica, os valores de N são 3, 28, 15 e 25 para os ensaios S-37, S-38, S-39 e S-40, respectivamente. E por fim, ao se examinar

FIGURA 3.4, os valores de N para a cota 710,00 são 12, 12, 26 e 32 para, respectivamente, os ensaios S-41, S-42, S-43 e S-44. Portanto, nesse caso, a relação entre o maior índice de resistência à penetração (N=32) e o menor²⁴⁹ (N=3) supera o valor de 10 para a cota altimétrica examinada, a qual, conforme será discutido em 3.2.2, corresponde à da profundidade aproximada em que as bases dos tubulões estão assentadas.

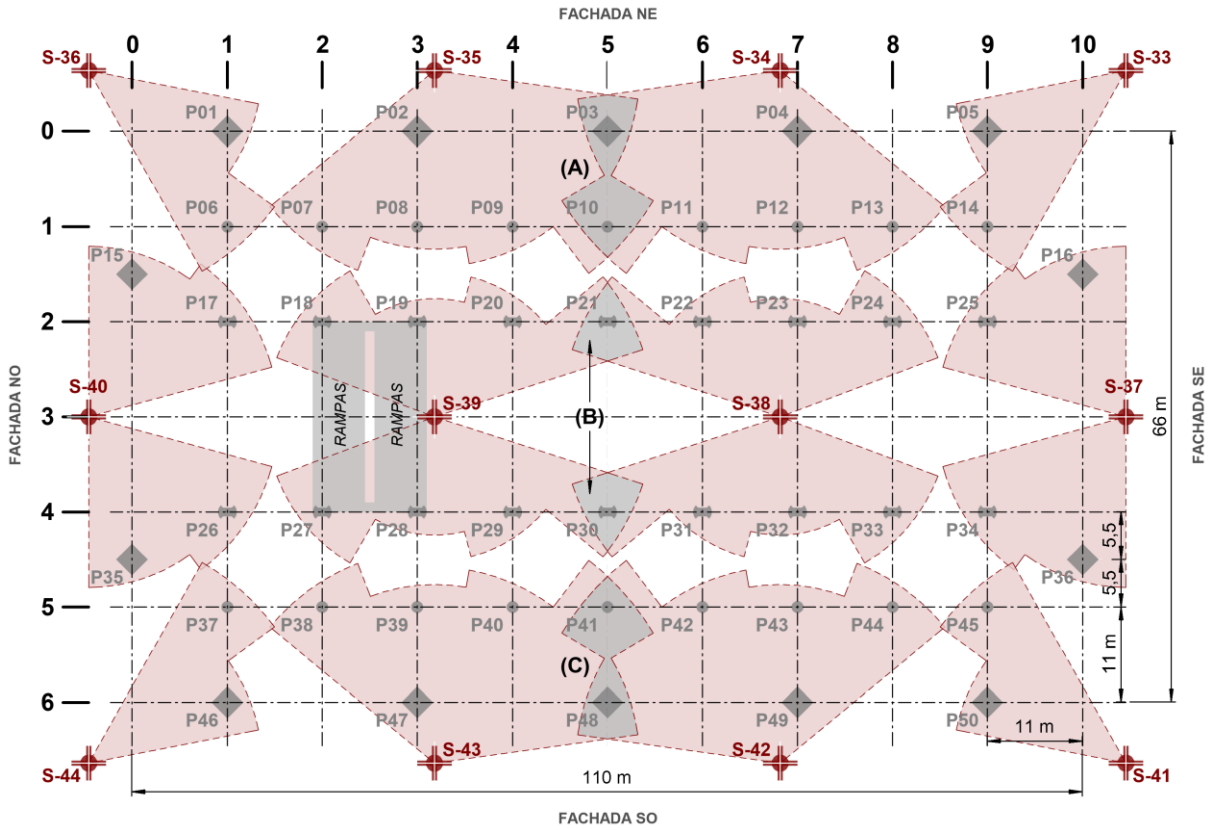
Em vista dessa variabilidade, optou-se, para a avaliação da interação solo-estrutura, por não se adotar um único perfil de sondagem representativo do subsolo onde o edifício está implantado, mas associar cada pilar ao perfil que lhe é mais próximo, conforme apresentado na FIGURA 3.6. Nos casos em que o pilar equidista de dois perfis de sondagem contíguos – regiões (A), (B) e (C) indicadas na figura – elaboraram-se perfis auxiliares obtidos por meio de interpolação linear dos resultados oferecidos por ambos.

A FIGURA 3.7, FIGURA 3.8 e FIGURA 3.9, apresentadas na sequência, ilustram os perfis de sondagem auxiliares S-34/S-35, S-38/S-39 e S-42/S-43, representativos, respectivamente, das regiões (A), (B) e (C), as quais contêm, nessa ordem, os pilares P03 e P10, P21 e P30, e P41 e P48.

²⁴⁹ Caso o valor N=3 seja eliminado por ser considerado espúrio, o menor índice de resistência à penetração para a cota 710,00 passa a ser N=10, o qual resulta aproximadamente 1/3 menor do que o maior valor (N=32), ou seja, ainda se mantém significativa a variação entre os índices N obtidos para a profundidade em estudo.

FIGURA 3.6 – Associação das sondagens aos pilares do Edifício Vilanova Artigas, segundo o critério de proximidade com os furos realizados.

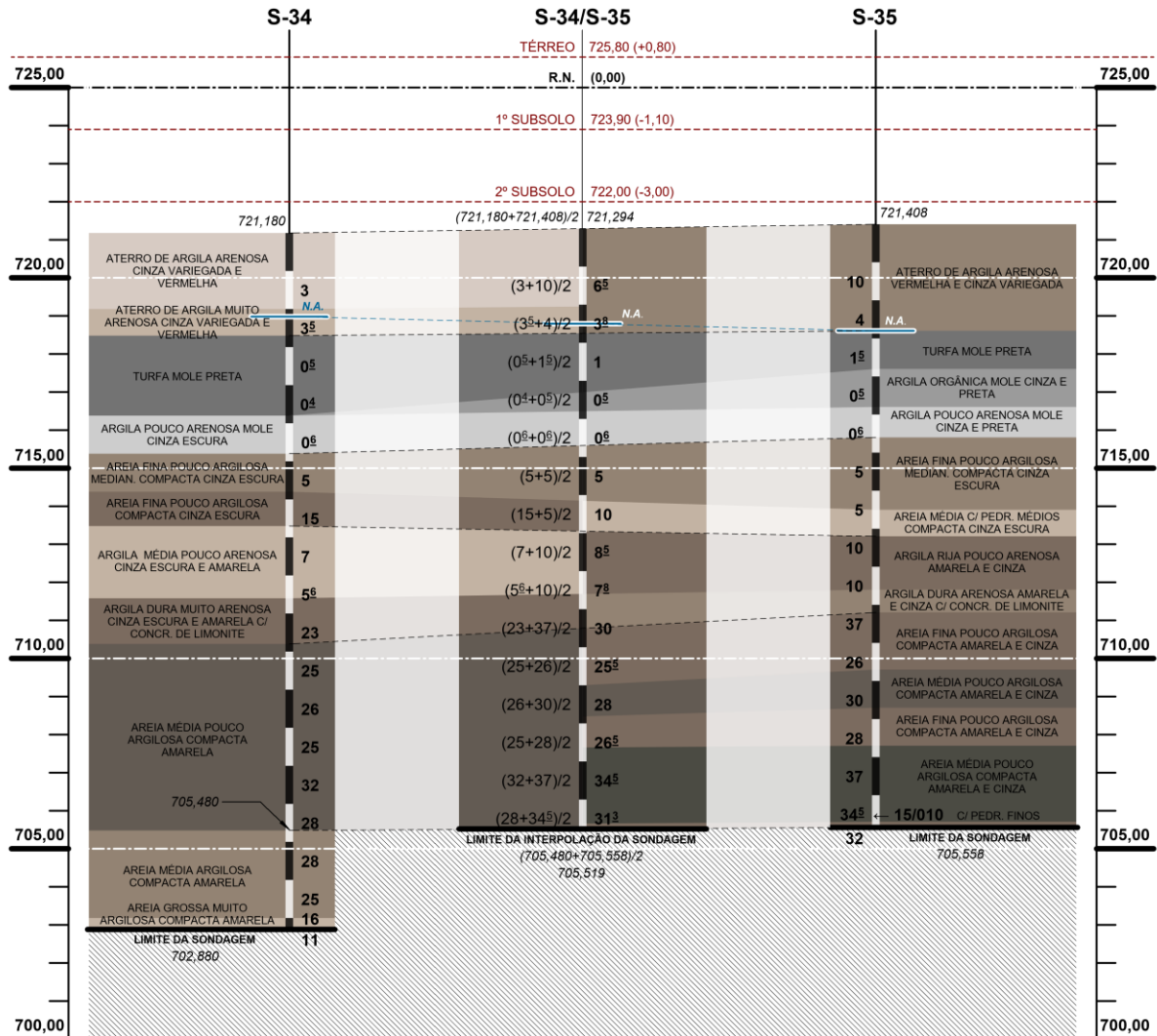
- (A) Região que contém os pilares P03 e P10, os quais equidistam das sondagens S-34 e S-35.
 (B) Região que contém os pilares P21 e P30, os quais equidistam das sondagens S-38 e S-39.
 (C) Região que contém os pilares P41 e P48, os quais equidistam das sondagens S-42 e S-43.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do relatório de autoria da empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF (folhas 58, 59 e 64) e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 1).

FIGURA 3.7 – Perfil de sondagem S-34/S-35, obtido por meio de interpolação linear dos resultados das sondagens S-34 e S-35. O perfil é representativo do subsolo em torno das fundações dos pilares P03 e P10 do edifício Vilanova Artigas.

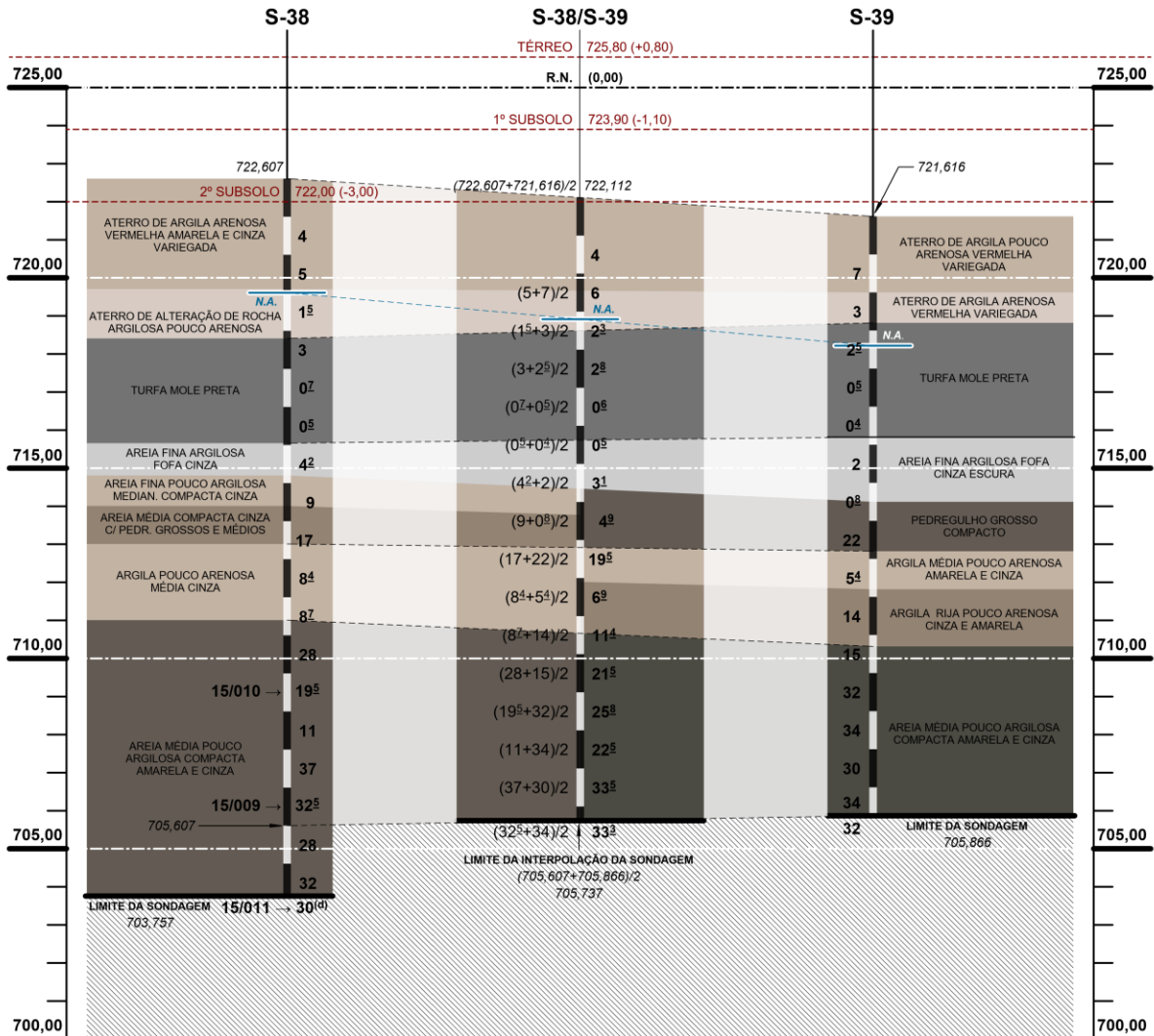
Como referência, apresentam-se os níveis do pavimento térreo (725,80), primeiro (723,90) e segundo (722,00) subsolos.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do relatório de autoria da empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF (folhas 35 e 36).

FIGURA 3.8 – Perfil de sondagem S-38/S-39, obtido por meio de interpolação linear dos resultados das sondagens S-38 e S-39. O perfil é representativo do subsolo em torno das fundações dos pilares P21 e P30 do edifício Vilanova Artigas.

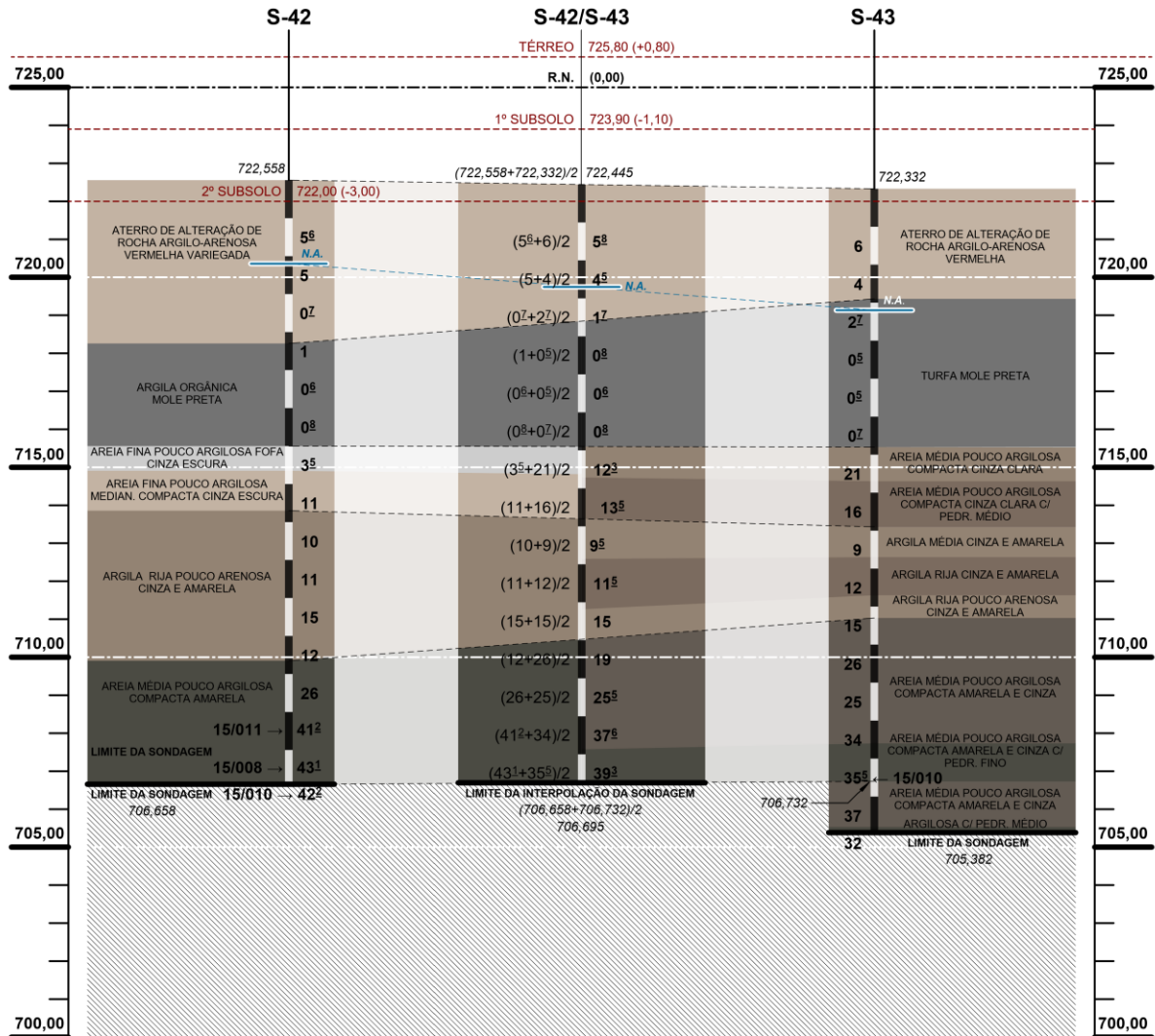
Como referência, apresentam-se os níveis do pavimento térreo (725,80), primeiro (723,90) e segundo (722,00) subsolos.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do relatório de autoria da empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF (folhas 39 e 40).

FIGURA 3.9 – Perfil de sondagem S-42/S-43, obtido por meio de interpolação linear dos resultados das sondagens S-42 e S-43. O perfil é representativo do subsolo em torno das fundações dos pilares P41 e P48 do edifício Vilanova Artigas.

Como referência, apresentam-se os níveis do pavimento térreo (725,80), primeiro (723,90) e segundo (722,00) subsolos.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do relatório de autoria da empresa S/A Brasileira de Fundações – SOBRAF (folhas 43 e 44).

3.2.2 Caracterização dos elementos de fundação

As cargas do edifício Vilanova Artigas são transmitidas ao solo por meio de estacas e tubulões, conforme indicado na documentação de projeto estrutural elaborada pelo Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz entre junho de 1961 e janeiro de 1963 e em sua revisão, realizada entre abril de 1966 e fevereiro de 1968.

Na versão inicial do projeto, a folha 2/1961²⁵⁰ indica que cada um dos 50 pilares transfere as cargas verticais do edifício, que variam entre 225 tf e 1.000 tf, aos respectivos tubulões, dispostos alinhados aos seus centros de gravidade. Com comprimento variando entre 6,00 m e 12,75 m, esses tubulões possuem bases circulares alargadas com diâmetros entre 170 cm e 360 cm assentadas entre as cotas 710,80 e 711,50, conforme se pode observar na FIGURA 3.10 e na TABELA 3.2.

Além dos tubulões, esse projeto estrutural inicial contempla a cravação de 358 estacas na direção vertical, com capacidade de 20 tf cada – sem menção ao formato e dimensões de suas seções transversais, nem ao material de que são constituídas –, sendo 46 com 10 m de profundidade, 190 com 12 m e 122 com 14 m, segundo o “resumo” apresentado na própria folha do desenho. O projeto indica o posicionamento das estacas e suas cotas de topo, sem associar, no entanto, cada qual à respectiva profundidade. Essas estacas são empregadas sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrames, as quais têm a função de travar os topos dos tubulões ou de receber cargas das lajes maciças do pavimento térreo (cota 725,80 | +0,80)²⁵¹ e do primeiro (cota 723,90 | -1,10) e segundo (cota 722,00 | -3,00) subsolos.

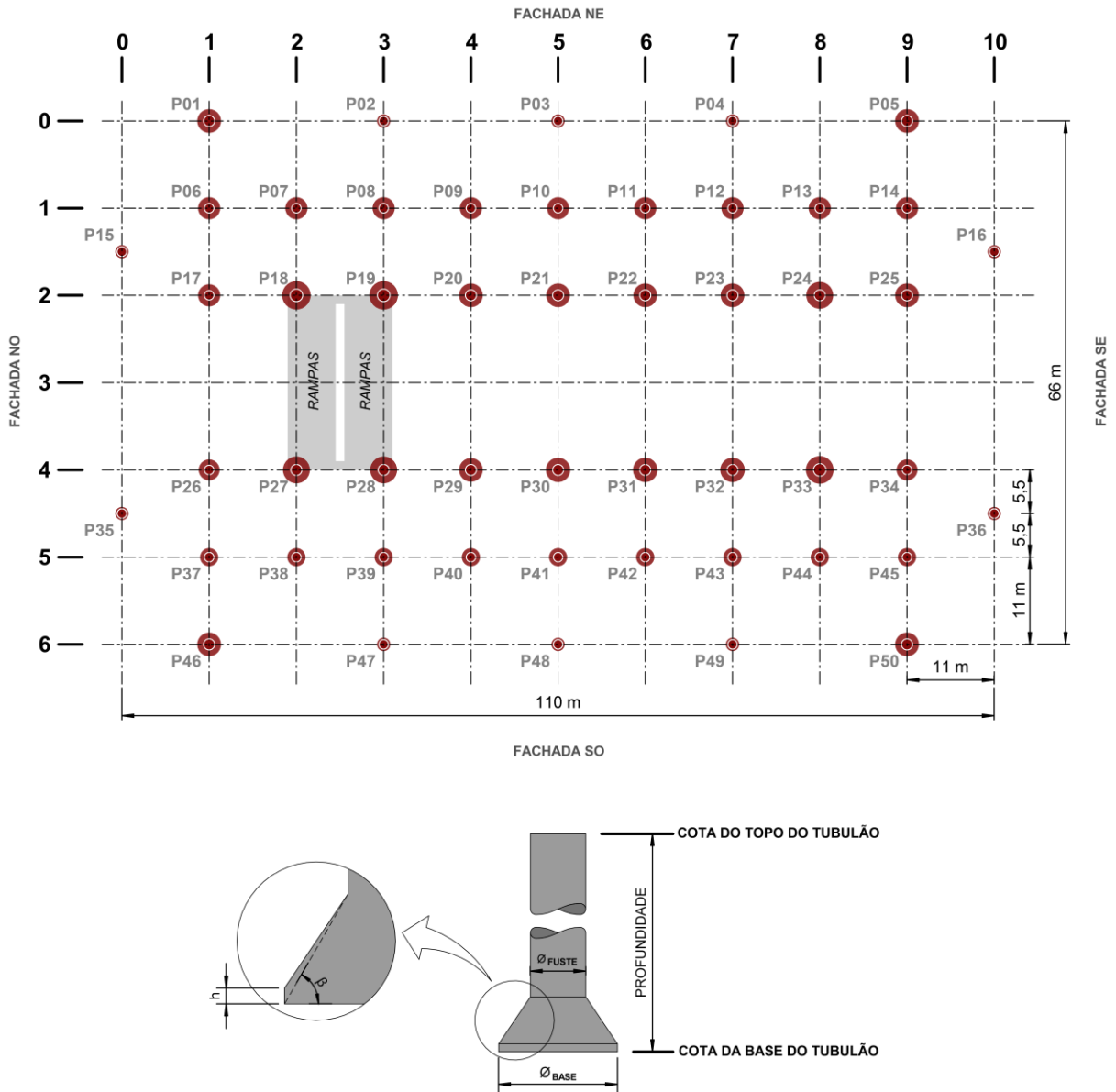
²⁵⁰ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de estaqueamento e localização dos tubulões. 11 out. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 2.

²⁵¹ A indicação entre parênteses compreende a cota altimétrica absoluta do pavimento (725,80) seguida da relativa (+0,80), adotada nas notações de projeto.

FIGURA 3.10 – Identificação dos tubulões, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961.

As cotas de topo e base dos tubulões, profundidades, diâmetros do fuste (\varnothing_{FUSTE}) e da base (\varnothing_{BASE}), conforme indicados na legenda, apresentam-se na TABELA 3.2;

Os parâmetros h e β não foram indicados no projeto estrutural. Para efeito de cálculos foram adotados nesta pesquisa os valores mínimos atualmente normalizados para h e β , que são, segundo ABNT NBR 6122 (2019, p. 29), respectivamente, 20 cm e 60°.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 2).

TABELA 3.2: Caracterização geométrica dos tubulões e respectivas previsões de cargas, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961.

Os tubulões sob cada pilar apresentam-se na tabela em ordem crescente quanto ao carregamento previsto no projeto original.

| Tubulão | Cota do topo | Cota da base | Prof. [m] | Carga [tf] | \varnothing_{FUSTE} [cm] | \varnothing_{BASE} [cm] |
|----------------|---------------------|---------------------|------------------|-------------------|----------------------------|---------------------------|
| P02 | 722,70 | 711,10 | 11,60 | | | |
| P03 | 722,50 | 711,00 | 11,50 | | | |
| P04 | 722,70 | 711,10 | 11,60 | | | |
| P47 | 723,45 | 711,10 | 12,35 | 225 | 120 | 170 |
| P48 | 723,50 | 711,20 | 12,30 | | | |
| P49 | 723,55 | 711,10 | 12,45 | | | |
| P15 | 722,70 | 711,20 | 11,50 | | | |
| P16 | 722,50 | 710,80 | 11,70 | 250 | 120 | 180 |
| P35 | 723,45 | 711,10 | 12,35 | | | |
| P36 | 723,45 | 711,00 | 12,45 | | | |
| P37 | 723,25 | 711,10 | 12,15 | | | |
| P38 | 723,50 | 711,10 | 12,40 | | | |
| P39 | 723,55 | 711,10 | 12,45 | | | |
| P40 | 723,55 | 711,10 | 12,45 | | | |
| P41 | 723,55 | 711,20 | 12,35 | 400 | 120 | 230 |
| P42 | 723,55 | 711,20 | 12,35 | | | |
| P43 | 723,40 | 711,10 | 12,30 | | | |
| P44 | 723,40 | 711,00 | 12,40 | | | |
| P45 | 723,55 | 710,80 | 12,75 | | | |
| P26 | 719,80 | 711,10 | 8,70 | 550 | 120 | 265 |
| P34 | 722,62 | 710,80 | 11,82 | | | |
| P06 | 722,40 | 711,40 | 11,00 | | | |
| P07 | 722,50 | 711,30 | 11,20 | | | |
| P08 | 722,50 | 711,00 | 11,50 | | | |
| P09 | 722,40 | 710,90 | 11,50 | | | |
| P10 | 722,50 | 711,50 | 11,00 | 600 | 120 | 280 |
| P11 | 722,50 | 711,20 | 11,30 | | | |
| P12 | 722,45 | 711,20 | 11,25 | | | |
| P13 | 722,50 | 711,00 | 11,50 | | | |
| P14 | 722,50 | 710,80 | 11,70 | | | |
| P17 | 721,40 | 711,20 | 10,20 | | | |
| P01 | 722,50 | 711,20 | 11,30 | | | |
| P05 | 722,50 | 710,90 | 11,60 | | | |
| P20 | 719,50 | 711,00 | 8,50 | | | |
| P21 | 720,00 | 711,10 | 8,90 | | | |
| P22 | 718,40 | 711,00 | 7,40 | 700 | 140 | 300 |
| P23 | 717,00 | 711,00 | 6,00 | | | |
| P25 | 722,00 | 710,80 | 11,20 | | | |
| P46 | 723,35 | 711,00 | 12,35 | | | |
| P50 | 723,35 | 711,00 | 12,35 | | | |
| P29 | 719,60 | 711,00 | 8,60 | 750 | | |

TABELA 3.2 (continuação)

| <i>Tubulão</i> | <i>Cota do topo</i> | <i>Cota da base</i> | <i>Prof. [m]</i> | <i>Carga [tf]</i> | \varnothing_{FUSTE} [cm] | \varnothing_{BASE} [cm] |
|----------------|---------------------|---------------------|------------------|-------------------|----------------------------|---------------------------|
| P30 | 718,85 | 711,00 | 7,85 | | | |
| P31 | 718,33 | 711,00 | 7,33 | 750 | 140 | 310 |
| P32 | 717,09 | 711,00 | 6,09 | | | |
| P24 | 719,00 | 711,00 | 8,00 | | | |
| P27 | 719,38 | 711,00 | 8,38 | 900 | 140 | 340 |
| P28 | 719,60 | 711,00 | 8,60 | | | |
| P33 | 719,00 | 710,80 | 8,20 | 950 | 160 | 350 |
| P18 | 719,30 | 711,10 | 8,20 | 1.000 | 160 | 360 |
| P19 | 719,40 | 711,00 | 8,40 | | | |

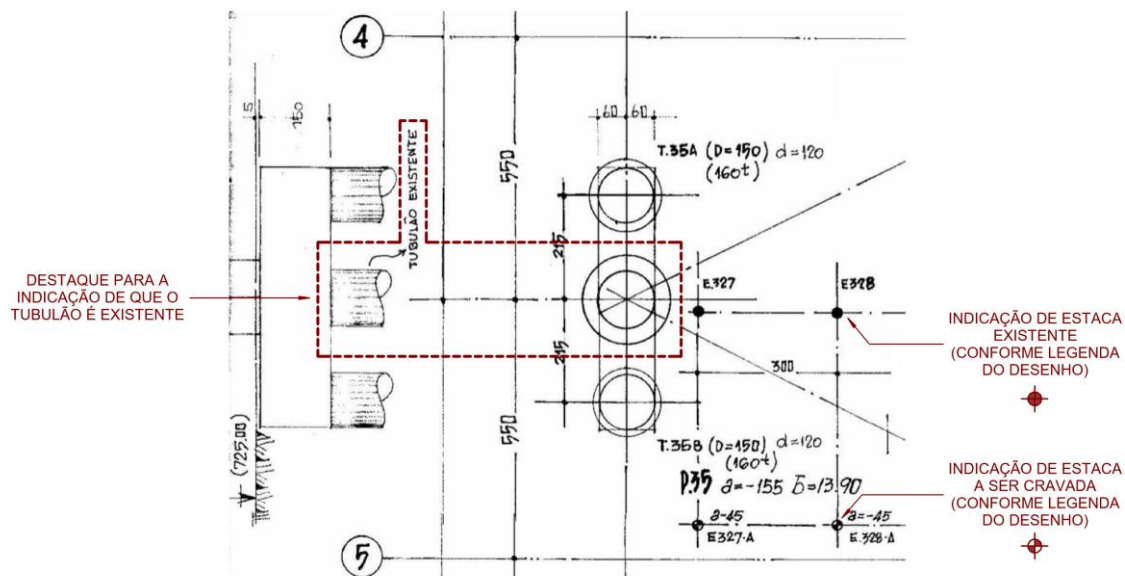
Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 2).

O exame de documentação oficial a que se obteve acesso, trocada entre agentes envolvidos na construção do edifício, indica que essas fundações já estavam executadas em 1966²⁵². De acordo com o ofício Nº 442, de julho de 1966, encaminhado pelo diretor da FAU, Pedro Moacyr do Amaral Cruz, ao reitor da universidade, Luiz Antônio da Gama e Silva, o terreno onde o edifício seria construído já estava “estaqueado” naquele momento. O termo “estaqueado”, empregado no documento, provavelmente refere-se não somente às estacas, como também aos tubulões previstos no projeto inicial (1961-1963), pois numa das folhas revisadas²⁵³ do projeto estrutural, datada de maio de 1966, consta a indicação de acréscimo de tubulões junto a outros já existentes, conforme ilustrado na FIGURA 3.11 a seguir:

²⁵² Contier (2015, p. 286) aponta que já no início de 1963 “o projeto da FAU estava pronto e o terreno possivelmente estaqueado”.

²⁵³ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de acréscimo de estacas e tubulões nas fundações. 10 mai. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 2A.

FIGURA 3.11 – Reprodução de trecho de documentação de projeto estrutural datada de 1966, no qual se indica a existência de estacas e tubulões já executados.



Fonte: anotações realizadas pelo autor sobre imagem extraída da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 2A).

Mesmo com estacas cravadas, tubulões executados e com recursos disponíveis para o prosseguimento da obra, o então diretor da FAU alegou, em agosto de 1965, entre outros argumentos, que o projeto arquitetônico²⁵⁴ elaborado por Vilanova Artigas não foi aprovado pela FAU e que necessitava de alterações, fato que levou ao adiamento da abertura da concorrência para a construção do edifício, a qual já havia sido, inclusive, autorizada pelo reitor (CONTIER, 2015, p. 286-287).

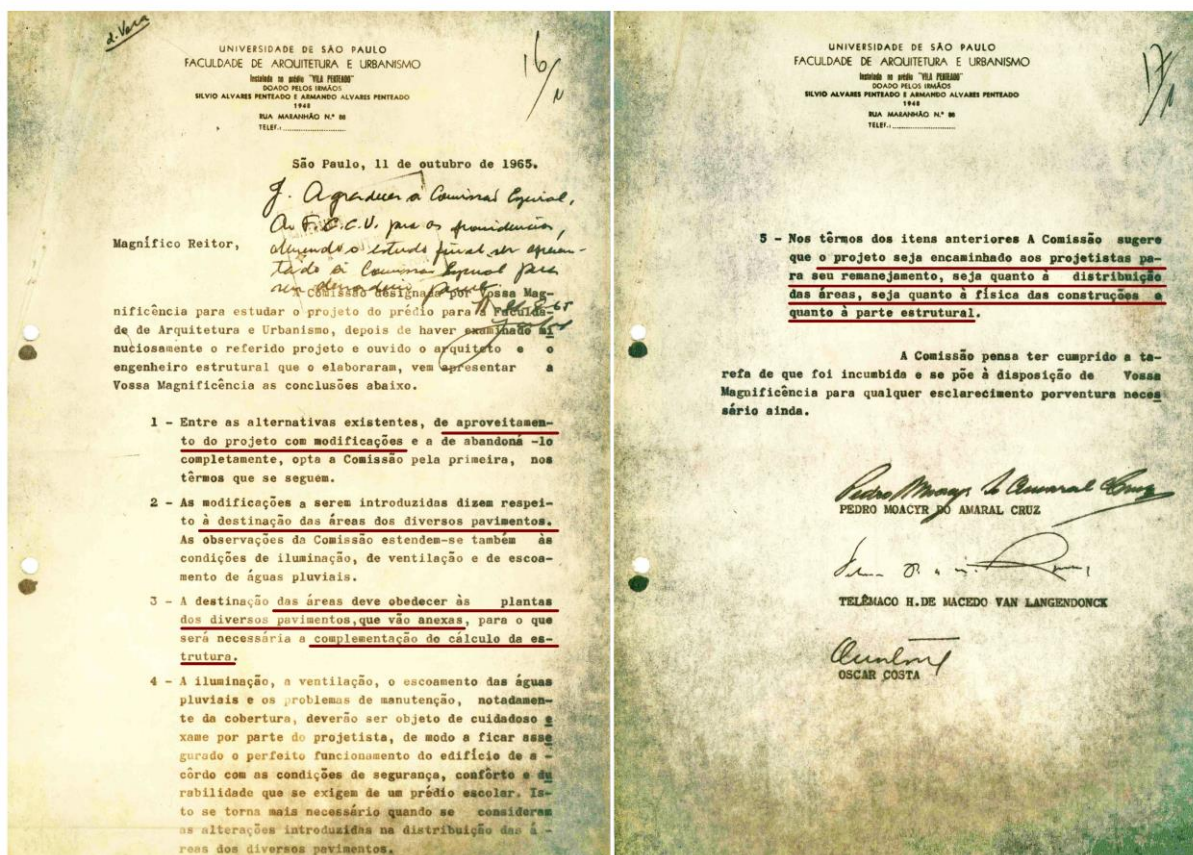
A respeito das alterações necessárias no projeto, no mesmo ofício Nº 442/1966, o diretor da FAU relata que chegou a encaminhar ao reitor “um exame e um conjunto de críticas” de sua autoria, “com plantas contendo rascunhos das modificações”. Nessa ocasião o reitor Gama e Silva o nomeou presidente de uma comissão – da qual faziam parte os professores Telêmaco H. de Macedo Van Langendonck e Oscar Costa – para avaliar o projeto do novo edifício. Como resultado,

²⁵⁴ De acordo com Contier (2015, p. 273), em fevereiro de 1961, Artigas enviou ao F.C.C.U.A.S.O. uma carta proposta com honorários referente ao projeto arquitetônico no valor de 2,5% do preço estimado da obra. Aproximadamente cinco meses depois o arquiteto entregou, em junho de 1961, sete folhas iniciais e outras cinco folhas até julho do ano seguinte. Com base nesse projeto, o autor afirma que o Escritório Técnico Figueiredo Ferraz elaborou a versão inicial (1961-1963) do projeto estrutural do edifício.

o parecer da comissão encaminhado ao reitor em outubro de 1965 – reproduzido na FIGURA 3.12 – apenas ratificou os anseios do próprio diretor da FAU.

FIGURA 3.12 – Reprodução do parecer da comissão nomeada pelo reitor Luiz Antônio da Gama e Silva para avaliação do projeto arquitetônico elaborado por Vilanova Artigas para o edifício sede da FAU na Cidade Universitária.

Faziam parte da comissão o diretor da FAU, Pedro Moacyr do Amaral Cruz, e os professores Telêmaco H. de Macedo Van Langendonck e Oscar Costa.



Fonte: grifos realizados pelo autor sobre a reprodução do documento elaborado por Pedro Moacyr do Amaral Cruz, Telêmaco H. de Macedo Van Langendonck e Oscar Costa, referente ao parecer da comissão nomeada pelo reitor Luiz Antônio da Gama e Silva para avaliação do projeto arquitetônico elaborado por Vilanova Artigas para o edifício sede da FAU na Cidade Universitária. 11 out. 1965.

Conforme indicado no parecer da comissão, recomendou-se que o projeto arquitetônico do edifício fosse modificado conforme “plantas dos diversos pavimentos” – anexas àquele documento – para que se realizasse, então, a “complementação do cálculo da estrutura”. Não se obteve, no entanto, acesso aos desenhos encaminhados pela comissão, mas, segundo o mesmo ofício Nº 442/1966, o diretor da FAU informou que o F.C.C.U.A.S.O. acatou as recomendações da comissão e solicitou que Vilanova Artigas e Figueiredo Ferraz reformulassem os respectivos projetos arquitetônico e

estrutural, os quais já estavam, naquele momento, finalizados e que, portanto, havia “condições de serem publicados os editais para concorrência”.

Segundo Contier (2015, p. 289), a revisão do projeto arquitetônico foi entregue por Vilanova Artigas ao F.C.C.U.A.S.O. em janeiro de 1966 e trazia, conforme solicitado pela comissão, ampliações de área construída e alterações quanto à destinação dos usos previstos inicialmente.

Em relação aos usos, as alterações identificadas no projeto de 1966, que impactam a estrutura do edifício, compreendem a transferência da biblioteca, originalmente alocada no segundo pavimento, para o pavimento térreo – a qual resultou na ampliação de área indicada em (b) na FIGURA 3.13 – e a sala da congregação, que passou do térreo para o segundo pavimento – resultando na ampliação de área indicada em (a) na mesma figura.

O acréscimo de área indicado em (a) elevou o carregamento vertical que havia sido previsto para os pilares P17, P18, P26, P27, P37 e P38, os quais tiveram suas fundações reforçadas, conforme indicado na FIGURA 3.13 e TABELA 3.3, elaboradas a partir da documentação de projeto estrutural datada de 1966²⁵⁵. Situação similar verifica-se em relação ao acréscimo de área indicado em (b), para a qual houve necessidade de reforços nas fundações dos pilares P24, P25, P33, P34, P42, P43, P44 e P45, também indicados nas referidas figura e tabela.

²⁵⁵ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de acréscimo de estacas e tubulões nas fundações. 10 mai. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 2A.

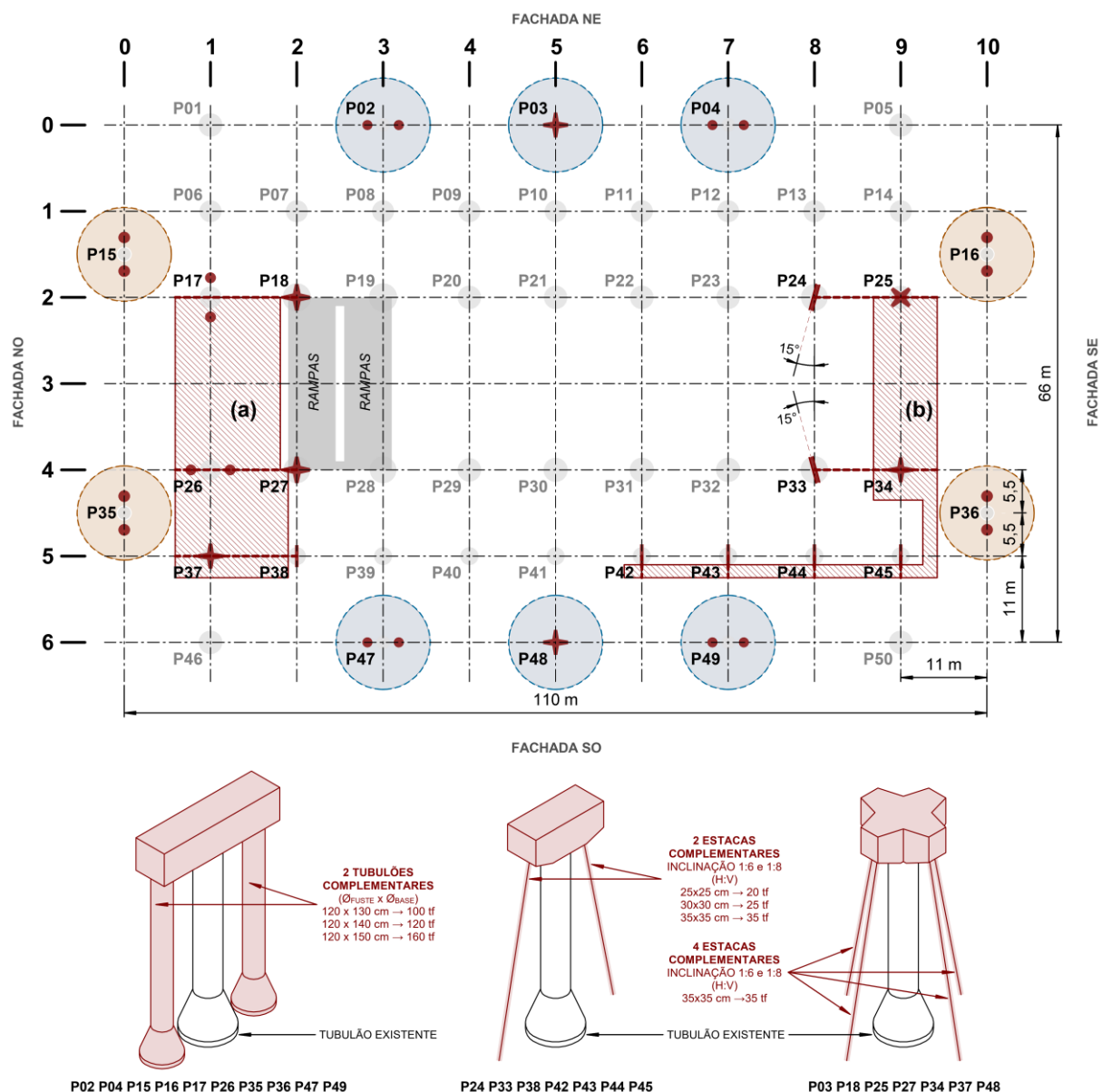
FIGURA 3.13 – Identificação dos reforços de fundação junto aos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966.

(a) área acrescida na revisão do projeto arquitetônico de 1966, destinada – conforme exigência do parecer de outubro de 1965 – a salas para a Congregação da FAU (atualmente a área destina-se à biblioteca). A alteração implicou reforços nas fundações dos pilares P17, P18, P26, P27, P37 e P38;

(b) área acrescida na revisão do projeto arquitetônico de 1966, destinada – conforme exigência do parecer de outubro de 1965 – à biblioteca da FAU (atualmente a área destina-se à administração). A alteração implicou reforços nas fundações dos pilares P24, P25, P33, P34, P42, P43, P44 e P45;

P02, P03, P04, P47, P48, P49 → Fundações originalmente projetadas (1961) para carregamento vertical de 225 tf, reforçadas em 1966, sem aparente relação com os acréscimos de área solicitados;

P15, P16, P35, P36 → Fundações originalmente projetadas (1961) para carregamento vertical de 250 tf, reforçadas em 1966, sem aparente relação com os acréscimos de área solicitados.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 2A).

TABELA 3.3: Caracterização geométrica dos reforços de fundação junto aos tubulões existentes e respectivas previsões de cargas verticais, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966.

Os reforços sob cada pilar apresentam-se na tabela em ordem crescente quanto ao carregamento previsto no projeto de 1966.

| Pilar | Tipo de reforço qtde. e dimensões [cm] Tubulão ($\phi_{FUSTE} \times \phi_{BASE}$) Estaca ($\ell \times \ell$) | Cota do topo | Cota da base^(a) | Prof. [m] | Inclinação (estacas) [H:V] | Qtde. x carga (total reforço) [tf] |
|--------------------------|---|-----------------------------|---|----------------------|---|---|
| P42 | | 722,55 | 709,56 | 12,99 | | |
| P43 | 2 estacas 25x25 | 722,40 | 709,56 | 12,84 | 1:8 | 2x20 (40) |
| P44 | | 722,40 | 709,56 | 12,84 | | |
| P45 | | 722,55 | 710,58 | 11,97 | | |
| P38 | | 722,50 | 708,33 | 12,17 | | |
| P24 | 2 estacas 35x35 | 718,00 | 707,62 | 10,38 | 1:6 | 2x35 (70) |
| P33 | | 718,00 | | | | |
| P37^(b) | | 722,25 | 707,33 | 14,93 | 1:8 | |
| P03 | | 721,50 | 711,29 | 10,21 | 1:8 | |
| P18^(c) | 4 estacas 35x35 | 718,30 | 709,62 | 8,68 | 1:6 | 4x35 (140) |
| P25^(d) | | 721,00 | 707,77 | 13,23 | 1:8 | |
| P27 | | 718,38 | 709,62 | 8,76 | 1:6 | |
| P34^(d) | | 721,62 | 707,77 | 13,85 | 1:8 | |
| P48 | | 722,50 | 709,45 | 13,06 | 1:8 | |
| P02 | | 722,70 | 711,10 | 11,60 | | |
| P04 | 2 tubulões 120x130 | 722,70 | 711,10 | 11,60 | - | 2x100 (200) |
| P47 | | 723,45 | 711,10 | 12,35 | | |
| P49 | | 723,55 | 711,10 | 12,45 | | |
| P17 | 2 tubulões 120x140 | 721,40 | 711,20 | 10,20 | - | 2x120 (240) |
| P26 | | 719,80 | 711,10 | 8,70 | | |
| P15 | | 722,70 | 711,20 | 11,50 | | |
| P16 | 2 tubulões 120x150 | 722,50 | 710,80 | 11,70 | - | 2x160 (320) |
| P35 | | 723,45 | 711,10 | 12,35 | | |
| P36 | | 723,45 | 711,00 | 12,45 | | |

Obs. as profundidades das estacas empregadas nos reforços das fundações dos pilares foram omitidas na documentação de projeto estrutural. Indicaram-se apenas suas cotas de arrasamento (cotas de topo, conforme indicado na FIGURA 3.14), as quais situam-se 100 cm abaixo da cota de topo do tubulão ao qual estão associadas. Ainda que os desenhos indiquem a cotagem dessa dimensão de 100 cm acompanhando a direção inclinada das estacas (1:6 ou 1:8), as cotas altimétricas de seus topos ("arrasamento das estacas") indicam que os calços de 100 cm foram tomados na direção vertical.

(a) Para a estimativa das cotas de base (ponta) das estacas, omitidas na documentação de projeto estrutural, utilizaram-se os valores limites de N_{SPT} , indicados por Cintra e Aoki (2010, p. 48), em que geralmente a cravação é interrompida. No caso de estacas pré-moldadas de concreto com $\phi < 30$ cm, os autores indicam que a interrupção ocorre quando $15 < N_{SPT} < 25$ ou $\sum N_{SPT} = 80$ e para o caso de $\phi \geq 30$ cm, quando $25 < N_{SPT} \leq 35$. De acordo com as associações entre pilares e perfis de sondagem que lhes são mais próximos, conforme indicado na FIGURA 3.6, estimaram-se as cotas de ponta das estacas e suas profundidades (diferença entre cotas de ponta e topo).

(b) Junto ao desenho em planta do pilar P37, na folha 2A (1966), há indicação textual de que as estacas que constituem seu reforço têm dimensões de 35x35 cm e carga de 30 tf. No entanto, o resumo das estacas indicado na folha de desenho não contempla essa possibilidade. Nele, as estacas de 35x35 cm têm capacidade de 35 tf, assim como indicado nos demais reforços que as empregam. Admitiu-se, portanto, nesta pesquisa que houve um erro na indicação da carga de 30 tf junto ao desenho do pilar e que a indicação correta seria 35 tf.

(c) Conforme documentação de projeto estrutural datada de 1967 – folha 119 (abr. 1967) – acrescentaram-se sob o pilar P18 duas estacas de reforço às quatro previstas na folha 2A (1966). A configuração final das fundações sob o P18 apresenta-se na FIGURA 3.15.

TABELA 3.3 (continuação)

| | |
|-----|--|
| (d) | As cotas indicadas na folha 2A (1966) para o topo das estacas de reforço e as indicadas na folha 2 (1962) para os topos dos tubulões aos quais estão associadas são compatíveis entre si, ou seja, mantém-se a diferença de 100 cm entre as cotas de arrasamento do tubulão e das estacas de reforço, referente ao calçamento. No entanto, com o acréscimo de área indicado em (b) na FIGURA 3.13, essas cotas de topo apresentadas na documentação de projeto estrutural implicariam o afloramento dos blocos de coroamento no nível do auditório (722,00), situação que não se verifica na realidade. Como não há registros sobre as cotas arrasamento que efetivamente foram adotadas para as estacas de reforço e tubulões sob os pilares P25 e P34, admitiu-se nesta pesquisa que seguem as indicadas para o caso dos pilares P24 e P33 (718,00 para as estacas e 719,00 para os tubulões), que lhes são contíguos e para os quais as cotas de topo dos blocos de coroamento não supera o nível do auditório. |
|-----|--|

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2 e 2A).

Destaca-se que o acréscimo de área indicado em (b) entre os pilares P25 e P34 também se estendeu ao subsolo – no nível 722,00, referente ao auditório – e essa alteração implicou o rebaixamento das cotas de arrasamento de suas fundações, as quais originalmente se situavam pouco abaixo do nível térreo e, portanto, resultariam afloradas no nível do auditório. Esse rebaixamento, no entanto, não foi contemplado na revisão do projeto estrutural de 1966, a qual manteve as cotas de arrasamento compatíveis com as indicadas no projeto inicial (1961), ou seja, sem considerar a extensão da área no subsolo. Como não há registros sobre as cotas arrasamento que efetivamente foram adotadas para as estacas de reforço e tubulões sob os pilares P25 e P34, admitiu-se nesta pesquisa que seguem as indicadas para o caso dos pilares P24 e P33 (718,00 para as estacas e 719,00 para os tubulões), que lhes são contíguos e para os quais as cotas de topo dos blocos de coroamento não supera o nível do auditório.

Conforme indicado na FIGURA 3.13, previram-se reforços em fundações que não se relacionam aos acréscimos de área – (a) ou (b) – contemplados na revisão do projeto de arquitetura, como é o caso das fundações sob os pilares P02, P03, P04, P47, P48, P49 – destacados em azul na figura – e das fundações sob os pilares P15, P16, P35, P36 – destacados na cor laranja. Sem justificativas aparentes que decorram da revisão do projeto arquitetônico, uma hipótese que se pode aventar para a necessidade desses reforços é a de que os carregamentos originalmente previstos nesses pilares externos foram subestimados no projeto de 1961, implicando o subdimensionamento dos tubulões que os recebem. Favorece essa hipótese o fato de que o carregamento final estimado na revisão de 1966 para alguns desses pilares – como o P15, P16, P35, P36 – chega a superar o dobro daquele previsto inicialmente em 1961 – ou se aproximar dessa marca, como é o caso dos pilares P02, P04, P47 e

P49 – conforme se apresenta na TABELA 3.4, a qual reúne os carregamentos verticais previstos nos pilares do edifício antes e após a revisão de 1966.

TABELA 3.4: Comparação entre os carregamentos verticais previstos para os pilares do edifício no projeto estrutural original (1961) e em sua revisão, que implicaram os reforços de 1966.

Destaque para os pilares cujo carregamento final estimado na documentação do projeto estrutural de 1966 supera ou se aproxima do dobro daquele previsto inicialmente em 1961.

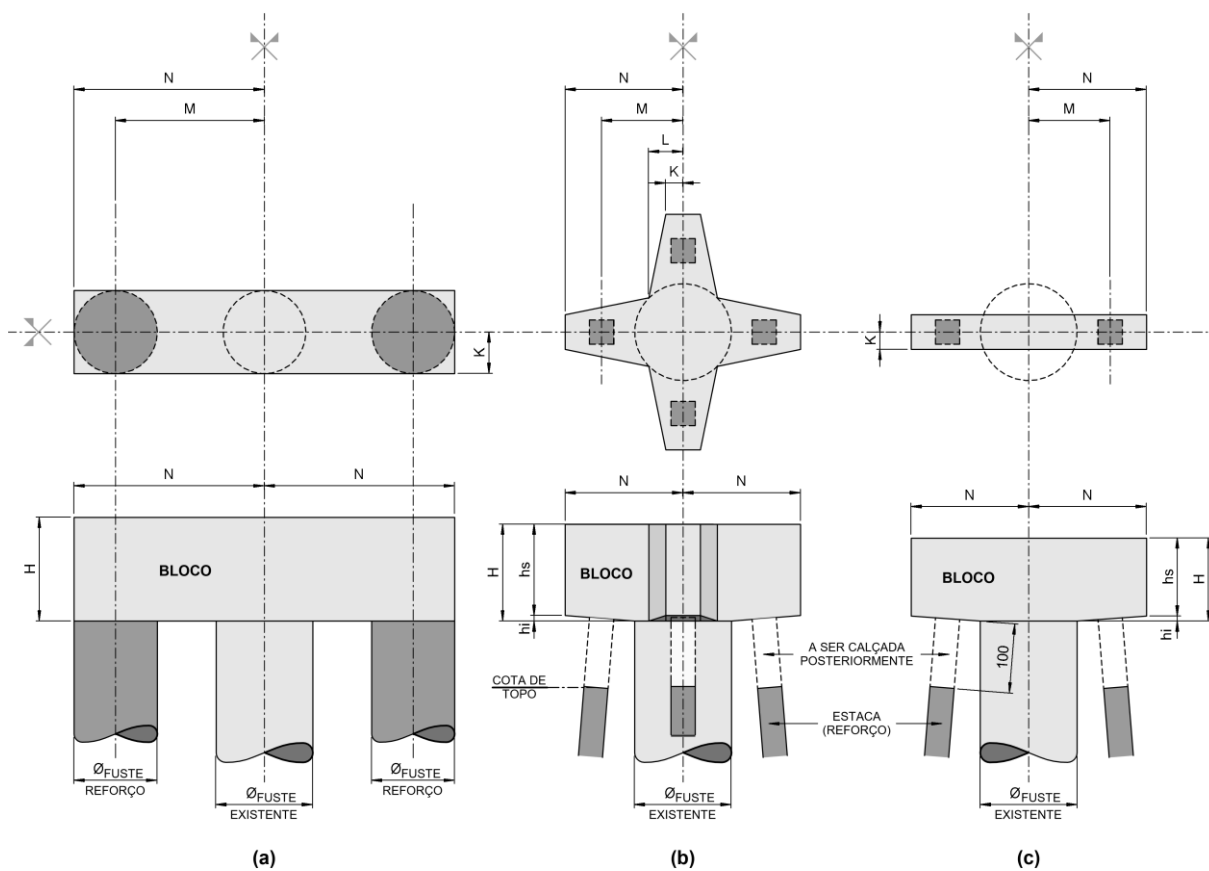
| Pilar | Carregamento previsto [tf] | | | Carregamento previsto [%] | |
|-------|-------------------------------|----------------------------|----------------------|------------------------------|-------------------|
| | Original (1961) | Reforço (1966) | Total (1961+1966) | Original (1961) | Reforço (1966) |
| P42 | | | | | |
| P43 | 400 | 2 estacas de 20 (40) | 440 | 90,9 | 9,1 |
| P44 | | | | | |
| P45 | | | | | |
| P38 | | | | | |
| P24 | 900 | 2 estacas de 35 | 970 | 92,8 | 7,2 |
| P33 | 950 | (70) | 1.020 | 93,1 | 6,9 |
| P37 | 400 | | 570 | 74,1 | 25,9 |
| P03 | 225 | | 365 | 61,6 | 38,4 |
| P18 | 1.000 | | 1.140 | 87,7 | 12,3 |
| P25 | 700 | 4 estacas de 35 (140) | 840 | 83,3 | 16,7 |
| P27 | 900 | | 1.040 | 86,5 | 13,5 |
| P34 | 550 | | 690 | 79,7 | 20,3 |
| P48 | 225 | | 365 | 61,6 | 38,4 |
| P02 | | | | | |
| P04 | 225 | 2 tubulões de 100 (200) | 425 | 52,9 | 47,1 |
| P47 | | | | | |
| P49 | | | | | |
| P17 | | | | | |
| P26 | 550 | 2 tubulões de 120 (240) | 790 | 69,6 | 30,4 |
| P15 | | | | | |
| P16 | 250 | 2 tubulões de 160 (320) | 570 | 43,9 | 56,1 |
| P35 | | | | | |
| P36 | | | | | |
| P36 | | | | | |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2 e 2A).

Quanto aos blocos que solidarizam os topos das estacas ou dos tubulões de reforço aos dos tubulões existentes, suas características geométricas são apresentadas na FIGURA 3.14 e na TABELA 3.5 a seguir, elaboradas a partir da documentação de projeto estrutural datada de 1966.

FIGURA 3.14 – Caracterização geométrica dos blocos que solidarizam os topos das estacas ou dos tubulões de reforço aos dos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966.

- (a) bloco que solidariza 2 tubulões de reforço ao tubulão existente;
 (b) bloco que solidariza 4 estacas de reforço ao tubulão existente;
 (c) bloco que solidariza 2 estacas de reforço ao tubulão existente.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 2A).

TABELA 3.5: Caracterização geométrica dos blocos que solidarizam os topos das estacas ou dos tubulões de reforço aos dos tubulões existentes, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966.

Dimensões em centímetros.

| Pilar | Parâmetros conforme FIGURA 3.14 | | | | | | | | |
|--------------------|---------------------------------|------------------------------|------|------|-------|-----|-----|-------|-------|
| | Tipologia de bloco | \varnothing_{FUSTE} exist. | K | L | M | N | H | h_s | h_l |
| P02 | | | | | | | | | |
| P04 | | | | | | | | | |
| P47 | | | | | 200 | 260 | | | |
| P49 | | | | | | | | | |
| P15 | (a) | 120 | 60 | - | | | 150 | - | - |
| P16 | | | | | 215 | 275 | | | |
| P35 | | | | | | | | | |
| P36 | | | | | | | | | |
| P17 | | | | | 250 | 310 | | | |
| P26 | | | | | | | | | |
| P48 ^(a) | | | | | | | | | |
| P03 | | 120 | 22,5 | 42 | 107,5 | 160 | | | |
| P34 | | | | | | | | | |
| P37 | (b) | | 25 | | | | 140 | 132 | 8 |
| P25 ^(b) | | | 25 | | | | | | |
| P27 | | 140 | 22,5 | 49,5 | 117,5 | 170 | | | |
| P18 ^(c) | | 160 | 22,5 | 57,5 | 127,5 | 180 | | | |
| P38 ^(d) | | | | | 105 | | | | |
| P42 | | | | | | | | | |
| P43 | | 120 | 22,5 | - | 102,5 | 150 | 120 | 112,8 | 7,2 |
| P44 | (c) | | | | | | | | |
| P45 | | | | | | | | | |
| P24 | | 140 | | | 117,5 | 170 | | | |
| P33 | | 160 | 25 | | 127,5 | 180 | | | |

(a) No bloco sob o P48 há divergências quanto às dimensões M e N . Na folha 2A (mai. 1966), M e N valem, respectivamente, 105,5 cm e 158 cm. Na folha 113 (dez. 1966), indica-se que o bloco sob o P48 é igual ao bloco sob o P03, ou seja, com M e N iguais a, respectivamente, 107,5 cm e 160 cm. Admitiu-se nesta pesquisa que a indicação correta consta na folha 113 por ser essa a mais recente entre ambas e também por ser a que traz o dimensionamento das armaduras do bloco.

(b) O bloco sob o P25 foi revisado na folha 127 – essa folha, não datada, assim como sua antecessora (folha 126) está entre a folha 125 (jun. 1967) e a folha 128 (ago. 1967) – e suas características geométricas apresentam-se ilustradas na FIGURA 3.15.

(c) O bloco sob o P18 foi revisado na folha 119 (abr. 1967) e suas características geométricas apresentam-se ilustradas na FIGURA 3.15.

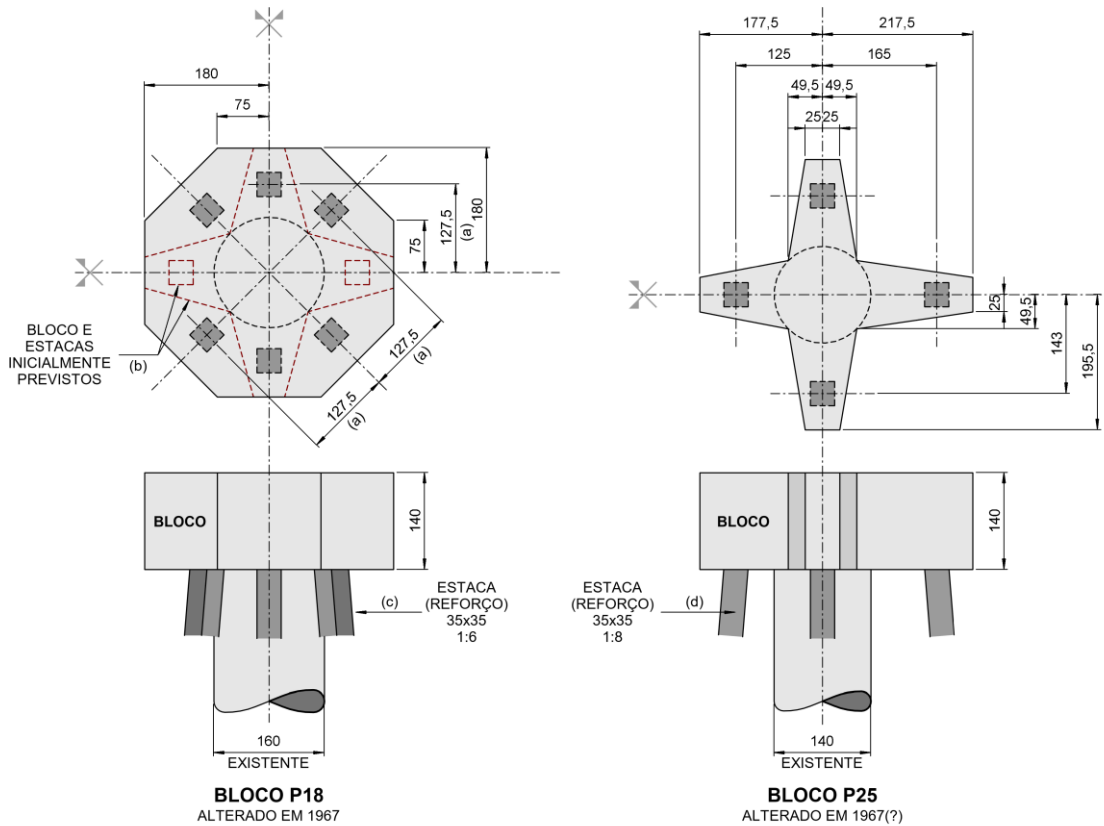
(d) No bloco sob o P38 há divergências quanto à dimensão N . Na folha 2A (mai. 1966), N vale 140 cm. Na folha 113 (dez. 1966), indica-se que o bloco sob o P38 é igual aos blocos sob os pilares P42, P43, P44 e P45, ou seja, com N igual a 150 cm. Admitiu-se nesta pesquisa que a indicação correta consta na folha 113 por ser essa a mais recente entre ambas e também por ser a que traz o dimensionamento das armaduras do bloco.

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2, 2A, 112 e 113).

Com o avanço do exame da documentação de projeto estrutural do edifício, identificaram-se alterações posteriores, datadas de 1967, nos blocos sob os pilares P18 e P25, conforme apresentado na FIGURA 3.15. Sem acesso às justificativas que as implicaram, pode-se especular como hipótese, para o caso do bloco sob o P18, que a ruptura de uma ou das duas estacas indicadas em vermelho na figura levaram à cravação das quatro diagonais para que se mantivesse a distribuição simétrica de carregamento. No caso do P25, conjectura-se que a assimetria do bloco, não prevista inicialmente, decorreu da necessidade de ajuste para acomodação das estacas de reforço, cujas posições finais de topo após cravação (afastamentos em relação aos eixos dos tubulões existentes) resultaram divergentes das previstas no projeto de 1966.

Além de reforços nas fundações de alguns pilares do edifício, o exame da documentação de projeto estrutural revelou ainda a existência de três pilares auxiliares – P25^A, P34^A e P45^A –, introduzidos, possivelmente em decorrência do acréscimo de área no pavimento térreo – indicado em (b) na FIGURA 3.13 – sobre a qual se situaria a biblioteca (atualmente ocupada por áreas administrativas). A FIGURA 3.16 recupera esse acréscimo de área e indica as posições e características geométricas dos pilares auxiliares e de suas respectivas fundações.

FIGURA 3.15 – Caracterização geométrica dos blocos sob os pilares P18 e P25, alterados em documentação de projeto estrutural datada de 1967.



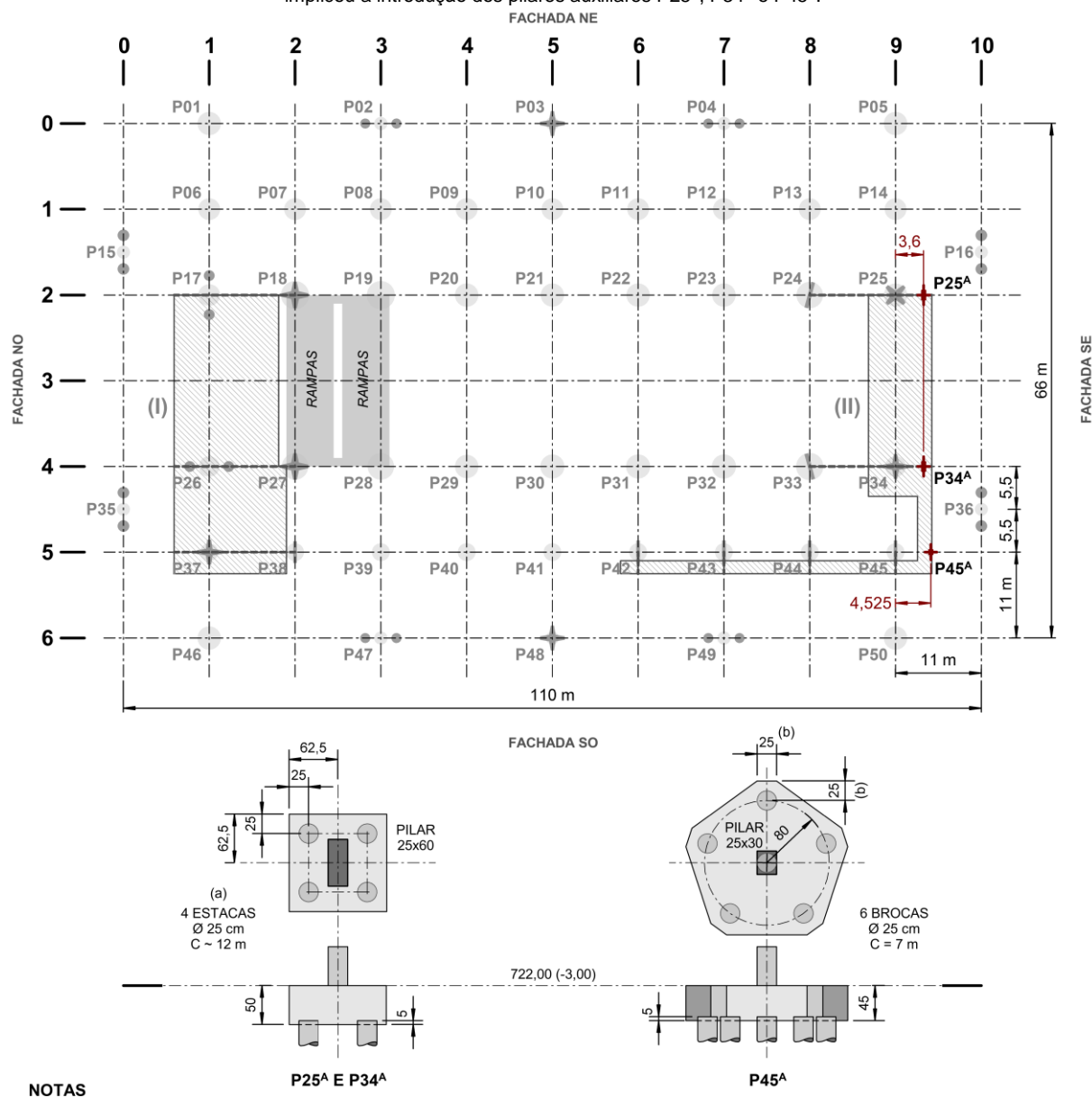
NOTAS

- (a) NA FOLHA 119 (1967), QUE TRAZ A GEOMETRIA ATUALIZADA DO BLOCO SOB O P18, NÃO HÁ INDICAÇÃO DA DIMENSÃO ENTRE O EIXO DO BLOCO (COINCIDENTE COM O DO TUBULÃO) E O EIXO DAS ESTACAS. NA FIGURA, ESSAS DIMENSÕES (127,5 CM) DECORREM DA ESTABELECIDO NA FOLHA 2A (1966), NA QUAL HÁ INDICAÇÃO DE QUE O AFASTAMENTO ENTRE AS FACES DE ESTACA E DO TUBULÃO DEVE SER DE 30 CM PARA TODOS OS BLOCOS.
- (b) GEOMETRIA INICIALMENTE PROPOSTA PARA O BLOCO E PARA A DISPOSIÇÃO DAS ESTACAS DE REFORÇO, SEGUNDO FOLHA 2A (1966).
- (c) AS DIMENSÕES DA SEÇÃO TRANSVERSAL E A INCLINAÇÃO DAS ESTACAS DE REFORÇO DO BLOCO SOB O P18 NÃO FORAM INDICADAS NA FOLHA 119 (1967). ADMITIU-SE NESTA PESQUISA QUE SE MANTIVERAM AS INDICADAS NA FOLHA 2A (1966), OU SEJA, ESTACAS COM DIMENSÕES 35x35 CM E INCLINAÇÃO DE 1:6 (H:V).
- (d) A INCLINAÇÃO DAS ESTACAS DE REFORÇO DO BLOCO SOB O P25 NÃO FORAM INDICADAS NA FOLHA 127 DE 1967 (?). ADMITIU-SE NESTA PESQUISA QUE SE MANTEVE A INDICADA NA FOLHA 2A (1966), OU SEJA, INCLINAÇÃO DE 1:8 (H:V).

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2, 2A, 119 e 127).

FIGURA 3.16 – Identificação dos pilares auxiliares P25^A, P34^A e P45^A, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1966 e 1967.

As regiões (a) e (b) referem-se aos acréscimos de área descritos na FIGURA 3.13. A alteração de área indicada em (b) implicou a introdução dos pilares auxiliares P25^A, P34^A e P45^A.



- NOTAS**
- O QUADRO-RESUMO CONSTANTE NA FOLHA 2A (1966) ESPECIFICA A CAPACIDADE DE 25 tf PARA AS ESTACAS VERTICAIS DE TODO O PROJETO. NO ENTANTO, NÃO SÃO INDICADOS SEUS DIÂMETROS E COMPRIMENTOS. O VALOR INDICADO PARA O DIÂMETRO DAS ESTACAS DO BLOCO SOBRE OS PILARES P25^A E P34^A (25 cm) FOI ESTIMADO COM BASE NOS DESENHOS CONSTANTES NA FOLHA 121 (1967).
- (a) QUANTO AO COMPRIMENTO DAS ESTACAS DESSES BLOCOS (12 m), FOI ESTIMADO COM BASE NOS VALORES LÍMITES DE N_{SPT} INDICADOS POR CINTRA E AOKI (2010, P. 48) EM QUE GERALMENTE A CRAVAÇÃO É INTERROMPIDA. NO CASO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO COM $\phi < 30$ cm, OS AUTORES INDICAM QUE A INTERRUPTÃO OCORRE QUANDO $15 < N_{SPT} < 25$ OU $\Sigma N_{SPT} = 80$. NO CASO DO PERFIL DE SONDAGEM S-37 (O MAIS PRÓXIMO DOS PILARES P25^A E P34^A), A SOMATÓRIA DE N_{SPT} NA COTA 709,769 SUPERA O VALOR DE 80, RESULTANDO O COMPRIMENTO DE 12 m PARA A ESTACA (722,00 - 0,45 - 709,769 = 11,781 m ~ 12 m).
- (b) DIMENSÕES NÃO INDICADAS NA DOCUMENTAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL. OS VALORES INDICADOS (25 cm) FORAM ESTIMADOS COM BASE NOS DESENHOS CONSTANTES NA FOLHA 121 (1967).

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 2A, 5A, 7A, 9A e 121).

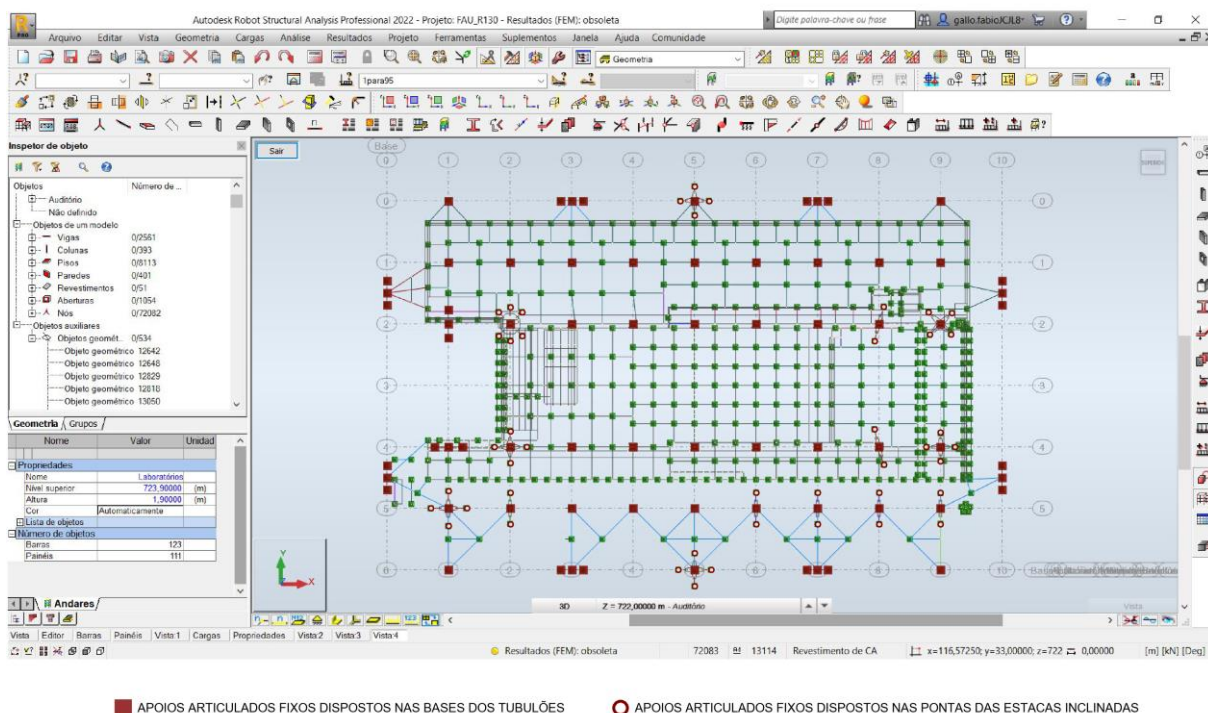
3.2.3 Vínculos aplicados em tubulões e estacas sob pilares

Tanto os tubulões quanto as estacas dispostas sob os pilares do edifício foram representados geometricamente nos modelos estruturais analíticos por meio de elementos lineares, conforme discutido no item 2.3 do CAPÍTULO 2.

Nas bases desses tubulões e estacas aplicaram-se apoios simples de segundo gênero (articulados fixos) – conforme destacados na FIGURA 3.17. – e, no caso dos tubulões, também apoios elásticos lineares translacionais dispostos ao longo dos fustes para oferecer restrições parciais aos deslocamentos horizontais.

FIGURA 3.17 – Condições de vínculo adotadas nos modelos estruturais analíticos para as fundações sob os pilares do edifício Vilanova Artigas com o meio externo: apoios simples de segundo gênero (articulados fixos) aplicados às bases dos tubulões e às pontas das estacas inclinadas.

Destacam-se na figura (em vermelho) apenas os apoios articulados fixos aplicados nas fundações sob os pilares principais do edifício. Nas pontas das estacas verticais presentes nas fundações sob os pilares auxiliares P25A, P34A e P45A também foram aplicados apoios articulados fixos, mas não estão destacados na figura. Os demais apoios – indicados na cor verde – referem-se a fundações não representadas nos modelos computacionais e serão discutidas em 3.2.4.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 4A, 5, 5A, 6, 6A, 7, 7A e 121).

Num caso geral, conforme aponta Velloso e Lopes (2010, p. 333), tubulões e estacas solicitados no topo por ações horizontais e momentos são comumente

dispostos segundo dois tipos de arranjos. O primeiro, aplicável apenas às estacas, consiste em conferir-lhes certa inclinação para que nelas atuem predominantemente esforços de compressão (ou de tração caso estejam submetidas ao arrancamento); e o segundo, aplicável tanto a estacas quanto a tubulões, pressupõe que esses elementos, dispostos na vertical, absorvam por flexão as ações horizontais e momentos. Neste caso, o efeito da flexão leva os tubulões e estacas a exercerem lateralmente, ao longo da profundidade, pressões de contato no maciço de solo que os envolvem, o qual reagirá contra o deslocamento horizontal implicado.

Conforme apresentado em 3.2.2, há nas fundações sob os pilares do edifício Vilanova Artigas ambas as estratégias apontadas pelos autores quanto à absorção das ações horizontais e momentos: tubulões e estacas verticais submetidos à flexão e estacas inclinadas submetidas preponderantemente à compressão. Como as estacas verticais estão presentes apenas nas fundações sob os pilares auxiliares – nos quais o carregamento é pouco expressivo –, a reação horizontal do solo frente aos esforços de flexão que nelas atuam foi desprezada nos modelos analíticos desenvolvidos nesta pesquisa.

Isto posto, apenas as reações que o maciço de solo oferece contra os deslocamentos horizontais dos fustes dos tubulões foram consideradas nos modelos computacionais. Segundo Velloso e Lopes (2010, p. 334) a interação horizontal solo-tubulão (ou solo-estaca) pode ser representada por meio de molas horizontais independentes (com resposta linear ou não) dispostas ao longo do comprimento do fuste, ou mediante consideração do solo como meio contínuo (elástico linear ou não). Nesta pesquisa, as restrições parciais contra esses deslocamentos horizontais foram representadas nos modelos analíticos por meio de apoios elásticos governados por constantes de proporcionalidade $(K_{mola_h})_n$ obtidas com a formulação proposta por Tietz (197? apud TQS, 2011, p.53).

Segundo o autor, a constante elástica $(K_{mola_h})_n$ dos apoios translacionais dispostos na direção horizontal numa determinada camada n atravessada pelo fuste do elemento de fundação profunda é determinada por meio do produto entre $(k_h)_n$ e a área projetada $(A_h)_n$ normal à pressão horizontal atuante, conforme indicado na equação (3.1) e FIGURA 3.18.

$$(K_{mola_h})_n = (k_h)_n \cdot (A_h)_n \quad (3.1)$$

onde:

- $(K_m a_h)_n$ constante elástica dos apoios translacionais horizontais na camada n do solo, expresso em tf/m ;
- $(k_h)_n$ coeficiente de reação horizontal na camada n do solo, expresso em tf/m^3 . Obtido conforme EQ. (3.2);
- $(A_h)_n$ área, em m^2 , do elemento de fundação na camada n do solo, projetada no plano normal à pressão horizontal atuante.

Para obtenção do coeficiente de reação horizontal $(k_h)_n$ Tietz (197? apud TQS, 2011, p.53) propõe a expressão (3.2), a TABELA 3.6 e TABELA 3.7, apresentadas a seguir:

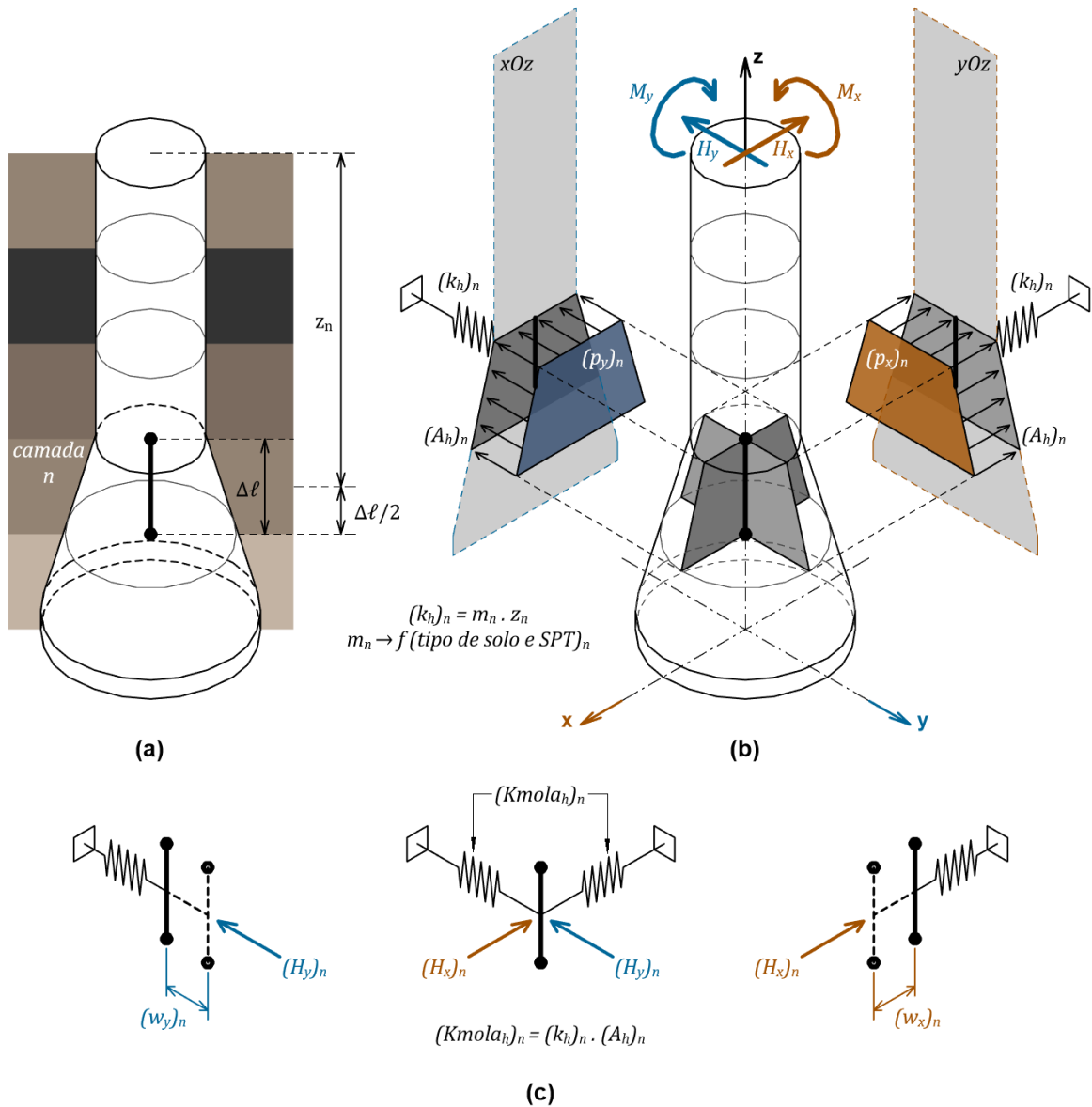
$$(k_h)_n = m_n \cdot z_n \quad (3.2)$$

onde:

- $(k_h)_n$ coeficiente de reação horizontal na camada n do solo, expresso em tf/m^3 ;
- m_n coeficiente de proporcionalidade, expresso em tf/m^4 , que caracteriza a variação do coeficiente $(k_h)_n$ em relação à qualidade do solo na camada n . Obtido com base na TABELA 3.6 e TABELA 3.7;
- z_n profundidade da camada n do solo, expressa em m , em relação à superfície do terreno ou do nível da base do bloco.

FIGURA 3.18 – Parâmetros envolvidos na obtenção do coeficiente de reação horizontal $(k_h)_n$ e da constante elástica $(Kmolah)_n$ dos apoios translacionais horizontais da camada n do solo, conforme metodologia desenvolvida por Tietz (197?, apud TQS, 2011, p.53).

- (a) trecho de fundação profunda (tubulão) na camada n do solo, representado por elemento estrutural linear (barra) de comprimento $\Delta\ell$;
- (b) área do elemento de fundação profunda (tubulão) na camada n do solo, projetada no plano normal às pressões horizontais $(p_x)_n$ e $(p_y)_n$ atuantes, frente às quais se dispõem os coeficientes de reação horizontal $(k_h)_n$ da camada do solo;
- (c) modelo estrutural analítico do trecho de fundação profunda (tubulão) na camada n do solo, formado por elemento estrutural linear (barra) vinculado em seu ponto médio à apoios horizontais translacionais dispostos nas direções x e y , com constante elástica $(Kmolah)_n$, sob os quais atuam as componentes horizontais $(H_x)_n$ e $(H_y)_n$ e respectivos deslocamentos horizontais $(w_x)_n$ e $(w_y)_n$ nas direções x e y .



Fonte: figura elaborada pelo autor.

TABELA 3.6: Valores dos coeficientes de proporcionalidade m em solos arenosos para determinação do coeficiente de reação horizontal (k_h) de estacas e tubulões.

| Solo arenoso | Compacidade | SPT | m [(tf/m⁴)] |
|---------------------|-----------------------|------------|--|
| Areia | Fofa | 1 | 150 |
| Silte | Pouco compacta | 7 | 300 |
| Silte | Medianamente compacta | 20 | 500 |
| Areia | Compacta | 40 | 800 |
| Argila | Muito compacta | 50 | 1.500 |

Fonte: (TIETZ, 197? apud TQS, 2011, p.53).

TABELA 3.7: Valores dos coeficientes de proporcionalidade m em solos argilosos para determinação do coeficiente de reação horizontal (k_h) em estacas e tubulões.

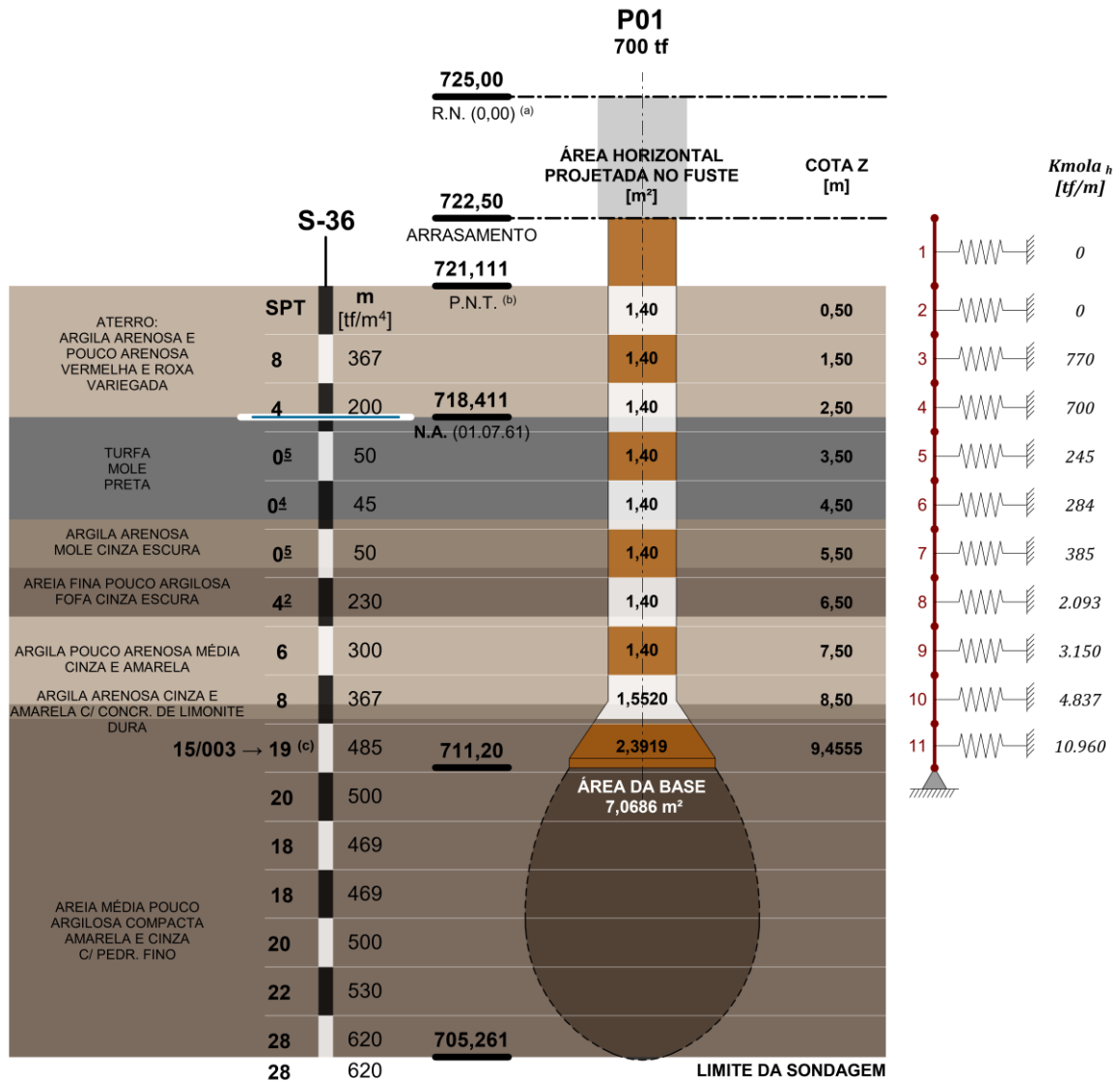
| Solo arenoso | Compacidade | SPT | m [tf/m⁴] |
|---------------------|--------------------|------------|--|
| Turfa | Meio líquido | 0 | 25 |
| Argila | Muito mole | 1 | 75 |
| Argila | Mole | 3 | 150 |
| Argila | Média | 6 | 300 |
| Argila | Rija | 12 | 500 |
| Argila | Muito rija | 22 | 700 |
| Argila | Dura | >30 | 900 |

Fonte: (TIETZ, 197? apud TQS, 2011, p.53).

Com objetivo de exemplificar a determinação das constantes elásticas $(K m o l a_h)_n$ dos apoios por meio da formulação proposta por Tietz (197? apud TQS, 2011, p.53), apresenta-se na FIGURA 3.19 e na FIGURA 3.20 sua aplicação ao caso dos tubulões dispostos sob os pilares P01 e P22.

FIGURA 3.19 – Constantes elásticas ($Kmola_h$) dos apoios horizontais translacionais aplicados ao longo da barra representativa do tubulão disposto sob o pilar P01 (700 tf) nos modelos estruturais analíticos, com base no perfil de sondagem S-36, que lhe é próximo.

Os valores dos coeficientes de proporcionalidade m para determinação dos coeficientes de reação horizontal (k_h) foram obtidos com base na TABELA 3.6 e TABELA 3.7, mediante interpolação linear dos índices de resistência à penetração constantes na sondagem.



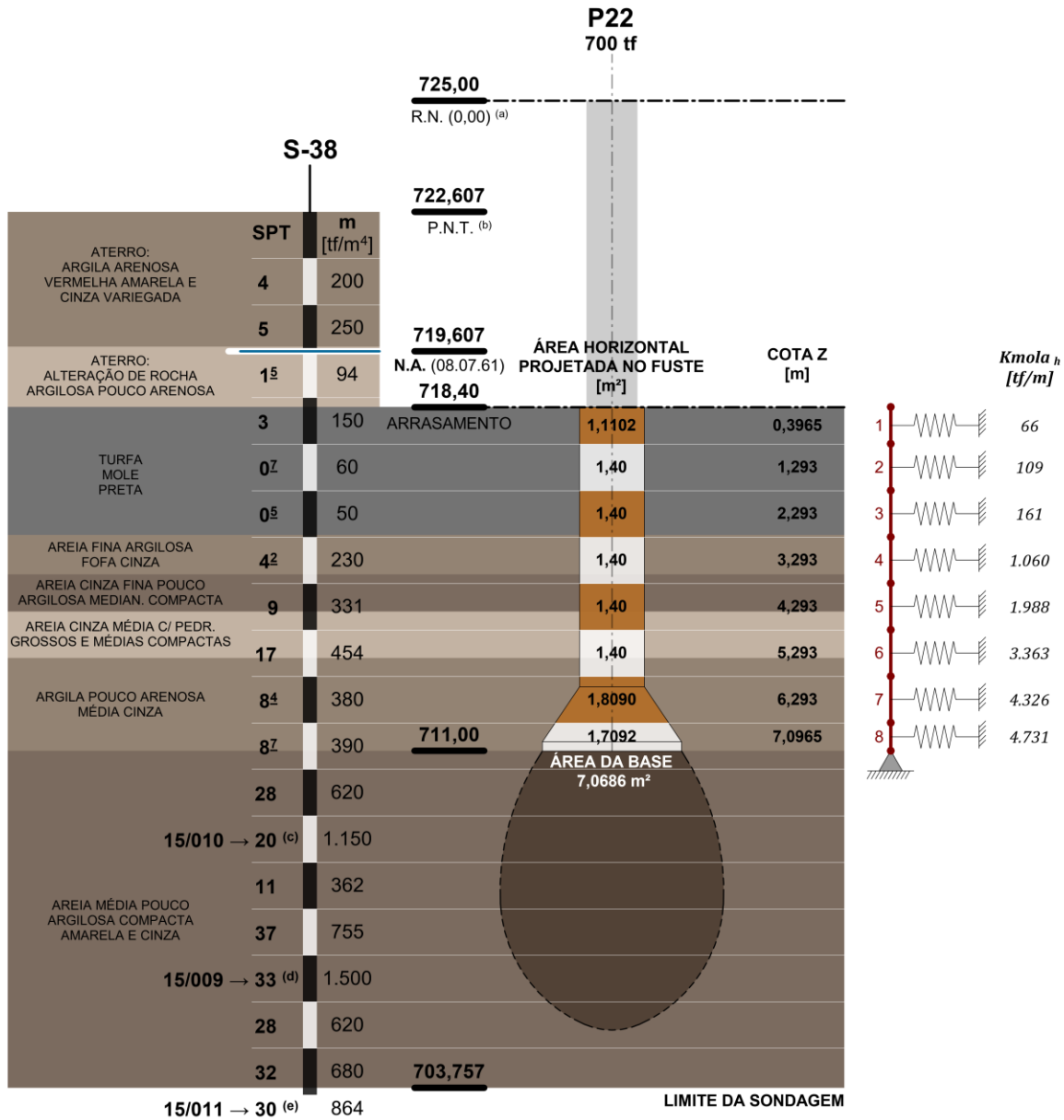
NOTAS

- (a) A sigla R.N. refere-se à "Referência de Nível" (725,00) indicada no projeto estrutural.
- (b) A sigla P.N.T. refere-se ao "Perfil Natural do Terreno", estimado com base nas cotas dos topos dos furos indicados nas sondagens.
- (c) O valor foi considerado espúrio ("pico de sondagem"). Nesse caso foi adotada a média entre os dois N_{SPT} posteriores (20 e 18).

Fonte: figura elaborada pelo autor.

FIGURA 3.20 – Constantes elásticas ($Kmola_h$) dos apoios horizontais translacionais aplicados ao longo da barra representativa do tubulão disposto sob o pilar P22 (700 tf) nos modelos estruturais analíticos, com base no perfil de sondagem S-38, que lhe é próximo.

Os valores dos coeficientes de proporcionalidade m para determinação dos coeficientes de reação horizontal (k_h) foram obtidos com base na TABELA 3.6 e TABELA 3.7, mediante interpolação linear dos índices de resistência à penetração constantes na sondagem.



NOTAS

- (a) A sigla R.N. refere-se à "Referência de Nível" (725,00) indicada no projeto estrutural.
- (b) A sigla P.N.T. refere-se ao "Perfil Natural do Terreno", estimado com base nas cotas dos topos dos furos indicados nas sondagens.
- (c) O valor foi considerado espúrio ("pico de sondagem"). Nesse caso foi adotada a média entre os N_{SPT} anterior (28) e posterior (11).
- (d) O valor foi considerado espúrio ("pico de sondagem"). Nesse caso foi adotada a média entre os N_{SPT} anterior (37) e posterior (28).
- (e) O valor foi considerado espúrio ("pico de sondagem"). Nesse caso foi adotada a média entre os dois N_{SPT} anteriores (28 e 32).

Fonte: figura elaborada pelo autor.

3.2.4 Vínculos aplicados em estacas sob muros de arrimo e vigas baldrame

Conforme discutido no item 2.3. do CAPÍTULO 2, tanto os muros de arrimo quanto as vigas baldrames são, segundo documentação de projeto estrutural, estaqueados. Com exceção dos muros M15 e M18, cujas bases alargadas são capazes de acomodar as estacas que os suportam, os demais muros e todas as vigas baldrames ligam-se às estacas por meio de blocos de coroamento com base quadrada de 40 cm de lado e 45 cm de altura, conforme indicado na folha 54/1962²⁵⁶. De acordo com o “resumo” apresentado na folha 2/1961²⁵⁷, foram previstas, sob muros de arrimo e vigas baldrames, 358 estacas cravadas na direção vertical, com capacidade de 20 tf cada – sem menção ao formato e dimensões de suas seções transversais, nem ao material de que são constituídas –, sendo 46 com 10 m de profundidade, 190 com 12 m e 122 com 14 m. Além dessas, 51 estacas de 20 tf foram acrescentadas sob esses elementos na revisão de projeto estrutural de 1966²⁵⁸, o qual manteve as mesmas lacunas em relação a suas geometria e material.

Nesta pesquisa, com o objetivo de minimizar custos computacionais, as estacas e os blocos de coroamento que constituem as fundações de muros de arrimo e vigas baldrames não foram representados geometricamente nos modelos analíticos. Em suas posições criaram-se, nas vigas e muros, nós aos quais se aplicaram apoios de 2º gênero (articulados fixos) – indicados na cor verde na FIGURA 3.17 – representativos do conjunto formado pela estaca e respectivo bloco que a coroa (ou apenas referente à estaca, no caso dos muros M15 e M18, que não possuem blocos)²⁵⁹.

²⁵⁶ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: arm. m. arrimo consolos e blocos - fundação. 13 dez. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 54.

²⁵⁷ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de estaqueamento e localização dos tubulões. 11 out. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 2.

²⁵⁸ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de acréscimo de estacas e tubulões nas fundações. 10 mai. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 2A.

²⁵⁹ Para identificação dos muros M15 e M18, cf. FIGURA 2.14 no item 2.3.2 do CAPÍTULO 2.

3.3 Condições de vínculo entre elementos estruturais

As ligações empregadas nos modelos analíticos para representar as condições de vínculo entre elementos estruturais foram, nesta pesquisa, tomadas como rígidas, isto é, garantem continuidade dos deslocamentos e rotações nas três direções sem oferecer restrições parciais a esses movimentos.

Como as diversas estratégias utilizadas para vincular barras, chapas e placas – que descrevem os elementos estruturais nos modelos computacionais – foram minuciosamente discutidas no CAPÍTULO 2, este item se propõe a particularizar a representação adotada nos modelos para os aparelhos de apoio dispostos entre trechos das empenas do edifício e os pilares externos centrais das fachadas longitudinais – P03 e P48 – sobre os quais descarregam, conforme já apresentado na FIGURA 2.22 e FIGURA 2.94. De acordo com a folha 129A/1967²⁶⁰, esses aparelhos de apoio compreendem, originalmente, placas de neoprene com 2 cm de espessura, 18 cm de largura e comprimentos de, respectivamente, 175 cm²⁶¹ e 150 cm para os pilares P03 e P48.

No início dos anos de 1980, o topo do pilar P03²⁶² foi reforçado e seu aparelho de apoio substituído, conforme consta no processo FUNDUSP Nº 81.1.22075.51.0, o qual reúne documentos acerca da contratação e execução dos referidos serviços. Com o exame do processo identificou-se que consta no edital da tomada de preços para contratação dos serviços o memorial descritivo no qual o escritório Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projeto LTDA. indica graficamente que o aparelho de apoio a ser instalado é de elastômero fretado composto por duas camadas elementares²⁶³, intercaladas por três chapas de aço,

²⁶⁰ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: detalhe da junta dos pilares – P3, P48. set. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 129A.

²⁶¹ A dimensão diverge da obtida pelo traçado geométrico no qual a inclinação das abas laterais do pilar se prolonga até a altura de 90 cm a partir do topo da pirâmide, conforme indicado na FIGURA 2.20 (b). Nessa figura, o comprimento do consolo – de aproximadamente 167 cm – corresponde ao obtido nos levantamentos arquitetônicos realizados entre 2015 e 2017 no âmbito do projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar a elaboração do Plano de Gestão da Conservação (PGC) do edifício Vilanova Artigas.

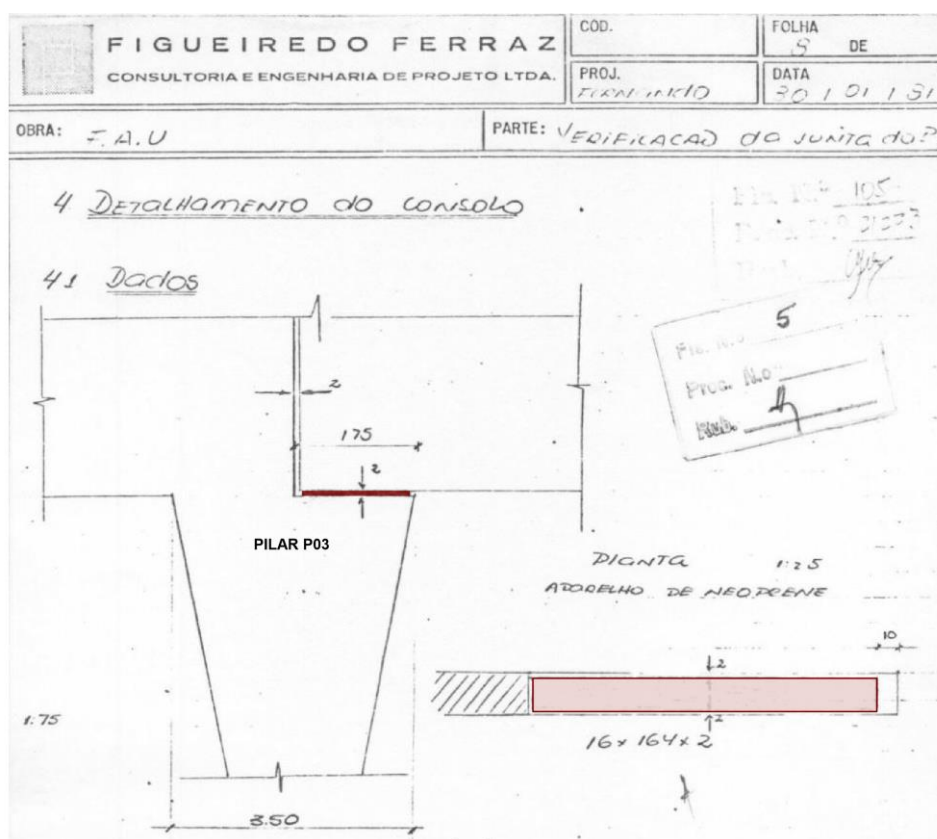
²⁶² Para identificação do P03, cf. FIGURA 2.1.

²⁶³ De acordo com a ABNT NBR 19783 (2015, p. 2), o termo camada elementar compreende “cada camada de elastômero do aparelho de apoio, intercalada entre duas chapas de aço”.

com espessuras de, respectivamente, 8 mm e 1 mm para as camadas de cada material, resultando em 19 mm de altura total. Em planta, o aparelho de apoio especificado possui 16 cm de largura e 164 cm de comprimento²⁶⁴, disposto afastado 2 cm das faces laterais do pilar e a 10 cm da extremidade do consolo, conforme indicado na FIGURA 3.21, a seguir.

FIGURA 3.21 – Geometria do aparelho de apoio previsto para o pilar P03 do edifício Vilanova Artigas, segundo o edital para contratação dos serviços datado de 1981/82.

Destaque para a geometria em vista e em planta do aparelho de apoio²⁶⁵.



Fonte: anotações realizadas pelo autor sobre imagem extraída do processo FUNDUSP Nº 81.1.21545.51.3, intitulado “execução reforço apoio pilar P-3, edifício daquela faculdade [Faculdade de Arquitetura e Urbanismo]”.

No entanto, durante a execução dos serviços, constatou-se que a carga de reação prevista no edital, de aproximadamente 175 tf, para que o macaco hidráulico suspendesse a empena e se efetuasse a substituição do aparelho de apoio, não foi suficiente. Em documento encaminhado ao FUNDUSP pelo escritório Figueiredo

²⁶⁴ Cf. nota 261.

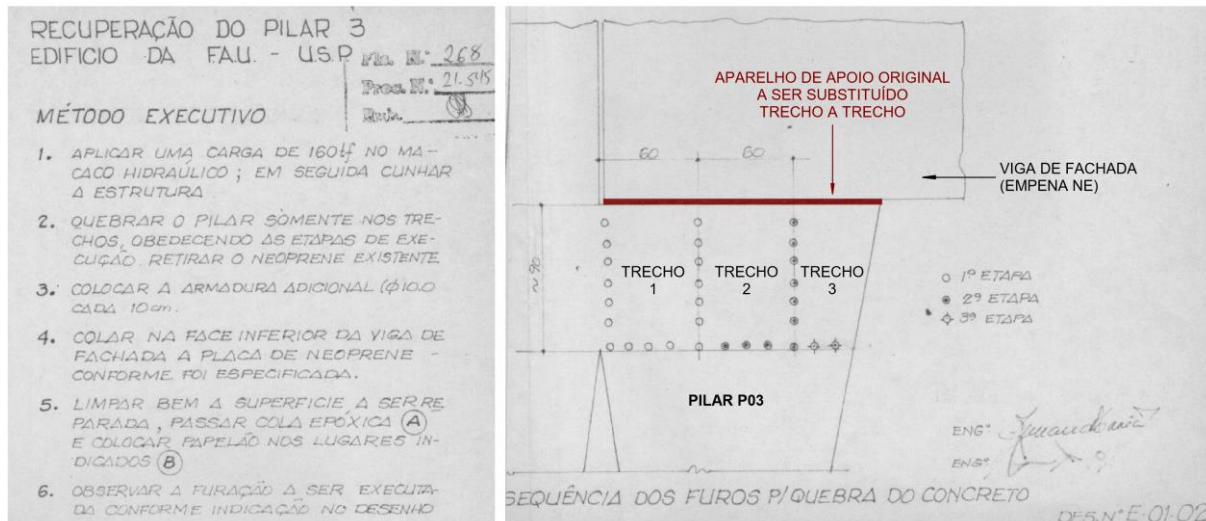
²⁶⁵ Cf. nota 261.

Ferraz Consultoria e Engenharia de Projeto LTDA., em novembro de 1981, é relatado que a impossibilidade da suspensão da empena teve como causas prováveis “um rearranjo estrutural a que se poderia aliar a colmatação das juntas da edificação”. Na ocasião, a empresa consultora afirmou que a carga aplicada não poderia ser majorada pois ultrapassaria os limites admissíveis tanto das fundações quanto da estrutura metálica de escoramento, na qual o macaco se apoiava. Assim, os consultores propuseram nova solução, “que apesar do maior grau de dificuldades executivas equaciona o problema de restauro”.

A nova solução apresentada pelos consultores da Figueiredo Ferraz previa o encunhamento da empena com uma carga de reação de 160 tf e em seguida demolição/reconstrução do topo do pilar em trechos sucessivos equivalentes a cerca de 1/3 do comprimento do consolo, conforme ilustrado na FIGURA 3.22.

FIGURA 3.22 – Solução apresentada ao FUNDUSP em 1981 pelo escritório Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projeto LTDA. para substituição do aparelho de apoio e recuperação do pilar P03 do edifício Vilanova Artigas em intervenção realizada em 1981/82.

Destaque para os trechos do pilar (consolo) a serem progressivamente demolidos e reconstruídos, em conjunto com a substituição, trecho a trecho, do aparelho de apoio.



Fonte: anotações realizadas pelo autor sobre imagem extraída do processo FUNDUSP Nº 81.1.21545.51.3, intitulado “execução reforço apoio pilar P-3, edifício daquela faculdade [Faculdade de Arquitetura e Urbanismo]”.

Portanto, em decorrência do processo construtivo adotado na intervenção, o aparelho de apoio, originalmente contínuo, foi substituído por três. Como não há na documentação menção aos comprimentos de cada um dos três aparelhos de apoio instalados, admitiu-se nesta pesquisa para efeito da representação nos modelos estruturais analíticos, os indicados na FIGURA 3.25 (a), obtidos com base nas

extensões dos trechos 1, 2 e 3 indicados na FIGURA 3.22 e na borda livre de 10 cm sugerida na solução inicial, conforme indicado na FIGURA 3.21.

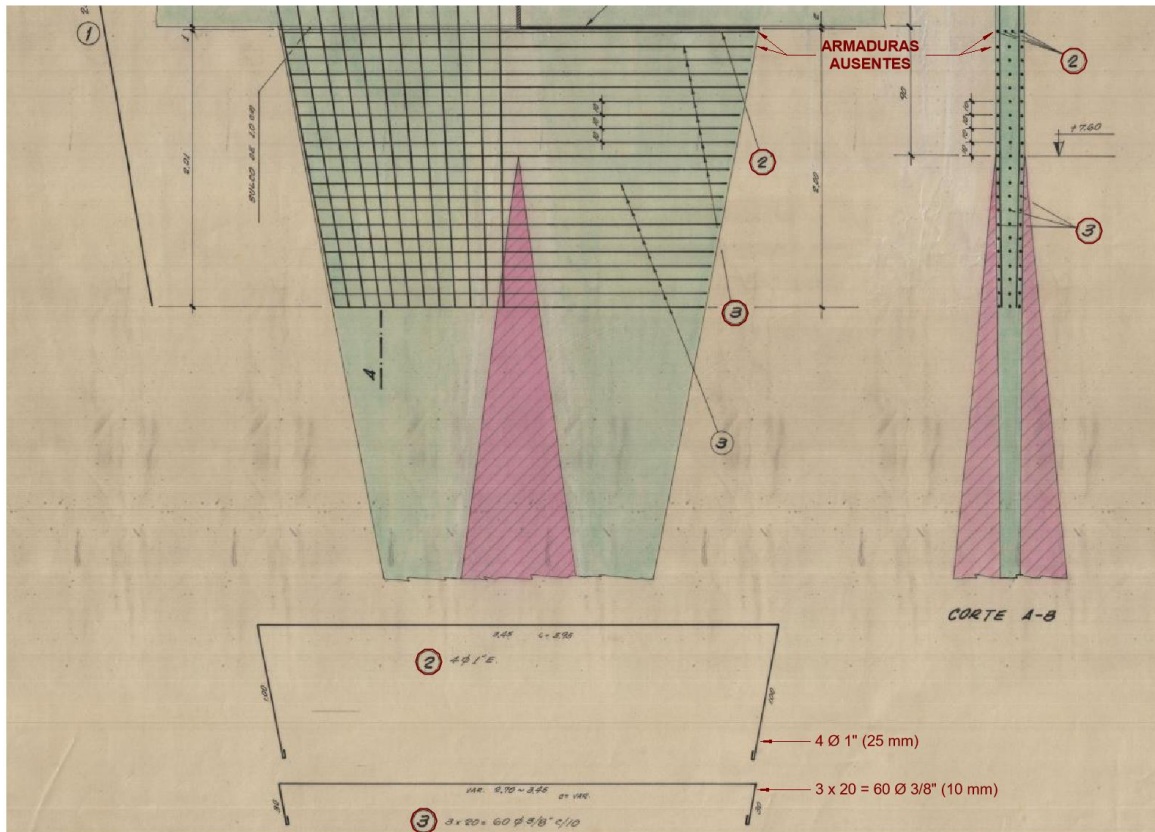
Ainda em relação à intervenção realizada no P03, foi constatado logo na demolição do primeiro trecho – indicado na FIGURA 3.22 – que os “tirantes do consolo” eram insuficientes e estavam em desacordo com o especificado no projeto original do edifício. De acordo com a ata da reunião em que a questão foi discutida, datada de dezembro de 1981, constatou-se que as armaduras indicadas nas posições 2 e 3 da folha 129A/1967²⁶⁶ do projeto original – parcialmente reproduzida na FIGURA 3.23 a seguir – não estavam presentes no consolo.

Como medida de reparação, o consultor da Figueiredo Ferraz, Fernando A. C. Silva, propôs a instalação de um par de chapas de 1/4” x 15 x 330 cm no topo do pilar, cada qual disposta numa face e fixada por meio de grapas de Ø 1/2” e resina epóxi, conforme indicado na FIGURA 3.24.

²⁶⁶ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: detalhe da junta dos pilares – P3, P48. set. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 129A.

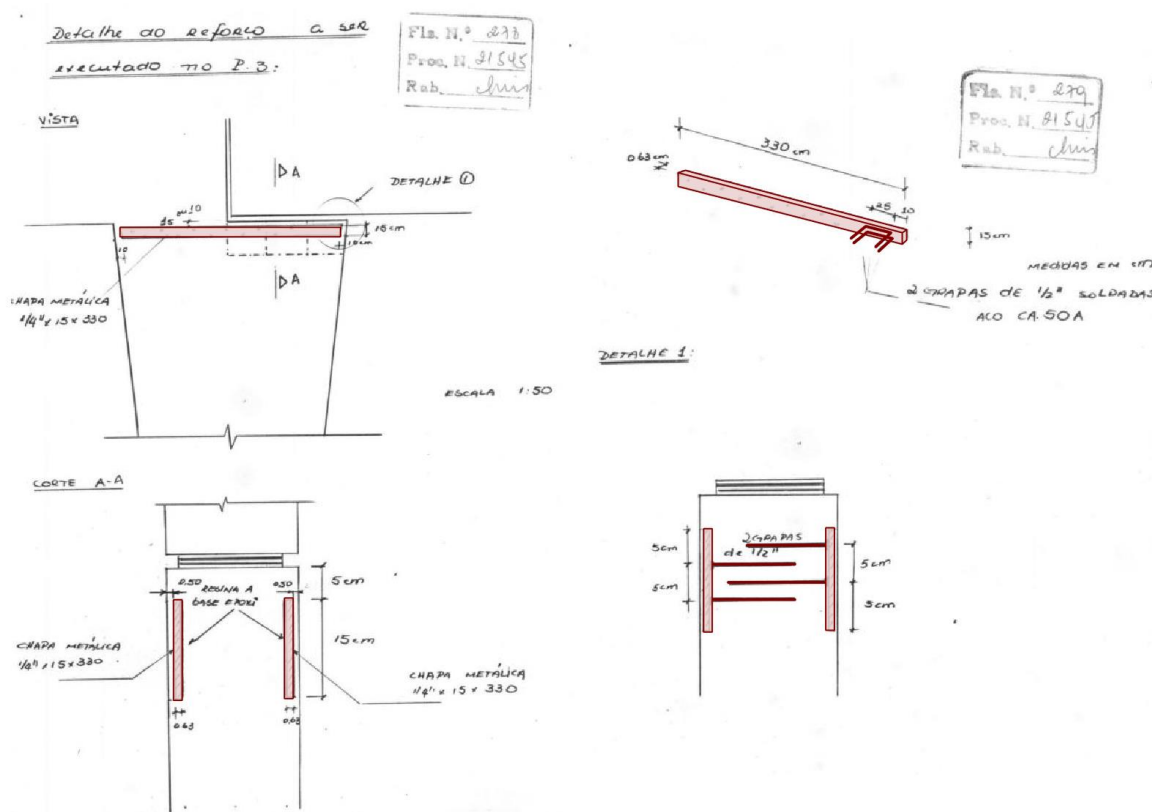
FIGURA 3.23 – Indicação, sobre reprodução de trecho do projeto original, das armaduras ausentes no consolo do pilar P03 do edifício Vilanova Artigas, conforme registrado em ata de reunião realizada durante a intervenção de 1981/2.

Destaque para as armaduras ausentes, indicadas posições 2 e 3.



Fonte: anotações realizadas pelo autor com base no processo FUNDUSP Nº 81.1.21545.51.3, intitulado “execução reforço apoio pilar P-3, edifício daquela faculdade [Faculdade de Arquitetura e Urbanismo]”, sobre imagem extraída da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 129A).

FIGURA 3.24 – Caracterização da chapa de reforço instalada no consolo do pilar P03 do edifício Vilanova Artigas, conforme registrado em ata de reunião realizada durante a intervenção de 1981/2.



Fonte: anotações realizadas pelo autor sobre imagem extraída do processo FUNDUSP Nº 81.1.21545.51.3, intitulado “execução reforço apoio pilar P-3, edifício daquela faculdade [Faculdade de Arquitetura e Urbanismo]”.

Quanto ao pilar P48, que apoia as empenas da fachada sudoeste, a substituição do aparelho de apoio e a recuperação de sua porção superior foi realizada no início dos anos 2000, ou seja, cerca de 20 anos após a intervenção no P03. De acordo com o processo FUNDUSP Nº 2000.1.263.51.8, que reúne documentos acerca da contratação e execução dos serviços realizados no pilar P48, o aparelho de apoio contínuo original foi substituído por cinco menores, devido ao processo executivo proposto no edital, análogo ao empregado no P03.

Em relação aos aparelhos de apoio originais de ambos os pilares, o projeto não traz considerações quanto ao fretamento. No entanto, conforme o parecer emitido pelo engenheiro Aluísio Fontana Margarido²⁶⁷ à vice diretoria da FAU-USP em

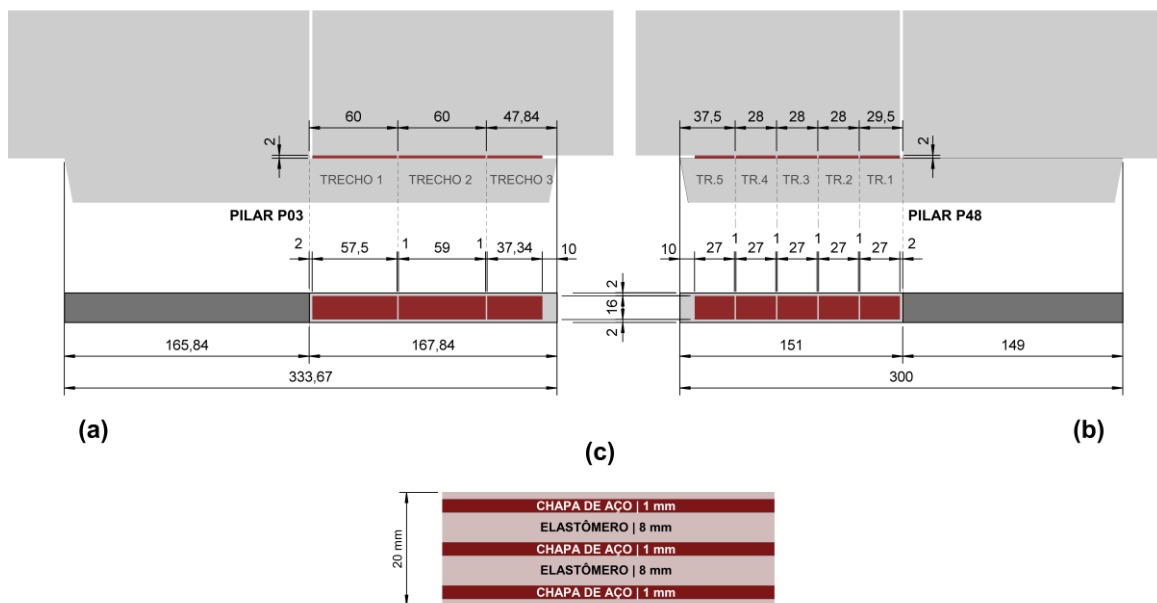
²⁶⁷ Aluísio Fontana Margarido foi sócio do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz desde a década de 1960, além de professor da POLI-USP e FAU-USP.

meados 1999, sobre a inspeção que precedeu a intervenção no pilar P48 o engenheiro relata: “julgamos pelas deformações observadas na placa de neoprene, que muito provavelmente esse aparelho [original] não está fretado”.

Isto posto, foram consideradas nos modelos estruturais analíticos elaborados nesta pesquisa duas representações para os aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48. Na primeira, ambos foram supostos não fretados e contínuos conforme geometria descrita no projeto original; e, na segunda, foram representados de acordo com as descrições contidas nas documentações das intervenções realizadas em 1981/82 (P03) e 2000 (P48), consubstanciadas na FIGURA 3.25.

FIGURA 3.25 – Caracterização dos aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48 do edifício Vilanova Artigas substituídos em intervenções realizadas, respectivamente, em 1981/82 e 2000.

- (a) dimensões dos aparelhos de apoio do pilar P03 (vista externa e planta na região do consolo);
 (b) dimensões dos aparelhos de apoio do pilar P48 (vista externa e planta na região do consolo);
 (c) camadas constituintes dos aparelhos de apoio instalados em ambos os pilares.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de:

Processo FUNDUSP Nº 81.1.21545.51.3, intitulado “execução reforço apoio pilar P-3, edifício daquela faculdade [Faculdade de Arquitetura e Urbanismo]”.

Processo FUNDUSP Nº 2000.1.263.51.8 intitulado “Execução de serviço de recuperação de pilar com substituição do aparelho de apoio do Edifício Artigas, convite 15/2000”.

Na representação do aparelho de apoio original, empregou-se chapa única à qual foi atribuído o material elastômero²⁶⁸ e, quanto aos aparelhos fretados, as camadas foram representadas por meio de chapas sobrepostas, às quais se atribuíram os materiais aço e elastômero de que são formadas, conforme as propriedades indicadas no CAPÍTULO 5.

²⁶⁸ A representação do aparelho de apoio original (em neoprene) apresenta-se exemplificada na FIGURA 2.94 (b) para o caso do pilar P48.

CAPÍTULO 4

Representação das ações

Descrição do capítulo

O capítulo visa caracterizar as combinações de ações consideradas nos modelos estruturais analíticos desenvolvidos nesta pesquisa para o edifício Vilanova Artigas. Discutem-se as ações permanentes e variáveis, diretas e indiretas empregadas nas combinações, bem como as representações adotadas nos modelos computacionais.

4.1 Introdução

Nos modelos analíticos as ações são combinadas entre si segundo regras que consideram suas respectivas variabilidades no tempo. Conforme apresentado na seção 1.5.3 do CAPÍTULO 1, a partir desse critério, a ABNT NBR 8681 (2004, p. 3) as classifica em permanentes, variáveis e excepcionais.

Devido à maior relevância que apresentam para esta investigação, as combinações consideradas nos modelos analíticos contemplam apenas as ações permanentes e variáveis discutidas em 4.2 e 4.3, respectivamente, as quais foram representadas nos modelos a partir de informações obtidas principalmente de inspeções no local e levantamentos arquitetônicos realizados entre 2015 e 2017 no âmbito do projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar a elaboração PGC do edifício. Além dessas fontes, foram também consultadas prescrições normativas vigentes – ABNT NBR 6118 (2014), ABNT NBR 8681 (2004), ABNT NBR 6120 (2019), ABNT NBR 6123 (1988), entre outras –, a própria documentação de projeto estrutural e relatórios técnicos diversos nos quais constam os ensaios realizados para caracterização do concreto e dados acerca da contratação e execução dos serviços ocorridos na cobertura do edifício.

4.2 Ações permanentes

Conforme ABNT NBR 8681 (2004, p. 1), ações permanentes são aquelas cujos valores com que atuam na estrutura são constantes ou pouco variáveis em torno da média durante praticamente toda a vida útil da edificação. A norma as classifica em ações permanentes diretas, caso os efeitos que provocam decorram de forças, ou permanentes indiretas, no caso de os efeitos provocados originarem de deformações impostas à estrutura. Nesta pesquisa, as ações permanentes diretas e indiretas discutidas em 4.2.1 e 4.2.2, respectivamente, foram consideradas nas combinações realizadas nos modelos estruturais analíticos.

4.2.1 Ações permanentes diretas

As ações permanentes diretas compreendem, segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 56), o peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e também os empuxos permanentes. A ABNT NBR 6120 (2019, p. 2) inclui ainda nas ações permanentes diretas o “peso da água em piscinas e reservatórios que permanecem cheios durante a maior parte da vida da edificação”.

Nesta pesquisa, todas as ações permanentes diretas citadas – discutidas nos itens 4.2.1.1 a 4.2.1.4, a seguir – foram consideradas nas combinações realizadas nos modelos estruturais analíticos.

4.2.1.1 Peso próprio da estrutura de concreto armado

Conforme indicado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 56, 22), admite-se nas construções correntes que o peso próprio da estrutura de concreto armado seja estimado a partir da massa específica real²⁶⁹ (ρ_r) do concreto simples, se conhecida, acrescida de 100 kg/m³ a 150 kg/m³ (referentes à massa das armaduras) ou, em caso contrário, que se adote o valor global de 2.500 kg/m³.

²⁶⁹ De acordo com a ABNT NBR 9778 (2005, p. 1), a massa específica real é definida pela “relação entre a massa do material seco e o seu volume, excluindo os poros permeáveis”.

No caso do edifício Vilanova Artigas, obteve-se de um dos testemunhos de concreto extraídos de viga invertida da cobertura um corpo de prova cilíndrico com $\varnothing 100 \times 200$ mm, o qual foi submetido a ensaio para determinação da massa específica, absorção de água e índice de vazios. O ensaio, realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) conforme a ABNT NBR 9778 (2005), foi documentado no relatório técnico Nº 151 683-205, o qual traz o valor de $2,60 \text{ g/cm}^3$ para a massa específica real (ρ_r) do concreto (IPT, 2018, p. 10-11). Com base nesse valor, pode-se estimar, segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 22), que a massa específica do concreto armado esteja compreendida entre 2.700 kg/m^3 e 2.750 kg/m^3 . No entanto, como o resultado foi obtido de apenas um ensaio sobre exemplar único retirado de uma das vigas de cobertura, entende-se que esse não pode ser tomado como representativo do concreto de todo o edifício. Isto posto, optou-se por adotar o valor usual de 2.500 kg/m^3 para a massa específica do concreto armado, o qual implica em peso específico de 25 kN/m^3 a ser considerado para efeito de cálculo do peso próprio da estrutura – automaticamente realizado pelo programa computacional – nas combinações de ações geradas nos modelos analíticos²⁷⁰.

A TABELA 4.1, apresentada a seguir, reúne os valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso próprio da estrutura de concreto armado, extraído do modelo estrutural analítico para cada pavimento do edifício.

²⁷⁰ Destaca-se que a adoção dessa premissa acarreta peso próprio subestimado entre 8% e 10% em relação ao que se obtería caso fosse empregado o resultado laboratorial disponível: caso se adote $\rho_r = 2.700 \text{ kg/m}^3$, a razão $\frac{2.700 \text{ kg/m}^3}{2.500 \text{ kg/m}^3}$ resulta 1,08 (8%) e, caso se adote $\rho_r = 2.750 \text{ kg/m}^3$, a razão $\frac{2.750 \text{ kg/m}^3}{2.500 \text{ kg/m}^3}$ resulta 1,10 (10%).

TABELA 4.1: Valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso próprio da estrutura de concreto armado, extraídos do modelo estrutural analítico, para cada pavimento do edifício Vilanova Artigas.

Peso específico adotado para o concreto armado: 25 kN/m³.

Na tabela não consta o peso próprio dos elementos de concreto armado não representados geometricamente nos modelos – tampas das valas nos subsolos, reservatórios de água, laje de forro do sanitário da biblioteca, balcão do restaurante, banco do terraço da biblioteca e dos bixos –, os quais serão discutidos em 4.2.1.2. Os pesos próprios das estacas verticais e dos blocos de coroamento que constituem as fundações de muros de arrimo e vigas baldrames também não constam na tabela.

| <i>pavimento</i> | <i>área (A)</i> | <i>peso próprio (PPR)</i> | | $\frac{PPR}{A}$ |
|------------------|-------------------|---------------------------|-------------|----------------------|
| | [m ²] | [kN] | [%] | [kN/m ²] |
| cobertura | 7.295 | 55.960 | 25% | 7,67 |
| salas de aula | 2.238 | 19.589 | 9% | 8,75 |
| estúdios | 3.574 | 31.915 | 14% | 8,93 |
| departamentos | 2.222 | 16.417 | 7% | 7,39 |
| biblioteca | 2.196 | 16.166 | 7% | 7,36 |
| museu | 1.830 | 12.165 | 5% | 6,65 |
| salão caramelo | 2.563 | 20.384 | 9% | 7,95 |
| laboratórios | 1.635 | 7.678 | 3% | 4,70 |
| auditório | 2.445 | 15.870 | 7% | 6,49 |
| fundações | - | 29.411 | 13% | - |
| total | 25.998 | 225.555 | 100% | 8,68 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

4.2.1.2 Peso dos elementos construtivos fixos

Os elementos construtivos fixos cujos pesos foram considerados nas combinações de ações realizadas nos modelos analíticos são: enchimentos, contrapisos e revestimentos de piso; forros; fôrmas incorporadas aos vazios das lajes nervuradas em caixão perdido; paredes, divisórias e esquadrias; impermeabilização da cobertura; e outros elementos de concreto armado não representados geometricamente nos modelos, como as placas que tampam as valas nos subsolos, os reservatórios de água, o balcão do restaurante, o banco do terraço da biblioteca e o dos bixos.

4.2.1.2.1 Pisos e forros

Em relação aos pisos²⁷¹, identificaram-se – a partir de inspeções no local e de levantamentos arquitetônicos realizados entre 2015 e 2017 no âmbito do projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar a elaboração do Plano de Gestão da Conservação (PGC) do edifício Vilanova Artigas – seis situações principais para efeito da estimativa de seus pesos:

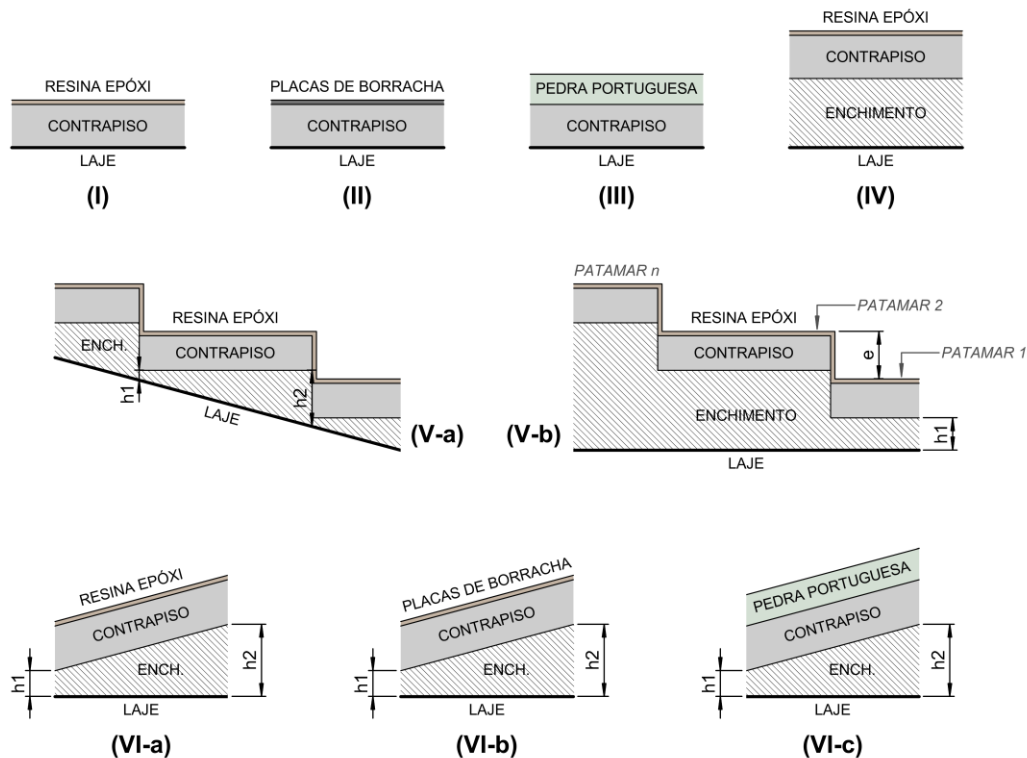
- I. *Pisos gerais*: constituídos por camada de acabamento em resina epóxi sobre contrapiso aderido à laje;
- II. *Pisos das rampas principais*: constituídos por camada de acabamento em placas de borracha sobre contrapiso aderido à laje;
- III. *Pisos em mosaico português*: constituídos por camada de acabamento em pedras portuguesas sobre contrapiso aderido à laje;
- IV. *Pisos que formam desníveis para acomodar instalações*: constituídos por camada de acabamento em resina epóxi sobre contrapiso aderido ao enchimento de piso.
- V. *Pisos que formam desníveis para acomodar assentos*: constituídos por camada de acabamento em resina epóxi sobre contrapiso aderido ao enchimento de piso em seção triangular (no caso das lajes inclinadas do auditório) ou em agrupamentos de seções retangulares (no caso das lajes horizontais dos anfiteatros no pavimento das salas de aula);
- VI. *Pisos inclinados para acomodar rampas*: constituídos por camada de acabamento em resina epóxi ou em mosaico português ou em placas de borracha, sobre contrapiso aderido ao enchimento de piso em seção triangular (rampas de entrada de alguns sanitários e do auditório).

A FIGURA 4.1, a seguir, ilustra as situações descritas de I a VI:

²⁷¹ Nesta pesquisa, designa-se “piso” o conjunto de camadas aplicadas sobre o substrato (laje). No caso do edifício Vilanova Artigas as principais camadas integrantes do piso são: revestimento (camadas de acabamento e de fixação), contrapiso e enchimento.

FIGURA 4.1 – Caracterização das tipologias de pisos presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito da estimativa dos pesos a serem considerados nos modelos estruturais analíticos.

(I) pisos gerais; (II) pisos das rampas principais; (III) pisos em mosaico português; (IV) pisos que formam desníveis para acomodar instalações; (V-a) pisos que formam desníveis para acomodar assentos sobre lajes inclinadas (auditório); (V-b) pisos que formam desníveis para acomodar assentos sobre lajes horizontais (anfiteatros); (VI-a) pisos inclinados para acomodar rampas c/ camada de acabamento em resina epóxi (presente na entrada de alguns sanitários); (VI-b) pisos inclinados para acomodar rampas c/ camada de acabamento em placas de borracha (presente na entrada do auditório e de alguns sanitários); (VI-c) pisos inclinados para acomodar rampas c/ camada de acabamento em pedra portuguesa (presente na entrada do sanitário feminino no segundo subsolo).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 5, 8 e 21).

Com exceção das camadas de enchimento com altura variável (inclinadas ou em patamares), as quais serão discutidas no decorrer do texto, o peso das demais camadas integrantes dos pisos indicados na FIGURA 4.1, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície em que atuam, em kN/m^2 , foi obtido por meio da expressão (4.1), apresentada a seguir:

$$(F_{gk})_{camada} = (h \times \gamma_{ap})_{camada} \quad (4.1)$$

onde:

$(F_{gk})_{camada}$ valor característico da ação permanente direta relativa ao peso da camada integrante do piso, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície em que atua, em kN/m^2 ;

h altura da camada integrante do piso, em m ;

γ_{ap} peso específico aparente do material utilizado na camada integrante do piso, em kN/m^3 .

Para o caso das camadas de enchimento inclinadas – FIGURA 4.1 (V-a e VI) – ou em patamares – FIGURA 4.1 (V-b) – seus pesos, supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície em que atuam, em kN/m^2 , foram obtidos, respectivamente, por meio das equações (4.2) e (4.3) a seguir:

$$(F_{gk})_{ench.incl.} = \frac{(h_1 + h_2)}{2} \times \gamma_{ap} \quad (4.2)$$

onde:

$(F_{gk})_{ench.incl.}$ valor característico da ação permanente direta relativa ao peso da camada de enchimento inclinada integrante do piso, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície em que atua, em kN/m^2 ;

h_1 e h_2 menor e maior altura, respectivamente, da camada de enchimento inclinada integrante do piso, conforme FIGURA 4.1 (V-a e VI), em m ;

γ_{ap} peso específico aparente do material utilizado na camada de enchimento inclinada integrante do piso, em kN/m^3 .

$$(F_{gk})_{ench.desc.} = \sum_{i=1}^n [h_1 + (n - 1) \cdot e] \times \gamma_{ap} / n \quad (4.3)$$

onde:

$(F_{gk})_{ench.desc.}$ valor característico da ação permanente direta relativa ao peso da camada de enchimento em patamares integrante do piso, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície em que atua, em kN/m^2 ;

h_1 altura inicial da camada de enchimento em patamares integrante do piso, conforme FIGURA 4.1 (V-b), em m ;

n número de patamares, conforme FIGURA 4.1 (V-b);

e altura do espelho dos patamares, conforme FIGURA 4.1 (V-b), em m ;

γ_{ap} peso específico aparente do material utilizado na camada de enchimento em patamares integrante do piso, em kN/m^3 .

Quanto a informações sobre os materiais constituintes das camadas não visíveis dos pisos, ou referente às espessuras dessas camadas internas, foram estimadas a partir das fontes citadas na TABELA 4.2, pois, nas inspeções realizadas no local – de natureza não destrutiva – não se pôde obtê-las. Assim, a TABELA 4.2, apresentada a seguir, reúne o peso específico aparente (γ_{ap}) dos materiais que, presumivelmente, constituem cada camada integrante dos pisos, suas espessuras e, por fim, traz a estimativa dos pesos – supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície em que atuam, em kN/m^2 – obtida a partir das equações (4.1), (4.2) e (4.3).

TABELA 4.2: Caracterização das camadas integrantes dos principais pisos presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito da estimativa de seus pesos, supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície em que atuam, em kN/m^2 .

| camadas presentes nos pisos | parâmetros referentes à geometria das camadas presentes nos pisos | peso específico aparente | peso superficial |
|---|--|--|-------------------------|
| | (FIGURA 4.1) [cm] | (γ_{ap}) [kN/m^3] | [kN/m^2] |
| resina epóxi | $h = 0,1^a$ | 12,5 ^a | 0,0125 EQ. (4.1) |
| placas de borracha | $h = 0,5^a$ | 13,8 ^a | 0,069 EQ. (4.1) |
| pedra portuguesa (diabásio/basalto e calcário) ^a | (3 a 7) ^a $h = 5$ | 29 ^b | 1,45 EQ. (4.1) |
| contrapiso (argamassa de cimento e areia) ^a | $h = 3^c$ | 21 ^b | 0,63 EQ. (4.1) |
| enchimento (argila expandida) ^e | | | |
| sanitários/sala de projeções auditório | $h = 30^c$ | | 1,80 EQ. (4.1) |
| anexo lateral auditório | $h = 20^d$ | | 1,20 EQ. (4.1) |
| rampas entrada sanitários/auditório | $h_1 = 0 \mid h_2 = 30^c$ | 6 ^c | 0,90 EQ. (4.2) |
| assentos auditório | $h_1 = 0 \mid h_2 = 7,2^c$ | | 0,216 EQ. (4.2) |
| assentos anfiteatro sala 806 | $h_1 = 7 \mid n = 6 \mid e = 10^d$ | | 1,92 EQ. (4.3) |
| assentos anfiteatro sala 812 | $h_1 = 7 \mid n = 7 \mid e = 10^d$ | | 2,22 EQ. (4.3) |

(a) Dado obtido de Guedes, M. F. (2005, p. 81, 117-118, 567).
(b) Dado obtido da Tabela 1 da ABNT NBR 6120 (2019, p. 8-9).
(c) Dado obtido da documentação de projeto estrutural. Várias folhas apresentam notas indicativas referentes às espessuras e pesos específicos de enchimentos, assim como pormenores nos quais se identificam a espessura de 3 cm prevista para o contrapiso.
(d) Dado obtido por meio de inspeções no local.
(e) Material com peso específico equivalente ao indicado na documentação de projeto estrutural, segundo Tabela 7 da ABNT NBR 6120 (2019, p. 14).

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir das fontes indicadas nas notas, da FIGURA 4.1, EQ. (4.1) a EQ. (4.3).

Com base nos pesos superficiais apresentados na TABELA 4.2 para cada camada, elaborou-se a tabela a seguir, a qual as combina – segundo as disposições ilustradas na FIGURA 4.1 – visando à obtenção dos pesos totais, em kN/m^2 , dos principais pisos presentes no edifício Vilanova Artigas.

TABELA 4.3: Caracterização dos principais pisos presentes no edifício Vilanova Artigas e estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa a seus pesos, supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície em que atuam, em kN/m².

| <i>descrição</i> | <i>figura</i> | <i>material</i> | <i>peso superficial</i> (TABELA 4.2) [kN/m ²] | <i>peso superficial adotado</i> [kN/m ²] |
|---|-------------------|---|---|---|
| 1 Pisos gerais | FIGURA 4.1 (I) | resina epóxi contrapiso | 0,0125 0,6300 0,6425 | 0,7 |
| 2 Pisos rampas principais | FIGURA 4.1 (I) | placas de borracha contrapiso | 0,0690 0,6300 0,6990 | |
| 3 Pisos assentos auditório | FIGURA 4.1 (V-a) | resina epóxi contrapiso enchimento | 0,0125 0,6300 0,2160 0,8585 | 0,9 |
| 4 Pisos inclinados em rampas (resina epóxi) | FIGURA 4.1 (VI-a) | resina epóxi contrapiso enchimento | 0,0125 0,6300 0,9000 1,5425 | |
| 5 Pisos inclinados em rampas (placas de borracha) | FIGURA 4.1 (VI-b) | placas de borracha contrapiso enchimento | 0,0690 0,6300 0,9000 1,5990 | 1,6 |
| 6 Piso anexo lateral auditório | FIGURA 4.1 (IV) | resina epóxi contrapiso enchimento | 0,0125 0,6300 1,2000 1,8425 | |
| 7 Pisos em mosaico português | FIGURA 4.1 (III) | pedra portuguesa contrapiso | 1,4500 0,6300 2,0800 | 2,1 |
| 8 Pisos sanitários / sala de projeções auditório | FIGURA 4.1 (IV) | resina epóxi contrapiso enchimento | 0,0125 0,6300 1,8000 2,4425 | |
| 9 Pisos assentos anfiteatro sala 806 | FIGURA 4.1 (V-b) | resina epóxi contrapiso enchimento | 0,0125 0,6300 1,9200 2,5625 | 2,6 |
| 10 Pisos assentos anfiteatro sala 812 | FIGURA 4.1 (V-b) | resina epóxi contrapiso enchimento - | 0,0125 0,6300 2,2200 2,8625 | |
| 11 Pisos inclinados em rampas (pedra portuguesa) | FIGURA 4.1 (VI-c) | pedra portuguesa contrapiso enchimento - | 1,4500 0,6300 0,9000 2,9800 | 3,0 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir da FIGURA 4.1 e TABELA 4.2.

Os valores indicados na última coluna da TABELA 4.3 correspondem aos valores característicos da ação permanente direta adotada nos modelos estruturais analíticos para representar os pesos dos pisos, os quais têm suas áreas de atuação delimitadas de acordo com a FIGURA 4.2, FIGURA 4.3, FIGURA 4.4 e FIGURA 4.5, referentes a cada pavimento do edifício.

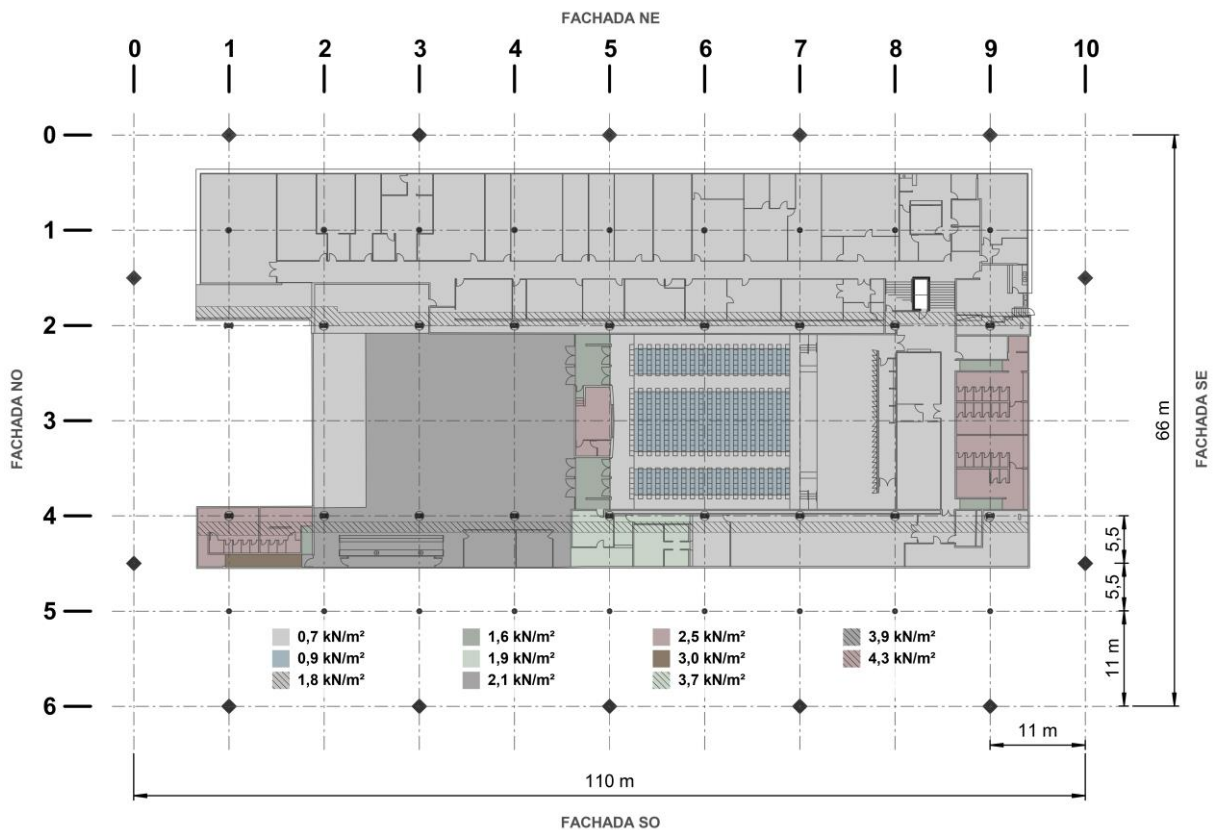
Quanto aos forros, seus pesos variam, segundo a ABNT NBR 6120 (2019, p. 14), entre 0,10 kN/m² (forros de fibra mineral, PVC e alumínio) e 0,25 kN/m² (forro de gesso acartonado). No caso do edifício Vilanova Artigas, os forros relevantes para efeito do cômputo dos pesos estão presentes apenas na região dos assentos do auditório, onde são fixados às lajes do salão caramelo, sobre as quais atua ainda o peso das camadas de contrapiso e revestimento, estimado, de acordo com a TABELA 4.3, em 0,7 kN/m². Nessa região, onde há presença do forro, seu peso foi considerado mediante acréscimo de 0,10 kN/m² ao peso das camadas integrantes do piso, resultando 0,8 kN/m², atuante na área indicada na FIGURA 4.3.

Outra singularidade em relação aos pesos de elementos construtivos fixos, refere-se às valas – presentes no primeiro e segundo subsolos – com propósito de acomodar horizontalmente as instalações. Nessas áreas, de acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes moldadas no local foram suprimidas e adotaram-se placas de concreto armado com 7 cm de altura para tampar as valas. Essas, quando tamponam valas visitáveis, receberam apenas acabamento em resina epóxi e, portanto, possuem peso estimado, de acordo com a equação (4.1), em 1,8 kN/m². Nos casos em que não são visitáveis, o peso de 1,8 kN/m² da placa foi adicionado ao estimado para as camadas integrantes dos pisos: $1,9 + 1,8 = 3,7$ kN/m² (anexo lateral ao auditório); $2,1 + 1,8 = 3,9$ kN/m² (mosaico português); e $2,5 + 1,8 = 4,3$ kN/m² (sanitários). A respeito da estratégia empregada nos modelos estruturais analíticos para aplicação do peso distribuído sobre a superfície dessas tampas – as quais não foram representadas geometricamente nos modelos –, contou-se com a ferramenta “revestimento” oferecida pelo programa computacional para criação de superfície fictícia – delimitada pelas vigas que formam a vala –, sobre a qual o peso pôde ser aplicado.

FIGURA 4.2 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das tampas dos shafts horizontais e das camadas de revestimento, contrapiso e enchimento, que integram os principais pisos presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.

Destaque para as áreas com hachuras em diagonal, as quais correspondem a valas (visitáveis ou não) para passagem de instalações (shaft horizontal). Nessas áreas, de acordo com a documentação de projeto estrutural, as lajes moldadas no local foram suprimidas e adotaram-se placas de concreto armado com 7 cm de altura para tapar as valas. Essas, quando tamponam valas visitáveis, receberam apenas acabamento em resina epóxi e, portanto, possuem peso estimado, de acordo com a equação (4.1), em $1,8 \text{ kN/m}^2$. Nos casos em que não são visitáveis, o peso de $1,8 \text{ kN/m}^2$ da placa foi adicionado ao estimado para as camadas integrantes dos pisos: $1,9 + 1,8 = 3,7 \text{ kN/m}^2$ (anexo lateral ao auditório); $2,1 + 1,8 = 3,9 \text{ kN/m}^2$ (mosaico português); e $2,5 + 1,8 = 4,3 \text{ kN/m}^2$ (sanitários).

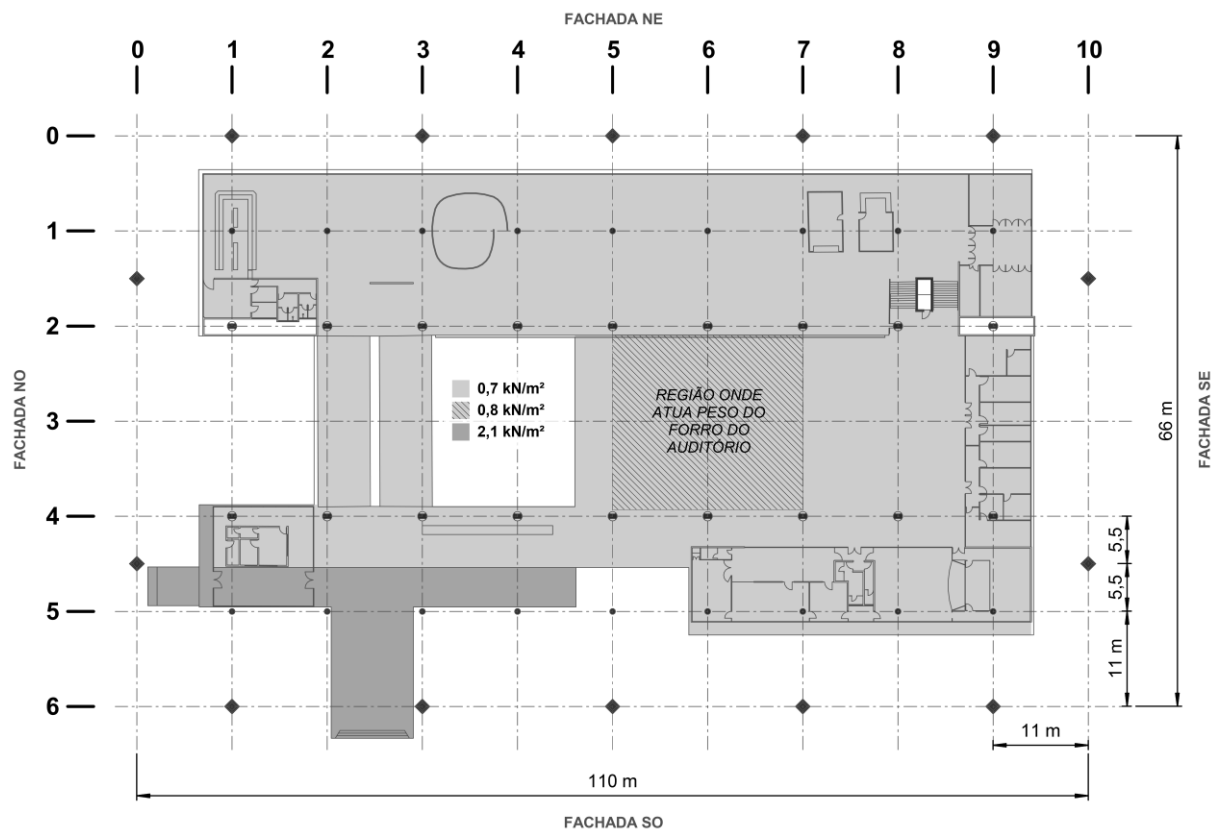


Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e TABELA 4.3.

FIGURA 4.3 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos do forro do auditório e das camadas de revestimento e contrapiso, que integram os principais pisos presentes no “bloco A” (salão caramelo) e “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.

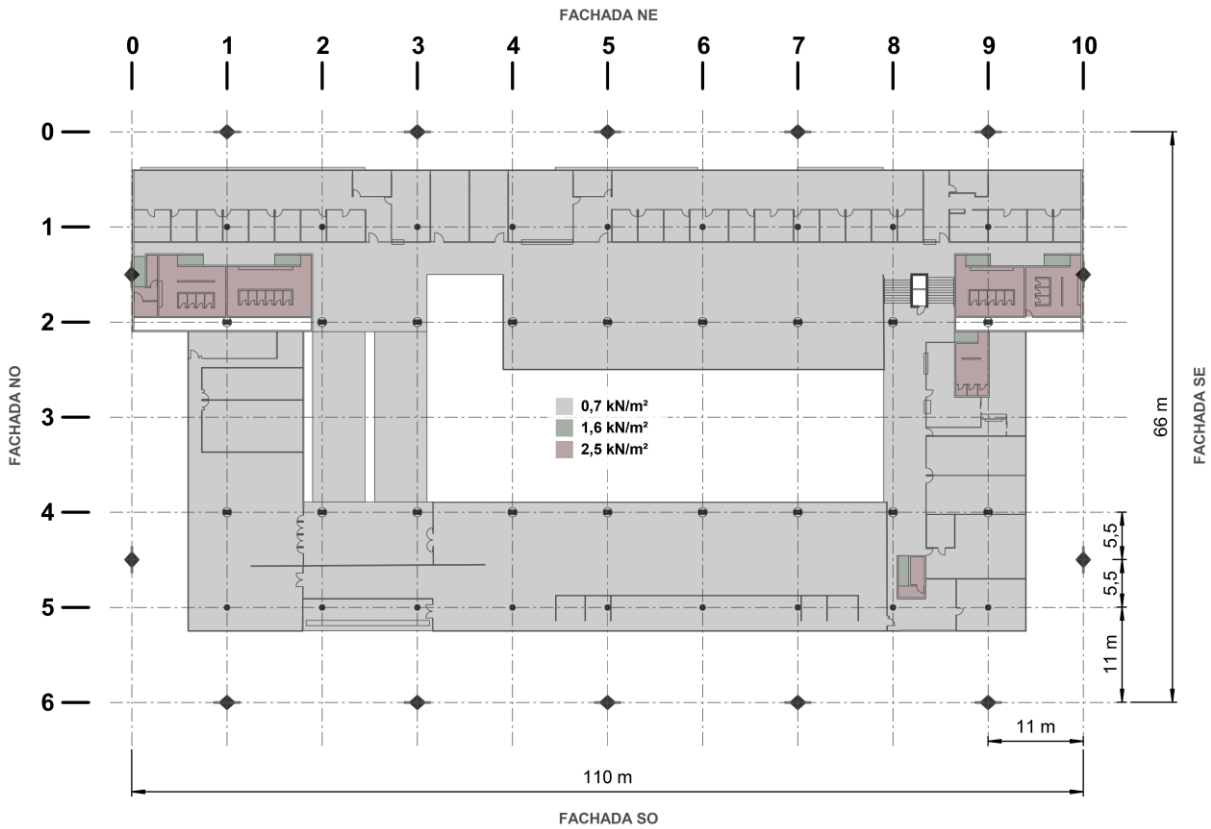
Destaque para a região onde há forro fixado sob a laje de teto do auditório, cujo peso, estimado segundo a Tabela 8 da ABNT NBR 6120 (2019, p. 14) em $0,10 \text{ kN/m}^2$, foi incluído no peso adotado para o piso. Portanto, nesta região, considerou-se nos modelos analíticos o peso de $0,8 \text{ kN/m}^2$ ($0,7+0,1$).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e TABELA 4.3.

FIGURA 4.4 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das camadas de revestimento, contrapiso e enchimento, que integram os principais pisos presentes no “bloco C” (biblioteca) e “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas.

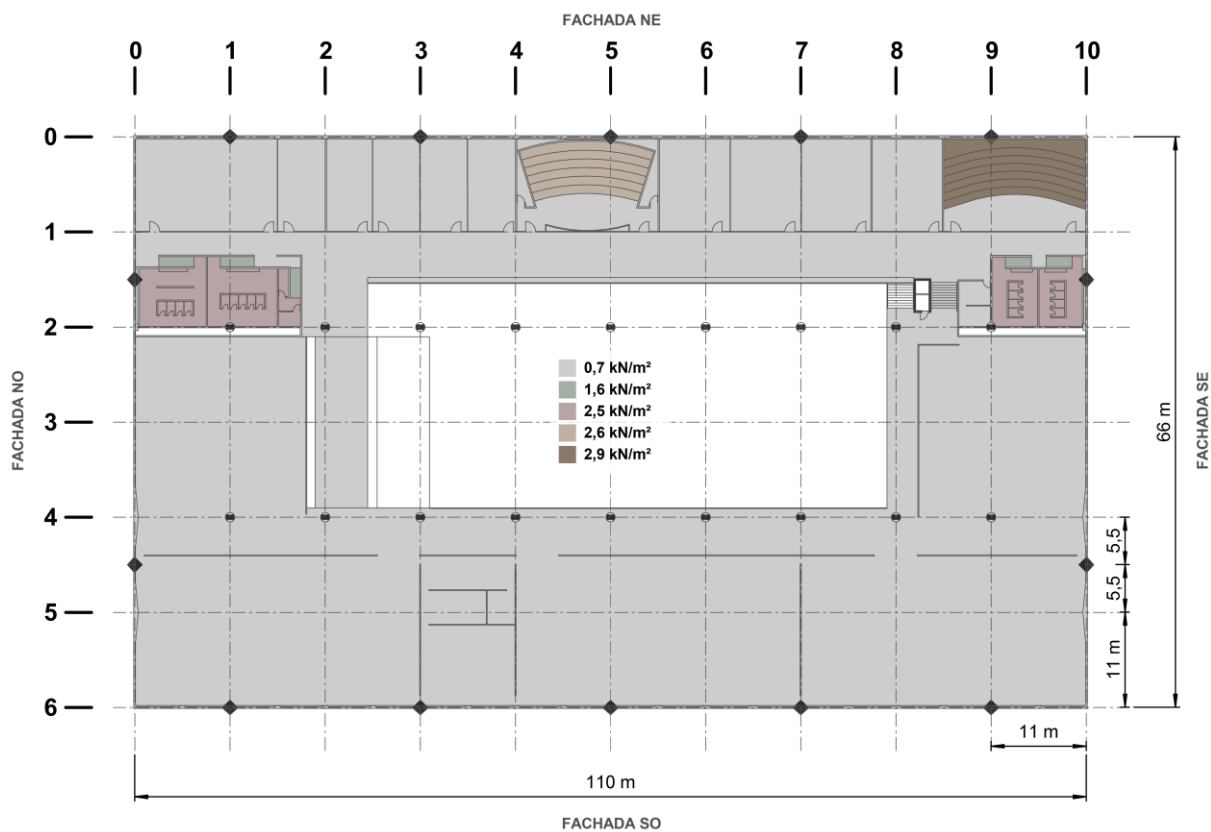
Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e TABELA 4.3.

FIGURA 4.5 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das camadas de revestimento, contrapiso e enchimento, que integram os principais pisos presentes no “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.

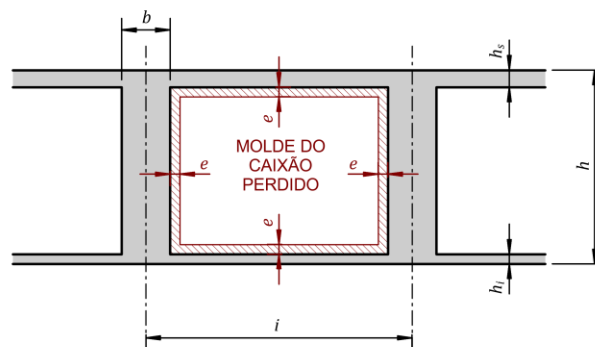


Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e TABELA 4.3.

4.2.1.2 Fôrmas das lajes em caixão perdido

Além dos pesos das tampas dos shafts horizontais, das camadas integrantes dos pisos e o peso dos forros, merece discussão também, para efeito das ações permanentes diretas, o peso das fôrmas de madeira que moldaram os vazios das lajes em caixão perdido e permaneceram, devido ao processo construtivo, incorporadas à superfície de concreto em seus interiores. A FIGURA 4.6, apresentada a seguir, ilustra os parâmetros geométricos utilizados na expressão (4.4), utilizada para estimar o peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície da laje, em kN/m^2 .

FIGURA 4.6 – Representação gráfica dos parâmetros geométricos utilizados na estimativa do peso das fôrmas de madeira que moldaram os vazios das lajes em caixão perdido e permaneceram, devido ao processo construtivo, incorporadas à superfície de concreto em seus interiores.



Fonte: figura elaborada pelo autor.

$$(F_{gk})_{formas} = \frac{2e}{i} (h - h_s - h_i + i - b - 2e) \times \gamma_{ap} \quad (4.4)$$

onde:

- $(F_{gk})_{formas}$ valor característico da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície das lajes, em kN/m^2 ;
- e espessura do compensado empregado nas fôrmas, em m ;
- h altura total da laje em caixão perdido, em m ;
- h_s e h_i altura das mesas superior e inferior, respectivamente, da laje em caixão perdido em m ;

| | |
|---------------|--|
| i | distância entre os eixos das nervuras/vigas (intereixo), em m ; |
| b | base das nervuras/vigas, em m ; |
| γ_{ap} | peso específico aparente do material utilizado nas fôrmas perdidas nos vazios das lajes, em kN/m^3 . |

Como não se dispõe de dados sobre o peso específico aparente da madeira utilizada nas fôrmas perdidas nos vazios das lajes, supôs-se nesta pesquisa o valor de 5 kN/m^3 , obtido da ABNT NBR 6120 (2019, p. 10), referente ao compensado de madeira resinosa. Quanto à espessura do compensado utilizado – dado também indisponível – consideraram-se todas as indicadas na TABELA 4.4, a qual traz ainda os resultados para duas situações comumente observadas nas lajes em caixão perdido do edifício: as formadas por nervuras espaçadas a cada 110 cm, com 10 cm de base e altura de 4 cm para as mesas superior e inferior; e as formadas por vigas protendidas espaçadas a cada 155 cm, com 25 cm de base e alturas de 7 cm e 4 cm para as mesas superior e inferior, respectivamente.

TABELA 4.4: – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície em que atua, em kN/m^2

| espessura do compensado | peso das fôrmas presentes no interior das lajes em caixão perdido, sobre as quais foi suposto superficial e uniformemente distribuído | |
|-------------------------|---|--|
| | EQUAÇÃO (4.4) | |
| | $i = 100 \text{ cm} \mid b = 10 \text{ cm}$ $h = 80 \text{ cm} \mid h_s = h_i = 4 \text{ cm}$ | $i = 155 \text{ cm} \mid b = 25 \text{ cm}$ $h = 80 \text{ cm} \mid h_s = 7 \text{ cm} \mid h_i = 4 \text{ cm}$ |
| [mm] | [kN/m ²] | [kN/m ²] |
| 12 | 0,185 | 0,214 |
| 15 | 0,230 | 0,267 |
| 18 | 0,276 | 0,320 |
| 20 | 0,305 | 0,355 |

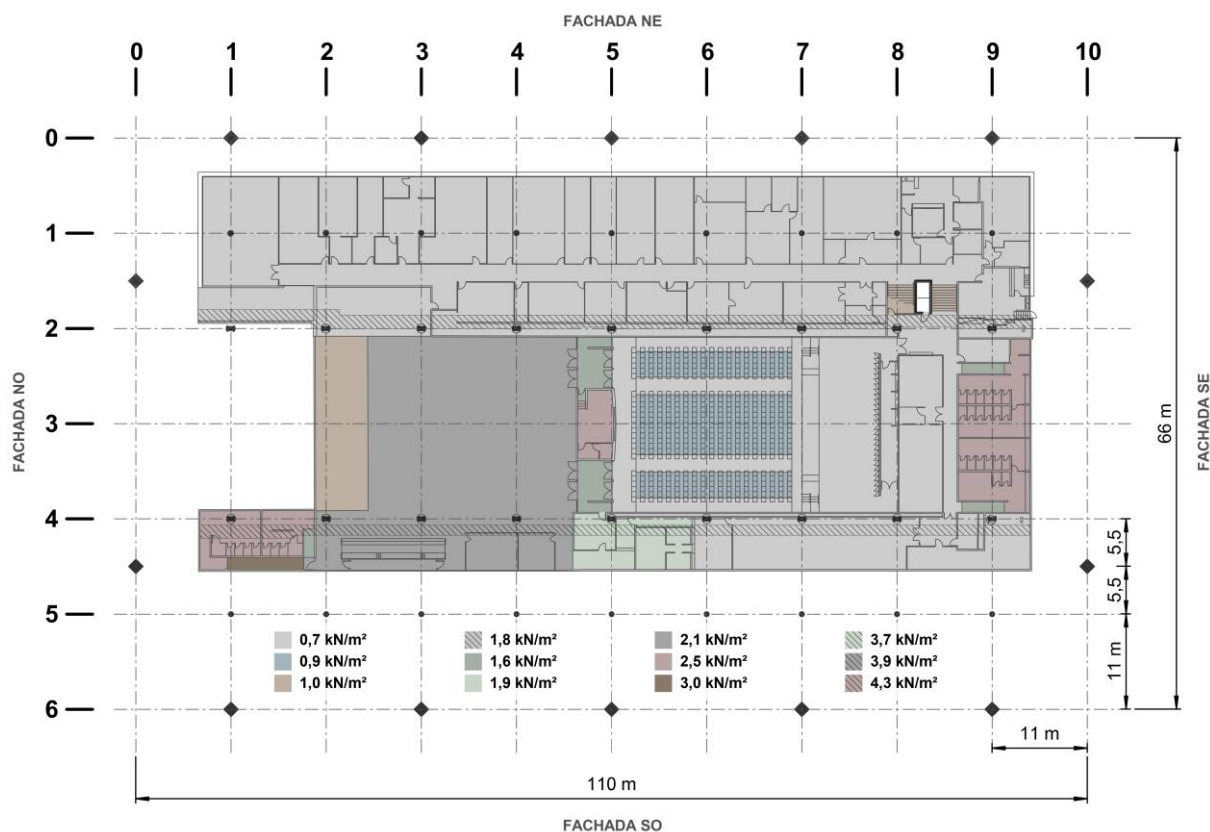
Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir da EQUAÇÃO (4.4).

Com base na TABELA 4.4, estima-se que o peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes varie entre $0,185 \text{ kN/m}^2$ e $0,355 \text{ kN/m}^2$, sendo, nesta pesquisa adotado o valor médio de $0,3 \text{ kN/m}^2$. Para efeito do cômputo desse peso nos modelos estruturais analíticos, esse foi incorporado aos já indicados na FIGURA 4.2, FIGURA 4.3, FIGURA 4.4 e FIGURA 4.5, porém, apenas nas áreas onde as lajes são em caixão perdido, evidentemente. O resultado apresenta-se a seguir, na FIGURA 4.7 a FIGURA 4.10.

FIGURA 4.7 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes ($0,3 \text{ kN/m}^2$), somado aos indicados na FIGURA 4.2 para o primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.

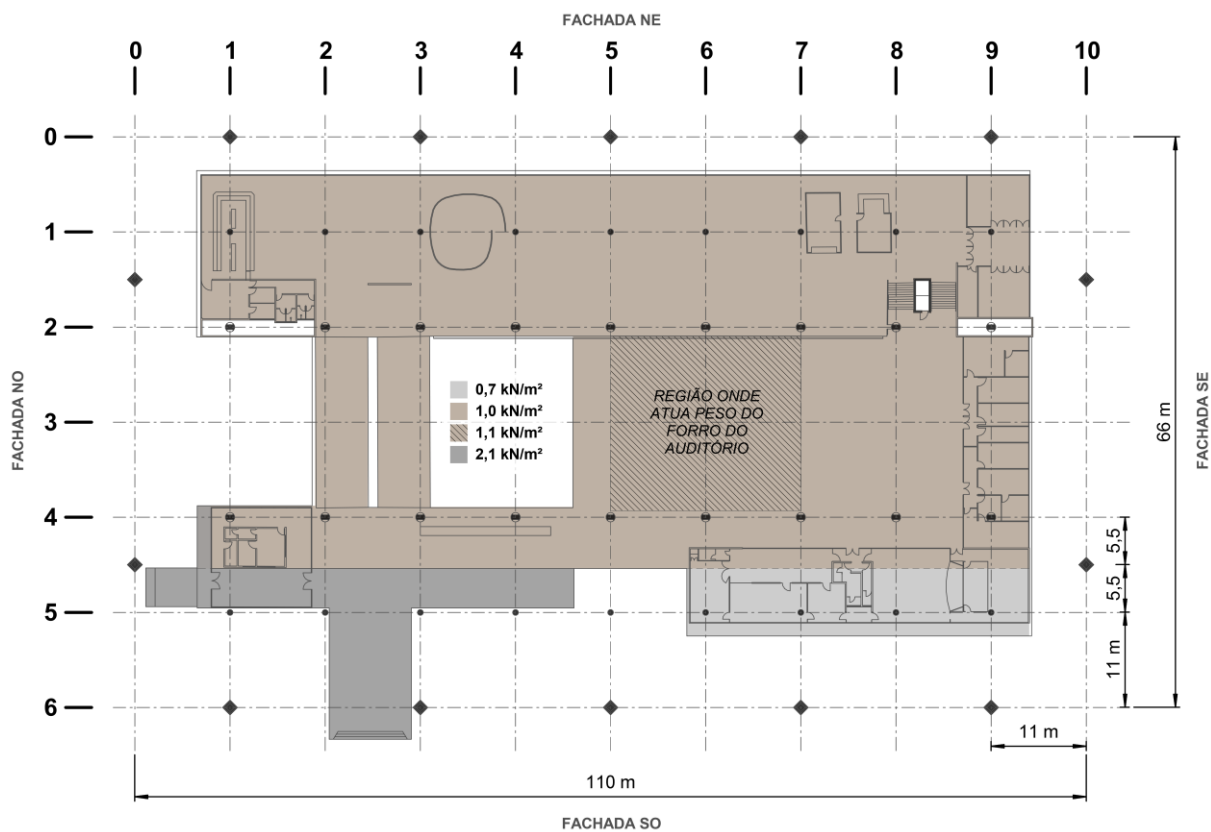
No caso dos subsolos, o acréscimo de $0,3 \text{ kN/m}^2$, referente ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes, incide apenas no lance de rampa que os liga, pois nesse, as lajes são nervuradas em caixão perdido, enquanto as demais são maciças.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 4.2.

FIGURA 4.8 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes ($0,3 \text{ kN/m}^2$), somado aos indicados na FIGURA 4.3 para o “bloco A” (salão caramelo) e “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

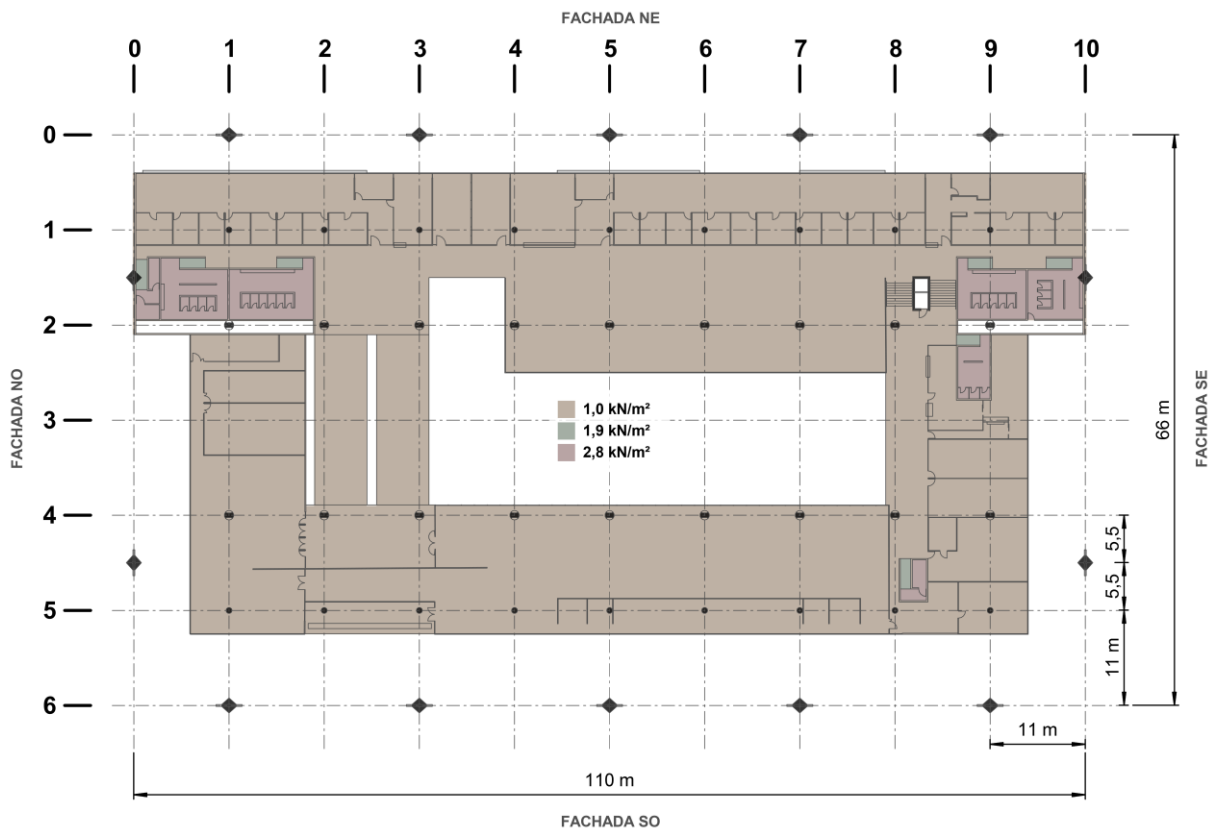
Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 4.3.

FIGURA 4.9 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes ($0,3 \text{ kN/m}^2$), somado aos indicados na FIGURA 4.4 para o “bloco C” (biblioteca) e “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas.

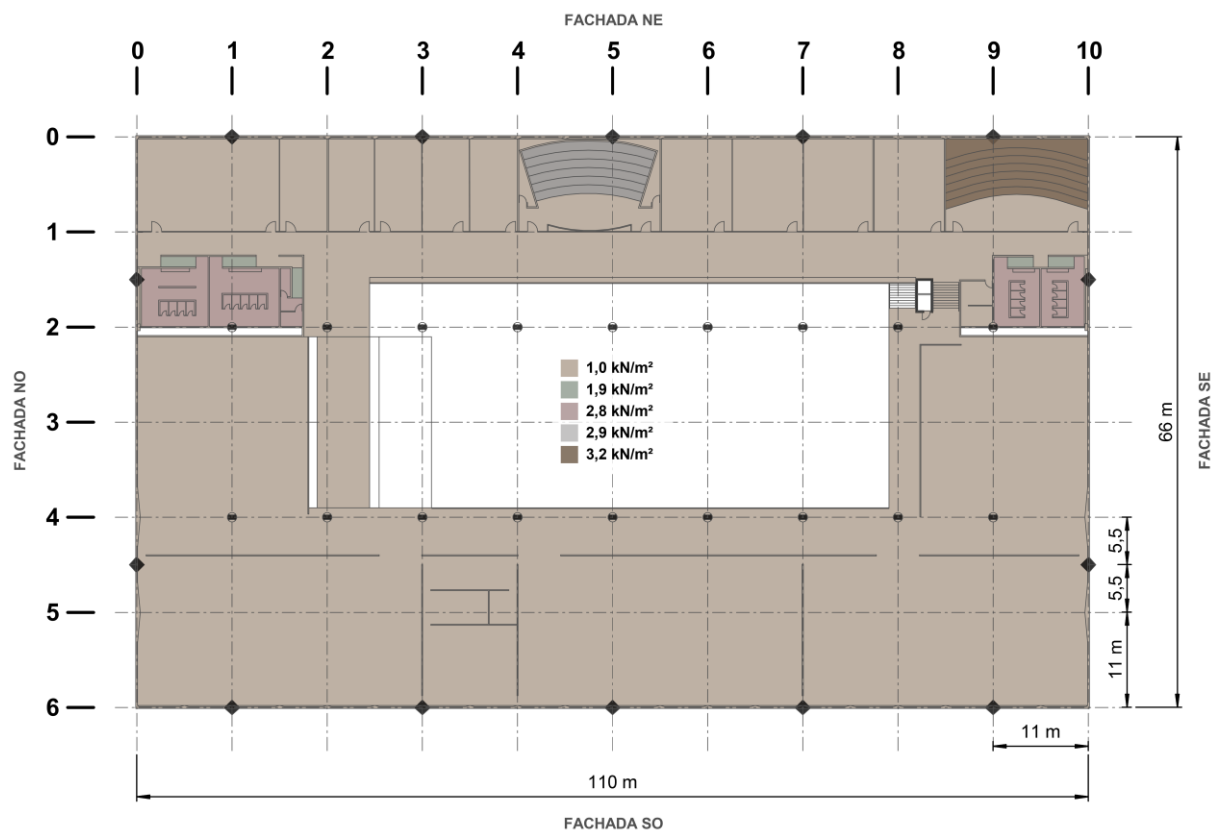
Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 4.4.

FIGURA 4.10 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes ($0,3 \text{ kN/m}^2$), somado aos indicados na FIGURA 4.5 para o “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 4.5.

A TABELA 4.5, apresentada a seguir, reúne os valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes, dos forros e das camadas de revestimento, contrapiso e enchimento, que integram os principais pisos presentes nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

TABELA 4.5: Valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes, dos forros e das camadas de revestimento, contrapiso e enchimento, que integram os principais pisos presentes nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

| <i>pavimento</i> | <i>área (A)</i> | <i>peso de pisos, forros e fôrmas perdidas (PFF)</i> | | $\frac{PFF}{A}$ |
|------------------|-------------------|--|-------------|----------------------|
| | [m ²] | [kN] | [%] | [kN/m ²] |
| salas de aula | 2.238 | 2.962 | 14% | 1,32 |
| estúdios | 3.574 | 3.472 | 16% | 0,97 |
| departamentos | 2.222 | 2.610 | 12% | 1,17 |
| biblioteca | 2.196 | 2.267 | 11% | 1,03 |
| museu | 1.830 | 1.870 | 9% | 1,02 |
| salão caramelo | 2.563 | 2.884 | 14% | 1,13 |
| laboratórios | 1.635 | 1.123 | 5% | 0,69 |
| auditório | 2.445 | 3.950 | 19% | 1,62 |
| total | 18.703 | 21.139 | 100% | 1,13 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

4.2.1.2.3 Impermeabilização e caixões perdidos da cobertura

Em relação à impermeabilização atual da cobertura, Barossi et al. (2017, p. 141) afirmam que foi realizada na recuperação datada de 2012 a 2015. Trata-se de sistema que emprega apenas a membrana elastomérica de poliureia pura, com cerca de 2,5 mm de espessura, aderida à superfície externa de concreto das lajes, vigas e abas dos domos, sem quaisquer outras camadas subsequentes, como proteção mecânica, por exemplo. De acordo com os autores, o produto empregado – ViaPoliUreia 600PP da Viapol® – possui densidade de 1,11 g/cm³ e foi aplicado numa superfície de aproximadamente 10.900 m².

Para estimativa do peso da impermeabilização, empregou-se a equação (4.5), apresentada a seguir, a qual o supõe uniformemente distribuído, em kN/m², sobre a superfície das lajes de cobertura, na cota 739,335²⁷², descontados nesta, as aberturas dos domos.

²⁷² Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3 do item 2.2 no CAPÍTULO 2.

$$(F_{gk})_{imp.} = \frac{A_{imp.} \cdot e_m}{L \cdot C - n \cdot d^2} \times \gamma_{ap} \quad (4.5)$$

onde:

- $(F_{gk})_{imp.}$ valor característico da ação permanente direta relativa ao peso da impermeabilização da cobertura, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície das lajes na cota 739,335, descontados nesta, as aberturas dos domos, em kN/m^2 ;
- $A_{imp.}$ área total das superfícies sobre as quais a impermeabilização foi aplicada (inclui lajes, vigas e abas dos domos), em m^2 ;
- e_m espessura média da membrana elastomérica que forma a impermeabilização da cobertura, em m ;
- L e C largura e comprimento totais da cobertura, respectivamente, em m ;
- n número total de aberturas de domos presentes na cobertura;
- d lado da abertura quadrada dos domos na cota da laje (739,335), em m , conforme FIGURA 4.11 (a);
- γ_{ap} peso específico aparente da membrana elastomérica que forma a impermeabilização da cobertura, em kN/m^3 .

De acordo com a equação (4.5), obtém-se:

$$(F_{gk})_{imp.} = \frac{10.900 \times 0,0025}{66 \times 110 - 960 \times 1,93^2} \times 11,1 = 0,082 \approx \mathbf{0,1 \text{ kN/m}^2}$$

Analogamente ao discutido para os pavimentos que possuem lajes em caixão perdido, na cobertura também há – diversamente do indicado na documentação de projeto estrutural²⁷³ – fôrmas de madeira que moldaram seus vazios internos e lá permaneceram devido ao processo construtivo utilizado. Nesse caso, a estimativa do peso das fôrmas perdidas – suposto uniformemente distribuído, em kN/m^2 , sobre a superfície das lajes de cobertura, na cota 739,335²⁷⁴, descontados

²⁷³ De acordo com a folha 20/1962, as regiões não preenchidas por concreto nas “calhas” da cobertura foram moldadas por meio de enchimento de “pumex”. No entanto, constatou-se durante as intervenções realizadas entre 1996 e 2003, que os vazios foram moldados com fôrmas de madeira, conforme será discutido adiante.

²⁷⁴ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3 do item 2.2 no CAPÍTULO 2.

nesta, as aberturas dos domos – foi obtida por meio da equação (4.6), com base nos parâmetros geométricos ilustrados na FIGURA 4.11.

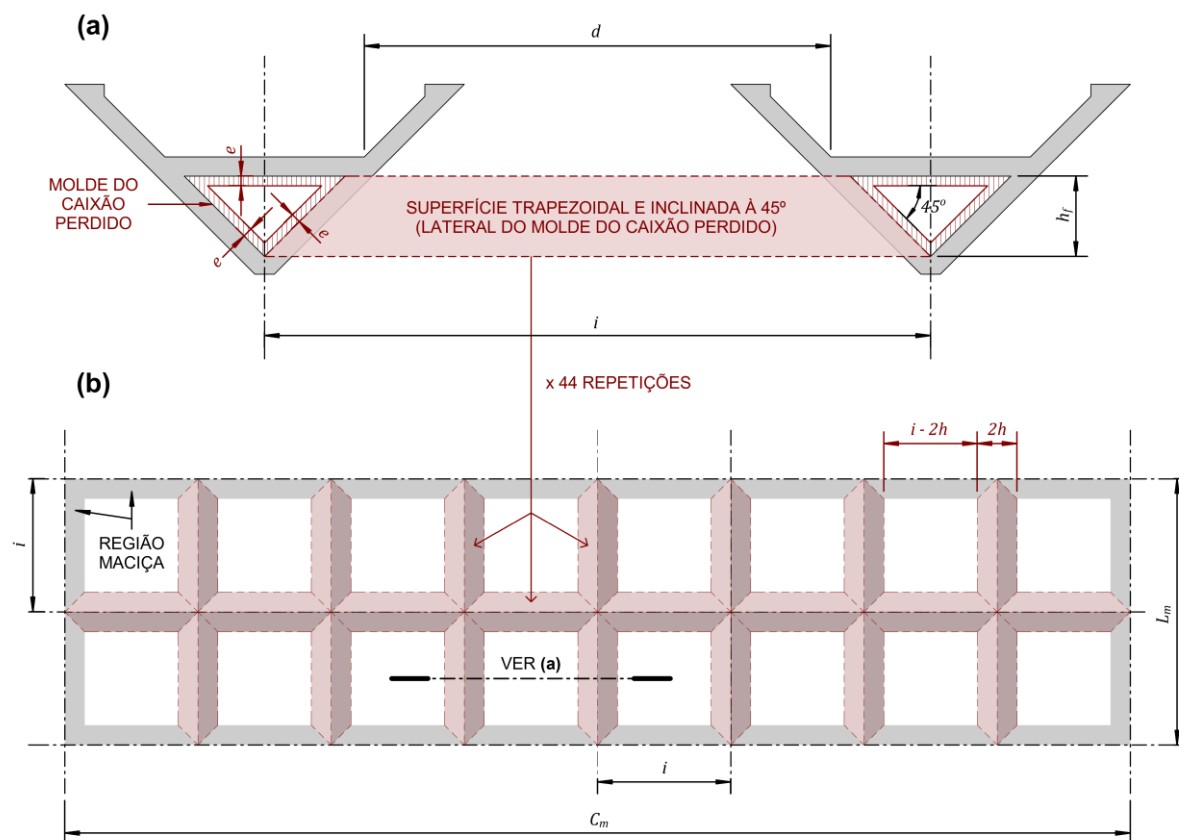
$$(F_{gk})_{f.cob.} = \frac{e[44h_f\sqrt{2}(i - h_f) + 44h(i - 2h_f) + 28h_f^2]}{L_m \cdot C_m - 16 \cdot d^2} \times \gamma_{ap} \quad (4.6)$$

onde:

- $(F_{gk})_{f.cob.}$ valor característico da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios da cobertura, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície das lajes na cota 739,335, descontados nesta, as aberturas dos domos, em kN/m^2 ;
- e espessura do compensado empregado nas fôrmas, em m ;
- h_f altura da fôrma, em m ;
- i distância entre os eixos dos domos, em m ;
- L_m e C_m largura e comprimento, respectivamente, das lajes (módulos) de cobertura, em m ;
- d lado da abertura quadrada dos domos na cota da laje (739,335), em m ;
- γ_{ap} peso específico aparente do material utilizado nas fôrmas perdidas nos vazios das lajes, em kN/m^3 .

FIGURA 4.11 – Representação gráfica dos parâmetros geométricos utilizados na estimativa do peso das fôrmas de madeira que moldaram os vazios das lajes em caixão perdido da cobertura e permaneceram, devido ao processo construtivo, incorporadas à superfície de concreto em seus interiores.

- (a) seção transversal que passa pela abertura do domo na cobertura. Destaque para a geometria trapezoidal da fôrma inclinada à 45° que moldou os vazios internos das lajes;
 (b) planta da laje (módulo) de cobertura, na qual se indicam as regiões maciças referentes à porção inferior das vigas invertidas e as disposições das 44 fôrmas inclinadas que moldaram os vazios internos das lajes.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

No relatório elaborado por Bruna (1995, p. 7), no qual descreve os serviços realizados em 1994 num dos módulos da cobertura, menciona-se que, durante a inspeção do vazio interno da laje, encontraram-se septos de madeira nos caixões perdidos, dispostos a cada 40 cm, com a finalidade de travá-los. Caso se considere a existência desses septos, não previstos na equação (4.6), o incremento de peso, em kN/m², foi estimado a partir da expressão (4.7) a seguir:

$$(F_{gk})_{fs.cob.} = \frac{242e[h_f - e(1 + \sqrt{2})]^2}{L_m \cdot C_m - 16 \cdot d^2} \times \gamma_{ap} \quad (4.7)$$

onde:

$(F_{gk})_{fs.cob.}$ valor característico da ação permanente direta relativa ao peso dos septos presentes nos caixões perdidos da cobertura, espaçados a cada 40 cm, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície das lajes na cota 739,335, descontados nesta, as aberturas dos domos, em kN/m^2 ;

e demais parâmetros, descritos junto à equação (4.6).

Como não se dispõe de dados sobre a espessura e o peso específico aparente da madeira utilizada nas fôrmas perdidas da cobertura, mantiveram-se os adotados para as dos demais pavimentos, ou seja, simularam-se os pesos para as espessuras prováveis – apresentadas na TABELA 4.6 – com 5 kN/m^3 , obtido da ABNT NBR 6120 (2019, p. 10), para o peso específico aparente do compensado de madeira resinosa.

TABELA 4.6: Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios da cobertura, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície das lajes na cota 739,335, descontados nesta, as aberturas dos domos, em kN/m^2 .

peso das fôrmas presentes no interior das lajes em caixão perdido da cobertura, suposto distribuído na superfície líquida da laje, isto é, descontadas as aberturas referentes aos domos

[kN/m^2]

| espessura do compensado [mm] | $h_f = 33\text{ cm} \mid i = 275\text{ cm} \mid d = 193\text{ cm}$ $L_m = 5,5\text{ m} \mid C_m = 22\text{ m} \mid \gamma_{ap} = 5\text{ kN/m}^3$ | |
|---------------------------------|--|---|
| | fôrmas sem septos EQ. (4.6) | fôrmas com septos a cada 40 cm EQ. (4.6) e EQ. (4.7) |
| 12 | 0,081 | 0,103 |
| 15 | 0,101 | 0,127 |
| 18 | 0,122 | 0,151 |
| 20 | 0,135 | 0,167 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir da EQUAÇÃO (4.6) e EQUAÇÃO (4.7).

Com base na TABELA 4.6, estima-se que o peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes de cobertura varie entre $0,081\text{ kN/m}^2$ e $0,167\text{ kN/m}^2$, sendo nesta

pesquisa adotado o valor médio de 0,1 kN/m², o qual foi aplicado em toda extensão da cobertura nos modelos computacionais representativos das condições de carregamento nela presentes até 1996 – modelos M1, M2 e M3 –, quando se procedeu a intervenções nas quais as fôrmas foram removidas do interior das lajes nas regiões indicadas na FIGURA 4.12, segundo consta no ofício GD/132/FAU/21082003.

Durante essa intervenção – realizada entre 1996 e 2003 – foram também removidas nos módulos de cobertura indicados na FIGURA 4.12, as sucessivas camadas de argamassa aplicadas sobre a laje entre as décadas de 1970 e 1990 – visando promover declividade para o escoamento das águas pluviais – e também a água acumulada nos vazios das lajes devido a infiltrações. Nos demais módulos, as camadas de argamassa até então existentes sobre as lajes, bem como a água retida nos caixões perdidos foram removidas apenas na última intervenção, realizada entre 2012 e 2015.

Quanto ao peso das camadas de argamassa sobrepostas, Oliveira et al. (2007, p. 10) o estimaram em aproximadamente 2 kN/m² e, em relação ao peso da água, foi estimado por meio da expressão (4.8), apresentada a seguir, com base nos parâmetros geométricos já ilustrados na FIGURA 4.11.

$$(F_{gk})_{\text{água.cob}} = \frac{60,5h_f^2 - 20h_f^3}{L_m \cdot C_m - 16 \cdot d^2} \times \gamma_{ap} \quad (4.8)$$

onde:

$(F_{gk})_{\text{água.cob}}$ valor característico da ação permanente direta relativa ao peso da água retida nos caixões perdidos da cobertura, suposto uniformemente distribuído sobre a superfície das lajes na cota 739,335, descontados nesta, as aberturas dos domos, em kN/m²;

γ_{ap} peso específico aparente da água, em kN/m³.

e demais parâmetros, descritos junto à equação (4.6).

De acordo com a equação (4.8), obtém-se:

$$(F_{gk})_{\text{água cob.}} = \frac{60,5 \times 0,33^2 - 20 \times 0,33^3}{5,5 \times 22 - 16 \times 1,93^2} \times 10 = 0,956 \approx \mathbf{1 \text{ kN/m}^2}$$

Assim, com base no exposto, identificaram-se quatro ocorrências distintas para o cômputo das ações permanentes diretas incidentes na cobertura em função do histórico de intervenções a que foi submetida.

O *modelo M1*, referente às condições originais da cobertura quando da inauguração do edifício em 1969, supõe que nela atuam, em toda sua extensão, o peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes ($0,1 \text{ kN/m}^2$) e o da impermeabilização originalmente aplicada, tomada – por falta de dados mais precisos sobre a densidade do Neoprene-Hypalon®²⁷⁵ – com o mesmo valor da membrana elastomérica presente atualmente ($0,1 \text{ kN/m}^2$).

Nos *modelos M2 e M3* – representativos do período compreendido entre 1970 e 1996 – consideram-se, além dos pesos indicados no modelo M1 para toda a extensão da cobertura, também os pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes (2 kN/m^2) e o da água retida nos caixões perdidos (1 kN/m^2) devido às infiltrações.

No *modelo M4* – representativo do período pós intervenção de 1996/2003 e anterior ao da última intervenção, ocorrida em 2012/2015 – incidem os pesos das fôrmas perdidas ($0,1 \text{ kN/m}^2$), o da água retida nos vazios das lajes (1 kN/m^2) e os das camadas sobrepostas de argamassa (2 kN/m^2) apenas nos módulos de cobertura não submetidos à intervenção de 1996/2003. Neste modelo, o peso da membrana elastomérica ($0,1 \text{ kN/m}^2$) é adotado para toda a extensão da cobertura.

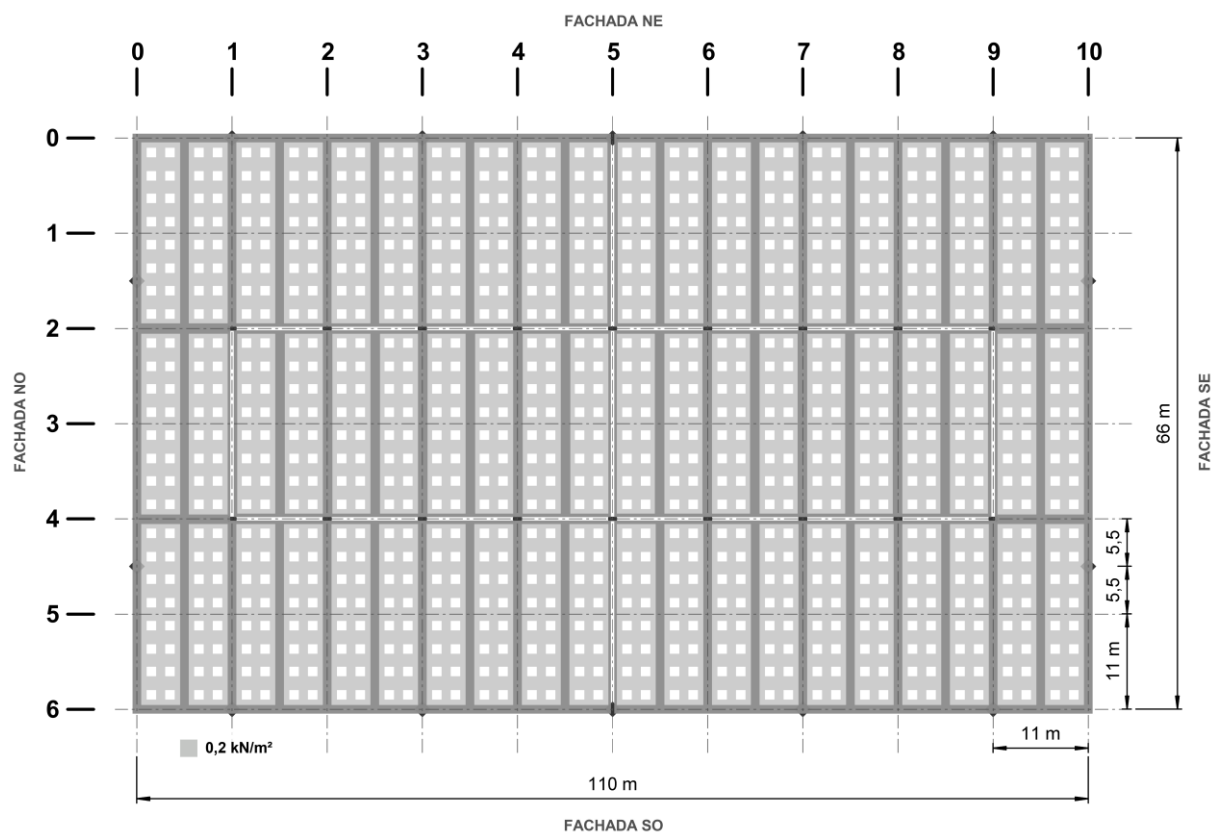
Por fim, o *modelo M5* – representativo do período pós intervenção de 2012/2015 – suprime os pesos indicados no modelo M4 referentes à água retida nos caixões perdidos e às camadas de argamassa presentes nos módulos de cobertura não contemplados na intervenção de 1996/2003.

Para efeito do cômputo desses pesos nas combinações de ações realizadas nos modelos analíticos M1 a M5, considerou-os incorporados ao do sistema de impermeabilização, conforme apresentado na FIGURA 4.12 à FIGURA 4.15.

²⁷⁵ De acordo com Barossi et al. (2017, p. 141), originalmente foi aplicada uma membrana elastomérica, moldada in loco, à base de policloropreno e polietileno clorossulfonado – comercialmente designada Neoprene-Hypalon® – diretamente sobre as superfícies de concreto das lajes e vigas invertidas da cobertura.

FIGURA 4.12 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes ($0,1 \text{ kN/m}^2$), somado ao da membrana elastomérica ($0,1 \text{ kN/m}^2$) presentes na cobertura do edifício Vilanova Artigas no modelo M1, representativo das condições originais quando de sua inauguração em 1969.

Os pesos foram supostos uniformemente distribuídos, em kN/m^2 , sobre a superfície das lajes de cobertura, na cota $739,335^{276}$, descontados nesta, as aberturas dos domos.

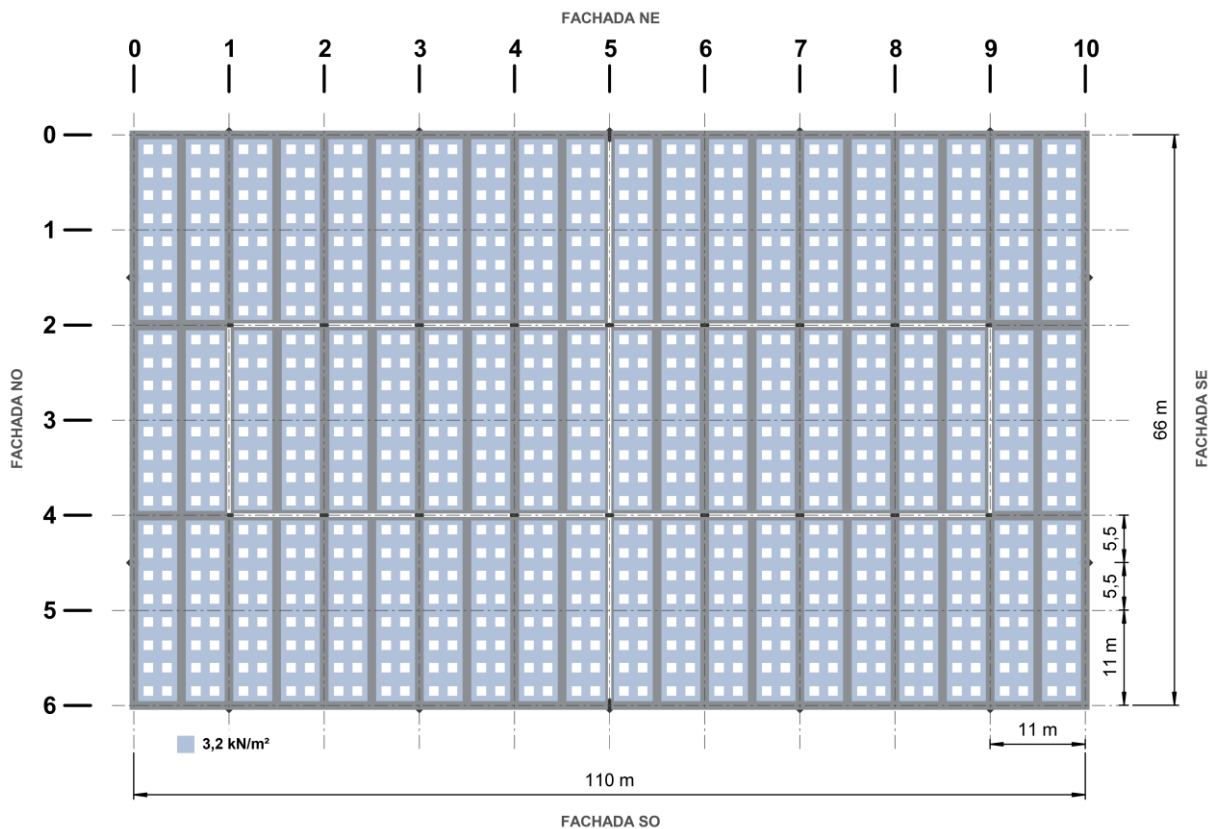


Fonte: figura elaborada pelo autor a partir dos resultados obtidos da EQ. (4.5) à EQ. (4.8).

²⁷⁶ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3 no item 2.2 do CAPÍTULO 2.

FIGURA 4.13 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes (2 kN/m^2), das fôrmas perdidas ($0,1 \text{ kN/m}^2$) e da água retida (1 kN/m^2) em seus vazios devido às infiltrações, além do peso da membrana elastomérica ($0,1 \text{ kN/m}^2$) presentes na cobertura do edifício Vilanova Artigas nos modelos M2 e M3, representativos do período compreendido entre 1970 e 1996.

Os pesos foram supostos uniformemente distribuídos, em kN/m^2 , sobre a superfície das lajes de cobertura, na cota $739,335^{277}$, descontados nesta, as aberturas dos domos.

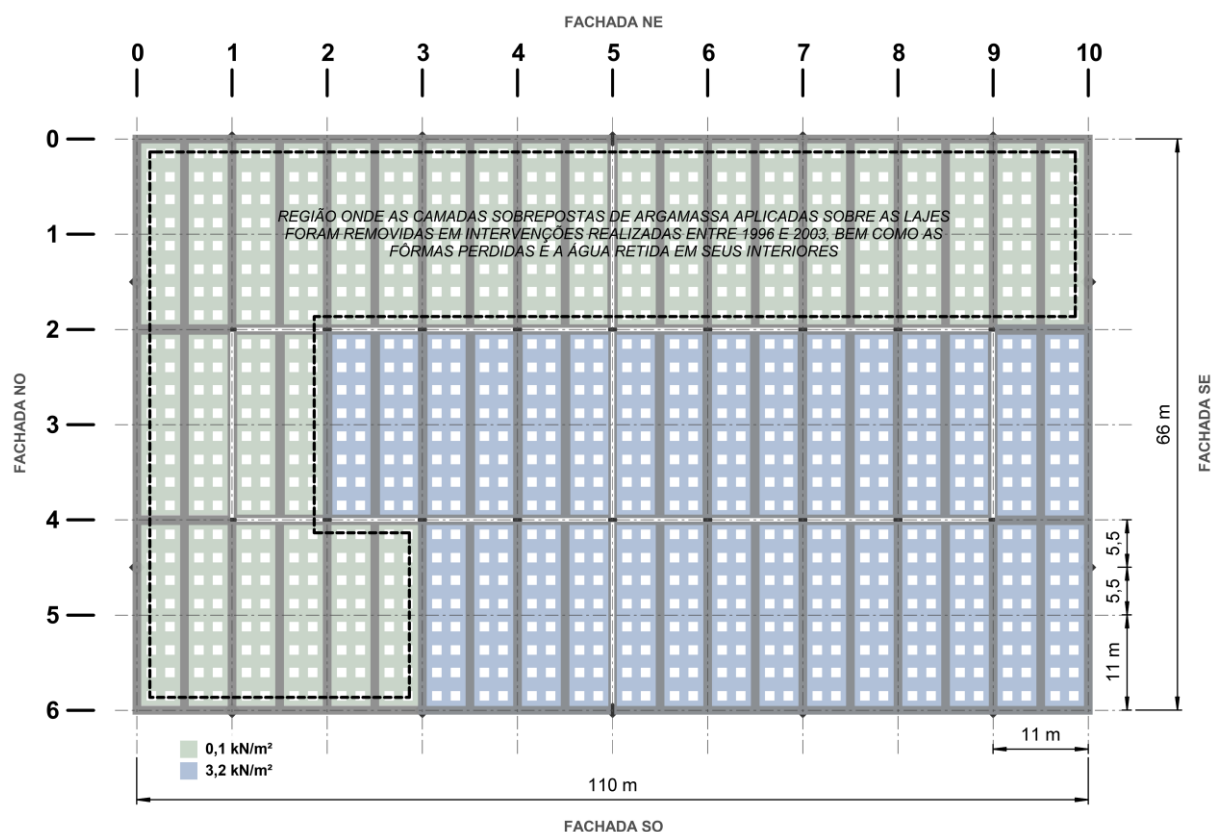


Fonte: figura elaborada pelo autor pelo autor a partir dos resultados obtidos da EQ. (4.5) à EQ. (4.8).

²⁷⁷ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3 no item 2.2 do CAPÍTULO 2.

FIGURA 4.14 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes (2 kN/m^2), das fôrmas perdidas ($0,1 \text{ kN/m}^2$) e da água retida (1 kN/m^2) em seus vazios devido às infiltrações, além do peso da membrana elastomérica ($0,1 \text{ kN/m}^2$) presentes na cobertura do edifício Vilanova Artigas no modelo M4, representativo do período pós intervenção de 1996/2003 e anterior ao da última intervenção, ocorrida em 2012/2015.

Os pesos foram supostos uniformemente distribuídos, em kN/m^2 , sobre a superfície das lajes de cobertura, na cota 739,335²⁷⁸, descontados nesta, as aberturas dos domos.

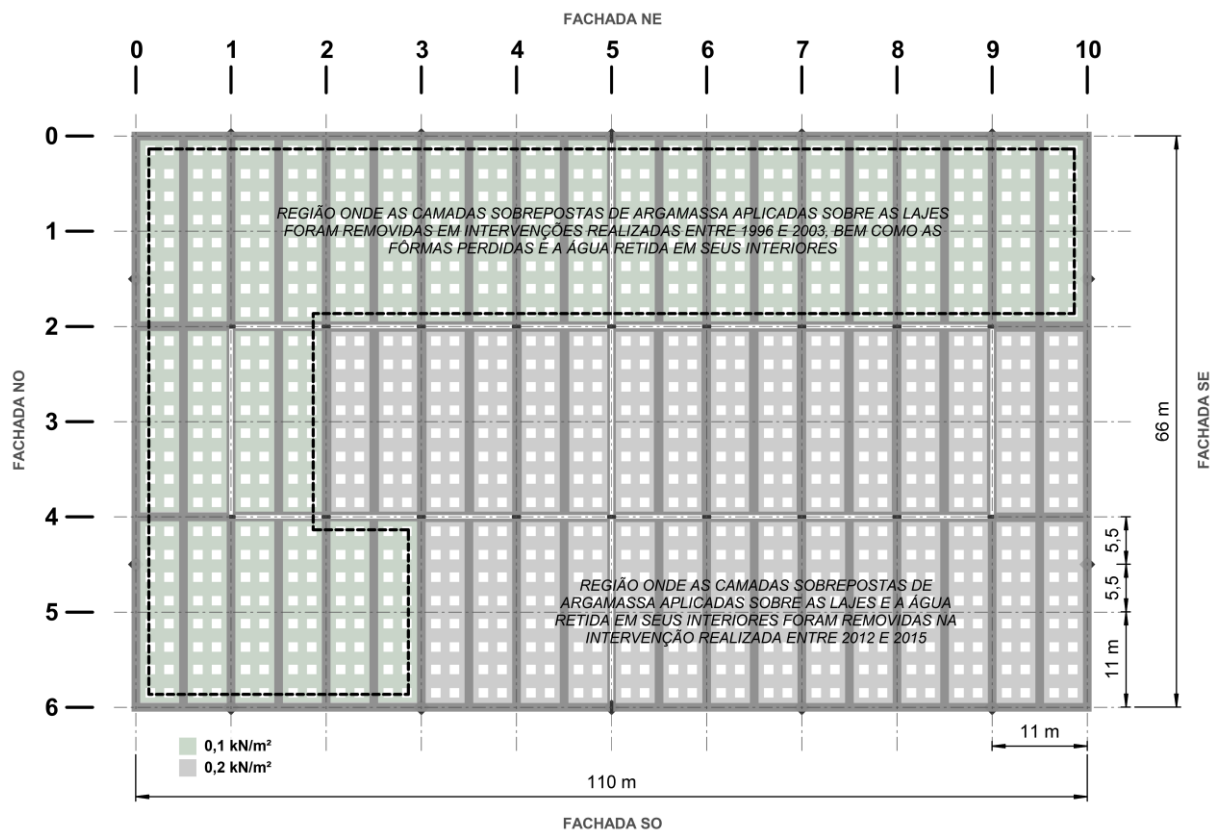


Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do ofício GD/132/FAU/21082003 e dos resultados obtidos da EQ. (4.5) à EQ. (4.8).

²⁷⁸ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3 no item 2.2 do CAPÍTULO 2.

FIGURA 4.15 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das fôrmas perdidas nos vazios das lajes ($0,1 \text{ kN/m}^2$), somado ao da membrana elastomérica ($0,1 \text{ kN/m}^2$) presentes na cobertura do edifício Vilanova Artigas no modelo M5, representativo do período pós intervenção de 2012/2015.

Os pesos foram supostos uniformemente distribuídos, em kN/m^2 , sobre a superfície das lajes de cobertura, na cota $739,335^{279}$, descontados nesta, as aberturas dos domos.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do ofício GD/132/FAU/21082003 e dos resultados obtidos da EQ. (4.5) à EQ. (4.8).

²⁷⁹ Para identificação dos níveis do edifício, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3 no item 2.2 do CAPÍTULO 2.

4.2.1.2.4 Vedações verticais

Em relação às vedações verticais, identificaram-se – a partir de inspeções no local e de levantamentos arquitetônicos realizados entre 2015 e 2017 no âmbito do projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar a elaboração do Plano de Gestão da Conservação (PGC) do edifício Vilanova Artigas – paredes de concreto, de alvenaria, divisórias e esquadrias.

Entretanto, assim como discutido para os pisos, não há, para as vedações verticais, clareza quanto aos materiais constituintes de suas camadas não visíveis, nem quanto às espessuras dessas camadas internas. Isto posto, para efeito da estimativa do peso das paredes e divisórias, consideraram-se suas espessuras médias externas – obtidas mediante aferições no local – e, quanto às espessuras das camadas internas e dos materiais/componentes que as constituem, supuseram-se os indicados na TABELA 4.7, apresentada a seguir:

TABELA 4.7: Caracterização das principais vedações verticais presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito da estimativa de seus pesos, em kN/m².

| vedação vertical | peso superficial [kN/m ²] |
|---|---|
| esquadria com vidro simples de 4 mm de espessura e $h \leq 4,0$ m | 0,5^a |
| divisória leve com espessura entre 7 cm e 30 cm | 0,5^a |
| Parede de concreto com espessura média de 10 cm | 2,5^b |
| alvenaria de tijolo cerâmico com 14 cm de espessura, recoberta com revestimento argamassado de 1 cm de espessura em apenas uma das faces ^d | 2,7^c |
| alvenaria de tijolo cerâmico com 14 cm de espessura, recoberta com revestimento argamassado de 1 cm de espessura em ambas as faces ^d | 2,9^c |

(a) Dado obtido da Tabela 3 da ABNT NBR 6120 (2019, p. 12).
 (b) Dado obtido a partir do peso específico do concreto armado, estimado em 25 kN/m³, conforme indicado na Tabela 1 da ABNT NBR 6120 (2019, p. 9).
 (c) Dado obtido da Tabela 2 da ABNT NBR 6120 (2019, p. 11).
 Não há confirmações de que a vedação é constituída por alvenaria de tijolo cerâmico, nem de que as espessuras dos revestimentos argamassados são de 1 cm. Esses dados foram determinados a partir da espessura total da parede – obtida mediante aferições no local – e assim supostos nesta pesquisa para efeito da estimativa do peso da vedação.
 (d)

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir das fontes indicadas nas notas.

Com base na TABELA 4.7 e nas alturas das vedações, obtidas de levantamentos no local, estimaram-se – a partir da equação (4.9) – seus pesos, supostos linear e uniformemente distribuídos, em kN/m, ao longo dos respectivos eixos.

$$(F_{gk})_{ved} = (h \times p)_{ved} \quad (4.9)$$

onde:

$(F_{gk})_{ved}$ valor característico da ação permanente direta relativa ao peso da vedação vertical, suposto linear e uniformemente distribuído, em kN/m , ao longo dos respectivos eixos;

h altura da vedação vertical, em m ;

p peso superficial da vedação vertical, obtido da TABELA 4.7, em kN/m^2 .

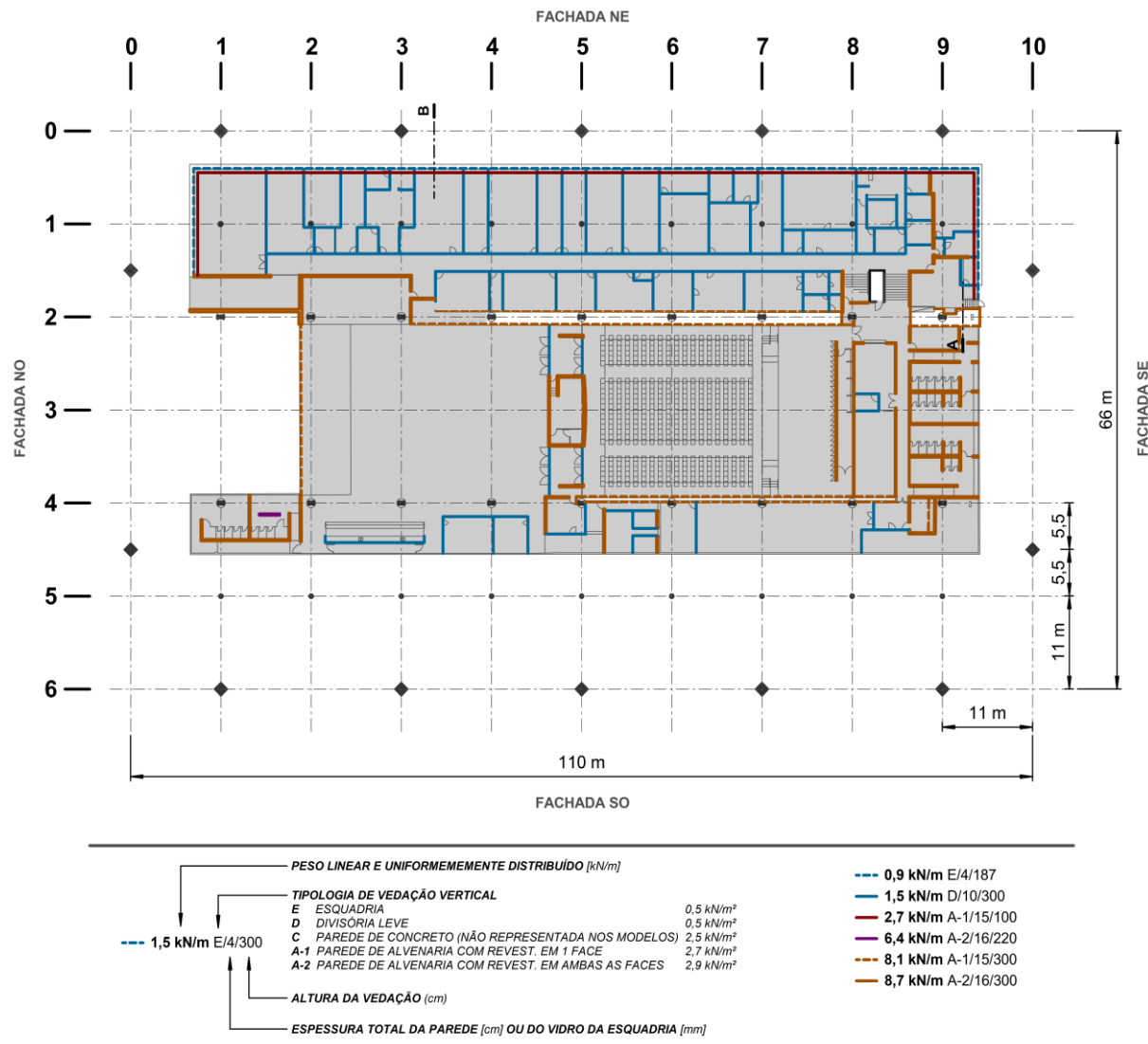
A FIGURA 4.16, FIGURA 4.17, FIGURA 4.18 e FIGURA 4.19 apresentam as disposições das vedações verticais em cada pavimento do edifício e indicam os valores característicos da ação permanente direta adotada nos modelos estruturais analíticos para representar seus respectivos pesos. Em seguida, a FIGURA 4.20 e FIGURA 4.21 apresentam pormenores em corte de regiões do edifício onde há singularidades relacionadas às alturas das vedações verticais.

FIGURA 4.16 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações (paredes, divisórias e esquadrias) presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos foram supostos linear e uniformemente distribuídos, em kN/m, ao longo dos eixos das vedações.

Obs 1. As paredes de concreto não indicadas na legenda foram geometricamente representadas no modelo analítico e seus pesos, portanto, automaticamente considerados pelo programa computacional.

Obs. 2. Vãos de aberturas foram desconsiderados.



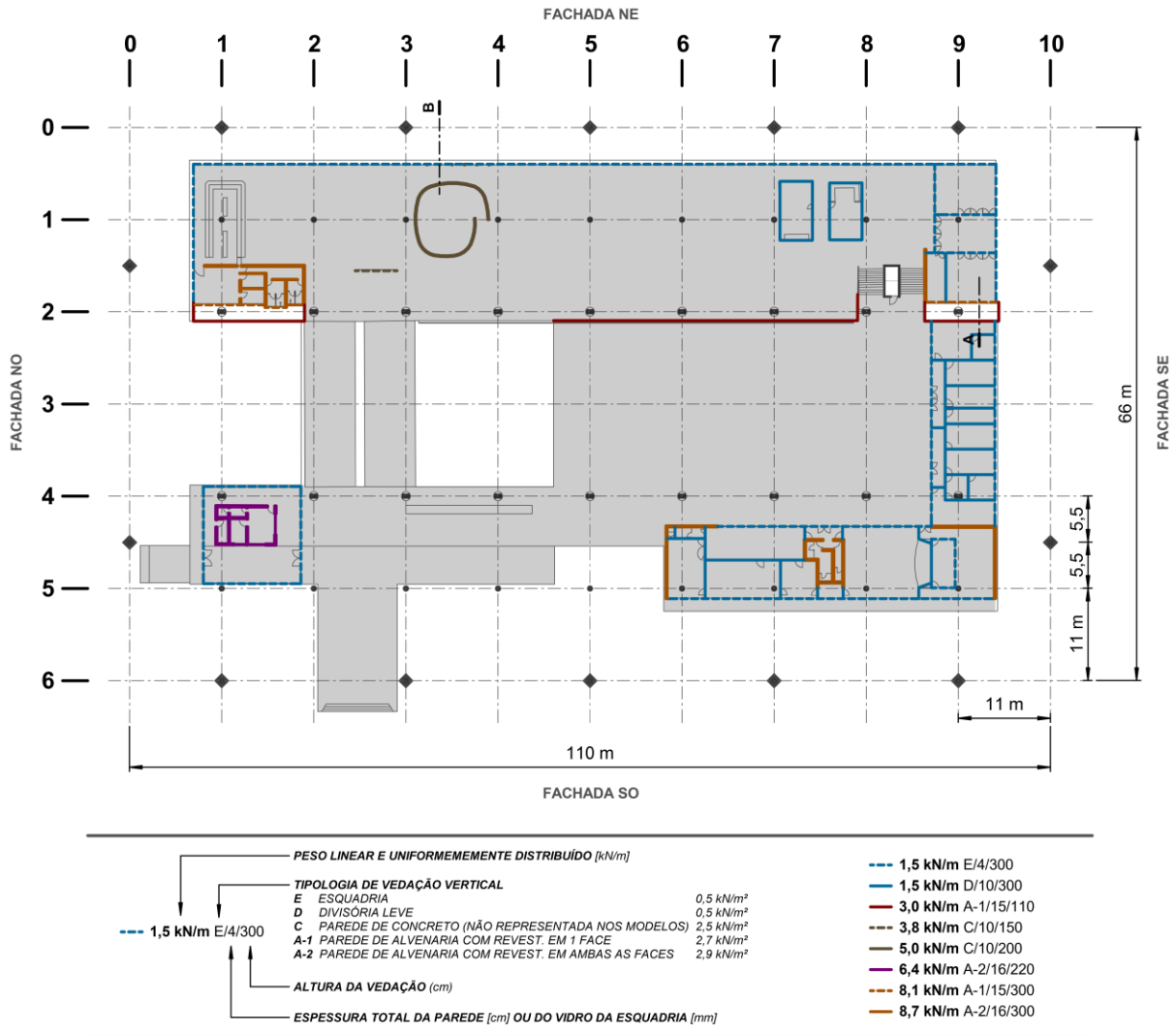
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local, da EQUAÇÃO (4.9) e da TABELA 4.7.

FIGURA 4.17 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações (paredes, divisórias e esquadrias) presentes no “bloco A” (salão caramelo) e “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos foram supostos linear e uniformemente distribuídos, em kN/m, ao longo dos eixos das vedações.

Obs 1. As paredes de concreto não indicadas na legenda foram geometricamente representadas no modelo analítico e seus pesos, portanto, automaticamente considerados pelo programa computacional.

Obs. 2. Vãos de aberturas foram desconsiderados.



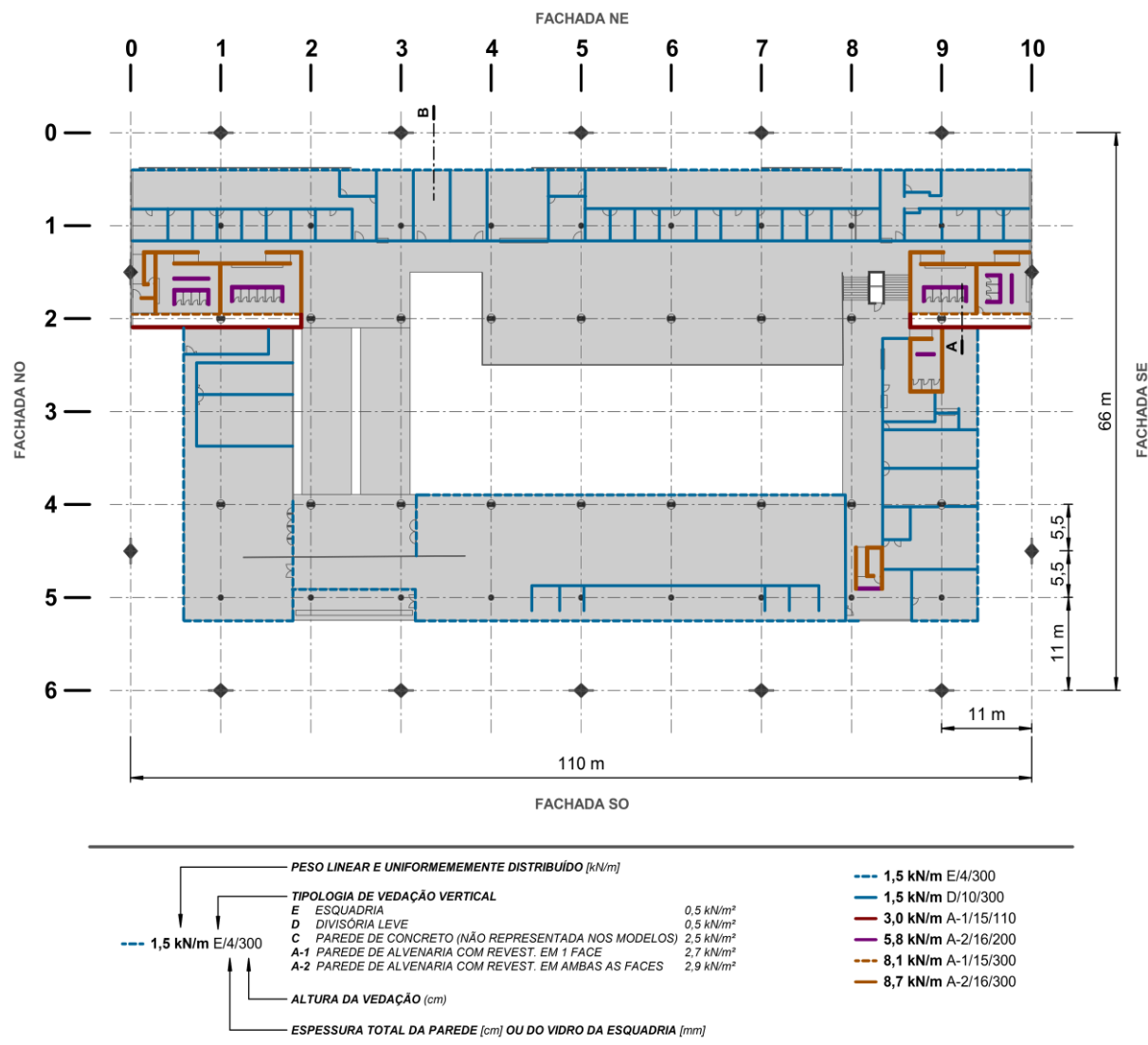
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local, da EQUAÇÃO (4.9) e da TABELA 4.7.

FIGURA 4.18 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações (paredes, divisórias e esquadrias) presentes no “bloco C” (biblioteca) e “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos foram supostos linear e uniformemente distribuídos, em kN/m, ao longo dos eixos das vedações.

Obs 1. As paredes de concreto não indicadas na legenda foram geometricamente representadas no modelo analítico e seus pesos, portanto, automaticamente considerados pelo programa computacional.

Obs. 2. Vãos de aberturas foram desconsiderados.



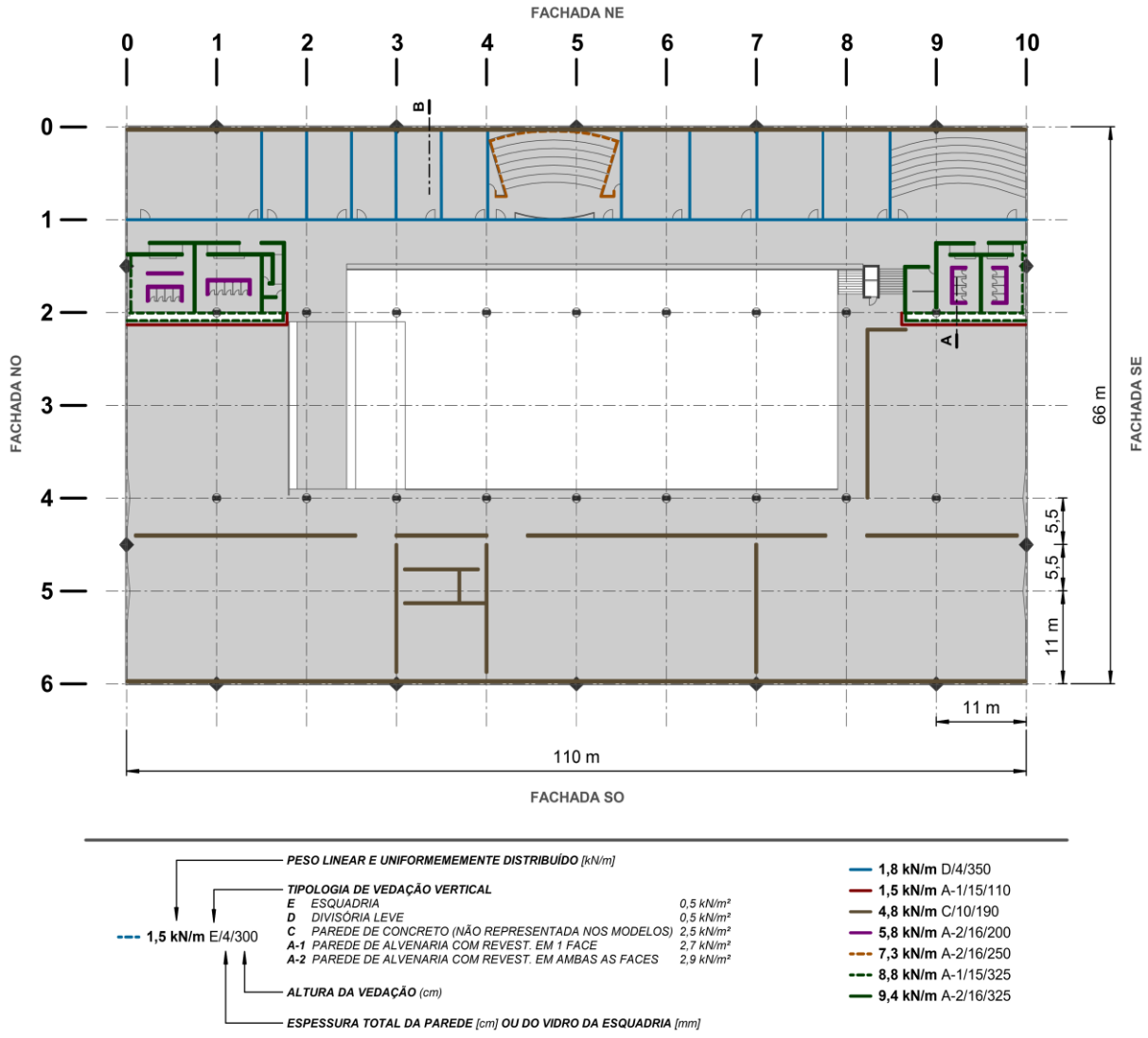
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local, da EQUAÇÃO (4.9) e da TABELA 4.7.

FIGURA 4.19 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações (paredes, divisórias e esquadrias) presentes no “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos foram supostos linear e uniformemente distribuídos, em kN/m, ao longo dos eixos das vedações.

Obs 1. As paredes de concreto não indicadas na legenda foram geometricamente representadas no modelo analítico e seus pesos, portanto, automaticamente considerados pelo programa computacional.

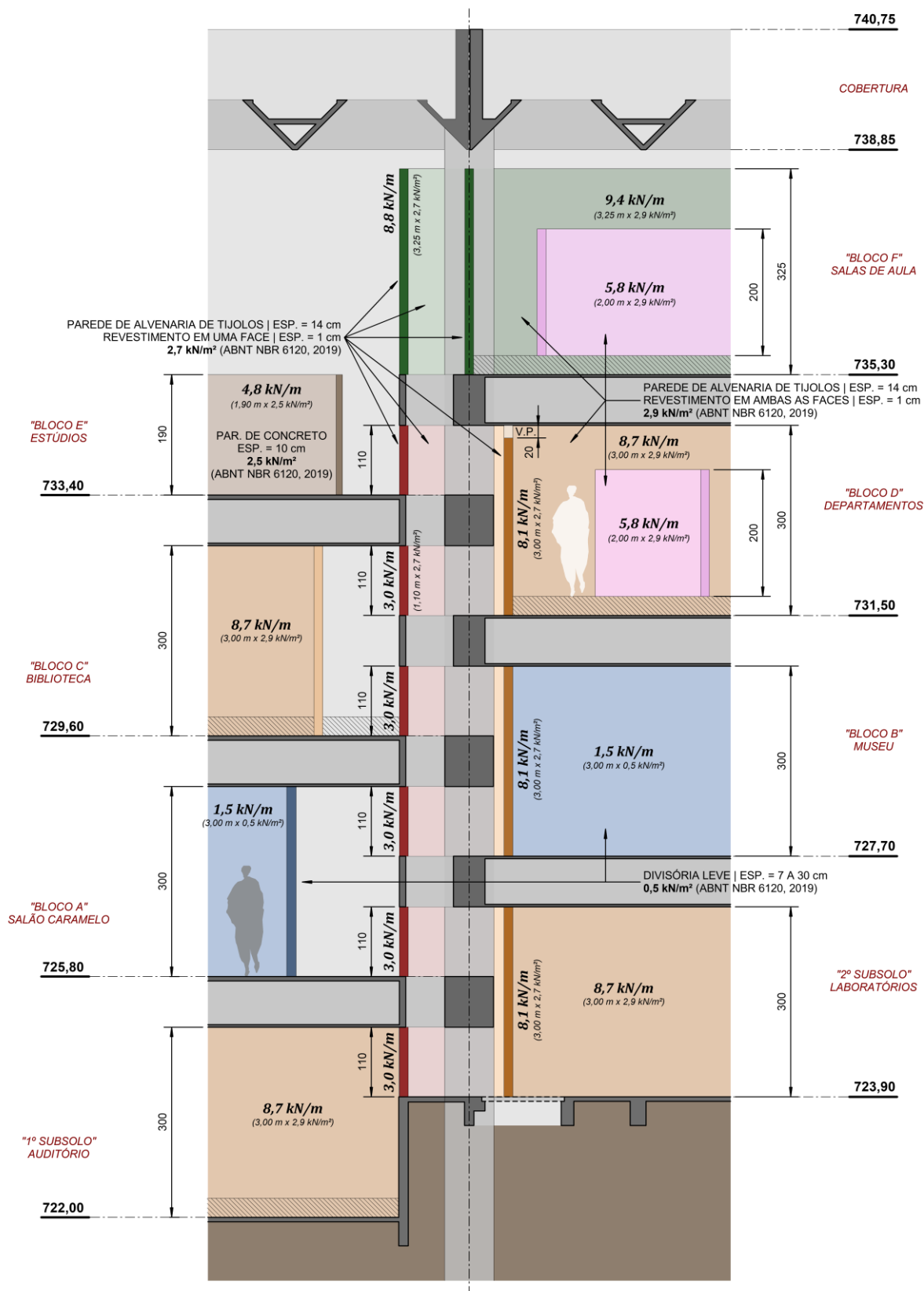
Obs. 2. Vãos de aberturas foram desconsiderados.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local, da EQUAÇÃO (4.9) e da TABELA 4.7.

FIGURA 4.20 – Corte A-A: caracterização das vedações verticais presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito de estimativa de seus pesos.

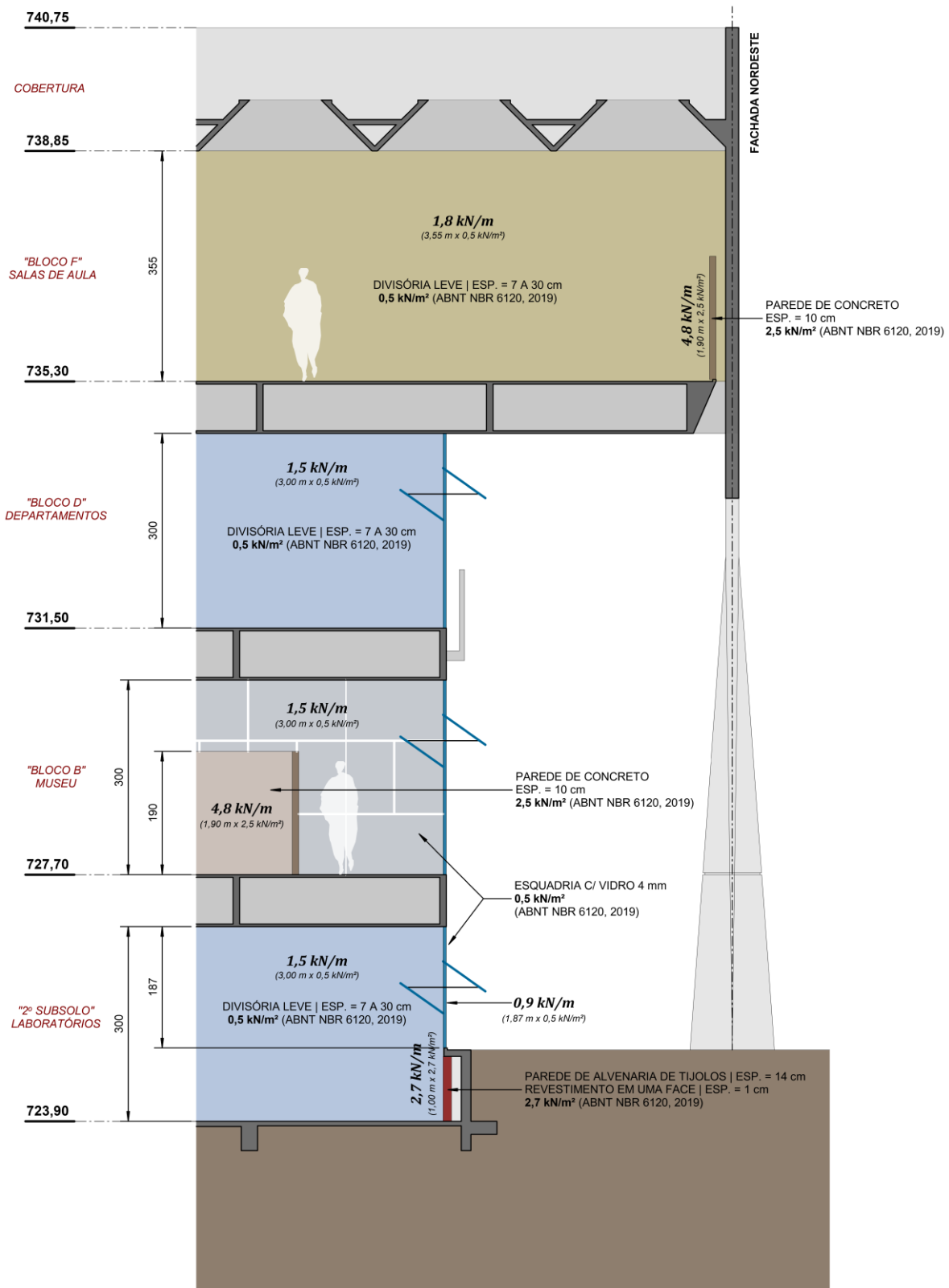
As espessuras indicadas correspondem a valores médios obtidos em inspeções no local.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local, da EQUAÇÃO (4.9) e da TABELA 4.7.

FIGURA 4.21 – Corte B-B: caracterização das vedações verticais presentes no edifício Vilanova Artigas para efeito de estimativa de seus pesos.

As espessuras indicadas correspondem a valores médios obtidos em inspeções no local.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local, da EQUAÇÃO (4.9) e da TABELA 4.7.

A TABELA 4.8, apresentada a seguir, reúne os valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações verticais presentes nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

TABELA 4.8: Valores característicos da ação permanente direta relativa ao peso das vedações verticais presentes nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

| <i>pavimento</i> | <i>área (A)</i> [m ²] | <i>peso de vedações verticais (VDV)</i> | | $\frac{VDV}{A}$ [kN/m ²] |
|------------------|--------------------------------------|---|-------------|---|
| | | [kN] | [%] | |
| salas de aula | 2.238 | 2.760 | 18% | 1,23 |
| estúdios | 3.574 | 1.847 | 12% | 0,52 |
| departamentos | 2.222 | 2.071 | 14% | 0,93 |
| biblioteca | 2.196 | 1.123 | 7% | 0,51 |
| museu | 1.830 | 1.106 | 7% | 0,60 |
| salão caramelo | 2.563 | 1.289 | 9% | 0,50 |
| laboratórios | 1.635 | 1.792 | 12% | 1,10 |
| auditório | 2.445 | 3.150 | 21% | 1,29 |
| total | 18.703 | 15.139 | 100% | 0,81 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

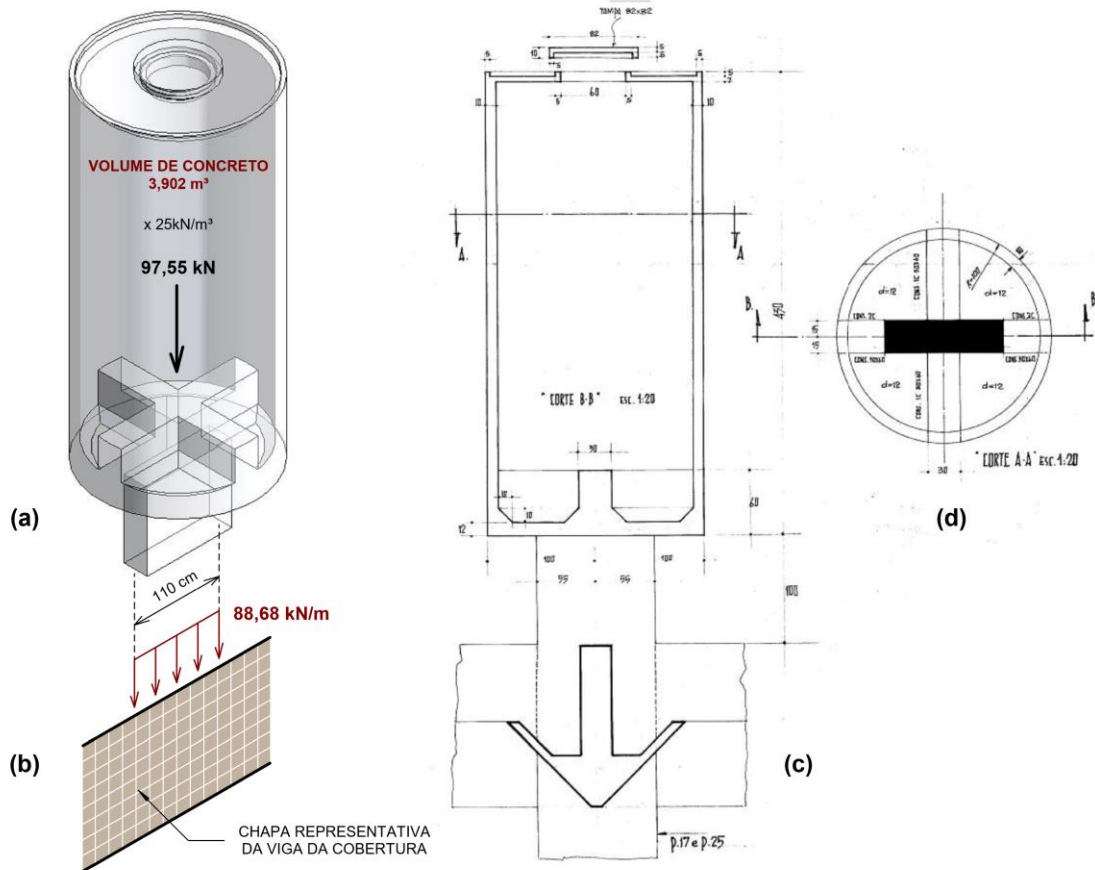
4.2.1.2.5 Elementos de concreto armado não representados nos modelos estruturais

Com exceção das placas que tampam as valas nos subsolos, cujo peso foi determinado no item 4.2.1.2 e incorporado ao dos pisos, apresenta-se a seguir a estimativa dos pesos dos demais elementos de concreto armado não representados geometricamente nos modelos estruturais analíticos, a saber: reservatórios de água, balcão do restaurante, laje de forro do sanitário da biblioteca, banco do terraço da biblioteca e dos bixos.

Com base na documentação de projeto estrutural, os reservatórios de água – posicionados sobre os pilares P17 e P25 – possuem geometria conforme indicado na FIGURA 4.22, apresentada a seguir:

FIGURA 4.22 – Caracterização geométrica dos reservatórios de água posicionados sobre os pilares P17 e P25 do edifício Vilanova Artigas, para efeito da estimativa de peso próprio.

- (a) perspectiva extraída de modelo tridimensional desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Revit Architecture 2022®, a partir do qual se obtiveram os volumes de concreto dos reservatórios;
 (b) carga uniformemente distribuída referente ao peso próprio do reservatório, aplicada no topo da chapa representativa da viga de cobertura na qual descarrega; (c) corte B-B indicado em (d); (d) corte A-A indicado em (c).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 21).

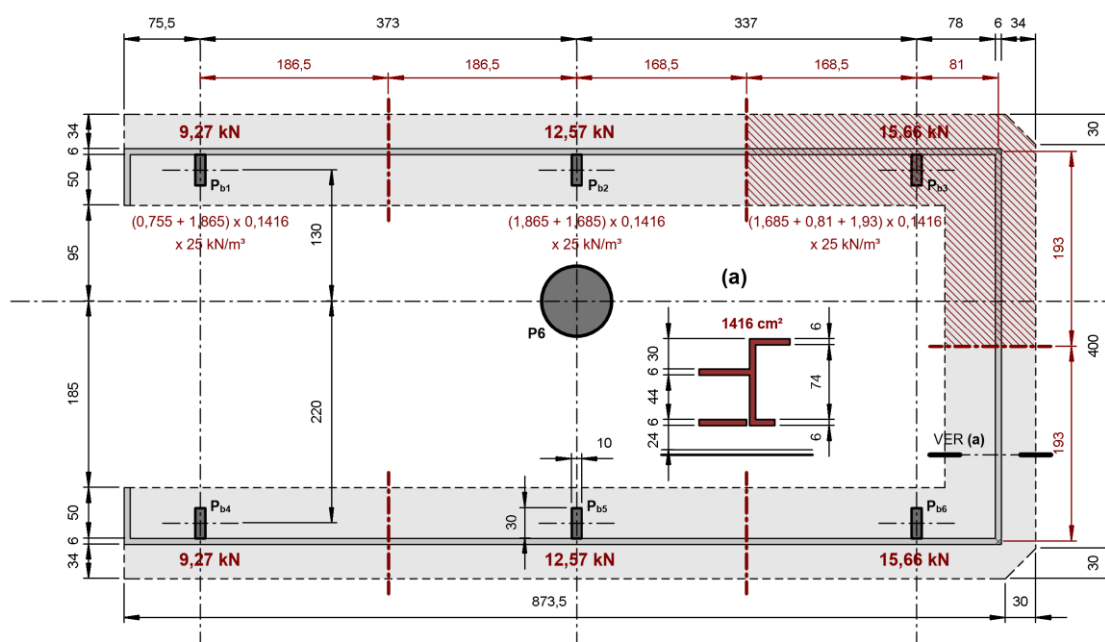
A partir do volume indicado na FIGURA 4.22 ($3,902 \text{ m}^3$) e do peso específico adotado para o concreto armado – 25 kN/m^3 , conforme discutido em 4.2.1.1 – obteve-se para o peso próprio da estrutura de cada reservatório, o valor de $97,55 \text{ kN}$. Como o pilar do reservatório nasce na viga invertida da cobertura, o peso foi uniformemente distribuído no topo da superfície média da chapa que a descreve, ao longo de trecho com 110 cm de comprimento, referente à região de contato entre a chapa e o pilar. Assim, o peso de $97,55 \text{ kN}$ foi distribuído ao longo de $1,10 \text{ m}$, resultando $88,68 \text{ kN/m}$, aplicado conforme indicado na FIGURA 4.22 (b).

Quanto ao balcão do restaurante, situado no “bloco B” (museu) do edifício, seu peso próprio foi estimado a partir da área de sua seção transversal e do comprimento de contribuição associado a cada pilarete (P_b) que o suporta, conforme

indicado na FIGURA 4.23. Dessa maneira, obtiveram-se $P_{b1} = P_{b4} = 9,27 \text{ kN}$, $P_{b2} = P_{b5} = 12,57 \text{ kN}$, e $P_{b3} = P_{b6} = 15,66 \text{ kN}$, os quais foram representados nos modelos analíticos por meio de carga concentrada aplicada nas barras representativas das vigas/nervuras de piso em que descarregam.

FIGURA 4.23 – Caracterização geométrica do balcão do restaurante situado no “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, para efeito da estimativa de peso próprio.

(a) seção transversal do balcão.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de:

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – FUNDO PARA CONSTRUÇÃO DA CUASO. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** ampliação do bar A.9 - Planta. 16 ago. 1968. N. da obra: 20/Folha 7368.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – FUNDO PARA CONSTRUÇÃO DA CUASO. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** ampliação do bar A.9 – Cortes. 21 ago. 1968. N. da obra: 20/Folha 7369.

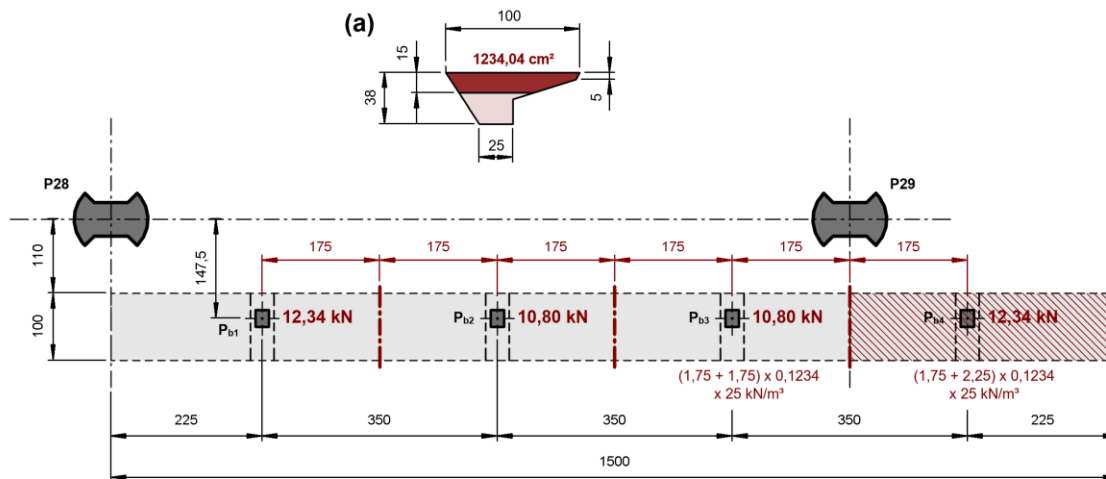
UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – FUNDO PARA CONSTRUÇÃO DA CUASO. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** ampliação do bar A.9 – Corte e detalhes. 21 ago. 1968. N. da obra: 20/Folha 7370.

Procedimento análogo ao empregado para a estimativa do peso próprio do balcão do restaurante foi empregado para a dos bancos de concreto armado situados no “bloco A” (salão caramelo) e no “bloco C” (biblioteca). No caso do banco situado no “bloco A” – também nomeado “banco dos bixos” –, sua caracterização geométrica apresenta-se na FIGURA 4.24 e, quanto ao banco situado no terraço da biblioteca, como não consta na documentação de projeto estrutural, seu peso próprio foi suposto equivalente ao dos bixos, uma vez que possuem comprimentos similares. Assim, obtiveram-se $P_{b1} = P_{b4} = 12,34 \text{ kN}$, $P_{b2} = P_{b3} = 10,80 \text{ kN}$, os quais foram

representados nos modelos analíticos por meio de carga concentrada aplicada nas barras representativas das nervuras de piso em que descarregam.

FIGURA 4.24 – Caracterização geométrica dos bancos de concreto armado situados no “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, para efeito da estimativa de peso próprio.

(a) seção transversal do banco.

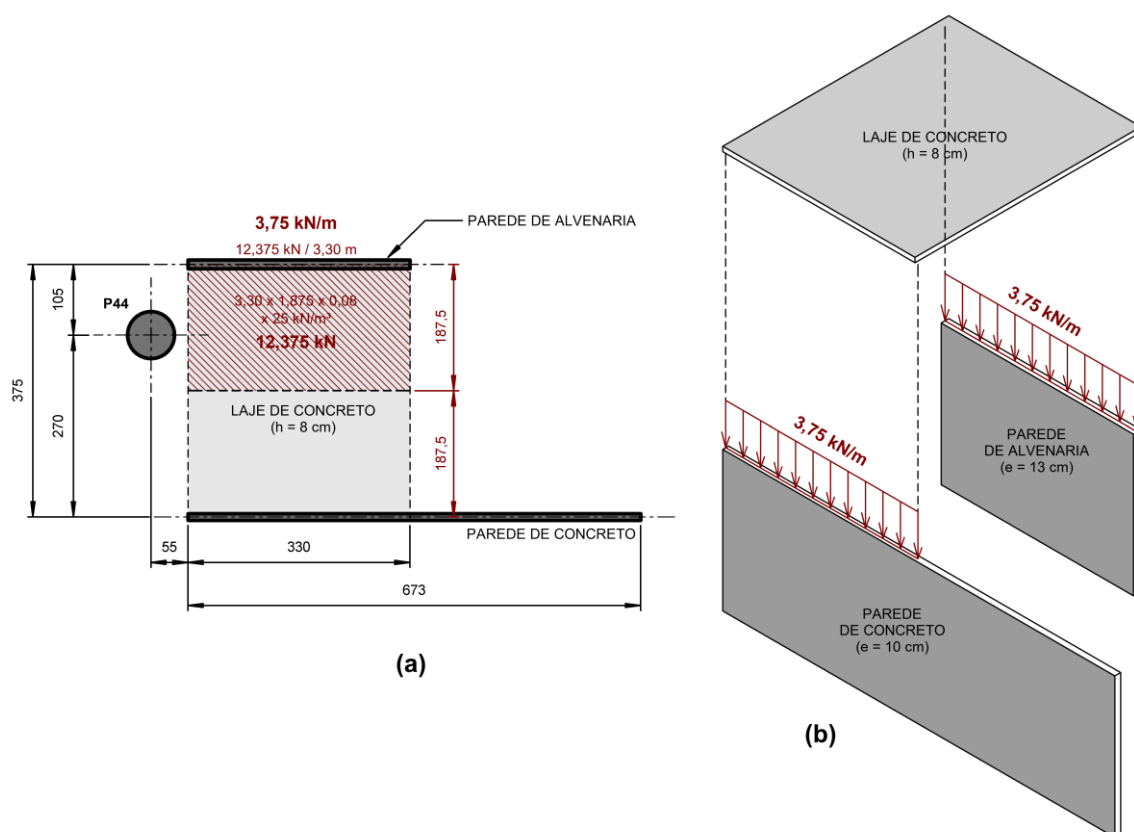


Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 8).

No “bloco C” (biblioteca), além do banco de concreto, também não foi descrita nos modelos analíticos a geometria da laje com 8 cm de altura situada junto ao sanitário, nas proximidades do pilar P44. Essa laje, que proporciona ventilação permanente ao sanitário, é apoiada por parede de concreto numa das extremidades e por parede de alvenaria na extremidade oposta, conforme indicado na FIGURA 4.25. A partir da geometria indicada na figura e do peso específico adotado para o concreto armado – 25 kN/m³, conforme discutido em J.4.1.1.1 – obteve-se para o peso próprio da laje o valor de 24,75 kN, o qual foi igualmente distribuído para cada parede ao longo dos 3,30 m em que a laje se apoia. Assim, a carga linear e uniformemente distribuída de 3,75 kN/m, representativa do peso próprio da laje atuante sobre cada parede foi, no caso da parede de concreto, disposta sobre a chapa que a representa e, no caso da parede de alvenaria (não representada geometricamente nos modelos), foi aplicada sobre as placas que descrevem as lajes de piso do pavimento.

FIGURA 4.25 – Caracterização geométrica da laje de concreto armado que forma a ventilação permanente do sanitário situado no “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, para efeito da estimativa de peso próprio.

- (a) planta com indicação das áreas de influência da laje associadas a cada parede que a apoia;
 (b) perspectiva com representação da carga linear e uniformemente distribuída representativa do peso próprio da laje atuante sobre cada parede. A carga aplicada sobre a parede de concreto foi disposta sobre a chapa que a representa e a carga aplicada sobre a parede de alvenaria (não representada geometricamente nos modelos) foi aplicada sobre as placas que descrevem as lajes de piso do pavimento.



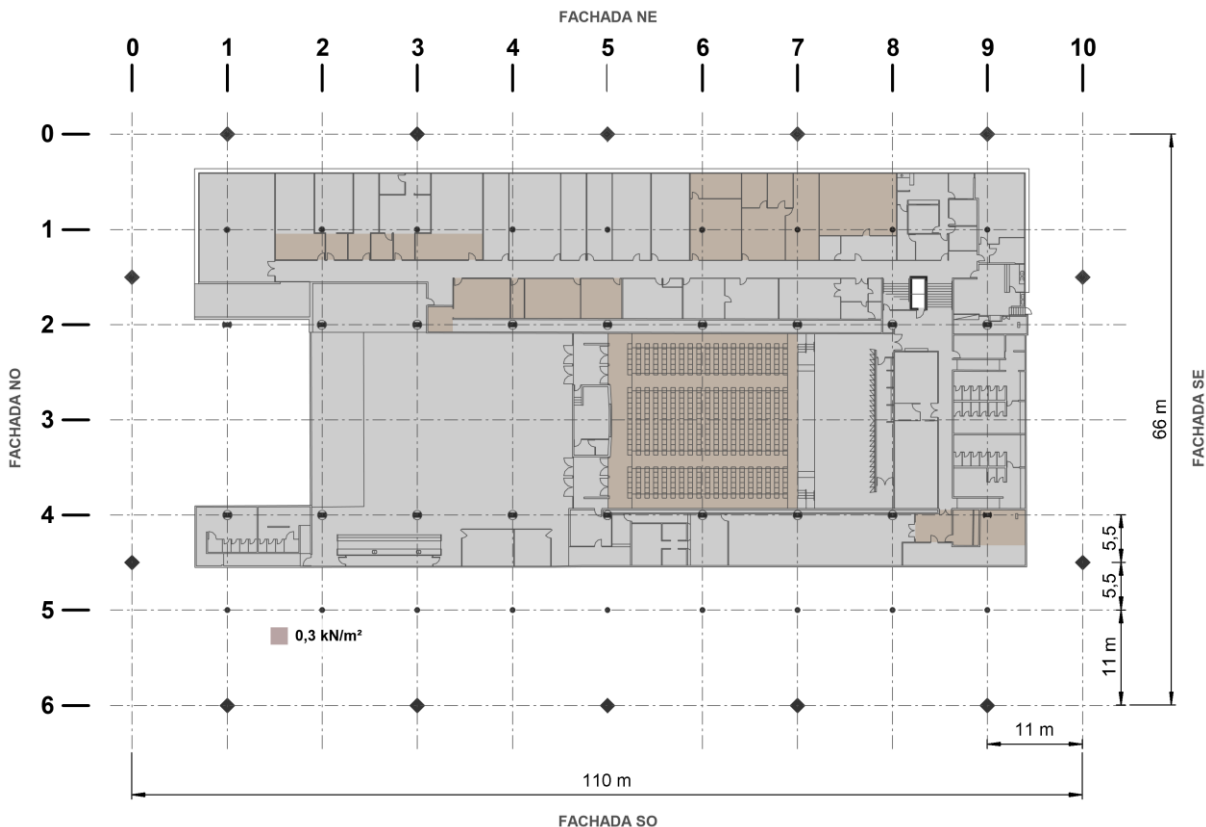
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 17).

4.2.1.2.6 Peso das instalações permanentes

Em relação ao peso das instalações permanentes, considerou-se nesta pesquisa apenas o dos dutos de ar condicionado fixados sob as lajes de teto, os quais, de acordo com inspeções no local e levantamentos arquitetônicos realizados entre 2015 e 2017 no âmbito do projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar a elaboração do Plano de Gestão da Conservação (PGC) do edifício Vilanova Artigas, situam-se nos subsolos, nas áreas delimitadas na FIGURA 4.26D. Nessas áreas, o peso estimado para os dutos, de 0,30 kN/m², foi obtido a partir da ABNT NBR 6120 (2019, p. 14).

FIGURA 4.26 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos pesos dos dutos de ar condicionado presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes (de teto) em que atuam, isto é, foram aplicados nas lajes do “bloco A” (salão caramelo) e “bloco B” (museu).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e da ABNT NBR 6120 (2019, p. 14).

4.2.1.3 Empuxos permanentes devido ao peso próprio de terras

Os empuxos permanentes devidos ao peso próprio de terras atuam nas superfícies verticais das contenções presentes no primeiro e segundo subsolos, situados, respectivamente, nas cotas 723,90 e 722,00.

Conforme discutido na seção 3.2.1 do CAPÍTULO 3, realizaram-se entre junho e julho de 1961 doze sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT na área destinada à implantação do Edifício Vilanova Artigas. Dessas, apenas seis possuem cotas altimétricas indicativas da superfície do terreno acima da cota 722,00 – referente ao subsolo mais profundo –, ou seja, foram realizadas anteriormente à finalização do aterro previsto para a área. Essas seis sondagens mostram que o aterro, parcialmente executado, é formado por argilas e alterações de rochas argilo-arenosas e arenosas com indicação, num dos ensaios (S-41), de índice de resistência

à penetração (N) igual a 5 na cota 722,00. Quanto aos níveis d'água indicados nas sondagens, situam-se entre as cotas 720,38 e 716,70, isto é, no mínimo a cerca de 2 m abaixo do pavimento mais profundo do edifício (segundo subsolo), situado na cota 722,00.

Como não há menção ao peso específico do solo utilizado no aterro, adotou-se a recomendação de Pinto (2006, p. 37), o qual afirma que o peso específico natural dos diferentes tipos de solo varia pouco e, geralmente, entre 19 e 20 kN/m³, sendo este o valor recomendado pelo autor na ausência de dados mais precisos.

Por fim, para efeito da obtenção dos diagramas de tensões normais atuantes no plano vertical das contenções, desprezou-se, a favor da segurança, o efeito da coesão do solo e adotou-se $\varphi = 30^\circ$ para seu ângulo de atrito. Também em favor da segurança foram desprezadas as parcelas de empuxo passivo atuantes nas regiões de embutimento junto às bases dos muros de arrimo.

As tensões horizontais foram estimadas por meio da expressão (4.12), apresentada a seguir:

$$\sigma_h = \gamma_{solo} \times h \times K_a \quad (4.10)$$

onde:

| | |
|-----------------|---|
| σ_h | valor característico da ação permanente direta relativa aos empuxos devidos ao peso próprio de terras que atuam perpendicularmente às superfícies verticais das contenções, expressa em kN/m ² ; |
| γ_{solo} | peso específico do solo, em kN/m ³ ; |
| h | altura da contenção, expressa em , em m; |
| K_a | coeficiente de empuxo ativo do solo. |

Quanto ao coeficiente de empuxo ativo (K_a), foi determinado por meio da expressão (4.11):

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.11)$$

onde:

| | |
|-----------|-------------------------------------|
| φ | ângulo de atrito do solo, em graus; |
|-----------|-------------------------------------|

Assim, de acordo com a equação (4.11), obtém-se:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0,333$$

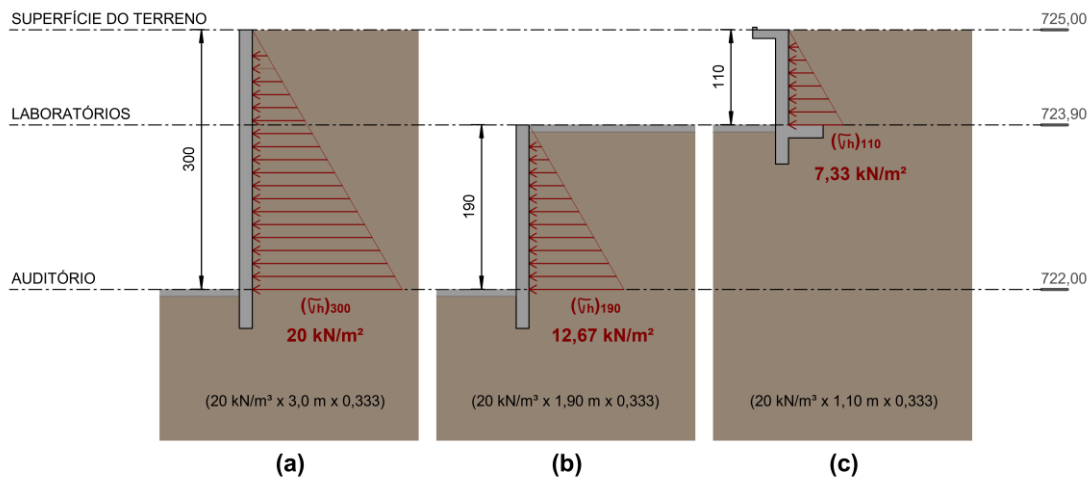
Substituindo-se o valor obtido para o coeficiente de empuxo ativo (K_a) do solo na expressão (4.12) e considerando-se as três alturas (h) das estruturas de contenção presentes nos subsolos do edifício – 3,0 m, 1,90 m e 1,10 m –, obtiveram-se, respectivamente, 20 kN/m², 12,67 kN/m² e 7,33 kN/m² para as tensões normais máximas atuantes nas superfícies verticais dos muros de arrimo, conforme apresentado na FIGURA 4.27.

FIGURA 4.27 – Estimativa dos valores característicos da ação permanente direta relativa aos empuxos devidos ao peso próprio de terras que atuam nas superfícies verticais das contenções presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas.

- (a) diagrama de tensões horizontais atuantes na superfície vertical de muro de arrimo com altura de 3,00;
- (b) diagrama de tensões horizontais atuantes na superfície vertical de muro de arrimo com altura de 1,90;
- (c) diagrama de tensões horizontais atuantes na superfície vertical de muro de arrimo com altura de 1,10.

Adotaram-se os valores de 20 kN/m³ para o peso específico do solo (γ_{solo}); de 30° para o ângulo de atrito (φ); e de 0,333 para o coeficiente de empuxo ativo (K_a) – este obtido conforme indicado na EQ. (4.11).

As tensões horizontais (σ_h) para as três alturas de muros foram determinadas por meio da EQ. (4.10).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 2.13 e FIGURA 2.14 do item 2.3.2 no CAPÍTULO 2.

4.2.1.4 Peso da água em reservatórios

De acordo com a caracterização geométrica dos reservatórios – apresentada na FIGURA 4.22 –, o volume de água que são capazes de armazenar é de aproximadamente $9,833 \text{ m}^3$ cada. Supondo-se o peso específico da água com 10 kN/m^3 , obtém-se o peso de $98,33 \text{ kN}$, o qual foi representado nos modelos analíticos de forma análoga à dos pesos próprios dos reservatórios, isto é, como carga uniformemente distribuída no topo da superfície média da chapa que descreve a viga de cobertura na qual descarregam, ao longo de trecho com 110 cm de comprimento, referente à região de contato entre a chapa e o pilar do reservatório. Assim, o peso de $98,33 \text{ kN}$ foi distribuído ao longo de $1,10 \text{ m}$, resultando $89,39 \text{ kN/m}$, o qual foi somado ao indicado na FIGURA 4.22 (b).

4.2.2 Ações permanentes indiretas

As ações permanentes indiretas, ou seja, aquelas cujos efeitos provocados na estrutura se originam de deformações que lhe são impostas, devem-se, segundo a ABNT NBR 8681 (2004, p. 3), à protensão, recalques de apoio e retração dos materiais. A ABNT NBR 6118 (2014, p. 57) inclui ainda nas ações permanentes indiretas as deformações impostas pela fluência do concreto, pelas imperfeições geométricas, e generaliza as impostas pelos deslocamentos de apoio para além daqueles provenientes de recalques.

Nesta pesquisa, apenas as ações permanentes indiretas discutidas em 4.2.2.1, decorrentes das deformações impostas pelas imperfeições geométricas, foram consideradas nas combinações realizadas nos modelos estruturais analíticos.

4.2.2.1 Imperfeições geométricas

Em estruturas reticuladas, a ABNT NBR 6118 (2014, p. 58) preconiza considerar – para verificação do estado-limite último (ELU) – que os eixos dos elementos estruturais lineares estejam sujeitos a imperfeições geométricas locais e globais.

No caso das imperfeições geométricas locais, seus efeitos são considerados na verificação e dimensionamento estruturais dos lances de pilares

mediante adoção de momento mínimo, conforme indicado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 59, 60). Esse esforço mínimo, no entanto, não configura uma ação a ser aplicada ao lance de pilar no modelo computacional propriamente, mas um esforço adicional àqueles obtidos do modelo a ser também verificado no ELU.

Diversamente das imperfeições locais, as imperfeições geométricas globais, quando relevantes²⁸⁰, implicam ações a serem representadas nos modelos estruturais analíticos. Essas ações, cujos efeitos simulam os de um desaprumo global estimado para o conjunto de pilares, são representadas nos modelos por meio de forças horizontais fictícias aplicadas aos nós de ligação do pilar com as vigas de cada pavimento da edificação, conforme ilustrado, para o caso do edifício Vilanova Artigas, na FIGURA 4.28.

²⁸⁰ A relevância dos efeitos das imperfeições geométricas globais é estabelecida mediante comparação com os efeitos ocasionados pela ação vento e será discutida adiante.

FIGURA 4.28 – Modelo representativo do conjunto de pilares do edifício Vilanova Artigas para avaliação dos efeitos das imperfeições geométricas globais (desaprumo).

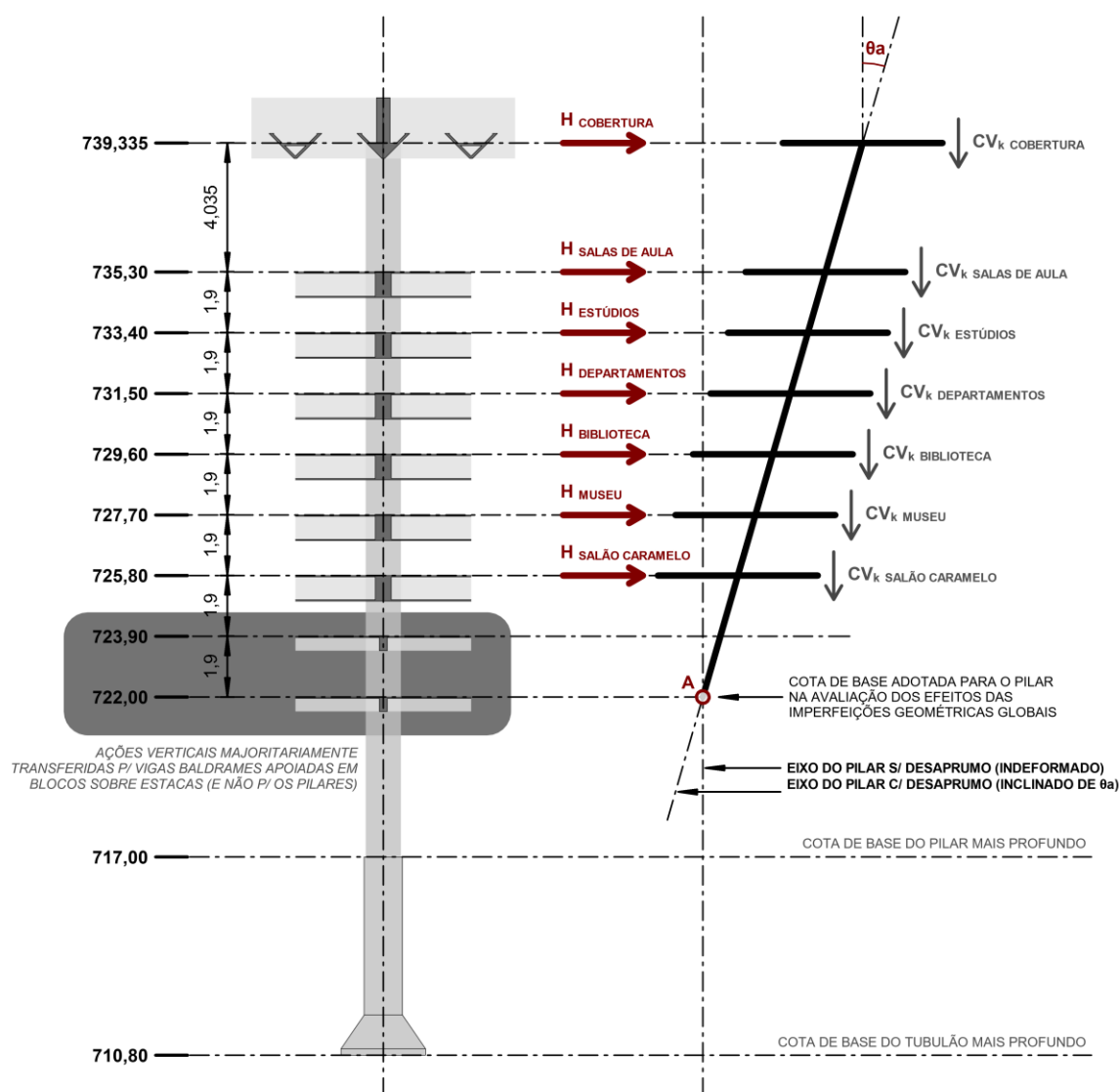
As cotas indicadas, adotadas nos modelos estruturais analíticos, posicionam-se na face superior das lajes dos pavimentos.

θ_a : desaprumo relativo às imperfeições geométricas globais. Calculado para as direções x e y , conforme EQ. (4.13);

H_{pav} : valor característico da ação (horizontal) permanente indireta, em kN, relativa às imperfeições geométricas globais.

Calculado para as direções x e y , conforme EQ. (4.12);

$CV_{k_{pav}}$: valor característico total das ações verticais (permanentes e variáveis), em kN, atuantes em cada pavimento. Valores obtidos dos modelos computacionais M1 a M5, discutidos em 4.2.1.2.3, e apresentados na TABELA 4.10.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir da FIGURA 2.3 do item 2.2 no CAPÍTULO 2.

A respeito da FIGURA 4.28, destaca-se que o modelo representativo do conjunto de pilares foi suposto com base na cota 722,00 (auditório) e topo na 739,335 (cobertura), resultando 17,335 m de altura. No entanto, nem todos os pilares do edifício atingem a cota 722,00 ou a cota da cobertura, ou ainda, nem todos recebem cargas verticais de todos os pavimentos indicados na figura, ou seja, há no edifício,

pilares mais (ou menos) sensíveis aos efeitos do desaprumo. Todavia, esses efeitos não são avaliados isoladamente para cada pilar, mas globalmente para o edifício. Assim, buscou-se elaborar um modelo abrangente – na medida em que inclui todos os pavimentos –, e do qual se obtém, para efeito da avaliação das imperfeições geométricas globais, os resultados mais desfavoráveis (devido a maior altura do pilar, de 17,335 m).

Quanto ao trecho de pilar compreendido entre o topo dos tubulões e a cota 722,00 (auditório), esse foi desprezado devido aos travamentos que, nesta cota, as vigas baldrames conferem aos pilares mediante numerosos blocos sobre estacas que as solidarizam. Convém salientar, portanto, que as cargas verticais atuantes no pavimento destinado ao auditório (1º subsolo) são majoritariamente transferidas ao solo sem solicitar os pilares, assim como, analogamente, ocorre para o pavimento destinado aos laboratórios (2º subsolo). Isto posto, para efeito da avaliação das imperfeições geométricas globais, desconsideraram-se as cargas verticais atuantes nos pilares dos subsolos ($CV_{k_{auditório}} = CV_{k_{laboratórios}} = 0$).

As forças horizontais (H_{pav}), aplicadas aos nós de ligação entre o pilar e cada um dos pavimentos do edifício, são obtidas de forma a simular os mesmos efeitos que um desaprumo (θ_a) geraria em termos de momento totais na base do pilar (ponto A na FIGURA 4.28). Assim, a força horizontal, que simula os efeitos do desaprumo, pode ser estimada por meio da expressão (4.12), apresentada a seguir.

$$(H_{pav})_x = CV_{pav} \cdot (\theta_a)_x \quad (4.12)$$

onde:

- $(H_{pav})_x$ valor característico da ação (horizontal) permanente indireta, em kN , relativa às imperfeições geométricas globais na direção x (ou y);
- CV_{pav} valor característico total das ações verticais (permanentes e variáveis), em kN , atuantes no pavimento (valores obtidos dos modelos computacionais M1 a M5 – conforme discutido em 4.2.1.2.3 – e apresentados na TABELA 4.10);
- $(\theta_a)_x$ Desaprumo relativo às imperfeições geométricas globais na direção x (ou y), expresso em radianos e obtido conforme EQ. (4.13);

Quanto ao desaprumo θ_a , é determinado por meio da expressão (4.13) apresentada a seguir, reproduzida da ABNT NBR 6118 (2014, p. 59):

$$(\theta_a)_x = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad (4.13)$$

onde:

n número de prumadas de pilares no pórtico plano;

e:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (4.14)$$

onde:

H altura total da edificação, em m ;

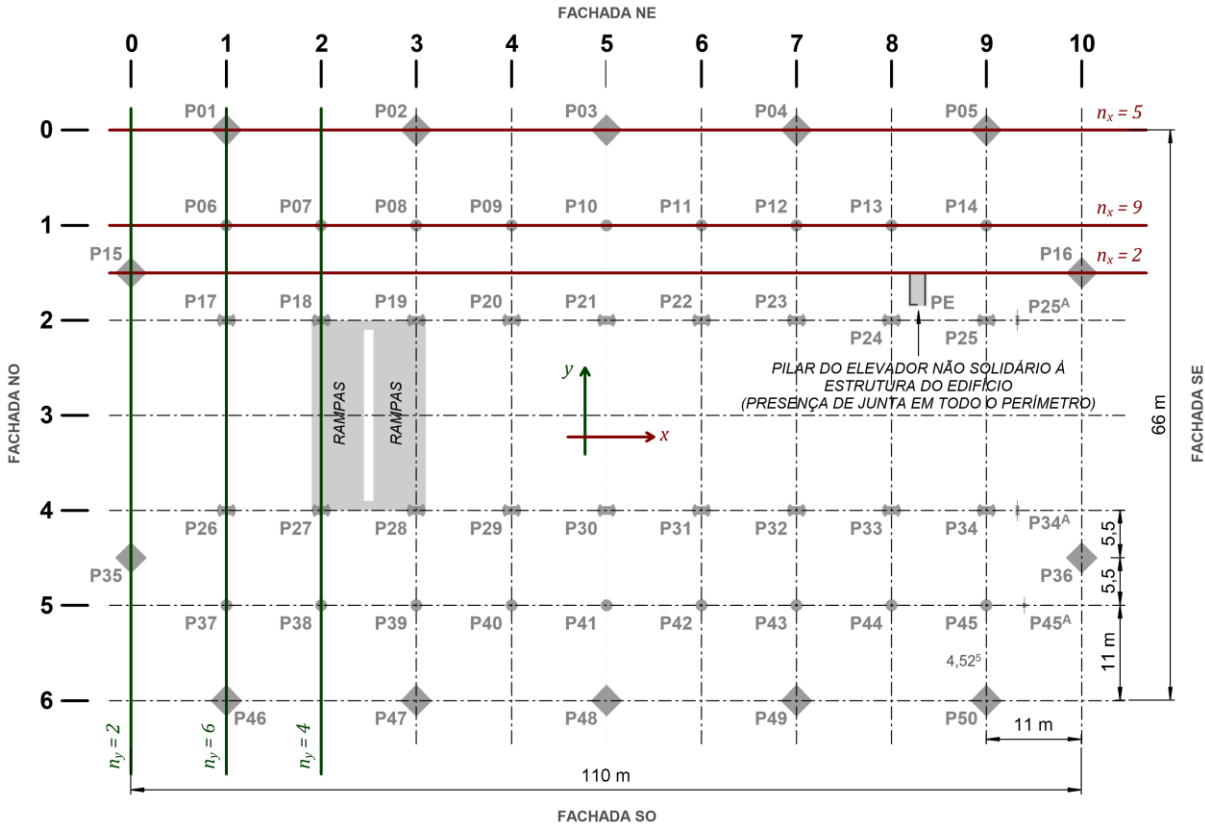
No caso do edifício Vilanova Artigas, o número de prumadas de pilares no pórtico plano (n) varia em função do eixo seleccionado – tanto na direcção x (longitudinal) quanto na direcção y (transversal) –, conforme indicado na FIGURA 4.29, apresentada a seguir. De acordo com a figura, há na direcção x , dois pórticos com $n = 2$ (P15-P16 e P35-P36), dois com $n = 5$ (eixos 0 e 6) e quatro com $n = 9$ (eixos 1, 2, 4 e 5); e na direcção y , dois pórticos com $n = 2$ (eixos 0 e 10), quatro com $n = 4$ (eixos 2, 4, 6 e 8) e cinco com $n = 6$ (eixos 1, 3, 5, 7 e 9). Por implicarem maior quantidade de pilares em relação ao total existente no edifício – conforme mostra a TABELA 4.9 – adotaram-se nesta pesquisa $n = 9$ e $n = 6$, respectivamente, para estimativa do desaprumo θ_a nas direcções x e y . Assim, com base nas expressões (4.13) e (4.14), obtêm-se:

$$(\theta_a)_x = \underbrace{\frac{1}{100\sqrt{17,335}}}_{\theta_1} \cdot \sqrt{\frac{1 + 1/9}{2}} = \frac{1}{559} \text{ rad}$$

$$(\theta_a)_y = \underbrace{\frac{1}{100\sqrt{17,335}}}_{\theta_1} \cdot \sqrt{\frac{1 + 1/6}{2}} = \frac{1}{545} \text{ rad}$$

FIGURA 4.29 – Pórticos planos presentes nas direções x e y do edifício Vilanova Artigas e número de prumadas de pilares (n) que, respectivamente, os constituem, para efeito da avaliação das imperfeições geométricas globais (desaprumo).

Os pilares auxiliares P25A, P34A e P45A, que se estendem somente até o pavimento térreo (salão caramelo | cota 725,80), não foram considerados para efeito da avaliação das imperfeições geométricas globais.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir da FIGURA 2.1 do item 2.2 no CAPÍTULO 2.

TABELA 4.9: Pórticos planos presentes nas direções x e y do edifício Vilanova Artigas e número de prumadas de pilares (n) que, respectivamente, os constituem, para efeito da avaliação das imperfeições geométricas globais (desaprumo).

A última coluna indica o total de pilares implicados nos pórticos em relação aos 50 presentes no edifício.

| | pórticos | qtde. de pórticos no edifício | número de prumadas de pilares no pórtico | qtde. de pilares implicados nos pórticos |
|-------------|----------------------|--------------------------------------|---|---|
| direção x | P15-P16 P35-P36 | 2 | $n_x = 2$ | 4/50 |
| | eixos 0 e 6 | 2 | $n_x = 5$ | 10/50 |
| | eixos 1, 2, 4 e 5 | 4 | $n_x = 9$ | 36/50 |
| direção y | eixos 0 e 10 | 2 | $n_y = 2$ | 4/50 |
| | eixos 2, 4, 6 e 8 | 4 | $n_y = 4$ | 16/50 |
| | eixos 1, 3, 5, 7 e 9 | 5 | $n_y = 6$ | 30/50 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir da FIGURA 4.29.

A somatória dos momentos gerados por cada força horizontal em relação ao ponto A, indicado na FIGURA 4.28, resulta momentos totais na base da edificação ($\sum M_{ig}$) de 4.860,25 kN.m (M5) a 5.215,66 kN.m (M2 e M3) para a direção x , e de 4.980,28 kN.m (M5) a 5.344,45 kN.m (M2 e M3) para a direção y , conforme apresentado na TABELA 4.10.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 59), os efeitos do desaprumo podem ser desprezados, considerados em conjunto com o vento ou substituí-lo, a depender dos momentos que produzem na base do edifício. Isto posto, necessita-se estimar para cada direção também os momentos totais gerados pela ação do vento no ponto A indicado na FIGURA 4.28. Com base nas forças devidas ao vento, obtidas em 4.3.1.2 – apresentadas na FIGURA 4.39, FIGURA 4.40 e FIGURA 4.41 –, elaborou-se TABELA 4.11, a qual traz os momentos totais ($\sum M_v$) causados pela ação do vento em ambas as direções com o propósito de compará-los com os produzidos pelo desaprumo ($\sum M_{ig}$).

TABELA 4.10: Momentos totais ($\sum M_{ig}$) obtidos na base do edifício, para efeito da avaliação das imperfeições geométricas globais (desaprumo).

z : braço de alavanca para determinação do momento gerado pela força horizontal H_{pav} em relação ao ponto A, indicado na FIGURA 4.28;

$CV_{k_{pav}}$: valor característico total das ações verticais (permanentes e variáveis) atuantes em cada pavimento. Valores obtidos dos modelos computacionais M1 a M5, discutidos em 4.2.1.2.3;

$(H_{pav})_x$: valor característico da ação (horizontal) permanente indireta relativa às imperfeições geométricas globais na direção x , calculado conforme EQ. (4.12), com $(\theta_a)_x = \frac{1}{559}$;

$(H_{pav})_y$: valor característico da ação (horizontal) permanente indireta relativa às imperfeições geométricas globais na direção y , calculado conforme EQ. (4.12), com $(\theta_a)_y = \frac{1}{545}$;

$(M_{ig})_x$: momento na direção x gerado pela força horizontal $(H_{pav})_x$ com braço de alavanca z ;

$(M_{ig})_y$: momento na direção y gerado pela força horizontal $(H_{pav})_y$ com braço de alavanca z .

| pavimento | cota | z [m] | CV_k [kN] | H_{pav_x} | H_{pav_y} | (M_{ig})_x | (M_{ig})_y |
|------------------|-------------|-----------------|-------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| | | | | [kN] | [kN] | [kN.m] | [kN.m] |
| cobertura | 739,335 | 17,335 | M1 60.857 | 108,95 | 111,64 | 1.888,60 | 1.935,24 |
| | | | M2 72.123 | 129,11 | 132,30 | 2.238,19 | 2.293,47 |
| | | | M3 72.123 | 129,11 | 132,30 | 2.238,19 | 2.293,47 |
| | | | M4 66.280 | 118,65 | 121,58 | 2.056,86 | 2.107,66 |
| | | | M5 60.670 | 108,61 | 111,29 | 1.882,77 | 1.929,26 |
| salas de aula | 735,30 | 13,30 | 31.500 | 56,39 | 57,78 | 750,00 | 768,52 |
| estúdios | 733,40 | 11,40 | 47.649 | 85,30 | 87,41 | 972,41 | 996,42 |
| departamentos | 731,50 | 9,50 | 26.993 | 48,32 | 49,52 | 459,07 | 470,41 |
| biblioteca | 729,60 | 7,60 | 26.852 | 48,07 | 49,26 | 365,34 | 374,36 |
| museu | 727,70 | 5,70 | 20.839 | 37,31 | 38,23 | 212,65 | 217,90 |
| salão caramelo | 725,80 | 3,80 | 32.044 | 57,36 | 58,78 | 217,98 | 223,36 |
| laboratórios | 725,00 | 1,90 | - | - | - | - | - |
| auditório | 739,335 | 0,00 | - | - | - | - | - |
| | | | | $\sum M_{ig}$ | M1 | 4.866,06 | 4.986,23 |
| | | | | | M2 | 5.215,65 | 5.344,45 |
| | | | | | M3 | 5.215,65 | 5.344,45 |
| | | | | | M4 | 5.034,32 | 5.158,64 |
| | | | | | M5 | 4.860,25 | 4.980,28 |
| | | | | $0,3 \sum M_{ig}$ | M1 | 1.459,82 | 1.495,87 |
| | | | | | M2 | 1.564,70 | 1.603,34 |
| | | | | | M3 | 1.564,70 | 1.603,34 |
| | | | | | M4 | 1.510,30 | 1.547,59 |
| | | | | | M5 | 1.458,08 | 1.494,08 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir da FIGURA 4.29.

TABELA 4.11: Momentos totais ($\sum M_v$) obtidos na base do edifício devidos à ação do vento nas direções x (0° ou 180°) e y (90° e 270°), para efeito de comparação com os momentos totais ($\sum M_{ig}$) gerados pelas imperfeições geométricas globais (desaprumo).

z : braço de alavanca para determinação do momento gerado pela força horizontal H_v em relação ao ponto A, indicado na FIGURA 4.28;

$(H_v)_x$ 0° | 180° : valores característicos da ação do vento na direção x (0° ou 180°) atuante em cada pavimento do edifício. Valor obtido a partir da somatória das forças horizontais aplicadas nos nós de cada pavimento indicado na FIGURA 4.39;

$(H_v)_y$ 90° : valores característicos da ação do vento na direção y (90°) atuante em cada pavimento do edifício. Valor obtido a partir da somatória das forças horizontais aplicadas nos nós de cada pavimento indicado na FIGURA 4.40;

$(H_v)_y$ 270° : valores característicos da ação do vento na direção y (270°) atuante em cada pavimento do edifício. Valor obtido a partir da somatória das forças horizontais aplicadas nos nós de cada pavimento indicado na FIGURA 4.41;

$(M_v)_x$ 0° | 180° : momentos gerados na base do edifício (ponto A, indicado na FIGURA 4.28) devidos ao vento atuante na direção x (0° ou 180°). Obtido pelo produto das forças horizontais $(H_v)_x$ com os respectivos braços de alavanca z ;

$(M_v)_y$ 90° : momentos gerados na base do edifício (ponto A, indicado na FIGURA 4.28) devidos ao vento atuante na direção y (90°). Obtido pelo produto das forças horizontais $(H_v)_y$ com os respectivos braços de alavanca z ;

$(M_v)_y$ 270° : momentos gerados na base do edifício (ponto A, indicado na FIGURA 4.28) devidos ao vento atuante na direção y (270°). Obtido pelo produto das forças horizontais $(H_v)_y$ com os respectivos braços de alavanca z .

| pavimento | cota | z [m] | $(H_v)_x$ | $(H_v)_y$ | $(H_v)_y$ | $(M_v)_x$ | $(M_v)_y$ | $(M_v)_y$ | |
|----------------|---------|------------|-------------------------------|--------------------|---------------------|---------------------------------|----------------------|-----------------------|------------------|
| | | | 0° 180° [kN] | 90° [kN] | 270° [kN] | 0° 180° [kN.m] | 90° [kN.m] | 270° [kN.m] | |
| cobertura | 739,335 | 17,335 | 142,74 | 365,64 | 286,38 | 2.474,41 | 6.338,43 | 4.964,44 | |
| salas de aula | 735,30 | 13,30 | 59,93 | - | 302,06 | 797,05 | - | 4.017,34 | |
| estúdios | 733,40 | 11,40 | 87,86 | 343,05 | - | 1.001,62 | 3.910,77 | - | |
| departamentos | 731,50 | 9,50 | 34,56 | - | 247,88 | 328,36 | - | 2.354,86 | |
| biblioteca | 729,60 | 7,60 | 53,09 | 213,85 | - | 403,48 | 1.625,24 | - | |
| museu | 727,70 | 5,70 | 36,64 | - | 258,87 | 209,41 | - | 1.475,55 | |
| salão caramelo | 725,80 | 3,80 | 40,52 | 151,94 | - | 153,96 | 577,39 | - | |
| laboratórios | 725,00 | 1,90 | - | - | - | - | - | - | |
| auditório | 739,335 | 0,00 | - | - | - | - | - | - | |
| | | | | | | $\sum M_v$ | 5.368,30 | 12.451,84 | 12.812,20 |
| | | | | | | $0,3 \sum M_v$ | 1.610,49 | 3.735,55 | 3.843,66 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA 4.39; FIGURA 4.40 e FIGURA 4.41.

Como 30% dos momentos gerados pela ação do vento na base do edifício ($0,30 \cdot \sum M_v$) não superam, para quaisquer direções e sentidos em estudo, os causados pelo desaprumo ($\sum M_{ig}$)²⁸¹ e vice-versa, isto é, 30% dos momentos gerados pelo desaprumo ($0,30 \cdot \sum M_{ig}$) também não superam os causados pelo vento ($\sum M_v$)²⁸², ambas as ações devem, segundo ABNT NBR 6118 (2014, p. 59), ser consideradas nos modelos analíticos, no entanto, como ação equivalente, tratada como ação de vento amplificada, ou seja, como ação variável.

Isto posto, necessita-se adicionar – para mesma direção e sentido – as ações horizontais fictícias decorrentes do desaprumo (H_{pav}) às ações de vento (H_v). Como estas são representadas nos modelos analíticos por meio de forças concentradas aplicadas a nós dispostos nos planos verticais das fachadas – conforme será discutido em 4.3.1.2 –, adotou-se como estratégia distribuir as ações referentes ao desaprumo (H_{pav}) também como cargas concentradas incidentes sobre os mesmos nós, de modo a favorecer a sobreposição das ações.

Os nós em que as ações de vento são aplicadas nos planos das fachadas foram definidos pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício. Assim, esses nós são, portanto, associados a áreas de contribuição, em torno das quais se previu, para o caso do desaprumo, realizar a distribuição das forças fictícias (H_{pav}) atuantes em cada pavimento. A FIGURA 4.30, apresentada a seguir, traz as forças fictícias (H_{pav})_x – indicadas na TABELA 4.10 para cada pavimento – distribuídas proporcionalmente às

²⁸¹ Conforme indicado na TABELA 4.10 e TABELA 4.11:

Para direção x (vento a 0° ou 180°): $0,30 \cdot (\sum M_v)_x = 1.610,40 < (\sum M_{ig})_x = 4.860,25$ (M5) a 5.215,66 (M2 e M3);

Para direção y (vento a 90°): $0,30 \cdot (\sum M_v)_{y\ 90} = 3.735,55 < (\sum M_{ig})_y = 4.980,28$ (M5) a 5.344,45 (M2 e M3);

Para direção y (vento a 270°): $0,30 \cdot (\sum M_v)_{y\ 270} = 3.843,66 < (\sum M_{ig})_y = 4.980,28$ (M5) a 5.344,45 (M2 e M3).

²⁸² Conforme indicado na TABELA 4.10 e TABELA 4.11:

Para direção x (vento a 0° ou 180°): $0,30 \cdot (\sum M_{ig})_x = 1.458,08$ (M5) a 1.564,70 (M2 e M3) $< (\sum M_v)_x = 5.368,30$;

Para direção y (vento a 90°): $0,30 \cdot (\sum M_{ig})_y = 1.494,08$ (M5) a 1.603,34 (M2 e M3) $< (\sum M_v)_{y\ 90} = 12.451,84$;

Para direção y (vento a 270°): $0,30 \cdot (\sum M_{ig})_y = 1.494,08$ (M5) a 1.603,34 (M2 e M3) $< (\sum M_v)_{y\ 270} = 12.812,20$.

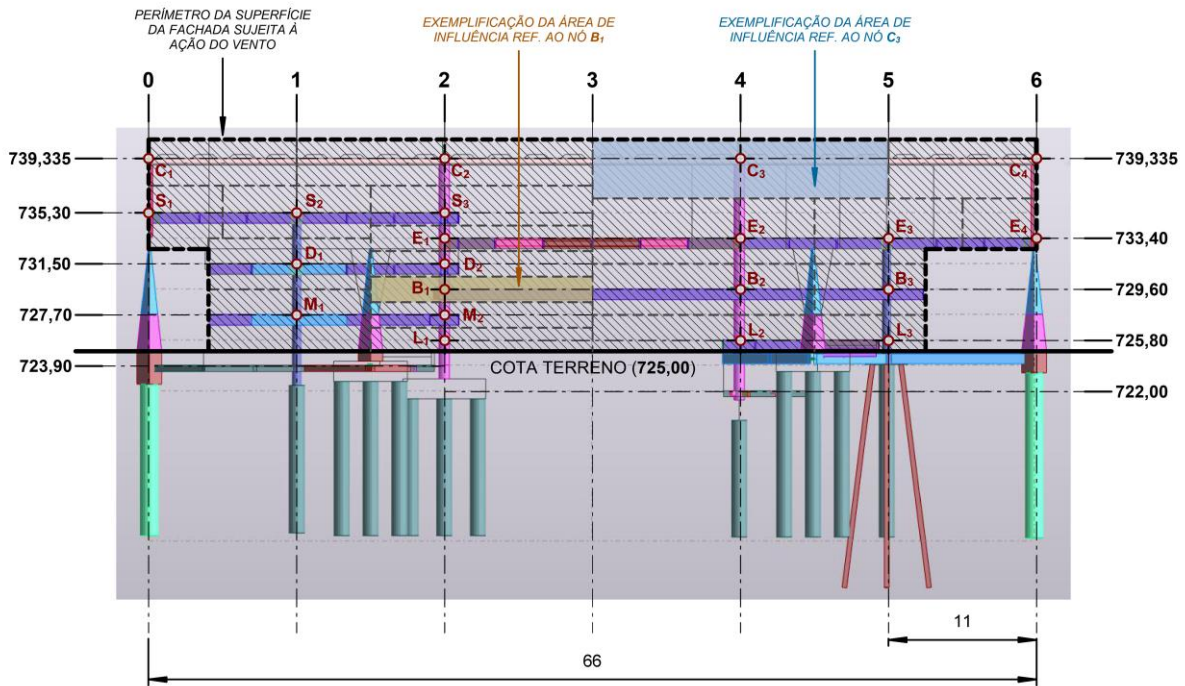
áreas influência associadas a cada nó disposto na fachada noroeste (direção x para vento a 0°). Analogamente, a FIGURA 4.31 e FIGURA 4.32, indicam as forças fictícias $(H_{pav})_y$ distribuídas entre as áreas de influência das fachadas sudoeste (direção y para vento a 90°) e nordeste (direção y para vento a 270°), respectivamente. Para a fachada sudeste (direção x para vento a 180°), as áreas de contribuição e as forças horizontais resultantes são idênticas às da fachada noroeste, espelhando-se, no entanto a FIGURA 4.30 no eixo 3.

Em relação às forças horizontais referentes ao desaprumo, destaca-se o fato de que foram supostas atuando em todos os pavimentos indicados na FIGURA 4.28, os quais não necessariamente possuem nós dispostos nas fachadas sudoeste e nordeste. No caso da fachada sudoeste (forças a 270°) por exemplo, não há nós para que sejam aplicadas as forças horizontais associadas aos pavimentos das salas de aula $(H_{salas\ de\ aula})_y$, departamentos $(H_{departamentos})_y$ e museu $(H_{museu})_y$, pois esses não a interseccionam. Neste caso, adotou-se como estratégia aplica-las na fachada oposta (nordeste), a qual possui tais nós, mantendo-se, no entanto, o sentido de atuação da força a 270° , ou seja, com as forças submetendo a fachada à sucção. Já no caso da fachada nordeste (forças a 90°), não há nós para que sejam aplicadas as forças horizontais associadas aos pavimentos dos estúdios $(H_{estúdios})_y$, biblioteca $(H_{biblioteca})_y$ e salão caramelo $(H_{salão\ caramelo})_y$, as quais, em estratégia análoga, foram aplicadas na fachada oposta (sudoeste), na qual esses nós estão presentes, mantendo-se também o sentido de atuação da força a 90° .

FIGURA 4.30 – Forças horizontais fictícias representativas dos efeitos das imperfeições geométricas globais (desaprumo) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

As forças foram distribuídas segundo as áreas de influência relativas a cada nó da fachada noroeste (direção x).

z: distância de cada um dos pavimentos do edifício em relação ao terreno, tomado na cota 725,00.



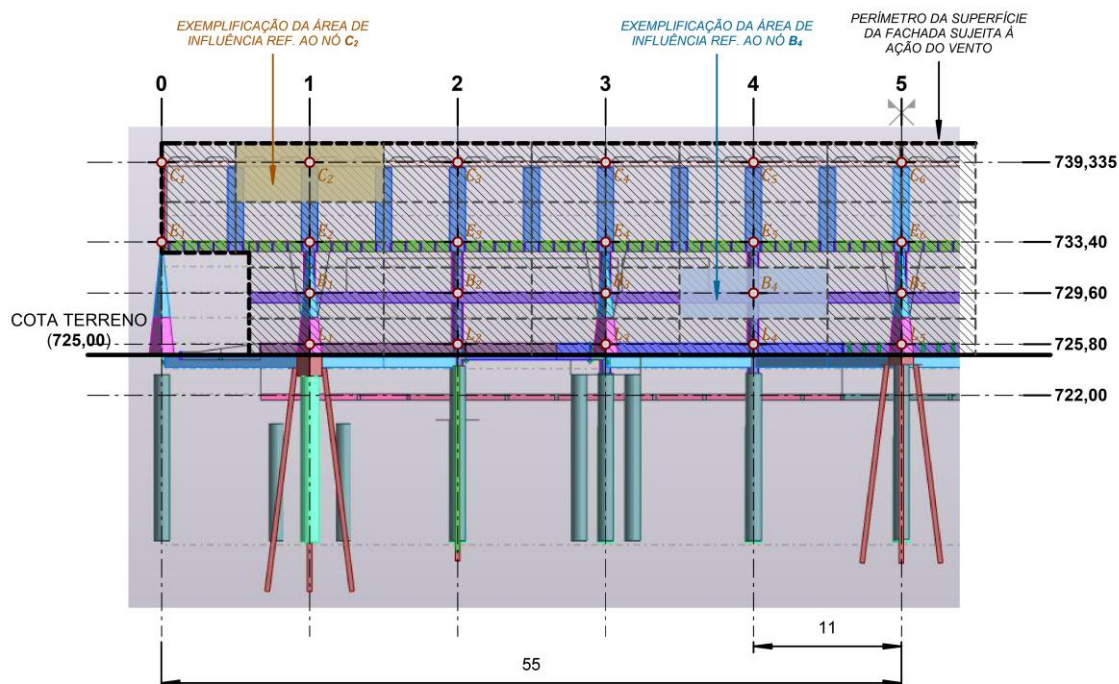
| z [m] | ÁREA DE INFLUÊNCIA [m ²] E FORÇA REFERENTE AO DESAPRUMO [kN] NOS NÓS | | | | | | | | | | z [m] | |
|--------|--|---------------|--|--|---|---|--|--|----------|--------|-------|--|
| 14,335 | 739,335 | COBERTURA | C ₁ 37,76 m ² | C ₂ 75,52 m ² | C ₃ 96,42 m ² | C ₄ 48,21 m ² | TOTAL 257,90 m ² | | | | | |
| | | M1 | 15,95 kN | 31,90 kN | 40,73 kN | 20,37 kN | (H _{pav}) _x = 108,95 kN | | | | | |
| | | M2 e M3 | 18,90 kN | 37,81 kN | 48,27 kN | 24,13 kN | (H _{pav}) _x = 129,11 kN | | | | | |
| | | M4 | 17,37 kN | 34,74 kN | 44,36 kN | 22,18 kN | (H _{pav}) _x = 118,65 kN | | | | | |
| | | M5 | 15,90 kN | 31,80 kN | 40,60 kN | 20,30 kN | (H _{pav}) _x = 108,61 kN | | | | | |
| 10,30 | 735,30 | SALAS DE AULA | S ₁ 25,11 m ² | S ₂ 43,09 m ² | S ₃ 48,96 m ² | TOTAL 117,16 m ² | | | | | | |
| | | | 12,08 kN | 20,74 kN | 23,57 kN | (H _{pav}) _x = 56,39 kN | | | | | | |
| | | TOTAL | | | E ₁ 31,35 m ² | E ₂ 80,31 m ² | E ₃ 50,52 m ² | E ₄ 20,72 m ² | ESTÚDIOS | 733,40 | 8,40 | |
| | | | | | 14,62 kN | 37,46 kN | 23,56 kN | 9,66 kN | | | | |
| 6,50 | 731,50 | DEPARTAMENTOS | D ₁ 45,79 m ² | D ₂ 31,35 m ² | TOTAL 77,14 m ² | | | | | | | |
| | | | 28,68 kN | 19,64 kN | (H _{pav}) _x = 48,32 kN | | | | | | | |
| | | TOTAL | | | B ₁ 31,35 m ² | B ₂ 62,70 m ² | B ₃ 31,35 m ² | BIBLIOTECA | 729,60 | 4,60 | | |
| | | | | | 12,02 kN | 24,04 kN | 12,02 kN | | | | | |
| 2,70 | 727,70 | MUSEU | M ₁ 55,43 m ² | M ₂ 31,35 m ² | TOTAL 86,78 m ² | | | | | | | |
| | | | 23,83 kN | 13,48 kN | (H _{pav}) _x = 37,31 kN | | | | | | | |
| | | TOTAL | | | L ₁ 28,88 m ² | L ₂ 44,55 m ² | L ₃ 22,28 m ² | SALÃO CARAMELO | 725,80 | 0,80 | | |
| | | | | | 17,31 kN | 26,70 kN | 13,35 kN | | | | | |

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de imagem extraída do modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

FIGURA 4.31 – Forças horizontais fictícias representativas dos efeitos das imperfeições geométricas globais (desaprumo) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

As forças foram distribuídas segundo as áreas de influência relativas a cada nó da fachada sudoeste (direção y).

z : distância de cada um dos pavimentos do edifício em relação ao terreno, tomado na cota 725,00.



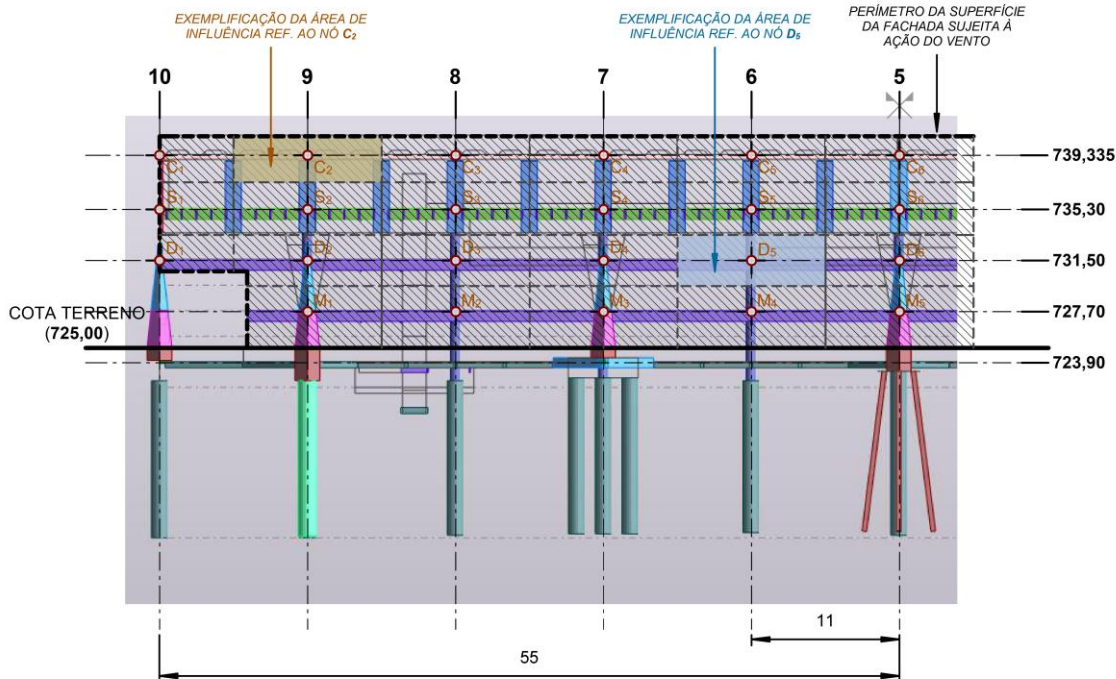
| z [m] | ÁREA DE INFLUÊNCIA [m ²] E FORÇA REFRENTE AO DESAPRUMO [kN] NOS NÓS | | | | | | | | |
|---------|---|--------------|--|--|--|--|--|--|--|
| 14,335 | 739,335 | COBERTURA | C ₁ 24,10 m ² | C ₂ 48,21 m ² | C ₃ 48,21 m ² | C ₄ 48,21 m ² | C ₅ 48,21 m ² | C ₆ 48,21 m ² | TOTAL 482,08 m ² |
| | | M1 | 5,58 kN | 11,16 kN | 11,16 kN | 11,16 kN | 11,16 kN | 11,16 kN | (H _{pav}) _y = 111,64 kN |
| | | M2 e M3 | 6,62 kN | 13,23 kN | 13,23 kN | 13,23 kN | 13,23 kN | 13,23 kN | (H _{pav}) _y = 132,30 kN |
| | | M4 | 6,08 kN | 12,16 kN | 12,16 kN | 12,16 kN | 12,16 kN | 12,16 kN | (H _{pav}) _y = 121,58 kN |
| | | M5 | 5,56 kN | 11,13 kN | 11,13 kN | 11,13 kN | 11,13 kN | 11,13 kN | (H _{pav}) _y = 111,29 kN |
| 8,40 | 733,40 | ESTÚDIOS | E ₁ 20,72 m ² | E ₂ 52,44 m ² | E ₃ 53,54 m ² | E ₄ 53,54 m ² | E ₅ 53,54 m ² | E ₆ 53,54 m ² | TOTAL 521,13 m ² |
| | | | 3,48 kN | 8,80 kN | 8,98 kN | 8,98 kN | 8,98 kN | 8,98 kN | (H _{pav}) _y = 87,41 kN |
| 4,60 | 729,60 | BIBLIOTECA | | B ₁ 38,00 m ² | B ₂ 41,80 m ² | B ₃ 41,80 m ² | B ₄ 41,80 m ² | B ₅ 41,80 m ² | TOTAL 368,60 m ² |
| | | | | 5,08 kN | 5,59 kN | 5,59 kN | 5,59 kN | 5,59 kN | (H _{pav}) _y = 49,26 kN |
| 0,80 | 725,80 | SALÃO CAMELO | | L ₁ 27,00 m ² | L ₂ 29,70 m ² | L ₃ 29,70 m ² | L ₄ 29,70 m ² | L ₅ 29,70 m ² | TOTAL 261,90 m ² |
| | | | | 6,06 kN | 6,67 kN | 6,67 kN | 6,67 kN | 6,67 kN | (H _{pav}) _y = 58,78 kN |

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de imagem extraída do modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

FIGURA 4.32 – Forças horizontais fictícias representativas dos efeitos das imperfeições geométricas globais (desaprumo) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

As forças foram distribuídas segundo as áreas de influência relativa a cada nó da fachada nordeste (direção y).

z : distância de cada um dos pavimentos do edifício em relação ao terreno, tomado na cota 725,00.



| z [m] | | ÁREA DE INFLUÊNCIA [m ²] E FORÇA REFERENTE AO DESAPRUMO [kN] NOS NÓS | | | | | | | | |
|---------|---------|--|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---|---|--|
| 14,335 | 739,335 | COBERTURA | C ₁ | C ₂ | C ₃ | C ₄ | C ₅ | C ₆ | TOTAL | |
| | | | | 18,88 m ² | 37,76 m ² | 37,76 m ² | 37,76 m ² | 37,76 m ² | 37,76 m ² | 377,58 m ² |
| | | | M1 | 5,58 kN | 11,16 kN | 11,16 kN | 11,16 kN | 11,16 kN | 11,16 kN | (H _{pav}) _y = 111,64 kN |
| | | | M2 e M3 | 6,62 kN | 13,23 kN | 13,23 kN | 13,23 kN | 13,23 kN | 13,23 kN | (H _{pav}) _y = 132,30 kN |
| | | | M4 | 6,08 kN | 12,16 kN | 12,16 kN | 12,16 kN | 12,16 kN | 12,16 kN | (H _{pav}) _y = 121,58 kN |
| | | | M5 | 5,56 kN | 11,13 kN | 11,13 kN | 11,13 kN | 11,13 kN | 11,13 kN | (H _{pav}) _y = 111,29 kN |
| 10,30 | 735,30 | SALAS DE AULA | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ | S ₅ | S ₆ | TOTAL | |
| | | | | 21,55 m ² | 43,09 m ² | 43,09 m ² | 43,09 m ² | 43,09 m ² | 43,09 m ² | 430,93 m ² |
| | | | 2,89 kN | 5,78 kN | 5,78 kN | 5,78 kN | 5,78 kN | 5,78 kN | (H _{pav}) _y = 57,78 kN | |
| 6,50 | 731,50 | DEPARTAMENTOS | D ₁ | D ₂ | D ₃ | D ₄ | D ₅ | D ₆ | TOTAL | |
| | | | | 14,85 m ² | 40,70 m ² | 41,80 m ² | 41,80 m ² | 41,80 m ² | 41,80 m ² | 403,70 m ² |
| | | | 1,82 kN | 4,99 kN | 5,13 kN | 5,13 kN | 5,13 kN | 5,13 kN | (H _{pav}) _y = 49,52 kN | |
| 2,70 | 727,70 | MUSEU | M ₁ | M ₂ | M ₃ | M ₄ | M ₅ | TOTAL | | |
| | | | | 46,00 m ² | 50,60 m ² | 50,60 m ² | 50,60 m ² | 50,60 m ² | 446,20 m ² | |
| | | | 3,94 kN | 4,34 kN | 4,34 kN | 4,34 kN | 4,34 kN | (H _{pav}) _y = 38,23 kN | | |

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de imagem extraída do modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

4.3 Ações variáveis

Conforme ABNT NBR 8681 (2004, p. 1), ações variáveis são aquelas cujos valores com que atuam na estrutura apresentam variações significativas em torno da média durante a vida da edificação. A ABNT NBR 6118 (2014, p. 61) as classifica em ações variáveis diretas, as quais englobam as cargas acidentais previstas para o uso da construção, a ação do vento e da água, ou variáveis indiretas, das quais fazem parte as variações de temperatura e as ações dinâmicas decorrentes de choques ou vibrações. Nesta pesquisa, as ações variáveis diretas e indiretas discutidas em 4.3.1 e 4.3.2, respectivamente, foram consideradas nas combinações realizadas nos modelos estruturais analíticos.

4.3.1 Ações variáveis diretas

As ações variáveis diretas consideradas nas combinações realizadas nos modelos estruturais analíticos elaborados nesta pesquisa compreendem as cargas acidentais previstas para o uso da construção e a ação do vento, discutidas, respectivamente, em 4.3.1.1 e 4.3.1.2. Quanto à ação da água, considerou-se apenas o peso do líquido contido nos reservatórios, o qual foi suposto como ação permanente direta, conforme discutido em 4.2.1.4.

4.3.1.1 Cargas acidentais previstas para o uso da edificação

As cargas acidentais previstas para o uso da construção abrangem, segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 61) as cargas verticais referentes às tipologias de uso existentes no edifício; as cargas móveis e respectivos impactos verticais e laterais; forças longitudinais de frenagem ou aceleração; e força centrífuga. Entre essas, considerou-se nesta pesquisa, apenas a carga acidental vertical referente aos usos da edificação, os quais foram identificados a partir de inspeções no local e de levantamentos arquitetônicos realizados entre 2015 e 2017 no âmbito do projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar a elaboração do Plano de Gestão da Conservação (PGC) do edifício Vilanova Artigas.

A Tabela 4.12, adaptada da ABNT NBR 6120 (2019, p. 17-27), apresenta os valores característicos nominais das cargas verticais variáveis referentes aos usos existentes no edifício Vilanova Artigas, os quais têm suas áreas de atuação delimitadas de acordo com a FIGURA 4.33, FIGURA 4.34, FIGURA 4.35 e FIGURA 4.36 e FIGURA 4.37, referentes a cada pavimento do edifício.

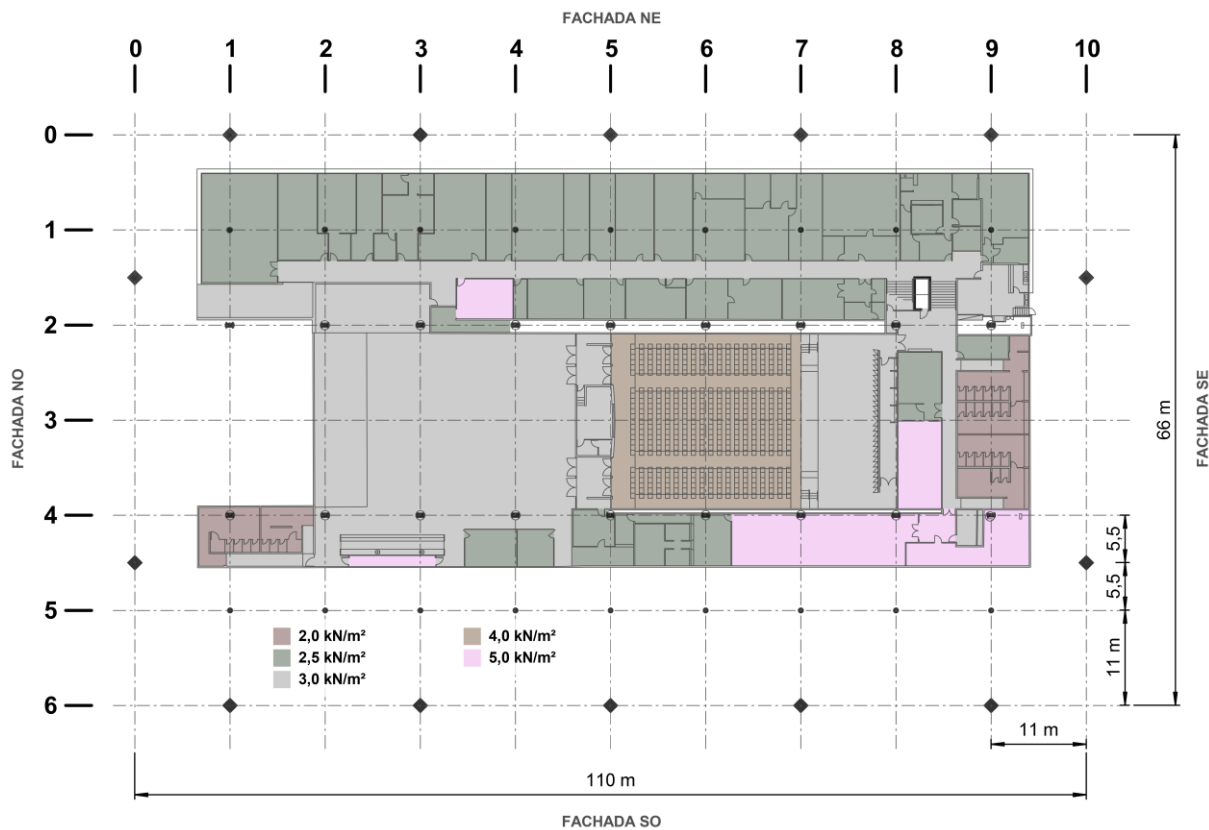
TABELA 4.12: Valores característicos nominais das cargas verticais variáveis referentes aos usos existentes no edifício Vilanova Artigas.

| Local | local | carga uniformemente distribuída [kN/m ²] |
|---------------------------------------|---|--|
| escolas, instituições de ensino | depósitos | 5 |
| | auditório com assentos fixos | 4 |
| | salas de aula, corredores, cafés, cozinhas e restaurantes | 3 |
| | salas administrativas | 2,5 |
| | sanitários e vestiários | 2 |
| bibliotecas | regiões de arquivos deslizantes | 5 |
| | sala de leitura (com estantes) | 4 |
| | sala de leitura (sem estantes) | 3 |
| balcões, sacadas, varandas e terraços | com acesso público | 4 |
| áreas técnicas | poço de elevador de passageiros | 50 |
| | sala de ventiladores, pressurização, exaustores | 3 |
| coberturas | com acesso apenas para manutenção ou inspeção | 1 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor, adaptada da ABNT NBR 6120 (2019, p. 17-27) para os usos existentes no edifício Vilanova Artigas.

FIGURA 4.33 – Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes no primeiro e segundo subsolos (auditório e laboratórios, respectivamente) do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos, em kN/m², foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e TABELA 4.12.

FIGURA 4.34 – Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes no “bloco A” (salão caramelo) e “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas.

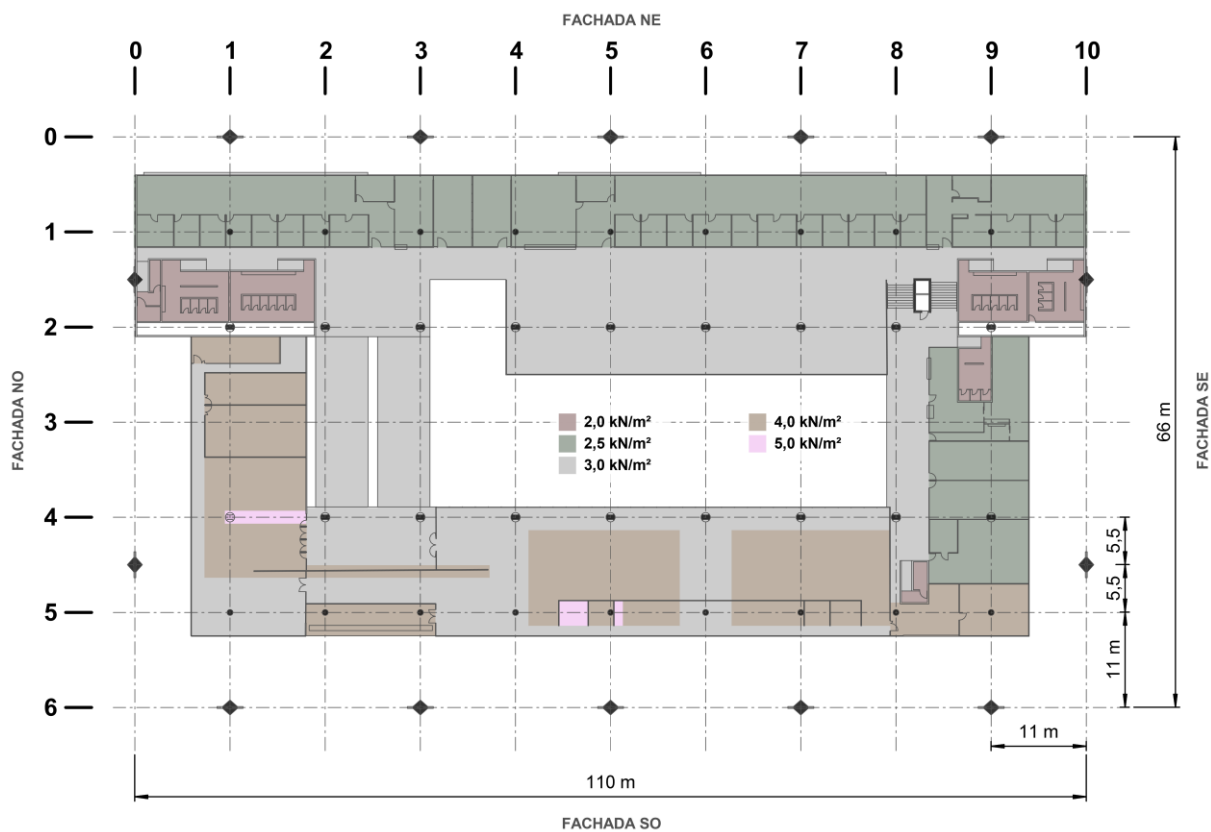
Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e TABELA 4.12.

FIGURA 4.35 – Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes no “bloco C” (biblioteca) e “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas.

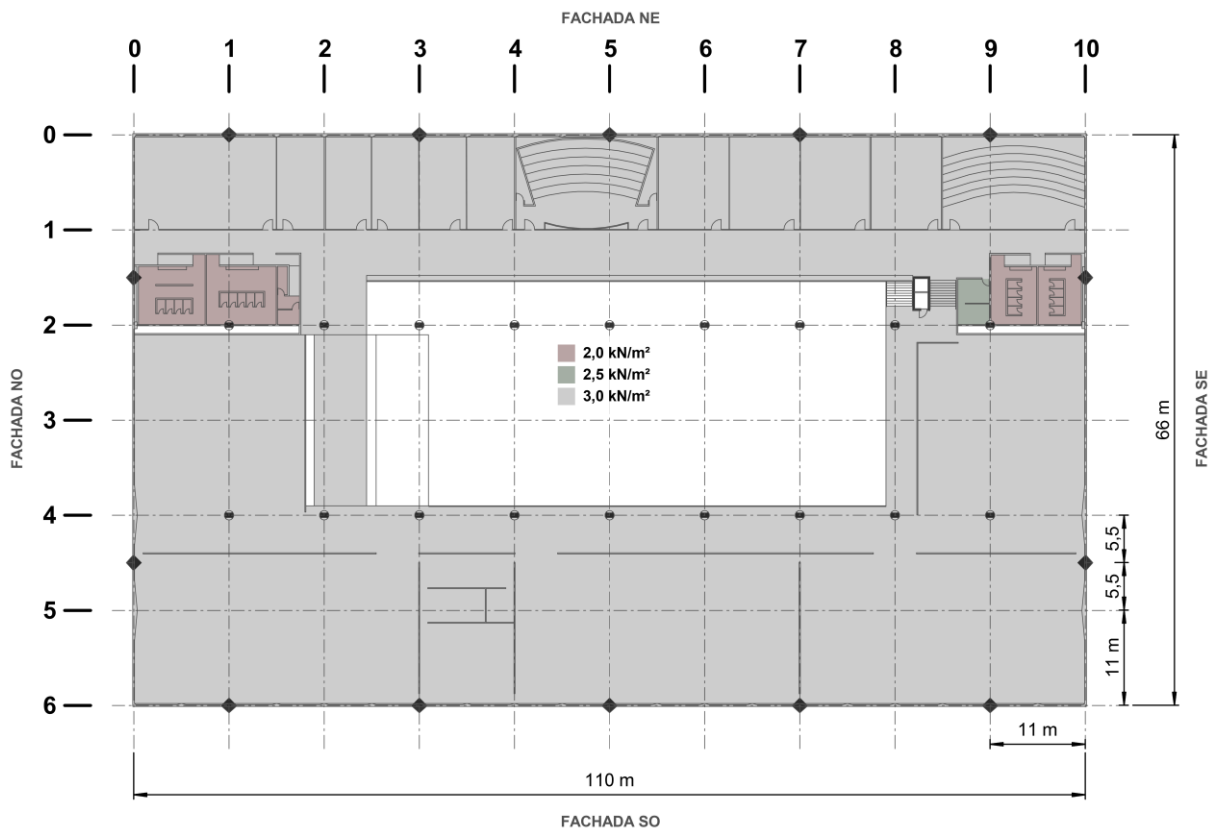
Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e TABELA 4.12.

FIGURA 4.36 – Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes no “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas.

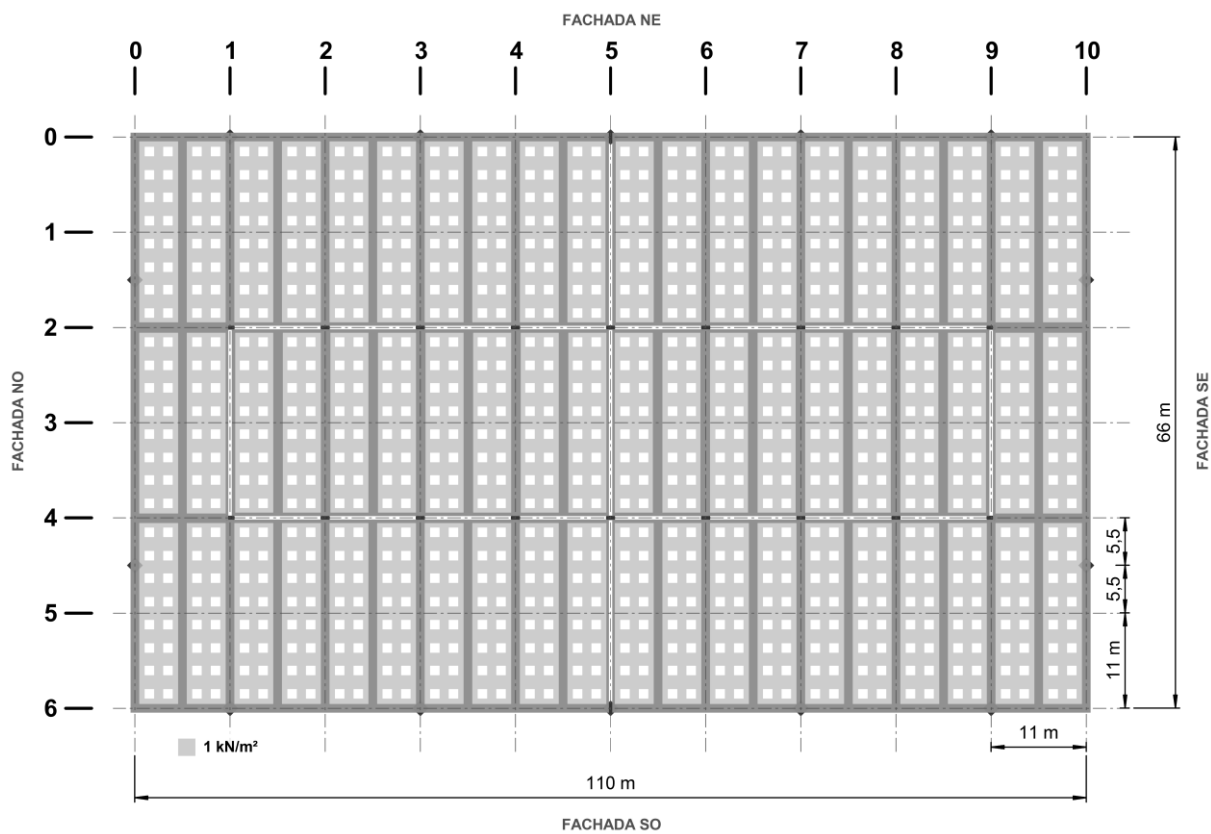
Os pesos, em kN/m^2 , foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e TABELA 4.12.

FIGURA 4.37 – Estimativa dos valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes ao uso presente na cobertura do edifício Vilanova Artigas.

Os pesos, em kN/m², foram supostos uniformemente distribuídos sobre a superfície das lajes em que atuam.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de inspeções no local e TABELA 4.12.

TABELA 4.13: Valores característicos da ação variável direta relativa às cargas acidentais verticais referentes aos usos presentes em cada pavimento do edifício Vilanova Artigas.

Na tabela não consta a carga acidental de 50 kN/m² relativa ao poço de elevador de passageiros, devido a essa constituir-se em estrutura independente (presença de junta em todo o perímetro).

| pavimento | área (A) | acidentais (USO) | | $\frac{USO}{A}$ |
|----------------|-------------------|------------------|-------------|----------------------|
| | [m ²] | [kN] | [%] | [kN/m ²] |
| cobertura | 7.295 | 3.755 | 6% | 0,51 |
| salas de aula | 2.238 | 6.188 | 11% | 2,77 |
| estúdios | 3.574 | 10.415 | 18% | 2,91 |
| departamentos | 2.222 | 5.894 | 10% | 2,65 |
| biblioteca | 2.196 | 7.225 | 12% | 3,29 |
| museu | 1.830 | 5.505 | 9% | 3,01 |
| salão caramelo | 2.563 | 7.291 | 12% | 2,84 |
| laboratórios | 1.635 | 4.047 | 7% | 2,48 |
| auditório | 2.445 | 8.265 | 14% | 3,38 |
| total | 25.998 | 58.586 | 100% | 2,25 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

4.3.1.2 Ação do vento

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 62) recomenda que os efeitos relativos à ação do vento sejam considerados nas edificações e determinados por meio da ABNT NBR 6123.

Segundo a ABNT NBR 6123 (1988, p. 5), a componente da força global do vento atuante numa determinada direção, também nomeada força de arrasto (F_a), é obtida por meio da expressão (4.15), reproduzida a seguir:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (4.15)$$

onde:

F_a força de arrasto, expressa em N , relativa à ação do vento nas direções x (0° e 180°) e y (90° e 270°) em estudo;

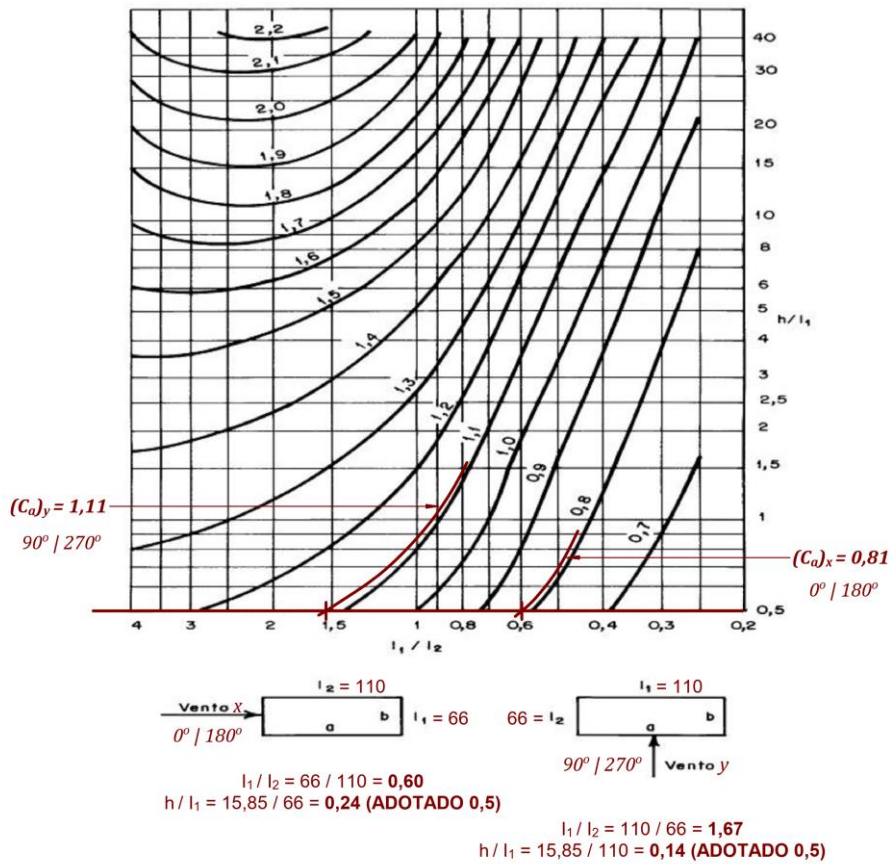
C_a coeficiente de arrasto relativo à ação do vento nas direções x (0° e 180°) e y (90° e 270°) em estudo;

| | |
|-------|---|
| q | pressão dinâmica do vento, expressa em N/m^2 , correspondente à velocidade característica V_k , em condições normais de pressão (1 atm) e temperatura (15°C); |
| A_e | área frontal efetiva, expressa em m^2 : área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento nas direções x (0° e 180°) e y (90° e 270°) em estudo; |

Os coeficientes de arrasto (C_a) para edificações paralelepípedicas submetidas a vento de baixa turbulência nas direções x (0° e 180°) e y (90° e 270°) foram determinados graficamente a partir da FIGURA 4.38, adaptada da ABNT NBR 6123 (1988, p. 20). Para tal, utilizaram-se proporções entre as dimensões da edificação, as quais foram obtidas da FIGURA 2.1 e FIGURA 2.3 do item 2.2 no CAPÍTULO 2: altura de 15,75 m (em relação ao nível do terreno, tomado na cota 725,00), largura de 66 m e comprimento de 110 m.

De acordo com a FIGURA 4.38, como a relação h/I_1 resulta, para ambas as direções, inferior ao valor mínimo disposto no gráfico, essa foi tomada, em favor da segurança, com 0,5. Assim, os valores obtidos para o coeficiente de arrasto (C_a) nas direções x (0° e 180°) e y (90° e 270°) de incidência do vento foram, respectivamente, 0,81 e 1,11.

FIGURA 4.38 – Determinação dos coeficientes de arrasto (C_a) do edifício Vilanova Artigas para as direções x (0° e 180°) e y (90° e 270°) de incidência do vento.



Fonte: figura elaborada pelo autor, adaptada da ABNT NBR 6123 (1988, p. 20) para o caso do edifício Vilanova Artigas, cujas dimensões foram extraídas da FIGURA 2.1 E FIGURA 2.3 do item 2.2 no CAPÍTULO 2.

Quanto à pressão dinâmica do vento (q), indicada na equação (4.15), é determinada por meio da expressão a seguir, reproduzida da ABNT NBR 6123 (1988, p. 4):

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \tag{4.16}$$

onde:

V_k velocidade característica do vento, expressa em m/s .

Por sua vez, a velocidade característica do vento (V_k) é obtida por meio da equação (4.17), extraída da ABNT NBR 6123 (1988, p. 2):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \tag{4.17}$$

onde:

| | |
|-------|---|
| V_0 | velocidade básica do vento, expressa em m/s ; |
| S_1 | fator topográfico; |
| S_2 | fator referente ao efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação; |
| S_3 | fator estatístico. |

Para o caso do edifício Vilanova Artigas, situado na cidade de São Paulo, adotou-se para a velocidade básica do vento (V_0) 40 m/s, com base nas isopletas apresentadas na ABNT NBR 6123 (1988, p. 6). Em relação ao fator topográfico, considerou-se $S_1 = 1$, o qual se refere, segundo ABNT NBR 6123 (1988, p. 5), a “terreno plano ou fracamente acidentado”.

Quanto ao fator S_2 , foi obtido a partir da Tabela 2 constante na ABNT NBR 6123 (1988, p. 10), assumindo “categoria IV”²⁸³ para a rugosidade do terreno, “classe C”²⁸⁴ para as dimensões da edificação, e as alturas (z) indicadas na TABELA 4.14, referentes a distância de cada um dos pavimentos do edifício em relação ao terreno, tomado na cota 725,00. Assim, obteve-se para S_2 um valor para cada cota z de interesse, com os quais se pôde determinar V_k e q por meio das expressões (4.17) e (4.16), respectivamente.

²⁸³ De acordo com a ABNT NBR 6123 (1988, p. 8), a “categoria IV” compreende “terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada”. Nesta categoria a cota média do topo dos obstáculos é de 10 m, mas inclui, no entanto, zonas com obstáculos maiores que, segundo a norma, não podem ser classificados na “categoria V”, a qual abrange obstáculos com altura igual ou superior a 25 m.

²⁸⁴ Segundo a ABNT NBR 6123 (1988, p. 9), a “classe C” compreende “toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m”.

TABELA 4.14: Determinação da pressão dinâmica do vento (q), com base nas velocidades características (V_k) associadas a cada nível estrutural de referência tomado para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

z : distância de cada um dos pavimentos do edifício em relação ao terreno, tomado na cota 725,00;

S_2 : fator referente ao efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação. Obtido a partir da Tabela 2 constante na ABNT NBR 6123 (1988, p. 10), assumindo “categoria IV” para a rugosidade do terreno, “classe C” para as dimensões da edificação e as alturas (z) indicadas. Os valores foram interpolados linearmente a partir dos existentes na tabela da norma;

V_k : velocidade característica do vento, obtido com base na expressão (4.17), assumindo $V_0 = 40 \text{ m/s}$, $S_1 = S_3 = 1$ e os valores de S_2 indicados na tabela;

q : pressão dinâmica do vento, obtida com base na expressão (4.16), assumindo os valores de V_k indicados na tabela.

| pavimento | cota | z [m] | S_2 categoria IV classe C | V_k [m/s] | q [kN/m ²] |
|------------------|-------------|-----------------|---|----------------------------------|---|
| cobertura | 739,335 | 14,335 | 0,835 | 33,387 | 0,683 |
| salas de aula | 735,30 | 10,300 | 0,802 | 32,096 | 0,631 |
| estúdios | 733,40 | 8,400 | 0,778 | 31,104 | 0,593 |
| departamentos | 731,50 | 6,500 | 0,751 | 30,040 | 0,553 |
| biblioteca | 729,60 | 4,600 | 0,730 | 29,200 | 0,523 |
| museu | 727,70 | 2,700 | 0,730 | 29,200 | 0,523 |
| salão caramelo | 725,80 | 0,800 | 0,730 | 29,200 | 0,523 |
| terreno | 725,00 | - | | | |

Fonte: tabela elaborada pelo autor.

Por fim, quanto à área frontal efetiva A_e , requerida na equação (4.15) para obtenção da força de arrasto F_a , foi delimitada segundo áreas de contribuição de fachada associadas a cada nó definido pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos, conforme apresentado na FIGURA 4.39, FIGURA 4.40 e FIGURA 4.41 para, respectivamente, as fachadas noroeste (vento a 0°), sudoeste (vento a 90°) e nordeste (vento a 270°). Nelas são também indicadas as forças devidas ao vento (forças de arrasto – F_a) obtidas em cada nó, com os coeficientes de arrasto referentes a cada direção, conforme indicado na FIGURA 4.38 – $(C_a)_x = 0,81$ e $(C_a)_y = 1,11$ –, com a pressão dinâmica do vento (q), conforme determinado na TABELA 4.14 e com as áreas frontais efetivas (A_e) indicadas na figura para cada nó. Para a fachada sudeste (vento a 180°), as áreas de contribuição e as forças de arrasto são idênticas às da fachada noroeste, espelhando-se, no entanto a FIGURA 4.39 no eixo 3.

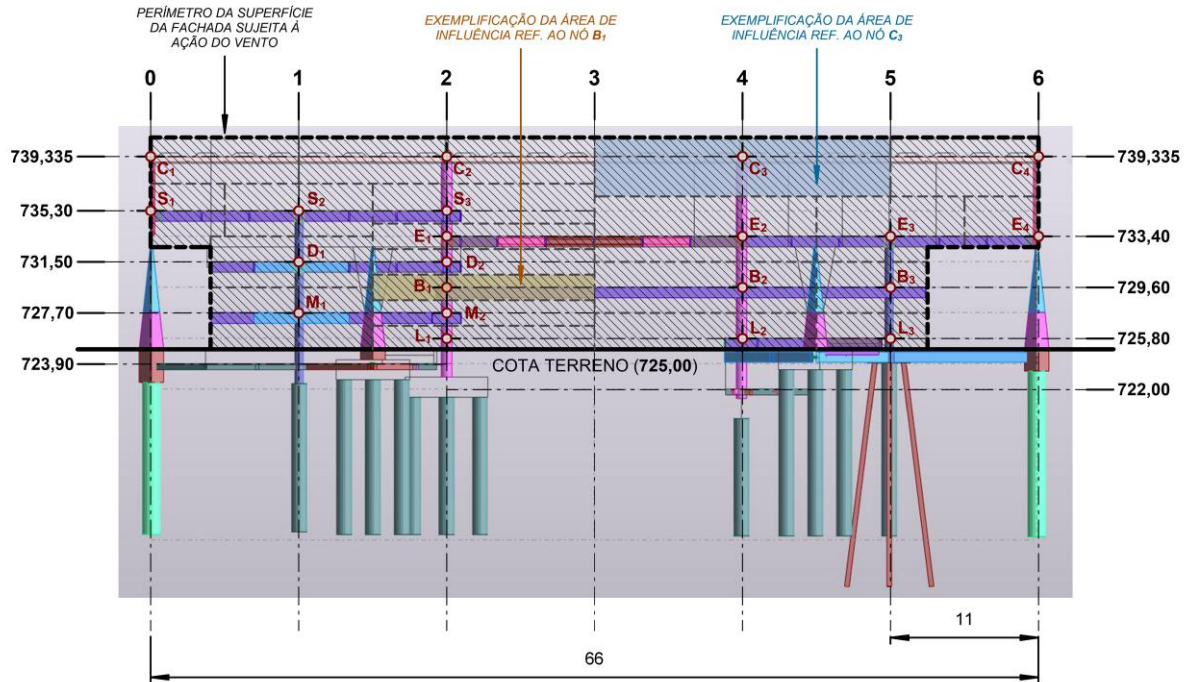
FIGURA 4.39 – Forças devidas ao vento (forças de arrasto – F_a) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

As forças foram distribuídas segundo as áreas de influência relativas a cada nó da fachada noroeste (direção x a 0°)

As cotas indicadas, adotadas nos modelos estruturais analíticos, posicionam-se na face superior das lajes dos pavimentos.

As forças em cada nó foram obtidas por meio da EQ. (4.15), com coeficiente de arrasto $C_a = 0,81$ (referente à direção x , conforme indicado na FIGURA 4.38), pressão dinâmica do vento (q) conforme determinado na TABELA 4.14 e com as áreas frontais efetivas (A_e) indicadas na figura para cada nó.

z : distância de cada um dos pavimentos do edifício em relação ao terreno, tomado na cota 725,00.



| z [m] | ÁREA DE INFLUÊNCIA [m ²] E FORÇA ARRASTO [kN] NOS NÓS | | | | | | z [m] | |
|---------|---|---------------|--|--|--|--|--|----------------------------|
| 14,335 | 739,335 | COBERTURA | C ₁ 37,76 m ² 20,90 kN | C ₂ 75,52 m ² 41,80 kN | C ₃ 96,42 m ² 53,36 kN | C ₄ 48,21 m ² 26,68 kN | TOTAL 257,90 m ² (H _v) _x = 142,74 kN | |
| 10,30 | 735,30 | SALAS DE AULA | S ₁ 25,11 m ² 12,84 kN | S ₂ 43,09 m ² 22,04 kN | S ₃ 48,96 m ² 25,05 kN | | TOTAL 117,16 m ² (H _v) _x = 59,93 kN | |
| | | TOTAL | | E ₁ 31,35 m ² 15,06 kN | E ₂ 80,31 m ² 38,58 kN | E ₃ 50,52 m ² 24,27 kN | E ₄ 20,72 m ² 9,95 kN | ESTÚDIOS 733,40 8,40 |
| 6,50 | 731,50 | DEPARTAMENTOS | D ₁ 45,79 m ² 20,52 kN | D ₂ 31,35 m ² 14,05 kN | | | TOTAL 77,14 m ² (H _v) _x = 34,56 kN | |
| | | TOTAL | | B ₁ 31,35 m ² 13,27 kN | B ₂ 62,70 m ² 26,54 kN | B ₃ 31,35 m ² 13,27 kN | | BIBLIOTECA 729,60 4,60 |
| 2,70 | 727,70 | MUSEU | M ₁ 55,43 m ² 23,47 kN | M ₂ 31,35 m ² 13,27 kN | | | TOTAL 86,78 m ² (H _v) _x = 36,74 kN | |
| | | TOTAL | | L ₁ 28,88 m ² 12,22 kN | L ₂ 44,55 m ² 18,86 kN | L ₃ 22,28 m ² 9,43 kN | | SALÃO CARAMELO 725,80 0,80 |

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de imagem extraída do modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

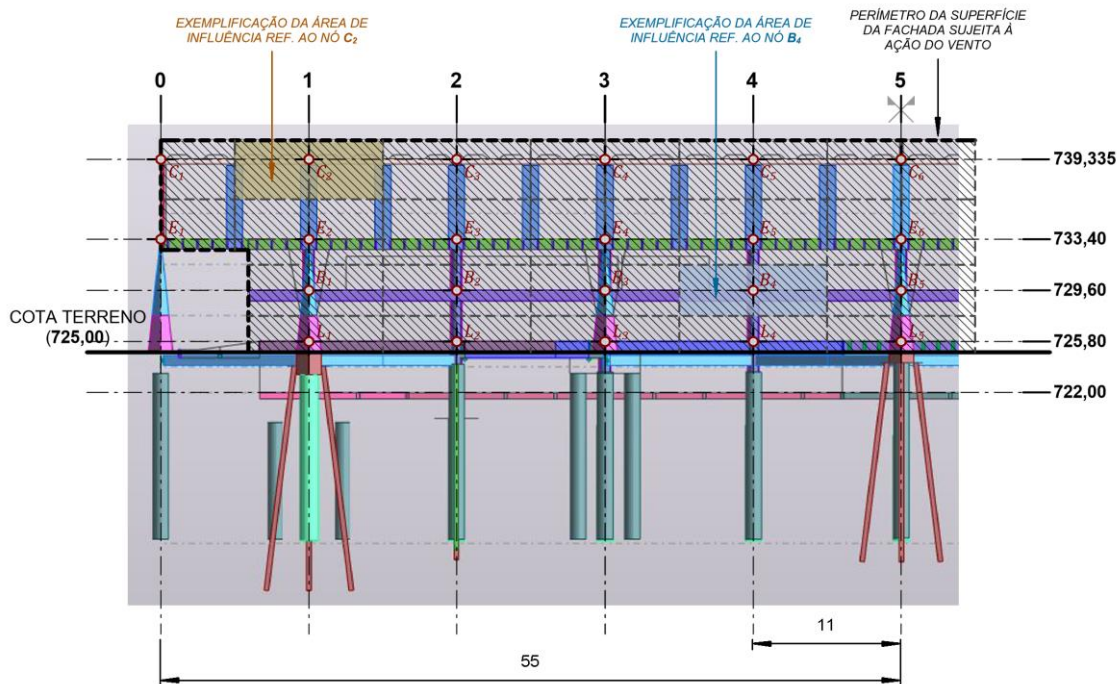
FIGURA 4.40 – Forças devidas ao vento (forças de arrasto – F_a) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

As forças foram distribuídas segundo as áreas de influência relativas a cada nó da fachada sudoeste (direção y a 90°)

As cotas indicadas, adotadas nos modelos estruturais analíticos, posicionam-se na face superior das lajes dos pavimentos.

As forças em cada nó foram obtidas por meio da EQ. (4.15), com coeficiente de arrasto $C_a = 1,11$ (referente à direção y , conforme indicado na FIGURA 4.38), pressão dinâmica do vento (q) conforme determinado na TABELA 4.14 e com as áreas frontais efetivas (A_e) indicadas na figura para cada nó.

z : distância de cada um dos pavimentos do edifício em relação ao terreno, tomado na cota 725,00.



| z [m] | ÁREA DE INFLUÊNCIA [m ²] E FORÇA ARRASTO [kN] NOS NÓS | | | | | | | | |
|---------|---|----------------|--|--|--|--|--|--|---|
| 14,335 | 739,335 | COBERTURA | C ₁ 24,10 m ² 18,28 kN | C ₂ 48,21 m ² 36,56 kN | C ₃ 48,21 m ² 36,56 kN | C ₄ 48,21 m ² 36,56 kN | C ₅ 48,21 m ² 36,56 kN | C ₆ 48,21 m ² 36,56 kN | TOTAL 482,08 m ² (H _v) ₉₀ = 365,64 kN |
| 8,40 | 733,40 | ESTÚDIOS | E ₁ 20,72 m ² 13,64 kN | E ₂ 52,44 m ² 34,52 kN | E ₃ 53,54 m ² 35,25 kN | E ₄ 53,54 m ² 35,25 kN | E ₅ 53,54 m ² 35,25 kN | E ₆ 53,54 m ² 35,25 kN | TOTAL 521,13 m ² (H _v) ₉₀ = 343,05 kN |
| 4,60 | 729,60 | BIBLIOTECA | | B ₁ 38,00 m ² 22,05 kN | B ₂ 41,80 m ² 24,25 kN | B ₃ 41,80 m ² 24,25 kN | B ₄ 41,80 m ² 24,25 kN | B ₅ 41,80 m ² 24,25 kN | TOTAL 368,60 m ² (H _v) ₉₀ = 213,85 kN |
| 0,80 | 725,80 | SALÃO CARAMELO | | L ₁ 27,00 m ² 15,66 kN | L ₂ 29,70 m ² 17,23 kN | L ₃ 29,70 m ² 17,23 kN | L ₄ 29,70 m ² 17,23 kN | L ₅ 29,70 m ² 17,23 kN | TOTAL 261,90 m ² (H _v) ₉₀ = 151,94 kN |

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de imagem extraída do modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022©.

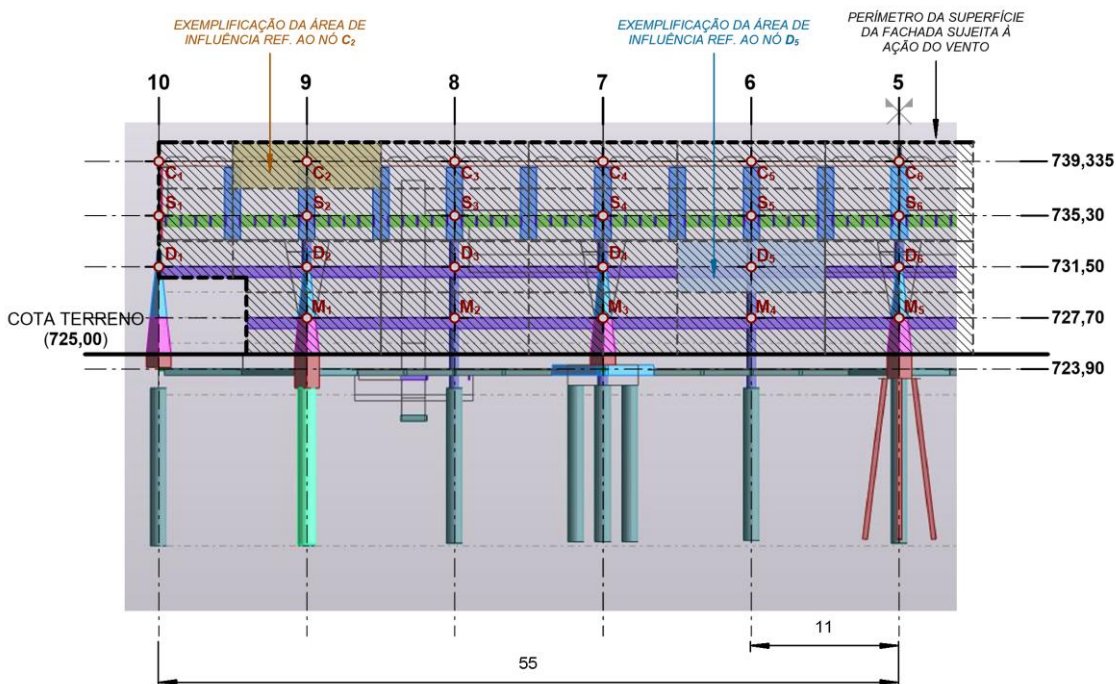
FIGURA 4.41 – Forças devidas ao vento (forças de arrasto – F_a) associadas a cada nó determinado pela interseção dos eixos dos pilares com os níveis estruturais de referência adotados para os pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

As forças foram distribuídas segundo as áreas de influência relativas a cada nó da fachada nordeste (direção y a 270°)

As cotas indicadas, adotadas nos modelos estruturais analíticos, posicionam-se na face superior das lajes dos pavimentos.

As forças em cada nó foram obtidas por meio da EQ. (4.15), com coeficiente de arrasto $C_a = 1,11$ (referente à direção y , conforme indicado na FIGURA 4.38), pressão dinâmica do vento (q) conforme determinado na TABELA 4.14 e com as áreas frontais efetivas (A_e) indicadas na figura para cada nó.

z : distância de cada um dos pavimentos do edifício em relação ao terreno, tomado na cota 725,00.



| z [m] | | | ÁREA DE INFLUÊNCIA [m ²] E FORÇA ARRASTO [kN] NOS NÓS | | | | | | |
|---------|---------|---------------|---|---|---|---|---|---|---|
| 14,335 | 739,335 | COBERTURA | C ₁ 18,88 m ² 14,32 kN | C ₂ 37,76 m ² 28,64 kN | C ₃ 37,76 m ² 28,64 kN | C ₄ 37,76 m ² 28,64 kN | C ₅ 37,76 m ² 28,64 kN | C ₆ 37,76 m ² 28,64 kN | TOTAL 377,58 m ² (H_v)₂₇₀ = 286,38 kN |
| 10,30 | 735,30 | SALAS DE AULA | S ₁ 21,55 m ² 15,10 kN | S ₂ 43,09 m ² 30,21 kN | S ₃ 43,09 m ² 30,21 kN | S ₄ 43,09 m ² 30,21 kN | S ₅ 43,09 m ² 30,21 kN | S ₆ 43,09 m ² 30,21 kN | TOTAL 430,93 m ² (H_v)₂₇₀ = 302,06 kN |
| 6,50 | 731,50 | DEPARTAMENTOS | D ₁ 14,85 m ² 9,12 kN | D ₂ 40,70 m ² 24,99 kN | D ₃ 41,80 m ² 25,67 kN | D ₄ 41,80 m ² 25,67 kN | D ₅ 41,80 m ² 25,67 kN | D ₆ 41,80 m ² 25,67 kN | TOTAL 403,70 m ² (H_v)₂₇₀ = 247,88 kN |
| 2,70 | 727,70 | MUSEU | | M ₁ 46,00 m ² 26,69 kN | M ₂ 50,60 m ² 29,36 kN | M ₃ 50,60 m ² 29,36 kN | M ₄ 50,60 m ² 29,36 kN | M ₅ 50,60 m ² 29,36 kN | TOTAL 446,20 m ² (H_v)₂₇₀ = 258,87 kN |

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de imagem extraída do modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

4.3.2 Ações variáveis indiretas

As ações variáveis indiretas consideradas nas combinações realizadas nos modelos estruturais analíticos elaborados nesta pesquisa compreendem apenas as variações uniformes de temperatura da estrutura, conforme discutido no item 4.3.2.1 a seguir.

4.3.2.1 Variações uniformes de temperatura

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 62), os efeitos causados pela insolação direta e pela variação da temperatura da atmosfera causam, globalmente na estrutura, uma variação de temperatura considerada uniforme. A normalização preconiza aplicar nos elementos estruturais, oscilações de temperatura distintas em função da menor dimensão que possuem. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 62-63), preconiza-se adotar em elementos estruturais cuja menor dimensão não ultrapasse 50 cm, uma oscilação de temperatura entre 10 °C e 15 °C; nos elementos maciços ou ocos com a menor dimensão superior a 70 cm, entre 5 °C e 10 °C; e por fim, no caso de elementos estruturais que possuem a menor dimensão entre 50 cm e 70 cm admite-se que seja feita interpolação linear entre os limites estabelecidos. A ABNT NBR 6118 (2014, p. 63) prevê ainda que seja escolhido um valor entre os extremos preconizados caso haja dados de temperaturas médias de verão e inverno na localidade. Nesta situação recomenda-se adotar como oscilação, 50% da diferença entre as temperaturas médias obtidas nos dois períodos do ano.

Como no edifício Vilanova Artigas há elementos estruturais com dimensões mínimas que se enquadram nos três agrupamentos²⁸⁵ – inferior a 50 cm, entre 50 cm e 70 cm e superior a 70 cm –, e ainda, não se dispõe de dados de temperaturas médias de verão e inverno no entorno da edificação, estimou-se, para o cômputo dos efeitos gerados pela variação uniforme de temperatura, uma oscilação global de 10 °C aplicada a todos os elementos estruturais representados geometricamente nos modelos analíticos.

²⁸⁵ Como por exemplo, vigas de 50 x 80 cm, 70 x 80 cm e 77 x 80 presentes no pavimento destinado à biblioteca (cf. FIGURA 2.76 no CAPÍTULO 2).

4.4 Combinções de ações

Conforme a ABNT NBR 8681 (2004, p. 6) e ABNT NBR 6118 (2014, p. 66), as combinações de ações visam a determinação dos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura em relação aos estados-limites últimos (ELU) e estados-limites de serviço (ELS), verificados, respectivamente, a partir das combinações últimas e combinações de serviço.

Os estados-limites referem-se, segundo a ABNT NBR 8681 (2004, p. 1), “aos estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção”. Conforme indicado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 4), aos estados-limites últimos (ELU) recaem as verificações em relação “ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura” e, quanto aos estados-limites de serviço (ELS), a ABNT NBR 8681 (2004, p. 1) os relaciona a “estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura”.

Os carregamentos definidos pelas combinações de ações classificam-se, de acordo com a ABNT NBR 8681 (2004, p. 6), em normais, especiais, excepcionais e de construção. Nesta pesquisa foram considerados apenas os carregamentos normais, ou seja, os que decorrem do uso previsto para o edifício, com duração igual ao período de referência da estrutura. Em 4.4.1 são discutidos os carregamentos normais relativos às combinações últimas para verificações no ELU e, em 4.4.2, os relativos às combinações de serviço para verificações no ELS.

4.4.1 Combinções últimas

As combinações últimas normais, utilizadas nas verificações da segurança estrutural no ELU, foram determinadas por meio da expressão (4.18) apresentada a seguir, reproduzida da ABNT NBR 6118 (2014, p. 67).

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \quad (4.18)$$

onde:

| | |
|-------------------------------------|---|
| F_d | valor de cálculo das ações para combinação última; |
| F_{gk} | ações permanentes diretas discutidas em 4.2.1; |
| $F_{\varepsilon gk}$ | ações permanentes indiretas apresentadas em 4.2.2. Nesta pesquisa, compreende apenas as imperfeições geométricas, as quais, conforme discutido em 4.2.2.1 serão adicionadas à ação de vento e, portanto, consideradas como ação variável (F_{qk}); |
| F_{qk} | ações variáveis diretas discutidas em 4.3.1, das quais F_{q1k} é escolhida principal; |
| $F_{\varepsilon qk}$ | ações variáveis indiretas discutidas em 4.3.2; |
| $\gamma_g \ \gamma_{\varepsilon g}$ | coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas (γ_g) e indiretas ($\gamma_{\varepsilon g}$). Para ações com efeito desfavorável, $\gamma_g = \gamma_{\varepsilon g} = 1,4$ e para ações com efeito favorável, $\gamma_g = \gamma_{\varepsilon g} = 1,0$; |
| $\gamma_q \ \gamma_{\varepsilon q}$ | coeficientes de ponderação para ações variáveis diretas (γ_q) e indiretas ($\gamma_{\varepsilon q}$). Para variações de temperatura, $\gamma_{\varepsilon q} = 1,2$ e para demais ações variáveis, $\gamma_q = 1,4$; |
| $\psi_{0j} \ \psi_{0\varepsilon}$ | fatores de redução de combinação para ações variáveis diretas (ψ_{0j}) e indiretas ($\psi_{0\varepsilon}$). Para cargas previstas para o uso da edificação, $\psi_0 = 0,7$; para ação do vento, $\psi_0 = 0,6$; e para variações de temperatura, $\psi_{0\varepsilon} = 0,6$. |

Os valores indicados na equação (4.18) para os coeficientes de ponderação das ações (γ) e para os fatores de redução de combinação para ações variáveis (ψ_0) foram extraídos, respectivamente, das tabelas 11.1 e 11.2 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 65). Para determinação dos fatores de redução referente às cargas acidentais, considerou-se para a edificação a categoria de edifício público, ou seja, “locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas”.

A partir da equação (4.18), obtiveram-se os 16 carregamentos reunidos na TABELA 4.15 para as combinações últimas normais utilizadas nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas.

TABELA 4.15: Carregamentos definidos pelas combinações últimas normais utilizadas nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas.

AVP: ações verticais permanentes diretas. Contemplam o peso próprio da estrutura de concreto armado (4.2.1.1); dos elementos construtivos fixos (4.2.1.2); das instalações permanentes (4.2.1.2.6) e o peso da água em reservatórios (4.2.1.4).

EMP: empuxos permanentes devidos ao peso próprio de terras que atuam nas superfícies verticais das contenções presentes nos subsolos do edifício, conforme discutido em 4.2.1.3.

USO: cargas acidentais previstas para o uso da edificação, conforme discutido em 4.3.1.1.

VG: ações horizontais devidas ao vento (4.3.1.2) agrupadas às decorrentes das imperfeições geométricas globais (4.2.2.1). A justificativa para a sobreposição dos efeitos foi discutida em 4.2.2.1. VG000 refere-se às ações horizontais de vento e desaprumo atuantes a 0°, isto é, no sentido de noroeste para sudeste; VG090, a 90° (de sudoeste para nordeste); VG180, a 180° (de sudeste para noroeste); VG270, a 270° (de nordeste para sudoeste).

TMP: ações variáveis indiretas referentes à variação uniforme de temperatura, conforme discutido em 4.3.2.1.

O coeficiente 0,98 é produto dos fatores $\gamma_q = 1,4$ e $\psi_0 = 0,7$; o coeficiente 0,84 é produto dos fatores $\gamma_q = 1,4$ e $\psi_0 = 0,6$; o coeficiente 0,72 é produto dos fatores $\gamma_{eq} = 1,2$ e $\psi_{0e} = 0,6$.

| combinações | ações permanentes diretas | | | | | ações variáveis | | | | | | | | |
|-------------|---------------------------|-----|---|-----|---------|-----------------|------|-----|-----------|------|-------|---|------|-----|
| | | | | | diretas | | | | indiretas | | | | | |
| ELU-01 | 1,4 | AVP | + | 1,4 | EMP | + | 1,4 | USO | + | 0,84 | VG000 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-02 | 1,4 | AVP | + | 1,4 | EMP | + | 0,98 | USO | + | 1,4 | VG000 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-03 | 1,4 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 1,4 | USO | + | 0,84 | VG000 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-04 | 1,4 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,98 | USO | + | 1,4 | VG000 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-05 | 1,4 | AVP | + | 1,4 | EMP | + | 1,4 | USO | + | 0,84 | VG090 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-06 | 1,4 | AVP | + | 1,4 | EMP | + | 0,98 | USO | + | 1,4 | VG090 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-07 | 1,4 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 1,4 | USO | + | 0,84 | VG090 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-08 | 1,4 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,98 | USO | + | 1,4 | VG090 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-09 | 1,4 | AVP | + | 1,4 | EMP | + | 1,4 | USO | + | 0,84 | VG180 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-10 | 1,4 | AVP | + | 1,4 | EMP | + | 0,98 | USO | + | 1,4 | VG180 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-11 | 1,4 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 1,4 | USO | + | 0,84 | VG180 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-12 | 1,4 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,98 | USO | + | 1,4 | VG180 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-13 | 1,4 | AVP | + | 1,4 | EMP | + | 1,4 | USO | + | 0,84 | VG270 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-17 | 1,4 | AVP | + | 1,4 | EMP | + | 0,98 | USO | + | 1,4 | VG270 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-15 | 1,4 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 1,4 | USO | + | 0,84 | VG270 | + | 0,72 | TMP |
| ELU-16 | 1,4 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,98 | USO | + | 1,4 | VG270 | + | 0,72 | TMP |

Fonte: tabela elaborada pelo autor.

Conforme apresentado na TABELA 4.15, os 16 carregamentos foram reunidos em quatro grupos. Os carregamentos ELU-01 a ELU-04 contemplam as ações horizontais de vento e desaprumo atuantes a 0°, isto é, no sentido de noroeste para sudeste; ELU-05 a ELU-08, os atuantes a 90° (de sudoeste para nordeste); ELU-

09 a ELU-12, os atuantes a 180° (de sudeste para noroeste); e ELU-12 a ELU-16, os atuantes a 270° (de nordeste para sudoeste). As duas primeiras combinações de cada agrupamento consideram desfavoráveis os efeitos que empuxos devidos ao peso próprio de terras provocam sobre as contenções do edifício e as duas últimas combinações de cada grupo os consideram favoráveis, ou seja, supõe-se nestas, que as solicitações são aliviadas devido à atuação do empuxo. As combinações ímpares consideram as cargas previstas para o uso da edificação como ação variável principal e as combinações pares pressupõem como principal o efeito de vento agrupado ao de desaprumo.

4.4.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço, utilizadas nas verificações da segurança estrutural no ELS, são classificadas, segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 68), em combinações quase permanentes (CQP), combinações frequentes (CF) e combinações raras (CR) de ações, em decorrência do período de tempo em que permanecem atuando na estrutura. De acordo com a ABNT NBR 8681 (2004, p. 2), as combinações quase permanentes referem-se a “combinações de ações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período”; as combinações frequentes compreendem “combinações de ações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 105 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%”; e por fim, as combinações raras envolvem “combinações de ações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura”.

Essas combinações são utilizadas em verificações de diferentes estados-limites de serviço. Conforme a ABNT NBR 8681 (2004, p. 68), as CQP's são usualmente empregadas na verificação do estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) da estrutura e de vedações; as CF's, na verificação dos estados-limites de formação de fissuras (ELS-F), de abertura de fissuras (ELS-W), e de vibrações excessivas (ELS-VE); e as CR's, na verificação do estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) no elemento estrutural.

Nesta pesquisa foram contempladas apenas as combinações quase permanentes (CQP) e as frequentes (CF), determinadas, respectivamente, por meio

das expressões (4.19) e (4.20) apresentadas a seguir, reproduzidas da ABNT NBR 6118 (2014, p. 69).

$$F_{d,CQP} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (4.19)$$

onde:

| | |
|-------------|--|
| $F_{d,CQP}$ | valor de cálculo das ações para combinaçã quase permanente de serviço; |
| $F_{gi,k}$ | ações permanentes diretas discutidas em 4.2.1. As ações permanentes indiretas referentes às imperfeições geométricas globais discutidas em 4.2.2.1 não são consideradas nas combinações de serviço; |
| $F_{qj,k}$ | ações variáveis diretas e indiretas discutidas, respectivamente, em 4.3.1 e 4.3.2; |
| ψ_{2j} | fatores de reduçã de combinaçã para ações variáveis. Para cargas previstas para o uso da edificacão, $\psi_{2j} = 0,4$; para açã do vento, $\psi_{2j} = 0$; e para variações de temperatura, $\psi_{2j} = 0,3$. |

$$F_{d,CF} = \sum F_{gi,k} + \psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (4.20)$$

onde:

| | |
|-------------|--|
| $F_{d,CF}$ | valor de cálculo das ações para combinaçã frequente de serviço; |
| $F_{gi,k}$ | ações permanentes diretas discutidas em 4.2.1. As ações permanentes indiretas referentes às imperfeições geométricas globais discutidas em 4.2.2.1 não são consideradas nas combinações de serviço; |
| $F_{qj,k}$ | ações variáveis diretas e indiretas discutidas, respectivamente, em 4.3.1 e 4.3.2, das quais $F_{q1,k}$ é escolhida principal; |
| ψ_1 | fatores de reduçã de combinaçã para ações variáveis. Para cargas previstas para o uso da edificacão, $\psi_1 = 0,6$; para açã do vento, $\psi_1 = 0,3$; e para variações de temperatura, $\psi_1 = 0,5$; |
| ψ_{2j} | fatores de reduçã de combinaçã para ações variáveis. Para cargas previstas para o uso da edificacão, $\psi_{2j} = 0,4$; para açã do vento, $\psi_{2j} = 0$; e para variações de temperatura, $\psi_{2j} = 0,3$. |

Os valores indicados nas equações (4.19) e (4.20) para os fatores de reduçã de combinaçã para ações variáveis (ψ_1 e ψ_2) foram extraídos da tabela 11.2

da ABNT NBR 6118 (2014, p. 65). Para determinação dos fatores de redução referente às cargas acidentais, considerou-se para a edificação a categoria de edifício público, ou seja, “locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas”.

A partir das equações (4.19) e (4.20), obtiveram-se os 7 carregamentos reunidos na TABELA 4.16 para as combinações normais de serviço utilizadas nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas.

TABELA 4.16: Carregamentos definidos pelas combinações de serviço utilizadas nos modelos estruturais analíticos do edifício Vilanova Artigas.

AVP: ações verticais permanentes diretas. Contemplam o peso próprio da estrutura de concreto armado (4.2.1.1); dos elementos construtivos fixos (4.2.1.2); das instalações permanentes (4.2.1.2.6) e o peso da água em reservatórios (4.2.1.4).

EMP: empuxos permanentes devidos ao peso próprio de terras que atuam nas superfícies verticais das contenções presentes nos subsolos do edifício, conforme discutido em 4.2.1.3.

USO: cargas acidentais previstas para o uso da edificação, conforme discutido em 4.3.1.1.

V: ações horizontais devidas ao vento (4.3.1.2). V000 refere-se às ações horizontais de vento atuantes a 0°, isto é, no sentido de noroeste para sudeste; VG090, a 90° (de sudoeste para nordeste); VG180, a 180° (de sudeste para noroeste); VG270, a 270° (de nordeste para sudoeste).

TMP: ações variáveis indiretas referentes à variação uniforme de temperatura, conforme discutido em 4.3.2.1.

| combinações | ações permanentes diretas | | | | | | ações variáveis | | | | | | | |
|--------------|---------------------------|-----|---|-----|-----|---|-----------------|-----|---|-----------|------|---|-----|-----|
| | | | | | | | diretas | | | indiretas | | | | |
| CQP | 1,0 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,4 | USO | + | 0 | V | + | 0,3 | TMP |
| CF-01 | 1,0 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,6 | USO | + | 0 | V | + | 0,3 | TMP |
| CF-02 | 1,0 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,4 | USO | + | 0,3 | V000 | + | 0,3 | TMP |
| CF-03 | 1,0 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,4 | USO | + | 0,3 | V090 | + | 0,3 | TMP |
| CF-04 | 1,0 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,4 | USO | + | 0,3 | V180 | + | 0,3 | TMP |
| CF-05 | 1,0 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,4 | USO | + | 0,3 | V270 | + | 0,3 | TMP |
| CF-06 | 1,0 | AVP | + | 1,0 | EMP | + | 0,4 | USO | + | 0 | V | + | 0,5 | TMP |

Fonte: tabela elaborada pelo autor.

Conforme apresentado na TABELA 4.16, um dos carregamentos refere-se à CQP e seis referem-se à CF. Em relação às combinações frequentes, a combinação CF-01 considera as cargas acidentais previstas para o uso da edificação como ação variável principal; as combinações CF-02 a CF-05 consideram o vento atuante em cada direção como ação variável principal; e por fim, a combinação CF-06 toma como ação variável principal a variação uniforme de temperatura.

CAPÍTULO 5

Métodos de análise estrutural e representação dos materiais

Descrição do capítulo

O capítulo visa caracterizar os métodos de análise estrutural empregados nos modelos analíticos do edifício Vilanova Artigas, os quais diferem em função do comportamento admitido para os materiais estruturais. Discutem-se os métodos de análise linear e não linear simplificado adotados, e as propriedades para o concreto estrutural que deles decorrem. São caracterizadas também as propriedades dos materiais utilizados nos aparelhos de apoio dispostos sobre os consolos dos pilares centrais das fachadas longitudinais do edifício.

5.1 Introdução

As ações atuantes numa estrutura alteram tanto sua geometria inicial quanto o comportamento dos materiais que a constitui.

No concreto armado, conforme discutido na seção 1.5.4 do CAPÍTULO 1, o escoamento das armaduras, os efeitos da fissuração, fluência e da própria deformação plástica do concreto, entre outros de menor relevância, afastam-no do comportamento elástico-linear perfeito e conferem-lhe certa não linearidade, denominada física (NLF). Além dessa, discutiu-se ainda a não linearidade, dita geométrica (NLG), a qual decorre do efeito das ações incidentes na configuração geométrica deformada da estrutura.

Nos modelos analíticos desenvolvidos nesta pesquisa para o edifício Vilanova Artigas foram realizadas análises lineares e não lineares tanto em relação ao material concreto armado (NLF), quanto em relação à geometria da estrutura (NLG). No item 5.2 a seguir discute-se a representação adotada para o concreto armado nos modelos computacionais e, no item 5.3, a adotada para o elastômero fretado dos aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48.

5.2 Concreto armado

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 84), os métodos de análise estrutural diferem em função da idealização admitida para o comportamento dos materiais constituintes da estrutura em análise, ou seja, decorrem das simplificações adotadas para as propriedades dos materiais estruturais. Frente ao comportamento do concreto armado a ABNT NBR 6118 (2014, p. 85-86) apresenta cinco métodos de análise: análise linear, linear com redistribuição, plástica, não linear e análise por meio de modelos físicos.

Nesta pesquisa, os modelos analíticos elaborados contemplam análises linear e não linear, sendo esta simplificada considerada para o concreto armado mediante redução da rigidez dos elementos estruturais.

O item 5.2.1 apresentado a seguir, discute as simplificações adotadas para o concreto armado nas análises realizadas em regime linear e o item 5.2.2, as adotadas para sua representação simplificada em análises não lineares.

5.2.1 Análise linear

Na análise linear o comportamento dos materiais é admitido elástico-linear. Conforme indicado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 85), pode-se tomar, em análises globais, a seção bruta de concreto para obtenção das características geométricas dos elementos estruturais. No entanto, em análises locais para determinação de deslocamentos é preconizado que se considere, caso haja, a fissuração e, para verificação de flechas, além dessa, também a fluência (ABNT NBR 6118, 2014, p. 85, 91, 95).

Nas análises globais em regime linear não são consideradas, portanto, para efeito de obtenção dos esforços nos modelos computacionais, as características do aço presente nas armaduras, mas somente as do concreto estrutural de que os elementos estruturais são constituídos. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 85), adota-se nesse caso para o concreto, o módulo de deformação secante (E_{cs}) – expresso em MPa –, o qual se pode estimar a partir do módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}) por meio da expressão a seguir, extraída da ABNT NBR 6118 (2014, p. 24-25):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (5.1)$$

onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (5.2)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa} \quad (5.3)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} \cdot 1,25 \right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

sendo α_E a correção do módulo em função da natureza do agregado:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

e

f_{ck} resistência característica à compressão do concreto, expressa em MPa.

Para tensões de compressão atuantes inferiores a $0,5 f_c$ e para tensões de tração atuantes inferiores à f_{ct} a ABNT NBR 6118 (2014, p. 25) recomenda a adoção de 0,2 para o coeficiente de Poisson (ν) do concreto e propõe a expressão a seguir para determinação de seu módulo de elasticidade transversal (G_c):

$$G_c = \frac{E_{cs}}{2,4} \quad (5.5)$$

onde:

E_{cs} módulo de deformação secante do concreto;

f_c resistência à compressão do concreto;

f_{ct} resistência do concreto à tração direta.

A resistência do concreto à tração direta (f_{ct}) – que limita a validade do emprego de G_c e $\nu = 0,2$ nas análises lineares – pode ser considerada, conforme ABNT NBR 6118 (2014, p. 23), igual a $0,9 f_{ct,sp}$ ou $0,7 f_{ct,f}$, onde:

$f_{ct,sp}$ resistência do concreto à tração indireta;
 $f_{ct,f}$ resistência do concreto à tração na flexão.

Como $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$ são obtidos mediante ensaios laboratoriais, pode-se, na falta desses, avaliar f_{ct} mediante seu valor médio ou característico – expressos em MPa – a partir das expressões a seguir, extraídas da ABNT NBR 6118 (2014, p. 23):

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (5.6)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (5.7)$$

onde:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}, p/ \text{ concretos de classes até C50} \quad (5.8)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}), p/ \text{ concretos de classes C55 a C90} \quad (5.9)$$

Conforme pode-se notar, a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) é indiretamente utilizada nas expressões (5.1) e (5.5), das quais se obtêm os valores para E_{cs} e G_c a serem empregados nos modelos computacionais na análise linear. Isto posto, como o conceito de f_{ck} é posterior ao projeto do edifício Vilanova Artigas, cabe discutir qual valor lhe pode ser atribuído com vistas a estimar os parâmetros elásticos – E_{cs} e G_c – do concreto estrutural.

Em carta emitida por José Carlos de Figueiredo Ferraz em maio de 1966 ao Fundo de Construção da Cidade Universitária, o engenheiro afirma que “todo o concreto de fundação, lajes de subsolo, cortinas e arrimos será de $\sigma_{c28} = 250kg/cm^2$; tudo n’um volume de cerca de 900m³” e ainda que “todo o concreto estrutural será de $\sigma_{c28} = 320kg/cm^2$; n’um volume de cerca de 5.600m³” (CONTIER, 2015, p. 293). No entanto, de acordo com a documentação de projeto estrutural elaborada entre junho de 1961 e janeiro de 1963 e em sua revisão, realizada entre abril de 1966 e fevereiro de 1968, o concreto estrutural é designado, invariavelmente, para todo o edifício com $\sigma_{c28} = 320kg/cm^2$ e “controle rigoroso”. Frente a essa divergência quanto à resistência do concreto presente nas fundações e subsolos, admitiu-se nesta pesquisa o valor de $\sigma_{c28} = 320kg/cm^2$, constante na documentação de projeto estrutural, para todo o edifício.

As designações σ_{c28} e “controle rigoroso” referem-se a nomenclaturas utilizadas pela ABNT NB 1:1960, vigente à época do projeto, para caracterizar a tensão média de ruptura do concreto à compressão – determinada em corpos de prova cilíndricos com 28 dias de idade – e a qualidade do concreto, respectivamente.

Com vistas a relacionar o parâmetro σ_{c28} , indicado na ABNT NB 1:1960, e o f_{ck} , presente na normalização atual, apresentam-se a seguir as expressões (5.10) e (5.11). A primeira, extraída da ABNT NB 1 (1960, p. 25), relaciona σ_{c28} com a tensão mínima de ruptura do concreto à compressão (σ_R) conforme segue:

$$\sigma_R = (1 - 1,65 v) \sigma_{c28} \quad (5.10)$$

onde:

| | |
|----------------|--|
| σ_R | tensão mínima de ruptura do concreto à compressão; |
| v | coeficiente de variação da tensão de ruptura do concreto à compressão, determinada em corpos de prova cilíndricos normais (igual à relação entre o desvio padrão e a tensão média de ruptura do concreto à compressão). Isto é, $v = s_d / \sigma_{c28}$; |
| σ_{c28} | tensão média de ruptura do concreto à compressão, determinada em corpos de prova cilíndricos normais com 28 dias de idade. |

Na normalização atual, as resistências média e característica do concreto à compressão se relacionam mediante expressão (5.11) a seguir, extraída da ABNT NBR 12665 (2015, p. 16):

$$f_{cmj} = f_{ckj} + 1,65 \times s_d \quad (5.11)$$

onde:

| | |
|-----------|---|
| f_{cmj} | resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, em MPa ; |
| f_{ckj} | resistência característica do concreto à compressão, aos j dias, em MPa ; |
| s_d | desvio-padrão da dosagem, em MPa . |

Com base no exame das expressões (5.10) e (5.11), conclui-se que são análogas, com $\sigma_{c28} = f_{cm}$ e $\sigma_R = f_{ck}$. Assim, o valor de f_{ck} , com o qual se pode estimar os parâmetros elásticos do concreto estrutural utilizado no edifício, pode ser obtido por meio da determinação de σ_R . No entanto, como não há informações sobre o

coeficiente de variação v para obtenção de σ_R – por meio da equação (5.10) – adotou-se nesta pesquisa a recomendação da própria ABNT NB 1:1960 para situações em que não se dispõe desse dado e quando o controle do concreto é designado “rigoroso”. Nesses termos, segundo a ABNT NB 1 (1960, p. 26), σ_R vale:

$$\sigma_R = \frac{3}{4} \sigma_{c28} \quad (5.12)$$

Quanto ao termo “controle rigoroso”, a ABNT NB 1 (1960, p. 26) o empregava para caracterizar construções em que houvesse “assistência permanente de engenheiro na obra” e ainda, que os materiais fossem “medidos em peso, sendo a umidade dos agregados determinada frequentemente e por método preciso”.

Isto posto, tomando-se para o caso do edifício Vilanova Artigas o valor de 320 kg/cm² para σ_{c28} , com “controle rigoroso”, obtém-se, com base na expressão (5.12):

$$\sigma_R = \frac{3}{4} \times 320 = \mathbf{240 \text{ kg/cm}^2}, \text{ ou seja, } \mathbf{f_{ck} \approx 24 \text{ MPa}}$$

Admitindo-se, portanto, f_{ck} de 24 MPa para o concreto estrutural do edifício, estimaram-se seus parâmetros elásticos E_{cs} e G_c , com base nas equações (5.1) a (5.5) e as resistências à tração $f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$ a partir das equações (5.6) a (5.9). A TABELA 5.1 apresentada a seguir reúne os valores desses e de demais parâmetros adotados para o concreto nas análises globais em regime linear realizadas nesta pesquisa.

TABELA 5.1: Propriedades adotadas nos modelos estruturais analíticos para o concreto estrutural do edifício Vilanova Artigas nas análises globais em regime linear.

| propriedades | | |
|--|--|--------------------|
| Massa específica – ρ [kg/m ³] | | 2.500 ^a |
| coeficiente de dilatação térmica – β [1/°C] | | 10 ⁻⁵ b |
| coeficiente de Poisson – ν [adimensional] | | 0,2 ^c |
| resistência característica à compressão – f_{ck} [MPa] | EQ. (5.12) | 24 ^d |
| módulo de deformação tangente inicial – E_{ci} [GPa] | EQ. (5.3), $\alpha_E = 1$ ^e | 27,43 |
| módulo de deformação secante – E_{cs} [GPa] | EQ. (5.1) a EQ. (5.3) | 23,59 ^f |
| módulo de elasticidade transversal – G_c [GPa] | EQ. (5.5) | 9,83 |
| resistência característica inferior do concreto à tração – $f_{ctk,inf}$ [MPa] | EQ. (5.6) | 1,75 |
| resistência característica superior do concreto à tração – $f_{ctk,sup}$ [MPa] | EQ. (5.7) | 3,24 |
| (a) | Dado obtido da ABNT NBR 6118 (2014, p. 22) – item 8.2.2; | |
| (b) | Dado obtido da ABNT NBR 6118 (2014, p. 23) – item 8.2.3; | |
| (c) | Dado obtido da ABNT NBR 6118 (2014, p. 25) – item 8.2.9; | |
| (d) | Dado obtido a partir da EQ. (5.12) com $\sigma_{c28} = 320\text{kg/cm}^2$ e “controle rigoroso”, conforme indicado na documentação de projeto estrutural do edifício Vilanova Artigas. | |
| (e) | De acordo com a análise petrográfica realizada pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e documentada no relatório técnico Nº 151 683-205, o agregado graúdo constituinte do concreto do edifício provém de rocha metamórfica gnáissica (IPT, 2018, p. 22-26). | |
| (f) | De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 85), adota-se para o concreto o módulo de deformação secante (E_{cs}) nas análises globais em regime linear. | |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir das fontes indicadas nas notas.

Durante as investigações realizadas entre 2015 e 2017 no âmbito do projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar a elaboração do Plano de Gestão da Conservação (PGC) do edifício Vilanova Artigas, obtiveram-se de três dos testemunhos de concreto extraídos de viga invertida da cobertura, três corpos de prova cilíndricos com Ø100, os quais foram submetidos a ensaio para determinação do módulo estático de elasticidade a compressão. O ensaio, realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) conforme a ABNT NBR 8522 (2008), foi documentado no relatório técnico Nº 151 683-205, o qual traz o valor de 29 GPa para o módulo de elasticidade (E_{ci}) do concreto (IPT, 2018, p. 11). Assim, o valor estimado

com base na ABNT NBR 6118 (2014) e adotado na pesquisa para E_{ci} é aproximadamente 5% inferior ao obtido laboratorialmente²⁸⁶.

5.2.2 Análise não linear (simplificada)

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014, p. 86), nas análises não lineares são contempladas tanto as não linearidades físicas (NLF) quanto geométricas (NLG).

Em relação à NLF no concreto armado, seu principal efeito pode ser considerado, conforme indicado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 100), por meio das relações momento curvatura. Essas relações, obtidas para cada seção transversal supondo-se conhecidas a configuração das armaduras e a força normal atuante, fornecem a rigidez secante $(EI)_{sec}$ da seção, a qual reflete com maior precisão a não linearidade do concreto e do aço empregados.

No entanto, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014, p. 106), admite-se, para análise dos esforços solicitantes no ELU, que se considere de forma aproximada a não linearidade física do concreto armado mediante redução da rigidez dos elementos estruturais conforme apresentado a seguir:

$$(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c \quad \text{para lajes} \quad (5.13)$$

$$(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c \quad \text{para vigas com } A'_s \neq A_s \quad (5.14)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_cI_c \quad \text{para vigas com } A'_s = A_s \quad (5.15)$$

$$(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c \quad \text{para pilares} \quad (5.16)$$

onde:

I_c momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_c módulo de deformação secante do concreto (E_{cs}) – obtido conforme expressão (5.1) –, majorado em 10%.

²⁸⁶ A razão entre os valores estimados e obtidos laboratorialmente $\frac{27,43}{29,0}$ resulta aproximadamente 0,95 (5%).

Isto posto, para contemplar de forma aproximada a não linearidade física do concreto armado mediante redução das rigidezes dos elementos estruturais, aplicaram-se os percentuais indicados nas expressões (5.13) a (5.16) ao módulo de deformação secante do concreto (E_{cs}) – obtido conforme expressão (5.1) – e majorado em 10%, conforme preconizado na normalização. A TABELA 5.2, apresentada a seguir, reúne os valores dos parâmetros elásticos adotados nos modelos analíticos para o concreto armado nas análises simplificadas em regime não linear²⁸⁷.

TABELA 5.2: Propriedades elásticas adotadas nos modelos estruturais analíticos para o concreto estrutural do edifício Vilanova Artigas nas análises globais simplificadas em regime não linear.

| propriedades | lajes | vigas^a | pilares^{b c} |
|---|-------------------|--------------------------|------------------------------|
| coeficiente de Poisson – ν [adimensional] | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| módulo de deformação – E_c [GPa] | 7,79 ^d | 10,38 ^e | 20,76 ^f |
| módulo de elasticidade transversal – G_c [GPa] ^g | 3,24 | 4,33 | 8,65 |

(a) As empenas do edifício foram tomadas como vigas-parede, com redução de rigidez, portanto, equivalente às das vigas;
 (b) A redução de rigidez nos tubulões e estacas seguem a admitida para os pilares. Quanto aos blocos de fundação, não foram consideradas reduções nas suas rigidezes;
 (c) Os enrijecedores das empenas – dispostos na posição vertical e submetidos principalmente a forças normais de compressão – também tiveram a mesma redução de rigidez admitida para os pilares;
 (d) Dado obtido conforme EQ. (5.13): $1,10 E_{cs} \times 0,3$, sendo E_{cs} obtido da TABELA 5.1;
 (e) Dado obtido conforme EQ. (5.14): $1,10 E_{cs} \times 0,4$, sendo E_{cs} obtido da TABELA 5.1;
 (f) Dado obtido conforme EQ. (5.15): $1,10 E_{cs} \times 0,8$, sendo E_{cs} obtido da TABELA 5.1;
 (g) Obtido conforme EQ. (5.5), tomando-se $E_{cs} = E_c$

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir das fontes indicadas nas notas.

²⁸⁷ Os valores adotados para os demais parâmetros do concreto seguem os indicados na TABELA 5.1.

5.3 Elastômero fretado dos aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48

As propriedades dos materiais utilizados nos aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48 não constam nos registros documentais investigados nesta pesquisa. De acordo com a folha 129A/1967²⁸⁸, esses aparelhos de apoio compreendem, originalmente, placas de neoprene, possivelmente não fretadas, conforme indicado em parecer emitido por Margarido (1999)²⁸⁹ à vice diretoria da FAU-USP.

Nas intervenções realizadas em 1981/2 e 2000, essas placas foram substituídas, segundo consta na documentação²⁹⁰, por aparelhos de elastômero fretado, isto é, formados por chapas de aço intercaladas com camadas elastoméricas, conforme já apresentado no CAPÍTULO 3, na FIGURA 3.25 (c).

No entanto, como na documentação investigada não há menção às propriedades do neoprene originalmente utilizado nos aparelhos de apoio ou do aço e elastômero dos aparelhos fretados instalados nas intervenções, adotaram-se nos modelos estruturais analíticos elaborados nesta pesquisa as propriedades indicadas na TABELA 5.3 para esses materiais.

²⁸⁸ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: detalhe da junta dos pilares – P3, P48. set. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 129A.

²⁸⁹ O parecer do engenheiro Aluizio Fontana Margarido consta no processo FUNDUSP Nº 2000.1.263.51.8, intitulado “Execução de serviço de recuperação de pilar com substituição do aparelho de apoio do Edifício Artigas, convite 15/2000”. Cf. CAPÍTULO 3, item 3.1.3.

²⁹⁰ Cf. CAPÍTULO 3, item 3.1.3, no qual foram examinados os processos FUNDUSP Nº 81.1.22075.51.0 e Nº 2000.1.263.51.8, referentes às intervenções realizadas no P03 e P48, respectivamente.

TABELA 5.3: Propriedades adotadas nos modelos estruturais analíticos para os materiais constituintes dos aparelhos de apoio dos pilares P03 e P48 do edifício Vilanova Artigas.

| propriedades | aço ^a | elastômero |
|---|-------------------------------------|--------------------------------------|
| Massa específica – ρ [kg/m ³] | 7.850 ^b | 1.360 ^d |
| coeficiente de dilatação térmica – β [1/°C] | 1,2 x 10 ⁻⁵ ^b | 1,39 x 10 ⁻⁴ ^d |
| tensão mínima de escoamento à tração – f_y [MPa] | 210 ^c | - |
| tensão mínima de ruptura à tração – f_r [MPa] | 340 A 490 ^c | 12 ^e |
| alongamento mínimo na ruptura à tração – ϵ_r [%] | 22 ^c | 350 ^e |
| módulo de deformação longitudinal – E [MPa] | 200.000 ^b | 2,28 ^f |
| módulo de deformação transversal – G [MPa] | 77.000 ^b | 1,0 ^g |
| coeficiente de Poisson – ν [adimensional] | 0,3 ^b | 0,4985 ^f |

(a) De acordo com a ABNT NBR 19783 (2015, p. 6), quando não especificado, o aço deve atender à classificação CF-21 da ABNT NBR 6649 e ABNT NBR 6650 ou CG-21 da ABNT NBR 6648. Nesta pesquisa, adotaram-se as propriedades do aço CFQ-210, constante na ABNT NBR 6650 (2014);

(b) Dado obtido da ABNT NBR 8800 (2008, p. 13);

(c) Dado obtido da ABNT NBR 6650 (2014, p. 2);

(d) Dado referente ao policloropreno, comercializado sob a marca Neoprene®, registrada pela Dupont. Disponível em: <<https://www.rgpballs.com/pt/esferas-em-neoprene-cr/>>. Acesso em: 10 mai. 2022.

(e) Dado obtido da ABNT NBR 19783 (2015, p. 5);

(f) Dado obtido de Yazdani, Eddy e Cai (2000, p. 226).

(g) De acordo com a ABNT NBR 19783 (2015, p. 5), a dureza Shore A do elastômero de aparelhos de apoio fretados deve ser 60 (com tolerância de ± 5 pontos), a qual corresponde, segundo a ABNT NBR 9062 (2017, p. 36) a 1,0 Mpa, à temperatura de 20 °C;

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir das fontes indicadas nas notas.

CAPÍTULO 6

Resultados

Descrição do capítulo

O capítulo reúne os resultados obtidos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos nesta pesquisa para o edifício Vilanova Artigas. Discutem-se a distribuição de ações verticais consolidadas por categoria em cada pavimento, as reações de apoio, os deslocamentos verticais e esforços internos solicitantes nos principais elementos estruturais, além da sensibilidade do edifício frente aos efeitos globais de 2ª ordem.

6.1 Introdução

Os resultados apresentados neste capítulo foram obtidos dos cinco modelos analíticos – M1 a M5 – representativos da estrutura do edifício Vilanova Artigas em diferentes períodos, definidos com base no histórico das principais intervenções a que foi submetido, conforme apresentado na seção 1.4 do CAPÍTULO 1.

De acordo com o recorte estabelecido, tomaram-se como relevantes do ponto de vista estrutural as intervenções que implicaram alterações nas ações incidentes na cobertura do edifício – pormenorizadas no item 4.2.1.2.3 do CAPÍTULO 4 – e também aquelas nas quais se procedeu à substituição dos aparelhos de apoio presentes nos pilares P03 e P48, discutidas no item 3.1.3 do CAPÍTULO 3.

Nos modelos computacionais, as considerações quanto à representação geométrica dos elementos estruturais, às condições de vínculo, ações, e materiais/métodos de análise foram apresentadas, respectivamente, nos CAPÍTULOS 2, 3, 4 e 5.

Em relação ao comportamento admitido para o concreto armado, os cinco modelos foram submetidos tanto à análise em regime linear (modelos M1-L a M5-L) quanto não linear (modelos M1-nL a M5-nL). Como material elástico-linear, tomaram-se nas análises apenas as características do concreto presente nos elementos estruturais, sem consideração, portanto, das armaduras presentes no interior das peças, conforme discutido no item 5.2.1 do CAPÍTULO 5. Em relação a não linearidade física, essa também não levou em conta nesta pesquisa as armaduras pois foi simplificada avaliada mediante redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme indicado em 5.2.2, no CAPÍTULO 5.

Quanto à discretização dos elementos de superfície (placas e chapas) presentes nos modelos, empregaram-se elementos finitos de casca quadrilaterais

com 4 nós, de dimensões que variam de 1 x 1 mm a 50 x 50 cm, com malha gerada pelo método complexo (Delauney)²⁹¹ disponibilizado pelo programa computacional.

As malhas de elementos finitos com 1 x 1 mm e 5 x 5 mm foram atribuídas às chapas de dimensões reduzidas²⁹² representativas das camadas que formam os aparelhos de apoio em elastômero fretado presentes nos pilares P03 e P48. Analogamente, as chapas que descrevem os aparelhos de apoio originais – formados por camada única de elastômero²⁹³ – foram discretizadas por meio de malha de elementos finitos com 1 x 1 cm. Quanto aos elementos de superfície que descrevem a porção superior dos pilares externos e os blocos de fundação dispostos sobre tubulões e estacas, atribuíram-lhes malha de dimensões 10 x 10 cm e, por fim, aos demais elementos de superfície presentes nos modelos, malha de 50 x 50 cm.

A escolha da malha de elementos finitos com dimensões 50 x 50 cm – atribuída à maioria dos elementos de superfície – foi determinada mediante aumento progressivo nas densidades de malha adotadas (partindo de 100 x 100 cm e com reduções de 10 x 10 cm nas dimensões) até que se obtivesse convergência nos resultados sem, no entanto, implicar custos computacionais que inviabilizassem o processamento dos modelos.

A partir das questões apresentadas na seção 1.3 do CAPÍTULO 1, formuladas na fase inicial da pesquisa com vistas a direcionar a verificação da hipótese adotada, selecionaram-se para discussão os seguintes resultados extraídos dos modelos:

- a) Distribuição dos valores característicos das ações verticais atuantes em cada pavimento do edifício, agrupados segundo as categorias descritas nos itens 4.2 e 4.3 do CAPÍTULO 4;
- b) Reações de apoio obtidas para os valores característicos das ações verticais atuantes no edifício;

²⁹¹ No programa computacional, o método complexo para geração de malha de elementos finitos emprega a técnica de triangulação de Delaunay, a qual visa a equalizar os ângulos dos triângulos que constituem a malha com objetivo de garantir sua regularidade.

²⁹² As chapas de dimensões reduzidas referem-se às empregadas para representar as camadas de aço (malha de 1 x 1 mm) e de elastômero (malha de 5 x 5 mm) com espessuras de, respectivamente, 1 mm e 8 mm, que formam os aparelhos de apoio fretado dispostos nos pilares P03 e P48. Cf. FIGURA 3.25 (c) no item 3.1.3 do CAPÍTULO 3.

²⁹³ O aparelho de apoio original é formado por placa de neoprene com altura de 2 cm. Cf. FIGURA 2.94 no item 2.5.7.3 do CAPÍTULO 2.

- c) Deslocamentos verticais máximos em vigas/lajes principais de cada pavimento do edifício, obtidos para os carregamentos referentes à combinação quase permanente de serviço (ELS-CQP), conforme apresentado no item 4.4.2 do CAPÍTULO 4;
- d) Envoltórias de momentos fletores e forças cortantes que solicitam vigas e pilares principais do edifício, obtidas para os carregamentos referentes às combinações últimas (ELU) conforme apresentado no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;
- e) Coeficientes γ_z obtidos para avaliação dos efeitos globais de 2ª ordem nas direções x e y , com os carregamentos referentes às combinações últimas normais (ELU), conforme apresentado no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Com base nos resultados apresentados em (a) torna-se possível avaliar a relevância que cada categoria de ação vertical possui em relação ao total atuante no edifício, por pavimento e/ou por categoria de agrupamento de ações. Além dessa avaliação, os resultados indicados em (a) são necessários à estimativa das ações horizontais referentes ao desaprumo na consideração das imperfeições geométricas globais, conforme discutido no item 4.2.2.1 do CAPÍTULO 4.

Os resultados apresentados em (b) possibilitam avaliar a distribuição das cargas nos pilares/fundações do edifício e compara-las às previstas no projeto original com vistas a identificar possíveis folgas ou excessos de carregamento.

No item (c), os resultados extraídos dos modelos – embora não sejam capazes de fornecer uma estimativa refinada para as flechas – visam contribuir para compreensão do comportamento estrutural do edifício, posto que são consolidados em imagens cujo apelo gráfico favorece a comparação entre os deslocamentos verticais obtidos nos diversos pontos dos pavimentos.

Quanto aos resultados indicados em (d), propiciam identificar trechos da estrutura sujeitos a solicitações expressivas e assim delimitar regiões críticas a serem, em trabalhos futuros, verificadas quanto à segurança estrutural e eventualmente monitoradas.

Em relação aos resultados apresentados em (e), possibilitam estimar a sensibilidade do edifício frente aos esforços globais de 2ª ordem e assim avaliar a necessidade de majoração dos esforços obtidos em análise de 1ª ordem, como, por exemplo, os indicados em (d).

6.2 Ações verticais consolidadas por categoria

Os valores característicos das ações verticais incidentes em cada pavimento do edifício foram obtidos dos modelos estruturais analíticos e reunidos, em termos absolutos, na TABELA 6.1 a seguir, segundo as categorias de ações descritas nos itens 4.2 e 4.3 do CAPÍTULO 4.

De acordo com a tabela, o valor característico total estimado para as ações verticais presentes no edifício Vilanova Artigas varia entre 321.835 kN e 333.285 kN, referentes, respectivamente, aos modelos M5 – representativo do período pós intervenção de 2012/2015 –, e modelos M2 e M3 – representativos do período compreendido entre 1970 e 1996. Essa variação, de cerca de 3,5%, decorre apenas da diferença nas ações designadas *IFC*, as quais compreendem os pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes de cobertura, das fôrmas perdidas e da água retida em seus vazios devido às infiltrações, além do da membrana elastomérica presente na impermeabilização, conforme discutido no item 4.2.1.2.3 do CAPÍTULO 4.

Com base na TABELA 6.1 elaborou-se a TABELA 6.2, a qual apresenta as porcentagens das ações verticais de cada categoria em relação ao total incidente nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas. De acordo com a tabela, o peso próprio da estrutura de concreto (*PPR*) prevalece em relação às demais categorias em quaisquer pavimentos e ainda, conforme indicado na TABELA 6.3 – que traz as porcentagens das ações verticais incidentes em cada pavimento do edifício em relação ao total da categoria – mostra que 25% do peso próprio de toda a estrutura de concreto concentra-se na cobertura do edifício.

Ao confrontar os modelos M1 a M5 em relação aos valores característicos das ações verticais de cada categoria, contata-se que as cargas acidentais previstas para o uso da edificação (*USO*) correspondem a aproximadamente 20% do total, o peso próprio da estrutura de concreto (*PPR*), a cerca de 70%, e os 10% restantes distribuídos entre as demais categorias, conforme mostra a TABELA 6.4.

TABELA 6.1: Valores característicos das ações verticais incidentes nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas agrupadas por categoria.

PPR: peso próprio da estrutura de concreto armado, conforme discutido no item 4.2.1.1 do CAPÍTULO 4;
 PFF: peso de pisos, forros e fôrmas perdidas no interior das lajes dos pavimentos, conforme discutido no item 4.2.1.2.1 e 4.2.1.2.2 do CAPÍTULO 4;
 VDV: peso das vedações verticais (paredes, divisórias e esquadrias), conforme discutido no item 4.2.1.2.4 do CAPÍTULO 4;
 USO: cargas acidentais previstas para o uso da edificação, conforme discutido no item 4.3.1.1 do CAPÍTULO 4;
 IFC: pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes de cobertura, das fôrmas perdidas e da água retida em seus vazios devido às infiltrações, além do da membrana elastomérica presente na impermeabilização, conforme discutido no item 4.2.1.2.3 do CAPÍTULO 4;
 ECS: peso dos elementos construtivos de concreto armado não representados geometricamente nos modelos (reservatórios de água, balcão do restaurante, laje de forro do sanitário da biblioteca e banco do terraço da biblioteca e dos bixos), conforme discutido no item 4.2.1.2.5 do CAPÍTULO 4;
 INS: peso das instalações permanentes (dutos de ar condicionado), conforme discutido no item 4.2.1.2.6 do CAPÍTULO 4;
 AGU: peso da água em reservatórios, conforme discutido no item 4.2.1.4 do CAPÍTULO 4;

Pavimentos:

COB: cobertura | AUL: salas de aula ("bloco F") | STU: estúdios ("bloco E") | DPT: departamentos ("bloco D") | BIB: biblioteca ("bloco C") | MUS: museu ("bloco B") | CAR: salão caramelo ("bloco A") | LAB: laboratórios ("segundo subsolo") | AUD: auditório ("primeiro subsolo") | FUN: fundações.

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| PAV área | valores característicos das ações verticais [kN] | | | | | | | | TOTAL |
|------------------------------------|--|---------------|---------------|---------------|------------|------------|------------|------------|---------------|
| | PPR | PFF | VDV | USO | IFC | ECS | INS | AGU | |
| COB 7.295 m ² | 55.960 | | | 3.755 | (a) | 195 | | 197 | (b) |
| AUL 2.238 m ² | 19.589 | 2.962 | 2.760 | 6.188 | | | | | 31.500 |
| STU 3.574 m ² | 31.915 | 3.472 | 1.847 | 10.415 | | | | | 47.649 |
| DPT 2.222 m ² | 16.417 | 2.610 | 2.071 | 5.894 | | | | | 26.993 |
| BIB 2.196 m ² | 16.166 | 2.267 | 1.123 | 7.225 | | 71 | | | 26.852 |
| MUS 1.830 m ² | 12.165 | 1.870 | 1.106 | 5.505 | | 75 | 117 | | 20.839 |
| CAR 2.563 m ² | 20.384 | 2.884 | 1.289 | 7.291 | | 46 | 150 | | 32.044 |
| LAB 1.635 m ² | 7.678 | 1.123 | 1.792 | 4.047 | | | | | 14.640 |
| AUD 2.445 m ² | 15.870 | 3.950 | 3.150 | 8.265 | | | | | 31.235 |
| FUN^d | 29.411 | | | | | | | | 29.411 |
| TOTAL | 225.555 | 21.139 | 15.139 | 58.586 | (a) | 387 | 266 | 197 | (c) |

(a) Variável entre 563 kN e 12.016 kN (M1: 751 kN | M2 e M3: 12.016 kN | M4: 6.173 kN | M5: 563 kN);

(b) Variável entre 60.670 kN e 72.123 kN (M1: 60.857 kN | M2 e M3: 72.123 kN | M4: 66.280 kN | M5: 60.670 kN);

(c) Variável entre 321.835 kN e 333.285 kN (M1: 322.020 kN | M2 e M3: 333.285 kN | M4: 327.442 kN | M5: 321.834 kN).

(d) Não incluem os pesos próprios dos elementos de fundação não representados geometricamente nos modelos, os quais compreendem estacas verticais e blocos de coroamento presentes nas fundações de muros de arrimo e vigas baldrames.

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

TABELA 6.2: Porcentagens das ações verticais de cada categoria em relação ao total incidente nos pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

PPR: peso próprio da estrutura de concreto armado, conforme discutido no item 4.2.1.1 do CAPÍTULO 4;

PFF: peso de pisos, forros e fôrmas perdidas no interior das lajes dos pavimentos, conforme discutido no item 4.2.1.2.1 e 4.2.1.2.2 do CAPÍTULO 4;

VDV: peso das vedações verticais (paredes, divisórias e esquadrias), conforme discutido no item 4.2.1.2.4 do CAPÍTULO 4;

USO: cargas acidentais previstas para o uso da edificação, conforme discutido no item 4.3.1.1 do CAPÍTULO 4;

IFC: pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes de cobertura, das fôrmas perdidas e da água retida em seus vazios devido às infiltrações, além do da membrana elastomérica presente na impermeabilização, conforme discutido no item 4.2.1.2.3 do CAPÍTULO 4;

ECS: peso dos elementos construtivos de concreto armado não representados geometricamente nos modelos (reservatórios de água, balcão do restaurante, laje de forro do sanitário da biblioteca e banco do terraço da biblioteca e dos bixos), conforme discutido no item 4.2.1.2.5 do CAPÍTULO 4;

INS: peso das instalações permanentes (dutos de ar condicionado), conforme discutido no item 4.2.1.2.6 do CAPÍTULO 4;

AGU: peso da água em reservatórios, conforme discutido no item 4.2.1.4 do CAPÍTULO 4;

Pavimentos:

COB: cobertura | AUL: salas de aula (“bloco F”) | STU: estúdios (“bloco E”) | DPT: departamentos (“bloco D”) | BIB: biblioteca (“bloco C”) | MUS: museu (“bloco B”) | CAR: salão caramelo (“bloco A”) | LAB: laboratórios (“segundo subsolo”) | AUD: auditório (“primeiro subsolo”) | FUN: fundações.

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| PAV área | % das ações verticais de cada categoria em relação ao total incidente nos pavimentos | | | | | | | | TOTAL |
|------------------------------------|--|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-------------|
| | PPR | PFF | VDV | USO | IFC | ECS | INS | AGU | |
| COB 7.295 m ² | 92,0% | | | 6,2% | 1,2% | 0,3% | | 0,3% | M1 |
| | 77,6% | | | 5,2% | 16,7% | 0,3% | | 0,3% | M2 |
| | 77,6% | | | 5,2% | 16,7% | 0,3% | | 0,3% | M3 |
| | 84,4% | | | 5,7% | 9,3% | 0,3% | | 0,3% | M4 |
| | 92,2% | | | 6,2% | 0,9% | 0,3% | | 0,3% | M5 |
| AUL 2.238 m ² | 62,2% | 9,4% | 8,8% | 19,6% | | | | | 100% |
| STU 3.574 m ² | 67,0% | 7,3% | 3,9% | 21,9% | | | | | 100% |
| DPT 2.222 m ² | 60,8% | 9,7% | 7,7% | 21,8% | | | | | 100% |
| BIB 2.196 m ² | 60,2% | 8,4% | 4,2% | 26,9% | | 0,3% | | | 100% |
| MUS 1.830 m ² | 58,4% | 9,0% | 5,3% | 26,4% | | 0,4% | 0,6% | | 100% |
| CAR 2.563 m ² | 63,6% | 9,0% | 4,0% | 22,8% | | 0,1% | 0,5% | | 100% |
| LAB 1.635 m ² | 52,4% | 7,7% | 12,2% | 27,6% | | | | | 100% |
| AUD 2.445 m ² | 50,8% | 12,6% | 10,1% | 26,5% | | | | | 100% |
| FUN | 100,0% | | | | | | | | 100% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 6.1.

TABELA 6.3: Porcentagem das ações verticais incidentes em cada pavimento do edifício Vilanova Artigas em relação ao total da categoria.

PPR: peso próprio da estrutura de concreto armado, conforme discutido no item 4.2.1.1 do CAPÍTULO 4;
 PFF: peso de pisos, forros e fôrmas perdidas no interior das lajes dos pavimentos, conforme discutido no item 4.2.1.2.1 e 4.2.1.2.2 do CAPÍTULO 4;
 VDV: peso das vedações verticais (paredes, divisórias e esquadrias), conforme discutido no item 4.2.1.2.4 do CAPÍTULO 4;
 USO: cargas acidentais previstas para o uso da edificação, conforme discutido no item 4.3.1.1 do CAPÍTULO 4;
 IFC: pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes de cobertura, das fôrmas perdidas e da água retida em seus vazios devido às infiltrações, além do da membrana elastomérica presente na impermeabilização, conforme discutido no item 4.2.1.2.3 do CAPÍTULO 4;
 ECS: peso dos elementos construtivos de concreto armado não representados geometricamente nos modelos (reservatórios de água, balcão do restaurante, laje de forro do sanitário da biblioteca e banco do terraço da biblioteca e dos bixos), conforme discutido no item 4.2.1.2.5 do CAPÍTULO 4;
 INS: peso das instalações permanentes (dutos de ar condicionado), conforme discutido no item 4.2.1.2.6 do CAPÍTULO 4;
 AGU: peso da água em reservatórios, conforme discutido no item 4.2.1.4 do CAPÍTULO 4;

Pavimentos:

COB: cobertura | AUL: salas de aula ("bloco F") | STU: estúdios ("bloco E") | DPT: departamentos ("bloco D") | BIB: biblioteca ("bloco C") | MUS: museu ("bloco B") | CAR: salão caramelo ("bloco A") | LAB: laboratórios ("segundo subsolo") | AUD: auditório ("primeiro subsolo") | FUN: fundações.

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| PAV área | % das ações verticais atuantes em cada pavimento em relação ao total da categoria | | | | | | | |
|------------------------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | PPR | PFF | VDV | USO | IFC | ECS | INS | AGU |
| COB 7.295 m ² | 25% | | | 6% | 100% | 50% | | 100% |
| AUL 2.238 m ² | 9% | 14% | 18% | 11% | | | | |
| STU 3.574 m ² | 14% | 16% | 12% | 18% | | | | |
| DPT 2.222 m ² | 7% | 12% | 14% | 10% | | | | |
| BIB 2.196 m ² | 7% | 11% | 7% | 12% | | 18% | | |
| MUS 1.830 m ² | 5% | 9% | 7% | 9% | | 19% | 44% | |
| CAR 2.563 m ² | 9% | 14% | 9% | 12% | | 12% | 56% | |
| LAB 1.635 m ² | 3% | 5% | 12% | 7% | | | | |
| AUD 2.445 m ² | 7% | 19% | 21% | 14% | | | | |
| FUN | 13% | | | | | | | |
| TOTAL | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 6.1.

TABELA 6.4: Porcentagem das ações verticais de cada categoria em relação ao total incidente nos modelos estruturais analíticos M1 a M5 do edifício Vilanova Artigas.

PPR: peso próprio da estrutura de concreto armado, conforme discutido no item 4.2.1.1 do CAPÍTULO 4;

PFF: peso de pisos, forros e fôrmas perdidas no interior das lajes dos pavimentos, conforme discutido no item 4.2.1.2.1 e 4.2.1.2.2 do CAPÍTULO 4;

VDV: peso das vedações verticais (paredes, divisórias e esquadrias), conforme discutido no item 4.2.1.2.4 do CAPÍTULO 4;

USO: cargas acidentais previstas para o uso da edificação, conforme discutido no item 4.3.1.1 do CAPÍTULO 4;

IFC: pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes de cobertura, das fôrmas perdidas e da água retida em seus vazios devido às infiltrações, além do da membrana elastomérica presente na impermeabilização, conforme discutido no item 4.2.1.2.3 do CAPÍTULO 4;

ECS: peso dos elementos construtivos de concreto armado não representados geometricamente nos modelos (reservatórios de água, balcão do restaurante, laje de forro do sanitário da biblioteca e banco do terraço da biblioteca e dos bixos), conforme discutido no item 4.2.1.2.5 do CAPÍTULO 4;

INS: peso das instalações permanentes (dutos de ar condicionado), conforme discutido no item 4.2.1.2.6 do CAPÍTULO 4;

AGU: peso da água em reservatórios, conforme discutido no item 4.2.1.4 do CAPÍTULO 4;

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| categoria de ações | modelos | | | |
|--------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | M1 | M2 e M3 | M4 | M5 |
| PPR | 70,04% | 67,68% | 68,88% | 70,08% |
| PFF | 6,56% | 6,34% | 6,46% | 6,57% |
| VDV | 4,70% | 4,54% | 4,62% | 4,70% |
| USO | 18,19% | 17,58% | 17,89% | 18,20% |
| IFC | 0,23% | 3,61% | 1,89% | 0,17% |
| ECS | 0,12% | 0,12% | 0,12% | 0,12% |
| INS | 0,08% | 0,08% | 0,08% | 0,08% |
| AGU | 0,06% | 0,06% | 0,06% | 0,06% |
| TOTAL | 100% | 100% | 100% | 100% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 6.1.

Por fim, a TABELA 6.5 apresentada a seguir, fornece indicadores obtidos dos modelos para as ações verticais distribuídas na superfície bruta dos pavimentos do edifício. De acordo com a tabela, obtiveram-se entre 12,38 kN/m² (M5) e 12,82 kN/m² (M2 e M3), dos quais 8,68 kN/m² correspondem ao peso próprio da estrutura e 2,25 kN/m² às cargas acidentais previstas para o uso do edifício.

TABELA 6.5: Valores característicos das ações verticais distribuídas na superfície bruta dos pavimentos do edifício Vilanova Artigas.

PPR: peso próprio da estrutura de concreto armado, conforme discutido no item 4.2.1.1 do CAPÍTULO 4;
 PFF: peso de pisos, forros e fôrmas perdidas no interior das lajes dos pavimentos, conforme discutido no item 4.2.1.2.1 e 4.2.1.2.2 do CAPÍTULO 4;
 VDV: peso das vedações verticais (paredes, divisórias e esquadrias), conforme discutido no item 4.2.1.2.4 do CAPÍTULO 4;
 USO: cargas acidentais previstas para o uso da edificação, conforme discutido no item 4.3.1.1 do CAPÍTULO 4;
 IFC: pesos das camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes de cobertura, das fôrmas perdidas e da água retida em seus vazios devido às infiltrações, além do da membrana elastomérica presente na impermeabilização, conforme discutido no item 4.2.1.2.3 do CAPÍTULO 4;
 ECS: peso dos elementos construtivos de concreto armado não representados geometricamente nos modelos (reservatórios de água, balcão do restaurante, laje de forro do sanitário da biblioteca e banco do terraço da biblioteca e dos bixos), conforme discutido no item 4.2.1.2.5 do CAPÍTULO 4;
 INS: peso das instalações permanentes (dutos de ar condicionado), conforme discutido no item 4.2.1.2.6 do CAPÍTULO 4;
 AGU: peso da água em reservatórios, conforme discutido no item 4.2.1.4 do CAPÍTULO 4;

Pavimentos:

COB: cobertura | AUL: salas de aula ("bloco F") | STU: estúdios ("bloco E") | DPT: departamentos ("bloco D") | BIB: biblioteca ("bloco C") | MUS: museu ("bloco B") | CAR: salão caramelo ("bloco A") | LAB: laboratórios ("segundo subsolo") | AUD: auditório ("primeiro subsolo") | FUN: fundações.

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| PAV área | valores característicos das ações verticais [kN/m ²] | | | | | | | | TOTAL |
|------------------------------------|--|------|------|------|-----|------|------|------|-------|
| | PPR | PFF | VDV | USO | IFC | ECS | INS | AGU | |
| COB 7.295 m ² | 7,67 | | | 0,51 | (a) | 0,03 | | 0,03 | (b) |
| AUL 2.238 m ² | 8,75 | 1,32 | 1,23 | 2,77 | | | | | 14,07 |
| STU 3.574 m ² | 8,93 | 0,97 | 0,52 | 2,91 | | | | | 13,33 |
| DPT 2.222 m ² | 7,39 | 1,17 | 0,93 | 2,65 | | | | | 12,15 |
| BIB 2.196 m ² | 7,36 | 1,03 | 0,51 | 3,29 | | 0,03 | | | 12,23 |
| MUS 1.830 m ² | 6,65 | 1,02 | 0,60 | 3,01 | | 0,04 | 0,06 | | 11,39 |
| CAR 2.563 m ² | 7,95 | 1,13 | 0,50 | 2,84 | | 0,02 | 0,06 | | 12,50 |
| LAB 1.635 m ² | 4,70 | 0,69 | 1,10 | 2,48 | | | | | 8,95 |
| AUD 2.445 m ² | 6,49 | 1,62 | 1,29 | 3,38 | | | | | 12,78 |
| TOTAL | 8,68 | 1,13 | 0,81 | 2,25 | (a) | 0,03 | 0,06 | 0,03 | (c) |

(a) Variável entre 0,08 kN/m² e 1,65 kN/m² (M1: 0,10 kN/m² | M2 e M3: 1,65 kN/m² | M4: 0,85 kN/m² | M5: 0,08 kN/m²);
 (b) Variável entre 8,32 kN/m² e 9,89 kN/m² (M1: 8,34 kN/m² | M2 e M3: 9,89 kN/m² | M4: 9,09 kN/m² | M5: 8,32 kN/m²);
 (c) Variável entre 12,38 kN/m² e 12,82 kN/m² (M1: 12,39 kN/m² | M2 e M3: 12,82 kN/m² | M4: 12,59 kN/m² | M5: 12,38 kN/m²).

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 6.1.

6.3 Reações de apoio

Conforme discutido no item 3.1.2 do CAPÍTULO 3, as ligações empregadas nos modelos analíticos para representar as condições de suporte do edifício com o meio externo foram aplicadas em pontos de contato dispostos nas fundações.

No caso dos pilares, como os tubulões e estacas que lhes servem de suporte foram representados geometricamente nos modelos analíticos, os apoios que oferecem restrições aos deslocamentos verticais foram aplicados em suas cotas de base e ponta, respectivamente. No entanto, como na documentação de projeto estrutural as cargas indicadas incidem nos topos de tubulões e estacas, as reações a que se refere este item compreendem, em verdade, as forças normais atuantes nos topos desses elementos a fim de possibilitar a comparação entre as cargas previstas em projeto e as obtidas dos modelos.

Isto posto, apresentam-se na TABELA 6.6, para os topos dos tubulões originais constantes na documentação de projeto estrutural datada de 1961, os valores previstos para as ações verticais atuantes e os obtidos nos modelos submetidos à análise em regime linear. Quanto aos tubulões e estacas de reforço indicados na documentação de 1966, os valores são, analogamente, apresentados na TABELA 6.7. Nas duas tabelas indicam-se ainda, junto a cada valor extraído dos modelos, as diferenças percentuais desses em relação ao previsto em projeto e, por fim, na FIGURA 6.1, a representação dessas diferenças é apresentada graficamente na planta de fundações.

TABELA 6.6: Ações verticais atuantes nos topos de tubulões e estacas originais: valores previstos na documentação de projeto estrutural datada de 1961 e valores obtidos nos modelos submetidos à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2, as quais foram discutidas nos itens 4.2.1.1, 4.2.1.2, 4.2.1.4 e 4.3.1.1 do CAPÍTULO 4.

As porcentagens referem-se à diferença entre os valores previstos na documentação de projeto estrutural e os obtidos nos modelos. Valores positivos indicam que as ações verticais previstas originalmente superam as obtidas nos modelos (a favor da segurança); e valores negativos – destacados em vermelho na tabela – indicam que as ações previstas são inferiores às obtidas (contra a segurança).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| ações verticais nos topos dos tubulões originais [kN e %] | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------|-------|-------------|-------|-------------|-------|-------------|-------|-------------|-------|-------------|-------|
| tubulão | projeto | | M1-L | | M2-L | | M3-L | | M4-L | | M5-L | |
| | P01 | 7.000 | | 3.324 | 53% | 3.561 | 49% | 3.556 | 49% | 3.314 | 53% | 3.313 |
| P02 | 2.250 | | 2.547 | -13% | 2.797 | -24% | 2.802 | -25% | 2.541 | -13% | 2.543 | -13% |
| P03 | 2.250 | | 2.061 | 8% | 2.245 | 0% | 2.239 | 0% | 2.048 | 9% | 2.050 | 9% |
| P04 | 2.250 | | 2.000 | 11% | 2.198 | 2% | 2.198 | 2% | 1.994 | 11% | 1.994 | 11% |
| P05 | 7.000 | | 3.934 | 44% | 4.221 | 40% | 4.220 | 40% | 3.900 | 44% | 3.923 | 44% |
| P06 | 6.000 | | 4.874 | 19% | 4.883 | 19% | 4.883 | 19% | 4.874 | 19% | 4.874 | 19% |
| P07 | 6.000 | | 4.450 | 26% | 4.455 | 26% | 4.455 | 26% | 4.452 | 26% | 4.450 | 26% |
| P08 | 6.000 | | 4.301 | 28% | 4.304 | 28% | 4.304 | 28% | 4.305 | 28% | 4.302 | 28% |
| P09 | 6.000 | | 4.737 | 21% | 4.744 | 21% | 4.744 | 21% | 4.740 | 21% | 4.737 | 21% |
| P10 | 6.000 | | 4.693 | 22% | 4.694 | 22% | 4.693 | 22% | 4.694 | 22% | 4.692 | 22% |
| P11 | 6.000 | | 4.611 | 23% | 4.611 | 23% | 4.611 | 23% | 4.614 | 23% | 4.611 | 23% |
| P12 | 6.000 | | 4.643 | 23% | 4.647 | 23% | 4.648 | 23% | 4.647 | 23% | 4.644 | 23% |
| P13 | 6.000 | | 4.646 | 23% | 4.665 | 22% | 4.665 | 22% | 4.655 | 22% | 4.645 | 23% |
| P14 | 6.000 | | 4.903 | 18% | 4.920 | 18% | 4.919 | 18% | 4.911 | 18% | 4.903 | 18% |
| P15 | 2.500 | | 2.878 | -15% | 2.996 | -20% | 2.996 | -20% | 2.874 | -15% | 2.874 | -15% |
| P16 | 2.500 | | 2.997 | -20% | 3.116 | -25% | 3.116 | -25% | 3.047 | -22% | 2.995 | -20% |
| P17 | 6.000 | | 4.410 | 26% | 4.627 | 23% | 4.627 | 23% | 4.403 | 27% | 4.403 | 27% |
| P18 | 10.000 | | 5.861 | 41% | 6.106 | 39% | 6.106 | 39% | 5.913 | 41% | 5.855 | 41% |
| P19 | 10.000 | | 4.384 | 56% | 4.663 | 53% | 4.663 | 53% | 4.522 | 55% | 4.380 | 56% |
| P20 | 7.000 | | 3.473 | 50% | 3.778 | 46% | 3.778 | 46% | 3.618 | 48% | 3.468 | 50% |
| P21 | 7.000 | | 5.120 | 27% | 5.422 | 23% | 5.421 | 23% | 5.260 | 25% | 5.112 | 27% |
| P22 | 7.000 | | 5.615 | 20% | 5.978 | 15% | 5.979 | 15% | 5.789 | 17% | 5.609 | 20% |
| P23 | 7.000 | | 5.294 | 24% | 5.610 | 20% | 5.610 | 20% | 5.446 | 22% | 5.288 | 24% |
| P24 | 9.000 | | 6.862 | 24% | 7.173 | 20% | 7.173 | 20% | 7.014 | 22% | 6.857 | 24% |
| P25 | 7.000 | | 5.539 | 21% | 5.756 | 18% | 5.757 | 18% | 5.627 | 20% | 5.536 | 21% |
| P26 | 5.500 | | 3.221 | 41% | 3.384 | 38% | 3.384 | 38% | 3.215 | 42% | 3.215 | 42% |
| P27 | 9.000 | | 5.931 | 34% | 6.200 | 31% | 6.199 | 31% | 5.990 | 33% | 5.924 | 34% |
| P28 | 9.000 | | 6.802 | 24% | 7.151 | 21% | 7.152 | 21% | 7.064 | 22% | 6.800 | 24% |
| P29 | 7.500 | | 4.693 | 37% | 5.065 | 32% | 5.064 | 32% | 5.068 | 32% | 4.693 | 37% |
| P30 | 7.500 | | 5.433 | 28% | 5.730 | 24% | 5.729 | 24% | 5.734 | 24% | 5.433 | 28% |
| P31 | 7.500 | | 5.924 | 21% | 6.281 | 16% | 6.281 | 16% | 6.283 | 16% | 5.924 | 21% |
| P32 | 7.500 | | 5.500 | 27% | 5.815 | 22% | 5.815 | 22% | 5.816 | 22% | 5.500 | 27% |
| P33 | 9.500 | | 7.300 | 23% | 7.642 | 20% | 7.642 | 20% | 7.642 | 20% | 7.300 | 23% |
| P34 | 5.500 | | 6.146 | -12% | 6.409 | -17% | 6.410 | -17% | 6.419 | -17% | 6.146 | -12% |

TABELA 6.6 (continuação)

| <i>tubulão</i> | | <i>ações verticais nos topos dos tubulões originais [kN e %]</i> | | | | | | | | | |
|----------------|-------|--|-------------|-------|-------------|-------|-------------|-------|-------------|-------|-------------|
| | | <i>projeto</i> | <i>M1-L</i> | | <i>M2-L</i> | | <i>M3-L</i> | | <i>M4-L</i> | | <i>M5-L</i> |
| P35 | 2.500 | 2.055 | 18% | 2.165 | 13% | 2.165 | 13% | 2.045 | 18% | 2.051 | 18% |
| P36 | 2.500 | 2.212 | 12% | 2.332 | 7% | 2.332 | 7% | 2.330 | 7% | 2.212 | 12% |
| P37 | 4.000 | 1.674 | 58% | 1.677 | 58% | 1.677 | 58% | 1.673 | 58% | 1.673 | 58% |
| P38 | 4.000 | 1.736 | 57% | 1.741 | 56% | 1.741 | 56% | 1.739 | 57% | 1.737 | 57% |
| P39 | 4.000 | 2.155 | 46% | 2.161 | 46% | 2.161 | 46% | 2.161 | 46% | 2.155 | 46% |
| P40 | 4.000 | 2.384 | 40% | 2.396 | 40% | 2.397 | 40% | 2.397 | 40% | 2.384 | 40% |
| P41 | 4.000 | 2.578 | 36% | 2.588 | 35% | 2.589 | 35% | 2.589 | 35% | 2.579 | 36% |
| P42 | 4.000 | 2.669 | 33% | 2.673 | 33% | 2.673 | 33% | 2.672 | 33% | 2.669 | 33% |
| P43 | 4.000 | 2.870 | 28% | 2.873 | 28% | 2.873 | 28% | 2.872 | 28% | 2.870 | 28% |
| P44 | 4.000 | 2.636 | 34% | 2.639 | 34% | 2.639 | 34% | 2.639 | 34% | 2.636 | 34% |
| P45 | 4.000 | 2.272 | 43% | 2.278 | 43% | 2.278 | 43% | 2.279 | 43% | 2.272 | 43% |
| P46 | 7.000 | 3.065 | 56% | 3.305 | 53% | 3.298 | 53% | 2.982 | 57% | 3.050 | 56% |
| P47 | 2.250 | 2.698 | -20% | 2.949 | -31% | 2.957 | -31% | 2.866 | -27% | 2.700 | -20% |
| P48 | 2.250 | 2.027 | 10% | 2.201 | 2% | 2.192 | 3% | 2.199 | 2% | 2.021 | 10% |
| P49 | 2.250 | 2.049 | 9% | 2.237 | 1% | 2.237 | 1% | 2.237 | 1% | 2.049 | 9% |
| P50 | 7.000 | 3.747 | 46% | 4.050 | 42% | 4.050 | 42% | 4.045 | 42% | 3.747 | 46% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 3.2, no CAPÍTULO 3, e dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

TABELA 6.7: Ações verticais atuantes nos topos de tubulões e estacas de reforço: valores previstos na documentação de projeto estrutural datada de 1966 e valores obtidos nos modelos submetidos à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2, as quais foram discutidas nos itens 4.2.1.1, 4.2.1.2, 4.2.1.4 e 4.3.1.1 do CAPÍTULO 4.

As porcentagens referem-se à diferença entre os valores previstos na documentação de projeto estrutural e os obtidos nos modelos. Valores positivos indicam que as ações verticais previstas originalmente superam as obtidas nos modelos (a favor da segurança); e valores negativos – destacados em vermelho na tabela – indicam que as ações previstas são inferiores às obtidas (contra a segurança).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| tubulão (TR) / estaca (ER) de reforço | | ações verticais nos topos dos tubulões e estacas de reforço [kN e %] | | | | | | | | | | |
|---|------|--|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|------|
| | | Projeto | M1-L | | M2-L | | M3-L | | M4-L | | M5-L | |
| P02 | TR-a | 1.000 | 1.456 | -46% | 1.596 | -60% | 1.599 | -60% | 1.453 | -45% | 1.454 | -45% |
| | TR-b | 1.000 | 1.444 | -44% | 1.582 | -58% | 1.585 | -59% | 1.441 | -44% | 1.442 | -44% |
| P03 | ER-a | 350 | 233 | 33% | 253 | 28% | 253 | 28% | 233 | 34% | 232 | 34% |
| | ER-b | 350 | 185 | 47% | 202 | 42% | 201 | 43% | 183 | 48% | 184 | 48% |
| | ER-c | 350 | 247 | 29% | 270 | 23% | 272 | 22% | 247 | 29% | 248 | 29% |
| | ER-d | 350 | 171 | 51% | 185 | 47% | 182 | 48% | 169 | 52% | 168 | 52% |
| P04 | TR-a | 1.000 | 1.143 | -14% | 1.253 | -25% | 1.253 | -25% | 1.139 | -14% | 1.139 | -14% |
| | TR-b | 1.000 | 1.146 | -15% | 1.257 | -26% | 1.257 | -26% | 1.143 | -14% | 1.143 | -14% |
| P15 | TR-a | 1.600 | 1.482 | 7% | 1.542 | 4% | 1.542 | 4% | 1.480 | 7% | 1.480 | 7% |
| | TR-b | 1.600 | 1.483 | 7% | 1.542 | 4% | 1.542 | 4% | 1.481 | 7% | 1.481 | 7% |
| P16 | TR-a | 1.600 | 1.554 | 3% | 1.614 | -1% | 1.614 | -1% | 1.580 | 1% | 1.553 | 3% |
| | TR-b | 1.600 | 1.553 | 3% | 1.614 | -1% | 1.614 | -1% | 1.578 | 1% | 1.552 | 3% |
| P17 | TR-a | 1.200 | 1.722 | -44% | 1.805 | -50% | 1.805 | -50% | 1.719 | -43% | 1.719 | -43% |
| | TR-b | 1.200 | 1.726 | -44% | 1.809 | -51% | 1.809 | -51% | 1.724 | -44% | 1.724 | -44% |
| P18 | ER-a | 350 | 257 | 27% | 267 | 24% | 267 | 24% | 259 | 26% | 257 | 27% |
| | ER-b | 350 | 269 | 23% | 280 | 20% | 280 | 20% | 271 | 23% | 268 | 23% |
| | ER-c | 350 | 266 | 24% | 276 | 21% | 276 | 21% | 268 | 23% | 265 | 24% |
| | ER-d | 350 | 255 | 27% | 266 | 24% | 266 | 24% | 258 | 26% | 255 | 27% |
| | ER-e | 350 | 274 | 22% | 285 | 18% | 285 | 18% | 276 | 21% | 274 | 22% |
| | ER-f | 350 | 264 | 25% | 275 | 21% | 275 | 21% | 266 | 24% | 263 | 25% |
| P24 | ER-a | 350 | 323 | 8% | 338 | 3% | 338 | 3% | 331 | 6% | 323 | 8% |
| | ER-b | 350 | 330 | 6% | 344 | 2% | 344 | 2% | 337 | 4% | 329 | 6% |
| P25 | ER-a | 350 | 198 | 43% | 206 | 41% | 206 | 41% | 201 | 42% | 198 | 43% |
| | ER-b | 350 | 234 | 33% | 243 | 30% | 243 | 30% | 238 | 32% | 234 | 33% |
| | ER-c | 350 | 316 | 10% | 329 | 6% | 329 | 6% | 321 | 8% | 316 | 10% |
| | ER-d | 350 | 345 | 1% | 359 | -2% | 359 | -2% | 351 | 0% | 345 | 2% |
| P26 | TR-a | 1.200 | 1.177 | 2% | 1.235 | -3% | 1.234 | -3% | 1.175 | 2% | 1.175 | 2% |
| | TR-b | 1.200 | 1.177 | 2% | 1.234 | -3% | 1.234 | -3% | 1.175 | 2% | 1.175 | 2% |
| P27 | ER-a | 350 | 374 | -7% | 390 | -11% | 390 | -11% | 377 | -8% | 373 | -7% |
| | ER-b | 350 | 345 | 1% | 361 | -3% | 361 | -3% | 349 | 0% | 345 | 1% |
| | ER-c | 350 | 363 | -4% | 380 | -8% | 380 | -8% | 367 | -5% | 363 | -4% |
| | ER-d | 350 | 356 | -2% | 372 | -6% | 372 | -6% | 359 | -3% | 355 | -1% |
| P33 | ER-a | 350 | 272 | 22% | 284 | 19% | 284 | 19% | 284 | 19% | 272 | 22% |
| | ER-b | 350 | 261 | 25% | 274 | 22% | 274 | 22% | 274 | 22% | 261 | 25% |

TABELA 6.7 (continuação)

| <i>tubulão (TR) / estaca (ER) de reforço</i> | | <i>ações verticais nos topos dos tubulões e estacas de reforço [kN e %]</i> | | | | | | | | | | |
|--|-------------|---|-------------|------|-------------|------|-------------|------|-------------|------|-------------|------|
| | | <i>Projeto</i> | <i>M1-L</i> | | <i>M2-L</i> | | <i>M3-L</i> | | <i>M4-L</i> | | <i>M5-L</i> | |
| P34 | ER-a | 350 | 437 | -25% | 456 | -30% | 456 | -30% | 456 | -30% | 437 | -25% |
| | ER-b | 350 | 414 | -18% | 432 | -24% | 432 | -24% | 433 | -24% | 414 | -18% |
| | ER-c | 350 | 432 | -23% | 450 | -29% | 451 | -29% | 451 | -29% | 432 | -23% |
| | ER-d | 350 | 420 | -20% | 438 | -25% | 438 | -25% | 439 | -25% | 420 | -20% |
| P36 | TR-a | 1.600 | 1.178 | 26% | 1.240 | 23% | 1.240 | 23% | 1.239 | 23% | 1.178 | 26% |
| | TR-b | 1.600 | 1.190 | 26% | 1.252 | 22% | 1.252 | 22% | 1.251 | 22% | 1.190 | 26% |
| P37 | ER-a | 350 | 123 | 65% | 123 | 65% | 123 | 65% | 123 | 65% | 123 | 65% |
| | ER-b | 350 | 120 | 66% | 121 | 66% | 121 | 66% | 120 | 66% | 120 | 66% |
| | ER-c | 350 | 119 | 66% | 119 | 66% | 119 | 66% | 119 | 66% | 119 | 66% |
| | ER-d | 350 | 124 | 65% | 125 | 64% | 125 | 64% | 124 | 65% | 124 | 65% |
| P38 | ER-a | 250 | 121 | 52% | 121 | 52% | 121 | 52% | 121 | 52% | 121 | 52% |
| | ER-b | 250 | 126 | 50% | 126 | 49% | 126 | 49% | 126 | 50% | 126 | 50% |
| P42 | ER-a | 200 | 122 | 39% | 123 | 39% | 122 | 39% | 122 | 39% | 122 | 39% |
| | ER-b | 200 | 119 | 41% | 119 | 40% | 119 | 40% | 119 | 40% | 119 | 41% |
| P43 | ER-a | 200 | 133 | 33% | 133 | 33% | 133 | 33% | 133 | 33% | 133 | 33% |
| | ER-b | 200 | 128 | 36% | 128 | 36% | 128 | 36% | 128 | 36% | 128 | 36% |
| P44 | ER-a | 200 | 121 | 40% | 121 | 39% | 121 | 39% | 121 | 39% | 121 | 40% |
| | ER-b | 200 | 121 | 39% | 121 | 39% | 121 | 39% | 121 | 39% | 121 | 39% |
| P45 | ER-a | 200 | 109 | 45% | 109 | 45% | 109 | 45% | 109 | 45% | 109 | 45% |
| | ER-b | 200 | 122 | 39% | 122 | 39% | 122 | 39% | 122 | 39% | 122 | 39% |
| P47 | TR-a | 1.000 | 1.570 | -57% | 1.712 | -71% | 1.716 | -72% | 1.665 | -67% | 1.571 | -57% |
| | TR-b | 1.000 | 1.567 | -57% | 1.710 | -71% | 1.714 | -71% | 1.661 | -66% | 1.567 | -57% |
| P48 | ER-a | 350 | 159 | 55% | 173 | 51% | 172 | 51% | 173 | 51% | 158 | 55% |
| | ER-b | 350 | 190 | 46% | 206 | 41% | 205 | 41% | 206 | 41% | 189 | 46% |
| | ER-c | 350 | 215 | 39% | 234 | 33% | 235 | 33% | 235 | 33% | 216 | 38% |
| | ER-d | 350 | 134 | 62% | 145 | 59% | 143 | 59% | 143 | 59% | 132 | 62% |
| P49 | TR-a | 1.000 | 1.196 | -20% | 1.303 | -30% | 1.303 | -30% | 1.303 | -30% | 1.196 | -20% |
| | TR-b | 1.000 | 1.200 | -20% | 1.307 | -31% | 1.307 | -31% | 1.307 | -31% | 1.200 | -20% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 3.3, no CAPÍTULO 3, e dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudiantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

FIGURA 6.1 – Diferença percentual máxima e mínima entre os valores previstos na documentação de projeto estrutural para as ações verticais atuantes nos topos de tubulões e estacas, e os obtidos nos modelos submetidos à análise em regime linear.

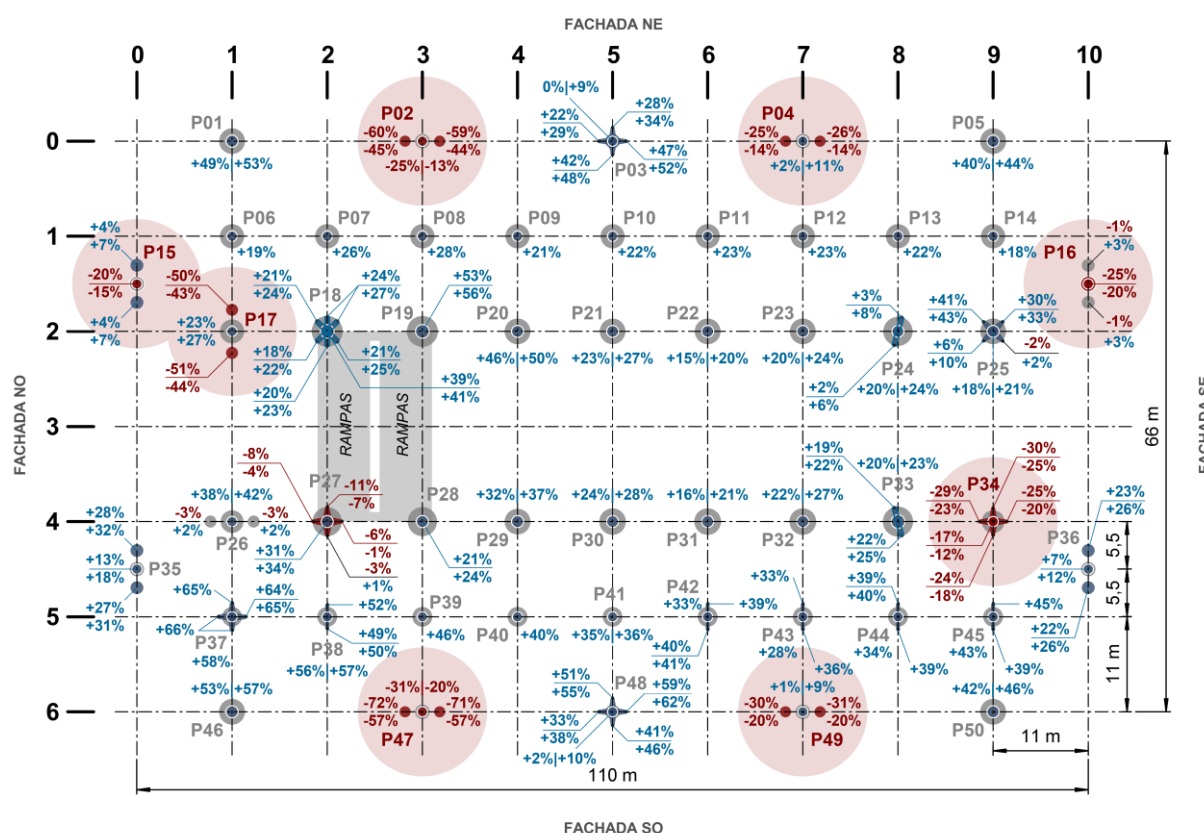
As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2, as quais foram discutidas nos itens 4.2.1.1, 4.2.1.2, 4.2.1.4 e 4.3.1.1 do CAPÍTULO 4.

Valores positivos indicam que as ações verticais previstas originalmente superam as obtidas nos modelos (a favor da segurança); e valores negativos – destacados em vermelho na figura – indicam que as ações previstas são inferiores às obtidas (contra a segurança).

Para o tubulão sob o pilar P01, por exemplo, os valores previstos para as ações verticais na documentação de projeto estrutural superam de 49% a 53% os obtidos nos modelos. De acordo com a TABELA 6.6, superam em 49% os valores obtidos nos modelos M2-L e M3-L, e superam em 53% os obtidos nos modelos M1-L, M4-L e M5-L.

Para o tubulão de reforço TR-a sob o pilar P02 (à esquerda), por exemplo, os valores previstos para as ações verticais na documentação de projeto estrutural são 45% a 60% inferiores aos obtidos nos modelos. De acordo com a TABELA 6.7, o valor previsto em projeto é 45% inferior ao obtido nos modelos M4-L e M5-L, 46% inferior ao valor obtido no modelo M1-L, e 60% inferior ao obtido nos modelos M2-L e M3-L.

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



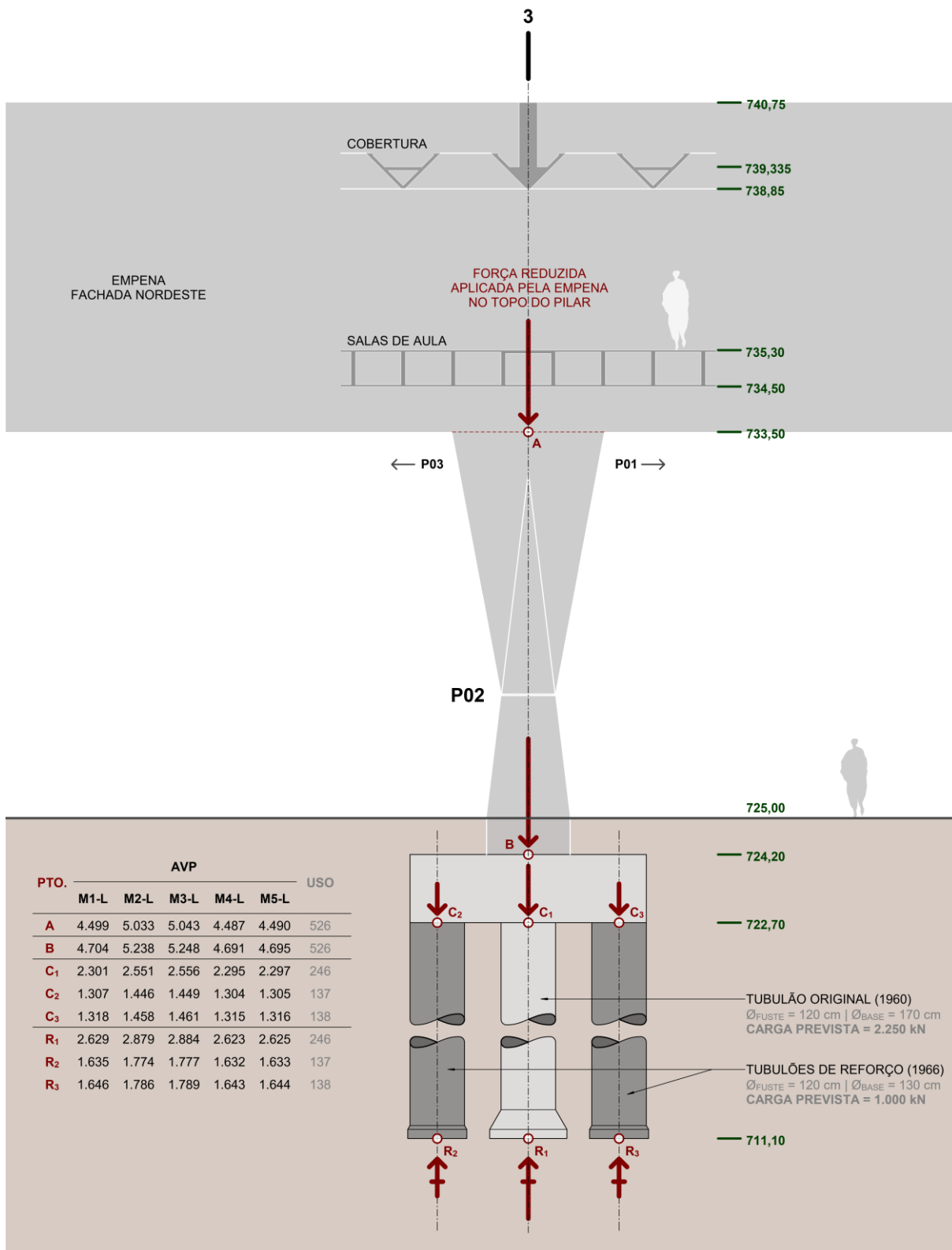
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

De acordo com a FIGURA 6.1, as ações verticais obtidas para os topos de tubulões e estacas presentes nas fundações dos pilares destacados – P02, P04, P15, P16, P17, P34, P47 e P49 – superam, em alguns casos expressivamente, as previstas na documentação de projeto estrutural. Isto posto, com a finalidade de aprofundar o exame, elaboraram-se as figuras seguir (FIGURA 6.2 a FIGURA 6.9), as quais trazem, para alguns pontos notáveis ao longo da extensão dos pilares e respectivas fundações, os valores das forças normais obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

FIGURA 6.2 – Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P02, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

No pilar P02, conforme indicado na FIGURA 6.2, as forças normais obtidas dos modelos analíticos para o topo do tubulão original que lhe serve de suporte (ponto C₁) variam, para as ações verticais permanentes (AVP), entre 2.295 kN (M4-L) e 2.556 kN (M3-L), ou seja, superam, sem sequer considerar a ação variável referente ao uso da edificação (246 kN), a carga prevista na documentação de projeto estrutural (2.250 kN). Quanto às cargas atuantes nos topos dos tubulões de reforço (pontos C₂ e C₃), o valor previsto (1.000 kN) também é superado pelos obtidos nos modelos para as AVP que, somadas às cargas referentes ao uso da edificação (USO), resulta entre 1.441 kN (M4-L) e 1.585 kN (M3-L) no ponto C₂, e entre 1.453 kN (M4-L) e 1.599 kN (M3-L) no ponto C₃.

No entanto, ainda que a diferença entre a carga prevista na documentação de projeto estrutural e as obtidas nos modelos seja expressiva para os tubulões de reforço (entre 44% e 60%, conforme indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1), as tensões de contato entre suas bases e o solo (1,09 a 1,20 MPa) são similares às do tubulão central (1,12 a 1,23 MPa), conforme indicado na TABELA 6.8 a seguir:

TABELA 6.8: Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P02, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C₁, C₂ e C₃ da FIGURA 6.2 (topo dos tubulões).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Obs. O peso próprio dos tubulões foi desprezado no cômputo das tensões, por supor-se que esse seja equilibrado pela parcela de atrito lateral atuante ao longo do fuste, conforme aponta Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 44).

| <i>tubulão</i> | | <i>tensões normais no fuste e base dos tubulões [MPa]</i> | | | | | |
|----------------------|-------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <i>Pto.</i> | <i>Ø [cm]</i> | <i>Projeto</i> | <i>M1-L</i> | <i>M2-L</i> | <i>M3-L</i> | <i>M4-L</i> | <i>M5-L</i> |
| C₁ | <i>fuste: 120</i> | 1,99 | 2,25 | 2,47 | 2,48 | 2,25 | 2,25 |
| | <i>base: 170</i> | 0,99 | 1,12 | 1,23 | 1,23 | 1,12 | 1,12 |
| C₂ | <i>fuste: 120</i> | 0,88 | 1,28 | 1,40 | 1,40 | 1,27 | 1,27 |
| | <i>base: 130</i> | 0,75 | 1,09 | 1,19 | 1,19 | 1,09 | 1,09 |
| C₃ | <i>fuste: 120</i> | 0,88 | 1,29 | 1,41 | 1,41 | 1,28 | 1,29 |
| | <i>base: 130</i> | 0,75 | 1,10 | 1,20 | 1,20 | 1,09 | 1,10 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Destaca-se que as tensões obtidas com os resultados dos modelos para as bases dos tubulões dispostos sob o P02 (1,09 a 1,23 MPa) superam, segundo as cargas e diâmetros de bases indicados na documentação de projeto estrutural²⁹⁴, a máxima – e já expressivamente elevada para o solo – tensão, de aproximadamente 1 MPa, para as quais os tubulões foram dimensionados.

Por outro lado, conforme indicado na TABELA 6.8, as tensões normais alcançadas com as forças normais extraídas dos modelos analíticos para as seções de fuste dos tubulões – variáveis entre 1,27 e 2,47 MPa – são pouco expressivas para o concreto de que são constituídos, haja visto que, segundo a NBR6122 (2019, p. 34), prescindem de armaduras tubulões não encamisados cujos fustes estejam submetidos a tensões de compressão inferiores a 5 MPa.

Quanto às variações das cargas atuantes no pilar P02 em cada modelo estrutural, nota-se que no ponto A indicado na FIGURA 6.2 os modelos M2-L e M3-L – nos quais as cargas aplicadas na cobertura são maiores²⁹⁵ (3,2 kN/m²) – fornecem cerca de 5.500 kN (AVP + USO) para força normal, a qual supera em pouco mais de 500 kN a obtida no modelo M1-L, representativo das condições originais de carregamento na cobertura, com 0,2 kN/m² de carga aplicada²⁹⁶. Os modelos M4-L e M5-L, por sua vez, nos quais as cargas incidentes na cobertura nos arredores do pilar P02 são menores²⁹⁷ (0,1 kN/m²), fornecem forças normais próximas das obtidas na condição original da edificação, isto é, de aproximadamente 5.000 kN, conforme indicado na FIGURA 6.2 para o modelo M1-L.

No que se refere à redistribuição de esforços decorrente da substituição do aparelho de apoio no pilar P03, a tabela apresentada na FIGURA 6.2 mostra que sua influência sobre o pilar P02 é pouco expressiva, haja visto que no ponto A indicado, as forças normais (AVP + USO) obtidas dos modelos M2-L e M3-L – que retratam, respectivamente, as condições original (placa de neoprene) e modificada (elastômero fretado) do aparelho de apoio do pilar P03 – são bastante próximas (5.559 e 5.570 kN).

²⁹⁴ Cf. TABELA 3.2 e TABELA 3.3, no CAPÍTULO 3.

²⁹⁵ Cf. FIGURA 4.13 no CAPÍTULO 4.

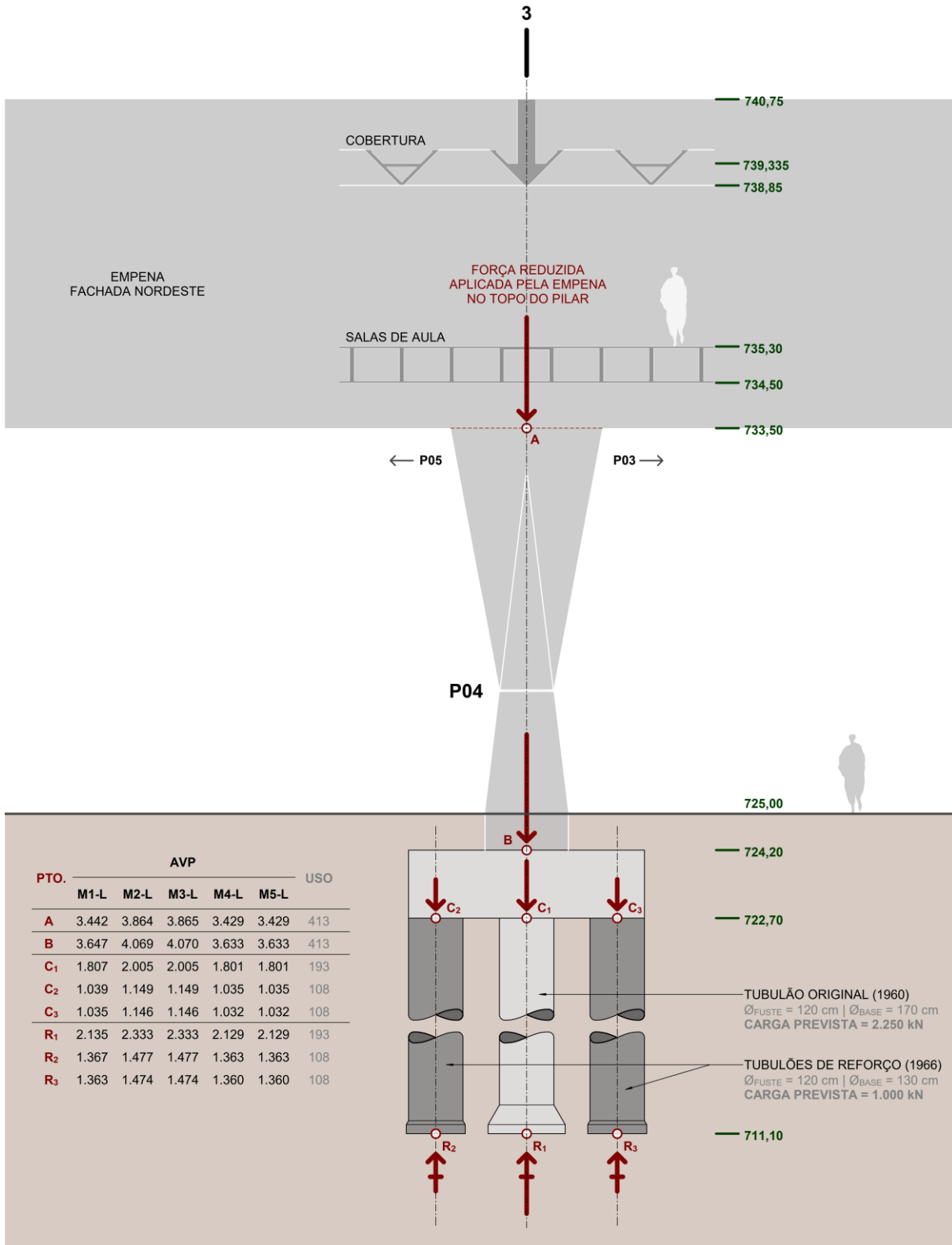
²⁹⁶ Cf. FIGURA 4.12 no CAPÍTULO 4.

²⁹⁷ Cf. FIGURA 4.14 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

FIGURA 6.3 – Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P04, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

No caso do pilar P04, a FIGURA 6.3 mostra que as forças normais obtidas dos modelos analíticos para o topo do tubulão original que lhe serve de suporte (ponto C₁) variam, para as ações verticais permanentes (AVP), entre 1.801 kN (M4-L e M5-L) e 2.005 kN (M2-L e M3-L), as quais, somadas à ação variável referente ao uso da edificação (193 kN), perfazem entre 1.994 kN (M4-L e M5-L) e 2.198 kN (M2-L e M3-L), ou seja, não superam a carga prevista na documentação de projeto estrutural (2.250 kN), conforme já indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1.

Quanto às cargas atuantes nos topos dos tubulões de reforço (pontos C₂ e C₃), o valor previsto (1.000 kN) é ligeiramente superado pelos obtidos nos modelos para as AVP que, somadas às cargas referentes ao uso da edificação (USO), resulta entre 1.143 kN (M4-L e M5-L) e 1.257 kN (M2-L e M3-L) no ponto C₂, e entre 1.139 kN (M4-L e M5-L) e 1.253 kN (M2-L e M3-L) no ponto C₃. No entanto, ainda que superem (entre 14% e 26%, conforme indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1) o valor previsto na documentação de projeto estrutural, os resultados obtidos nos modelos levam a tensões de contato entre o solo e a base dos tubulões (0,86 a 0,95 MPa) similares às obtidas para o tubulão central (0,88 a 0,97 MPa), conforme indicado na TABELA 6.9 a seguir:

TABELA 6.9: Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P04, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C₁, C₂ e C₃ da FIGURA 6.3 (topo dos tubulões).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Obs. O peso próprio dos tubulões foi desprezado no cálculo das tensões, por supor-se que esse seja equilibrado pela parcela de atrito lateral atuante ao longo do fuste, conforme aponta Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 44).

| tubulão | | tensões normais no fuste e base dos tubulões [MPa] | | | | | |
|----------------------|-------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Pto. | Ø [cm] | Projeto | M1-L | M2-L | M3-L | M4-L | M5-L |
| C₁ | <i>fuste: 120</i> | 1,99 | 1,77 | 1,94 | 1,94 | 1,76 | 1,76 |
| | <i>base: 170</i> | 0,99 | 0,88 | 0,97 | 0,97 | 0,88 | 0,88 |
| C₂ | <i>fuste: 120</i> | 0,88 | 1,01 | 1,11 | 1,11 | 1,01 | 1,01 |
| | <i>base: 130</i> | 0,75 | 0,86 | 0,95 | 0,95 | 0,86 | 0,86 |
| C₃ | <i>fuste: 120</i> | 0,88 | 1,01 | 1,11 | 1,11 | 1,01 | 1,01 |
| | <i>base: 130</i> | 0,75 | 0,86 | 0,94 | 0,94 | 0,86 | 0,86 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Destaca-se que, analogamente ao discutido para o pilar P02, apesar de elevadas para o solo, as tensões de contato obtidas com os resultados dos modelos analíticos para a base dos tubulões dispostos sob o P04 são próximas das previstas na documentação de projeto estrutural, as quais variam, de acordo com a TABELA 6.9, entre 0,75 e 0,99 MPa.

Em relação as tensões normais atuantes nas seções de fuste dos tubulões, a TABELA 6.9 mostra que, assim como discutido para o pilar P02, os valores obtidos são pouco expressivos e não superam 2 MPa.

Quanto às variações das cargas atuantes no pilar P04 em cada modelo estrutural, nota-se que no ponto A indicado na FIGURA 6.3 os modelos M2-L e M3-L – nos quais as cargas aplicadas na cobertura são maiores²⁹⁸ (3,2 kN/m²) – fornecem cerca de 4.300 kN (AVP + USO) para força normal, a qual supera em quase 450 kN a obtida no modelo M1-L, representativo das condições originais de carregamento na cobertura, com 0,2 kN/m² de carga aplicada²⁹⁹. Os modelos M4-L e M5-L, por sua vez, nos quais as cargas incidentes na cobertura nos arredores do pilar P04 são menores³⁰⁰ (0,1 kN/m²), fornecem forças normais próximas das obtidas na condição original da edificação, isto é, de aproximadamente 3.850 kN, conforme indicado na FIGURA 6.3 para o modelo M1-L.

No que se refere à redistribuição de esforços decorrente da substituição do aparelho de apoio no pilar P03, a tabela apresentada na FIGURA 6.3 mostra que sua influência sobre o pilar P04 é – assim como discutido para o P02 – desprezível, haja visto que no ponto A indicado, as forças normais (AVP + USO) obtidas dos modelos M2-L e M3-L – que retratam, respectivamente, as condições original (placa de neoprene) e modificada (elastômero fretado) do aparelho de apoio do pilar P03 – são praticamente as mesmas (4.277 e 4.278 kN).

²⁹⁸ Cf. FIGURA 4.13 no CAPÍTULO 4.

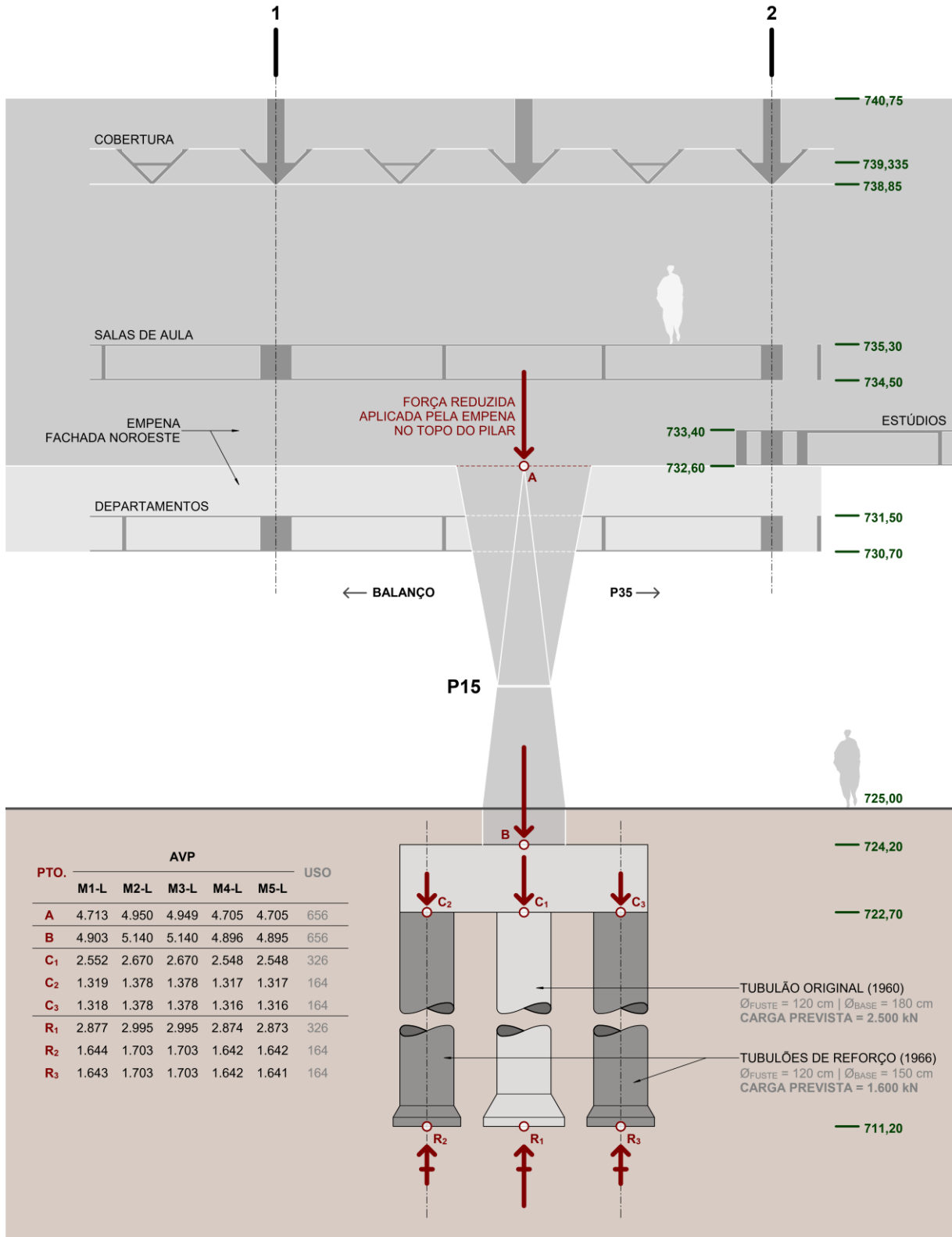
²⁹⁹ Cf. FIGURA 4.12 no CAPÍTULO 4.

³⁰⁰ Cf. FIGURA 4.14 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

FIGURA 6.4 – Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P15, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

No pilar P15, a FIGURA 6.4 mostra que as forças normais obtidas dos modelos analíticos para o topo do tubulão original no qual descarrega (ponto C₁) variam, para as ações verticais permanentes (AVP), entre 2.548 kN (M4-L e M5-L) e 2.670 kN (M2-L e M3-L), ou seja, superam, sem sequer considerar a ação variável referente ao uso da edificação (326 kN), a carga prevista na documentação de projeto estrutural (2.500 kN).

Quanto às AVP obtidas nos modelos analíticos para os topos dos tubulões de reforço (pontos C₂ e C₃), variam entre 1.316/7 kN (M4-L e M5-L) e 1.378 kN (M2-L e M3-L), as quais, somadas à ação variável referente ao uso da edificação (164 kN), perfazem entre 1.480 kN (M4-L e M5-L) e 1.542 kN (M2-L e M3-L), ou seja, não superam a carga prevista na documentação de projeto estrutural (1.600 kN), conforme já indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1. Com isso, os resultados obtidos nos modelos levam a tensões de contato ligeiramente superiores às previstas em projeto para a interface entre a base do tubulão original (central) e o solo (1,13 a 1,18 MPa) e, por outro lado, a tensões inferiores às estimadas para o caso dos tubulões de reforço (0,84 a 0,87 MPa), conforme indicado na TABELA 6.10 a seguir:

TABELA 6.10: Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P15, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C₁, C₂ e C₃ da FIGURA 6.4 (topo dos tubulões).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Obs. O peso próprio dos tubulões foi desprezado no cômputo das tensões, por supor-se que esse seja equilibrado pela parcela de atrito lateral atuante ao longo do fuste, conforme aponta Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 44).

| <i>tubulão</i> | | <i>tensões normais no fuste e base dos tubulões [MPa]</i> | | | | | |
|----------------------|-------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <i>Pto.</i> | <i>Ø [cm]</i> | <i>Projeto</i> | <i>M1-L</i> | <i>M2-L</i> | <i>M3-L</i> | <i>M4-L</i> | <i>M5-L</i> |
| C₁ | <i>fuste: 120</i> | 2,21 | 2,54 | 2,65 | 2,65 | 2,54 | 2,54 |
| | <i>base: 180</i> | 0,98 | 1,13 | 1,18 | 1,18 | 1,13 | 1,13 |
| C₂ | <i>fuste: 120</i> | 1,41 | 1,31 | 1,36 | 1,36 | 1,31 | 1,31 |
| | <i>base: 150</i> | 0,91 | 0,84 | 0,87 | 0,87 | 0,84 | 0,84 |
| C₃ | <i>fuste: 120</i> | 1,41 | 1,31 | 1,36 | 1,36 | 1,31 | 1,31 |
| | <i>base: 150</i> | 0,91 | 0,84 | 0,87 | 0,87 | 0,84 | 0,84 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Analogamente ao discutido para os pilares P02 e P04, apesar de elevadas para o solo, as tensões de contato obtidas com os resultados dos modelos analíticos para a base dos tubulões dispostos sob o P15 são próximas das previstas na documentação de projeto estrutural, as quais variam, de acordo com a TABELA 6.10, entre 0,91 e 0,98 MPa. No entanto, destaca-se que o valor obtido para a tensão normal na base do tubulão central é cerca de 35% superior ao alcançado para as bases dos de reforço, o que sugere possível redistribuição dos esforços devido a recalques diferenciais entre os três tubulões até que se consolide o efeito de grupo da fundação.

Em relação as tensões normais atuantes nas seções de fuste dos tubulões, a TABELA 6.10 mostra que, assim como discutido para os pilares P02 e P04, os valores obtidos são pouco expressivos e não superam 5 MPa, limite a partir do qual a NBR6122 (2019, p. 34) preconiza que sejam integralmente armados.

Quanto às variações das cargas atuantes no pilar P15 em cada modelo estrutural, nota-se que no ponto A indicado na FIGURA 6.4 os modelos M2-L e M3-L – nos quais as cargas aplicadas na cobertura são maiores³⁰¹ (3,2 kN/m²) – fornecem cerca de 5.600 kN (AVP + USO) para força normal, a qual supera em quase 250 kN a obtida no modelo M1-L, representativo das condições originais de carregamento na cobertura, com 0,2 kN/m² de carga aplicada³⁰². Os modelos M4-L e M5-L, por sua vez, nos quais as cargas incidentes na cobertura nos arredores do pilar P15 são menores³⁰³ (0,1 kN/m²), fornecem forças normais próximas das obtidas na condição original da edificação, isto é, de aproximadamente 5.350 kN, conforme indicado na FIGURA 6.4 para o modelo M1-L.

No que se refere à redistribuição de esforços decorrente da substituição do aparelho de apoio no pilar P03, a tabela apresentada na FIGURA 6.4 mostra que sua influência sobre o pilar P15 é – assim como discutido para os pilares P02 e P04 – desprezível, haja visto que no ponto A indicado, as forças normais (AVP + USO) obtidas dos modelos M2-L e M3-L – que retratam, respectivamente, as condições original (placa de neoprene) e modificada (elastômero fretado) do aparelho de apoio do pilar P03 – são praticamente as mesmas (5.606 e 5.605 kN).

³⁰¹ Cf. FIGURA 4.13 no CAPÍTULO 4.

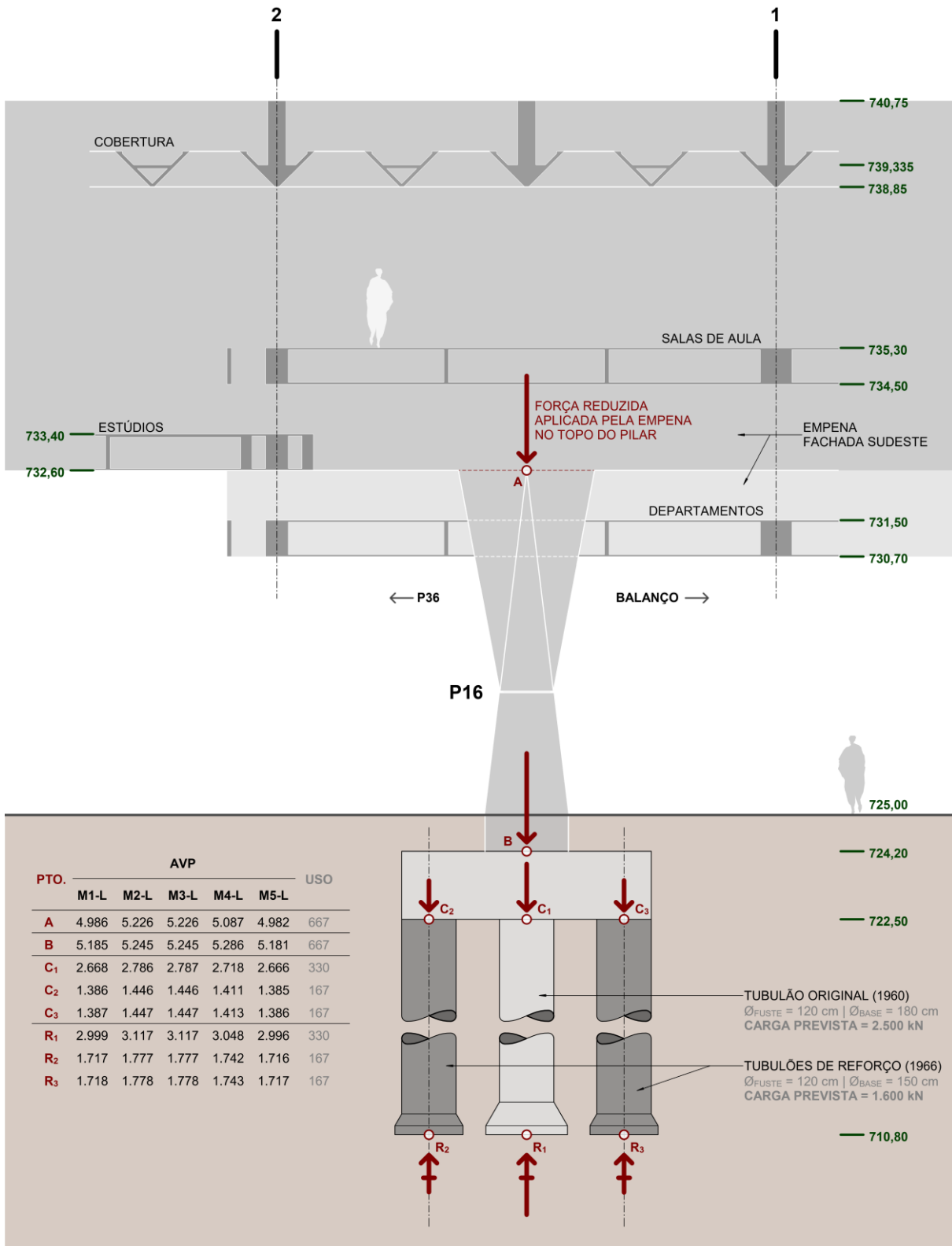
³⁰² Cf. FIGURA 4.12 no CAPÍTULO 4.

³⁰³ Cf. FIGURA 4.14 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

FIGURA 6.5 – Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P16, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

No pilar P16, a FIGURA 6.5 mostra que as forças normais obtidas dos modelos analíticos para o topo do tubulão original que o suporta (ponto C₁) variam, para as ações verticais permanentes (AVP), entre 2.666 kN (M5-L) e 2.786/7 kN (M2-L e M3-L), ou seja, superam, sem sequer considerar a ação variável referente ao uso da edificação (330 kN), a carga prevista na documentação de projeto estrutural (2.500 kN). Quanto às AVP obtidas nos modelos analíticos para os topos dos tubulões de reforço (pontos C₂ e C₃), variam entre 1.385/6 kN (M5-L) e 1.446/7 kN (M2-L e M3-L), as quais, somadas à ação variável referente ao uso da edificação (167 kN), perfazem entre 1.552/3 kN (M5-L) e 1.614 kN (M2-L e M3-L), ou seja, praticamente coincidem com a carga prevista na documentação de projeto estrutural (1.600 kN), conforme já indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1. Com isso, os resultados obtidos nos modelos levam a tensões de contato superiores às previstas em projeto para a interface entre a base do tubulão original (central) e o solo (1,18 a 1,22 MPa) e, por outro lado, a tensões similares às estimadas para o caso dos tubulões de reforço (0,88 a 0,91 MPa), conforme indicado na TABELA 6.11 a seguir:

TABELA 6.11: Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P16, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C₁, C₂ e C₃ da FIGURA 6.5 (topo dos tubulões).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Obs. O peso próprio dos tubulões foi desprezado no cômputo das tensões, por supor-se que esse seja equilibrado pela parcela de atrito lateral atuante ao longo do fuste, conforme aponta Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 44).

| <i>tubulão</i> | | <i>tensões normais no fuste e base dos tubulões [MPa]</i> | | | | | |
|----------------------|-------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <i>Pto.</i> | <i>Ø [cm]</i> | <i>Projeto</i> | <i>M1-L</i> | <i>M2-L</i> | <i>M3-L</i> | <i>M4-L</i> | <i>M5-L</i> |
| C₁ | <i>fuste: 120</i> | 2,21 | 2,65 | 2,76 | 2,76 | 2,69 | 2,65 |
| | <i>base: 180</i> | 0,98 | 1,18 | 1,22 | 1,22 | 1,20 | 1,18 |
| C₂ | <i>fuste: 120</i> | 1,41 | 1,37 | 1,43 | 1,43 | 1,40 | 1,37 |
| | <i>base: 150</i> | 0,91 | 0,88 | 0,91 | 0,91 | 0,89 | 0,88 |
| C₃ | <i>fuste: 120</i> | 1,41 | 1,37 | 1,43 | 1,43 | 1,40 | 1,37 |
| | <i>base: 150</i> | 0,91 | 0,88 | 0,91 | 0,91 | 0,89 | 0,88 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Analogamente ao discutido para os pilares P02, P04 e P15, apesar de elevadas para o solo, as tensões de contato obtidas com os resultados dos modelos

analíticos para a base dos tubulões dispostos sob o P16 são próximas das previstas na documentação de projeto estrutural, as quais variam, de acordo com a TABELA 6.11, entre 0,91 e 0,98 MPa. No caso do tubulão central, destaca-se que a tensão já expressiva para a qual foi dimensionado é, de acordo com os resultados obtidos dos modelos analíticos, superada e cerca de 34% superior à alcançada para as bases dos de reforço, o que implica – assim como sinalizado para o pilar P15 – a possibilidade de redistribuição dos esforços devido a recalques diferenciais entre os três tubulões (efeito de grupo da fundação).

Em relação as tensões normais atuantes nas seções de fuste dos tubulões, a TABELA 6.11 mostra que, assim como discutido para os pilares P02, P04 e P15, os valores obtidos são pouco expressivos e não superam 5 MPa, limite a partir do qual a NBR6122 (2019, p. 34) preconiza que sejam integralmente armados.

Quanto às variações das cargas atuantes no pilar P16 em cada modelo estrutural, nota-se que no ponto A indicado na FIGURA 6.5 os modelos M2-L e M3-L – nos quais as cargas aplicadas na cobertura são maiores³⁰⁴ (3,2 kN/m²) – fornecem cerca de 5.900 kN (AVP + USO) para força normal, a qual supera em quase 250 kN a obtida no modelo M1-L, representativo das condições originais de carregamento na cobertura, com 0,2 kN/m² de carga aplicada³⁰⁵. Os modelos M4-L e M5-L, por sua vez, nos quais as cargas incidentes na cobertura nos arredores do pilar P16 são menores³⁰⁶ (0,1 kN/m²), fornecem forças normais próximas das obtidas na condição original da edificação, sobretudo no caso do modelo M5-L (5.650 kN), conforme apresentado na FIGURA 6.4 para o modelo M1-L.

No que se refere à redistribuição de esforços decorrente da substituição do aparelho de apoio no pilar P03, a tabela apresentada na FIGURA 6.5 mostra que sua influência sobre o pilar P16 é – assim como discutido para os pilares P02, P04 e P15 – desprezível, haja visto que no ponto A indicado, as forças normais (AVP + USO) obtidas dos modelos M2-L e M3-L – que retratam, respectivamente, as condições original (placa de neoprene) e modificada (elastômero fretado) do aparelho de apoio do pilar P03 – são idênticas e iguais a 5.892 kN.

³⁰⁴ Cf. FIGURA 4.13 no CAPÍTULO 4.

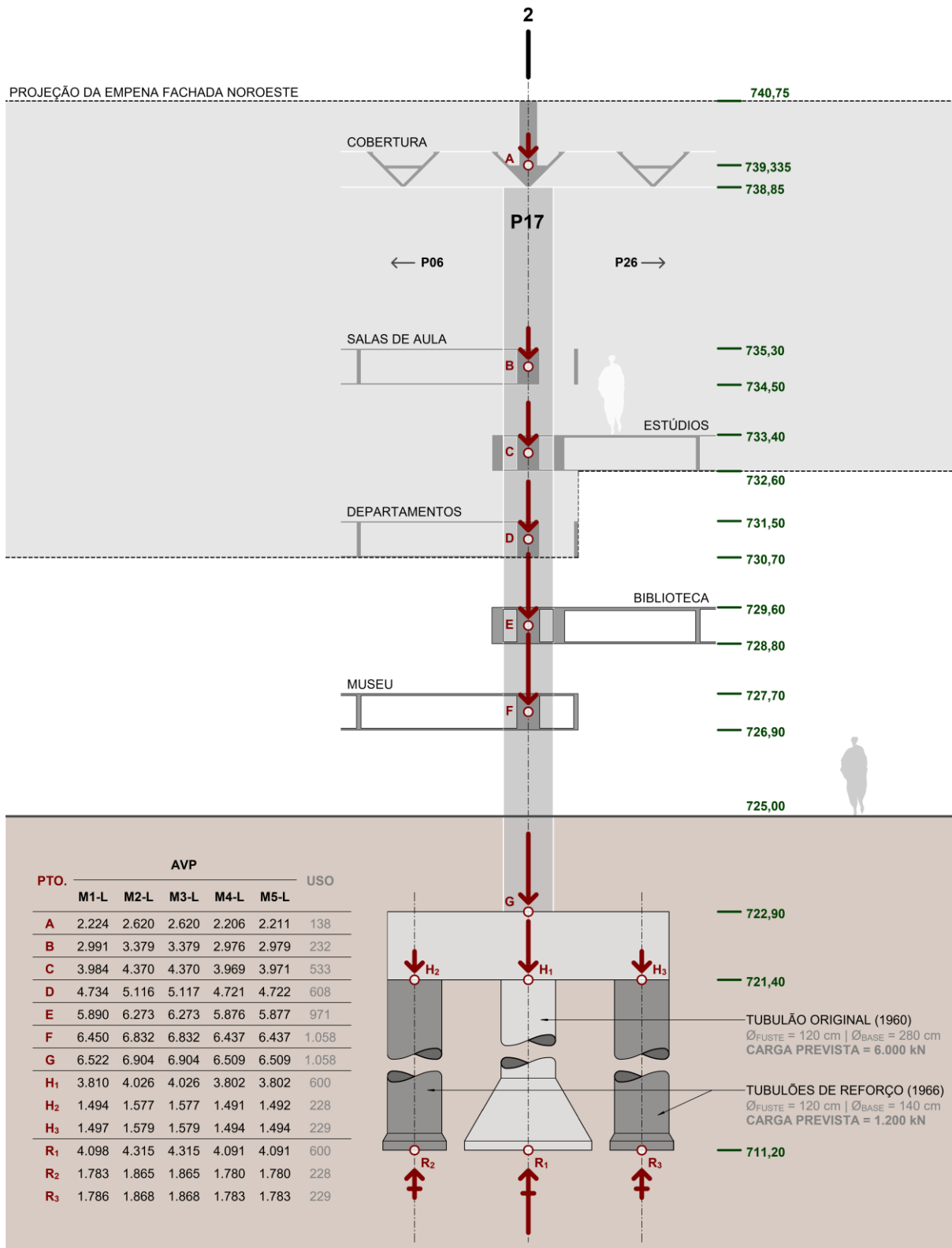
³⁰⁵ Cf. FIGURA 4.12 no CAPÍTULO 4.

³⁰⁶ Cf. FIGURA 4.14 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

FIGURA 6.6 – Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar interno P17, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

No pilar P17, de acordo com a FIGURA 6.6, as forças normais obtidas dos modelos analíticos para o topo do tubulão original que o apoia (ponto H₁) variam, para as ações verticais permanentes (AVP), entre 3.802 kN (M4-L e M5-L) e 4.026 kN (M2-L e M3-L), as quais, somadas à ação variável referente ao uso da edificação (600 kN), perfazem entre 4.403 kN (M4-L e M5-L) e 4.627 kN (M2-L e M3-L), ou seja, não superam a carga prevista na documentação de projeto estrutural (6.000 kN).

Por outro lado, quanto às cargas atuantes nos topos dos tubulões de reforço (pontos H₂ e H₃), o valor previsto (1.200 kN) é superado pelos obtidos nos modelos para as AVP, que variam de 1.491/2 kN (M4-L e M5-L) a 1.577 kN (M2-L e M3-L) no ponto H₂ e de 1.494 kN (M4-L e M5-L) a 1.579 kN (M2-L e M3-L) no ponto H₃ e que, somadas aos 228/9 kN de carga acidental (USO) resultam entre 43% e 51% acima das previstas na documentação de projeto estrutural, conforme indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1.

Com isso, os resultados obtidos nos modelos levam a tensões de contato inferiores às previstas em projeto para a interface entre a base do tubulão original (central) e o solo (0,72 a 0,75 MPa) e, por outro lado, a tensões superiores às estimadas para o caso dos tubulões de reforço (1,12 a 1,17 MPa), conforme indicado na TABELA 6.12 a seguir:

TABELA 6.12: Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P17, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos H₁, H₂ e H₃ da FIGURA 6.6 (topo dos tubulões).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Obs. O peso próprio dos tubulões foi desprezado no cômputo das tensões, por supor-se que esse seja equilibrado pela parcela de atrito lateral atuante ao longo do fuste, conforme aponta Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 44).

| <i>tubulão</i> | | <i>tensões normais no fuste e base dos tubulões [MPa]</i> | | | | | |
|----------------------|-------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <i>Pto.</i> | <i>Ø [cm]</i> | <i>Projeto</i> | <i>M1-L</i> | <i>M2-L</i> | <i>M3-L</i> | <i>M4-L</i> | <i>M5-L</i> |
| H₁ | <i>fuste: 120</i> | 5,31 | 3,90 | 4,09 | 4,09 | 3,89 | 3,89 |
| | <i>base: 280</i> | 0,97 | 0,72 | 0,75 | 0,75 | 0,72 | 0,72 |
| H₂ | <i>fuste: 120</i> | 1,06 | 1,52 | 1,60 | 1,60 | 1,52 | 1,52 |
| | <i>base: 140</i> | 0,78 | 1,12 | 1,17 | 1,17 | 1,12 | 1,12 |
| H₃ | <i>fuste: 120</i> | 1,06 | 1,53 | 1,60 | 1,60 | 1,52 | 1,52 |
| | <i>base: 140</i> | 0,78 | 1,12 | 1,17 | 1,17 | 1,12 | 1,12 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudiantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Analogamente ao discutido para os demais pilares examinados, apesar de elevadas para o solo, as tensões de contato obtidas com os resultados dos modelos analíticos para a base dos tubulões dispostos sob o P17 são próximas das previstas na documentação de projeto estrutural, as quais variam, de acordo com a TABELA 6.11, entre 0,78 e 0,97 MPa. No caso dos tubulões de reforço, destaca-se que a tensão já expressiva para a qual foram dimensionados é, de acordo com os resultados obtidos dos modelos analíticos, superada e cerca de 56% superior à alcançada para a base do tubulão central, o que sugere – assim como sinalizado para os pilares P15 e P16 – possível redistribuição dos esforços devido efeito de grupo da fundação.

Em relação as tensões normais atuantes nas seções de fuste dos tubulões, a TABELA 6.12 mostra que, assim como discutido para os demais pilares investigados, os valores obtidos são pouco expressivos e não superam o limite (5 MPa) a partir do qual a NBR6122 (2019, p. 34) recomenda armação dos fustes.

Quanto às variações das cargas atuantes no pilar P17 em cada modelo estrutural, nota-se que no ponto A indicado na FIGURA 6.6 os modelos M2-L e M3-L – nos quais as cargas aplicadas na cobertura são maiores³⁰⁷ (3,2 kN/m²) – fornecem cerca de 5.750 kN (AVP + USO) para força normal, a qual supera em quase 400 kN a obtida no modelo M1-L, representativo das condições originais de carregamento na cobertura, com 0,2 kN/m² de carga aplicada³⁰⁸. Os modelos M4-L e M5-L, por sua vez, nos quais as cargas incidentes na cobertura nos arredores do pilar P17 são menores³⁰⁹ (0,1 kN/m²), fornecem forças normais próximas das obtidas na condição original da edificação, isto é, de aproximadamente 5.350 kN (M1-L).

No que se refere à redistribuição de esforços decorrente da substituição do aparelho de apoio no pilar P03, a tabela apresentada na FIGURA 6.6 mostra que sua influência sobre o pilar P17 é – assim como discutido para os demais pilares examinados – desprezível, haja visto que no ponto A indicado, as forças normais (AVP + USO) obtidas dos modelos M2-L e M3-L – que retratam, respectivamente, as condições original (placa de neoprene) e modificada (elastômero fretado) do aparelho de apoio do pilar P03 – são praticamente as mesmas (2.757/8 kN).

³⁰⁷ Cf. FIGURA 4.13 no CAPÍTULO 4.

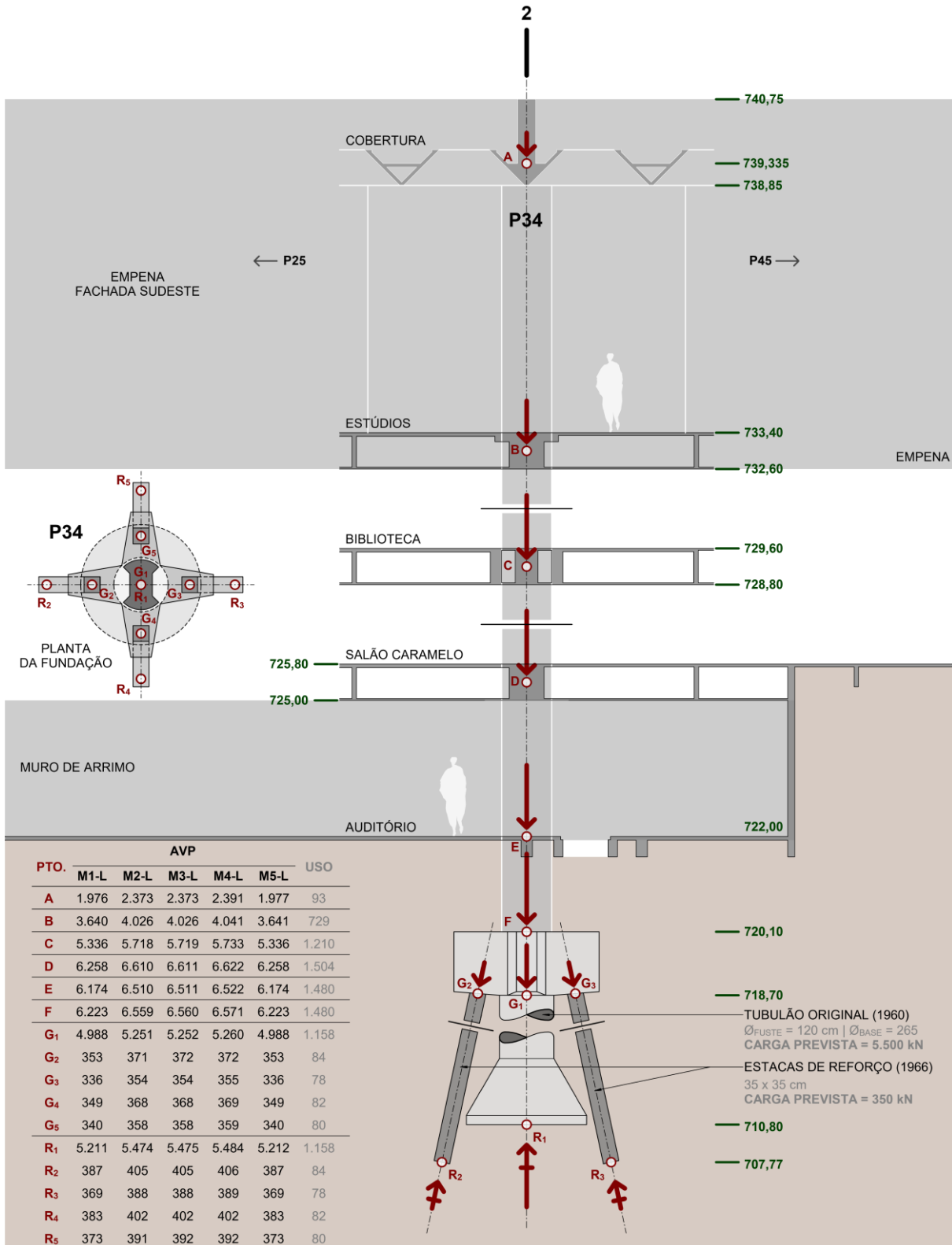
³⁰⁸ Cf. FIGURA 4.12 no CAPÍTULO 4.

³⁰⁹ Cf. FIGURA 4.14 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

FIGURA 6.7 Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar interno P34, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

No caso do pilar P34, a FIGURA 6.7 indica que as forças normais obtidas dos modelos analíticos para o topo do tubulão original sobre o qual se apoia (ponto G₁) variam, para as ações verticais permanentes (AVP), entre 4.988 kN (M1-L e M5-L) e 5.260 kN (M4-L), as quais, somadas à ação variável referente ao uso da edificação (1.158 kN), perfazem entre 6.146 kN (M1-L e M5-L) e 6.419 kN (M4-L), ou seja, superam entre 12% e 17% a carga prevista na documentação de projeto estrutural (5.500 kN), conforme já indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1.

Quanto às cargas verticais totais (AVP + USO) obtidas nos modelos para os topos das estacas de reforço (pontos G₂, G₃, G₄ e G₅), variam entre 414 kN (M1-L e M5-L para o ponto G₃) a 456 kN (M2-L, M3-L e M4-L para o ponto G₂), isto é, superam entre 18% e 30% os 350 kN estimados na documentação de projeto estrutural.

Em relação às tensões obtidas com os resultados dos modelos analíticos para o fuste (5,43 a 5,68 MPa) e base (1,11 a 1,16 MPa) do tubulão, ambas superam as previstas na documentação de projeto estrutural (4,86 MPa e 1,00 MPa, respectivamente), conforme apresentado na TABELA 6.13, a seguir:

TABELA 6.13: Tensões normais atuantes na seção das estacas, e na do fuste e base do tubulão disposto sob o pilar P34, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos G₁, G₂, G₃, G₄ e H₅ da FIGURA 6.7 (topo das estacas e do tubulão).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Obs. O peso próprio do tubulão foi desprezado no cômputo das tensões, por supor-se que esse seja equilibrado pela parcela de atrito lateral atuante ao longo do fuste, conforme aponta Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 44).

| <i>tubulão / estaca</i> | | <i>tensões normais na seção das estacas, e na do fuste e base do tubulão [MPa]</i> | | | | | |
|-------------------------|--------------------|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <i>Pto.</i> | <i>Ø ou ℓ [cm]</i> | <i>Projeto</i> | <i>M1-L</i> | <i>M2-L</i> | <i>M3-L</i> | <i>M4-L</i> | <i>M5-L</i> |
| G₁ | <i>fuste: 120</i> | 4,86 | 5,43 | 5,67 | 5,67 | 5,68 | 5,43 |
| | <i>base: 265</i> | 1,00 | 1,11 | 1,16 | 1,16 | 1,16 | 1,11 |
| G₂ | 35 x 35 | 2,86 | 3,57 | 3,72 | 3,72 | 3,73 | 3,57 |
| G₃ | 35 x 35 | 2,86 | 3,38 | 3,53 | 3,53 | 3,53 | 3,38 |
| G₄ | 35 x 35 | 2,86 | 3,53 | 3,68 | 3,68 | 3,68 | 3,53 |
| G₅ | 35 x 35 | 2,86 | 3,43 | 3,57 | 3,58 | 3,58 | 3,43 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Destaca-se que, analogamente ao discutido para os demais pilares examinados, apesar de elevadas para o solo, as tensões de contato obtidas com os resultados dos modelos analíticos para a base do tubulão disposto sob o P34 são próximas da prevista na documentação de projeto estrutural (1 MPa) e, em relação às tensões normais atuantes na seção do fuste do tubulão, a TABELA 6.13 mostra que, diversamente do obtido para os tubulões que apoiam os demais pilares, os valores obtidos superam o limite (5 MPa) a partir do qual a NBR6122 (2019, p. 34) recomenda armação dos fustes.

Quanto às variações das cargas atuantes no pilar P34 em cada modelo estrutural, nota-se que no ponto A indicado na FIGURA 6.7 os modelos M2-L, M3-L e M4-L – nos quais as cargas aplicadas na cobertura nos arredores do pilar P34 são maiores³¹⁰ (3,2 kN/m²) – fornecem cerca de 2.500 kN (AVP + USO) para força normal, a qual supera em cerca de 400 kN a obtida no modelo M1-L, representativo das condições originais de carregamento na cobertura, e no modelo M5-L, com 0,2 kN/m² de carga aplicada³¹¹.

No que se refere à redistribuição de esforços decorrente da substituição do aparelho de apoio no pilar P03, a tabela apresentada na FIGURA 6.7 mostra que sua influência sobre o pilar P34 é – assim como discutido para os demais pilares examinados – desprezível, haja visto que no ponto A indicado, as forças normais (AVP + USO) obtidas dos modelos M2-L e M3-L – que retratam, respectivamente, as condições original (placa de neoprene) e modificada (elastômero fretado) do aparelho de apoio do pilar P03 – são praticamente as mesmas (2.466/7 kN).

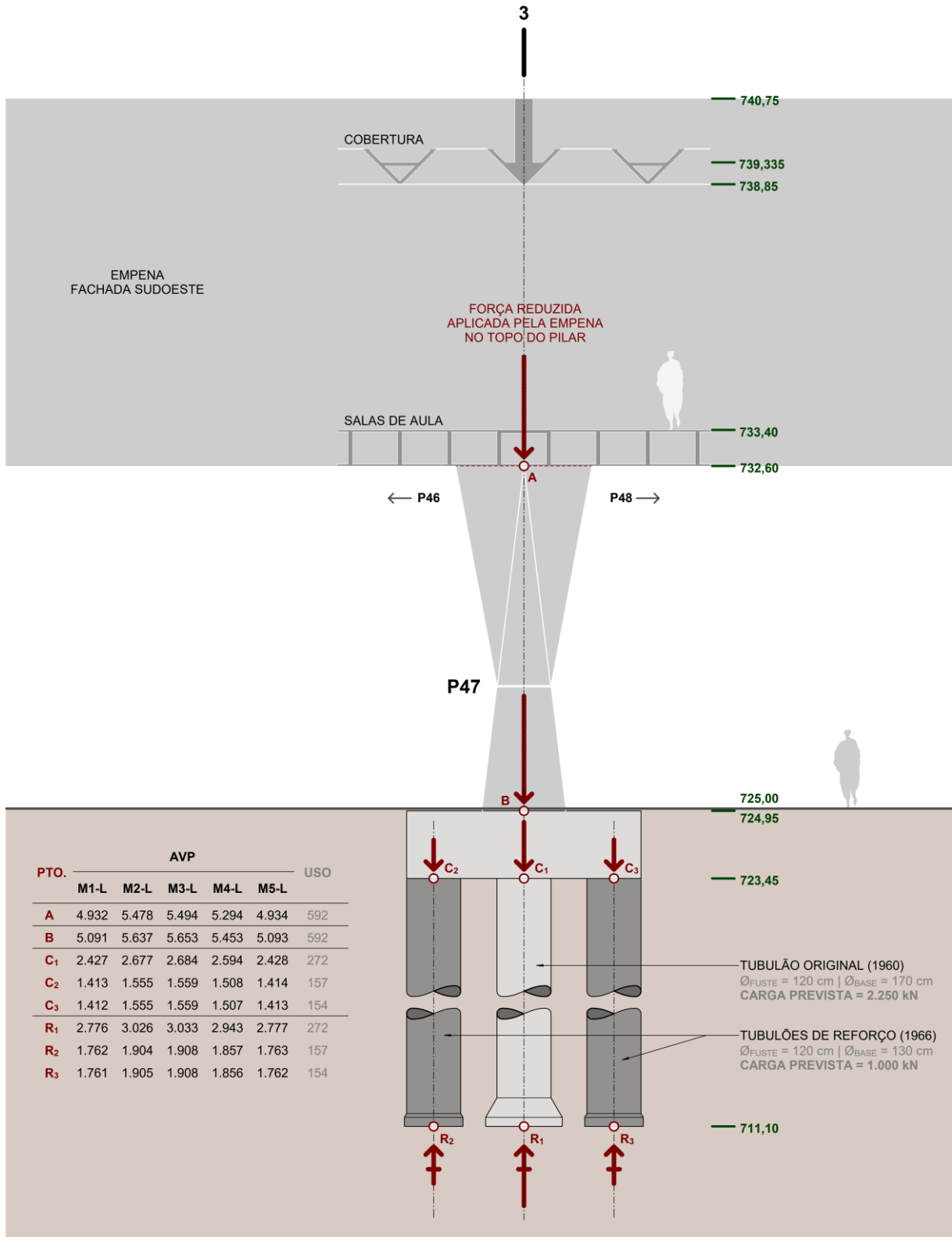
³¹⁰ Cf. FIGURA 4.13 e FIGURA 4.14 no CAPÍTULO 4.

³¹¹ Cf. FIGURA 4.12 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

FIGURA 6.8 – Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P47, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

No pilar P47, a FIGURA 6.8 mostra que as forças normais obtidas dos modelos analíticos para o topo do tubulão original que o apoia (ponto C₁) variam, para as ações verticais permanentes (AVP), entre 2.427 kN (M1-L) e 2.684 kN (M3-L), ou seja, superam, sem sequer considerar a ação variável referente ao uso da edificação (272 kN), a carga prevista na documentação de projeto estrutural (2.250 kN). Quanto às cargas atuantes nos topos dos tubulões de reforço (pontos C₂ e C₃), o valor previsto (1.000 kN) também é superado pelos obtidos nos modelos para as AVP que, somadas às cargas referentes ao uso da edificação (USO), resulta entre 1.570/1 kN (M1-L e M5-L) e 1.716 kN (M3-L) no ponto C₂, e entre 1.567 kN (M1-L e M5-L) e 1.714 kN (M3-L) no ponto C₃.

No entanto, assim como discutido para os pilares P02 e P04, ainda que a diferença entre o valor previsto na documentação de projeto estrutural e os obtidos nos modelos seja expressiva para os tubulões de reforço (entre 57% e 72%, conforme indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1), as tensões de contato entre suas bases e o solo (1,18 a 1,29 MPa) são similares às do tubulão central (1,19 a 1,30 MPa), conforme indicado na TABELA 6.14 a seguir:

TABELA 6.14: Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P47, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C₁, C₂ e C₃ da FIGURA 6.8 (topo dos tubulões).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Obs. O peso próprio dos tubulões foi desprezado no cômputo das tensões, por supor-se que esse seja equilibrado pela parcela de atrito lateral atuante ao longo do fuste, conforme aponta Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 44).

| <i>tubulão</i> | | <i>tensões normais no fuste e base dos tubulões [MPa]</i> | | | | | |
|----------------------|-------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <i>Pto.</i> | <i>∅ [cm]</i> | <i>Projeto</i> | <i>M1-L</i> | <i>M2-L</i> | <i>M3-L</i> | <i>M4-L</i> | <i>M5-L</i> |
| C₁ | <i>fuste: 120</i> | 1,99 | 2,39 | 2,61 | 2,61 | 2,53 | 2,39 |
| | <i>base: 170</i> | 0,99 | 1,19 | 1,30 | 1,30 | 1,26 | 1,19 |
| C₂ | <i>fuste: 120</i> | 0,88 | 1,39 | 1,51 | 1,52 | 1,47 | 1,39 |
| | <i>base: 130</i> | 0,75 | 1,18 | 1,29 | 1,29 | 1,25 | 1,18 |
| C₃ | <i>fuste: 120</i> | 0,88 | 1,39 | 1,51 | 1,52 | 1,47 | 1,39 |
| | <i>base: 130</i> | 0,75 | 1,18 | 1,29 | 1,29 | 1,25 | 1,18 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Destaca-se que as tensões obtidas com os resultados dos modelos para as bases dos tubulões dispostos sob o P47 (1,18 a 1,30 MPa) superam, segundo as cargas e diâmetros de bases indicados na documentação de projeto estrutural³¹², a máxima – e já expressivamente elevada para o solo – tensão, de aproximadamente 1 MPa, para as quais os tubulões foram dimensionados.

Por outro lado, em relação às tensões normais atuantes nas seções de fuste dos tubulões, a TABELA 6.14 mostra que, assim como discutido para os demais pilares³¹³, os valores obtidos são pouco expressivos e não superam o limite (5 MPa) a partir do qual a NBR6122 (2019, p. 34) recomenda armação dos fustes.

Quanto às variações das cargas atuantes no pilar P47 em cada modelo estrutural, nota-se que no ponto A indicado na FIGURA 6.8 os modelos M2-L e M3-L – nos quais as cargas aplicadas na cobertura são maiores³¹⁴ (3,2 kN/m²) – fornecem cerca de 6.000 kN (AVP + USO) para força normal, a qual supera em pouco mais de 500 kN a obtida no modelo M1-L, representativo das condições originais de carregamento na cobertura, com 0,2 kN/m² de carga aplicada³¹⁵. No modelo M4-L, no qual o pilar P47 está disposto na fronteira entre o maior (3,2 kN/m², como nos modelos M2-L e M3-L) e menor (0,1 kN/m², como no M5-L) carregamentos aplicados na cobertura, a força normal atuante no ponto A supera em cerca de 350 kN a obtida nas condições originais da edificação (modelo M1-L, com cerca de 5.500 kN), a qual é praticamente coincidente com a fornecida pelo modelo M5-L – no qual as cargas incidentes na cobertura são as menores³¹⁶ (0,1 kN/m²).

No que se refere à redistribuição de esforços decorrente da substituição do aparelho de apoio no pilar P03, a tabela apresentada na FIGURA 6.8 mostra que sua influência sobre o pilar P47 é – assim como discutido para os demais pilares examinados – pouco expressiva, haja visto que no ponto A indicado, as forças normais (AVP + USO) obtidas dos modelos M2-L e M3-L – que retratam, respectivamente, as condições original (placa de neoprene) e modificada (elastômero fretado) do aparelho de apoio do pilar P03 – são bastante próximas (6.069 e 6.086 kN).

³¹² Cf. TABELA 3.2 e TABELA 3.3, no CAPÍTULO 3.

³¹³ Exceto para o caso do pilar P34, no qual o a tensão no fuste do tubulão que o suporta supera o limite de 5 MPa (cf. TABELA 6.13).

³¹⁴ Cf. FIGURA 4.13 no CAPÍTULO 4.

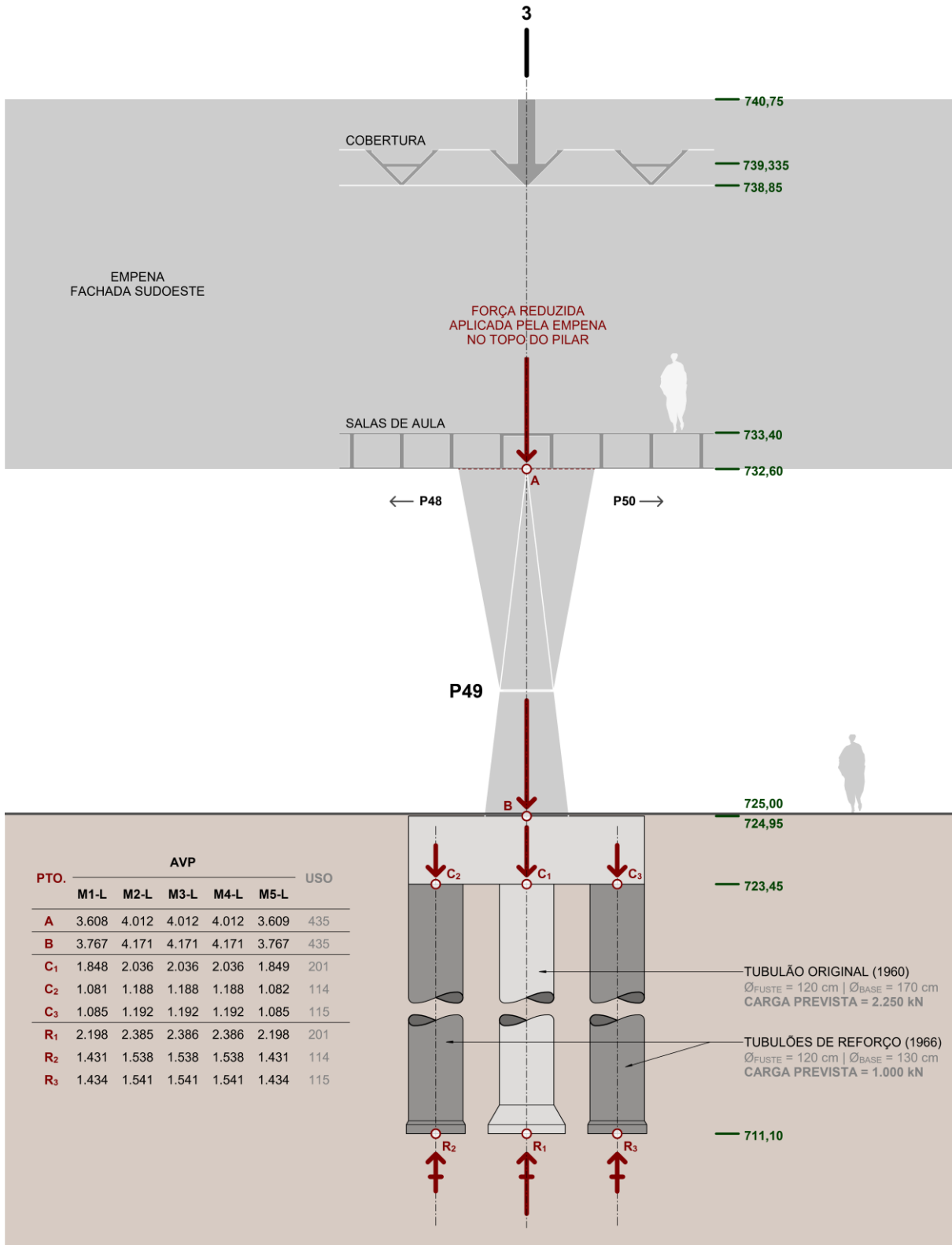
³¹⁵ Cf. FIGURA 4.12 no CAPÍTULO 4.

³¹⁶ Cf. FIGURA 4.14 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

FIGURA 6.9 – Forças normais, expressas em kN, nos pontos notáveis do pilar externo P49, obtidas dos modelos analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

No pilar P49, a FIGURA 6.9 indica que as forças normais obtidas dos modelos analíticos para o topo do tubulão original que o apoia (ponto C₁) variam, para as ações verticais permanentes (AVP), entre 1.848/9 kN (M1-L e M5-L) e 2.036 kN (M2-L, M3-L e M4-L), as quais, somadas à ação variável referente ao uso da edificação (201 kN), perfazem entre 2.049 kN (M1-L e M5-L) e 2.237 kN (M2-L, M3-L e M4-L), ou seja, não superam a carga prevista na documentação de projeto estrutural (2.250 kN), conforme já indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1.

Quanto às cargas atuantes nos topos dos tubulões de reforço (pontos C₂ e C₃), o valor previsto (1.000 kN) é ligeiramente superado pelos obtidos nos modelos para as AVP que, somadas às cargas referentes ao uso da edificação (USO), resulta entre 1.196 kN (M1-L e M5-L) e 1.303 kN (M2-L, M3-L e M4-L) no ponto C₂, e entre 1.200 kN (M1-L e M5-L) e 1.307 kN (M2-L, M3-L e M4-L) no ponto C₃. No entanto, ainda que superem (entre 20% e 31%, conforme indicado na TABELA 6.7 e na FIGURA 6.1) o valor previsto na documentação de projeto estrutural, os resultados obtidos nos modelos levam a tensões de contato entre o solo e a base dos tubulões (0,90 a 0,98 MPa) similares às obtidas para o tubulão central (0,90 a 0,99 MPa), conforme indicado na TABELA 6.15 a seguir:

TABELA 6.15: Tensões normais atuantes na seção do fuste e na base dos tubulões dispostos sob o pilar P49, devido às ações verticais previstas na documentação de projeto estrutural e às forças normais obtidas nos modelos submetidos à análise em regime linear para os pontos C₁, C₂ e C₃ da FIGURA 6.9 (topo dos tubulões).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Obs. O peso próprio dos tubulões foi desprezado no cômputo das tensões, por supor-se que esse seja equilibrado pela parcela de atrito lateral atuante ao longo do fuste, conforme aponta Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 44).

| tubulão | | tensões normais no fuste e base dos tubulões [MPa] | | | | | |
|----------------------|-------------------|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Pto. | Ø [cm] | Projeto | M1-L | M2-L | M3-L | M4-L | M5-L |
| C₁ | <i>fuste: 120</i> | 1,99 | 1,81 | 1,98 | 1,98 | 1,98 | 1,81 |
| | <i>base: 170</i> | 0,99 | 0,90 | 0,99 | 0,99 | 0,99 | 0,90 |
| C₂ | <i>fuste: 120</i> | 0,88 | 1,06 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,06 |
| | <i>base: 130</i> | 0,75 | 0,90 | 0,98 | 0,98 | 0,98 | 0,90 |
| C₃ | <i>fuste: 120</i> | 0,88 | 1,06 | 1,16 | 1,16 | 1,16 | 1,06 |
| | <i>base: 130</i> | 0,75 | 0,90 | 0,98 | 0,98 | 0,98 | 0,90 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Destaca-se que, apesar de elevadas para o solo, como já apontado para os demais pilares, as tensões de contato obtidas com os resultados dos modelos analíticos para a base dos tubulões dispostos sob o P49 são próximas das previstas na documentação de projeto estrutural, as quais variam, de acordo com a TABELA 6.15, entre 0,75 e 0,99 MPa.

Em relação as tensões normais atuantes nas seções de fuste dos tubulões, a TABELA 6.15 mostra que, assim como discutido para os demais pilares³¹⁷, os valores obtidos são pouco expressivos e não superam o limite (5 MPa) a partir do qual a NBR6122 (2019, p. 34) recomenda armação dos fustes.

Quanto às variações das cargas atuantes no pilar P49 em cada modelo estrutural, nota-se que no ponto A indicado na FIGURA 6.9 os modelos M2-L, M3-L e M4-L – nos quais as cargas aplicadas na cobertura são maiores nos arredores do pilar³¹⁸ (3,2 kN/m²) – fornecem cerca de 4.450 kN (AVP + USO) para força normal, a qual supera em aproximadamente 400 kN a obtida nas condições originais da edificação (modelo M1-L, com cerca de 4.050 kN), a qual coincide com a fornecida pelo modelo M5-L – no qual as cargas incidentes na cobertura são as menores³¹⁹ (0,1 kN/m²).

No que se refere à redistribuição de esforços decorrente da substituição do aparelho de apoio no pilar P03, a tabela apresentada na FIGURA 6.9 mostra que sua influência sobre o pilar P04 é – assim como discutido para os demais pilares examinados – desprezível, haja visto que no ponto A indicado, as forças normais (AVP + USO) obtidas dos modelos M2-L e M3-L – que retratam, respectivamente, as condições original (placa de neoprene) e modificada (elastômero fretado) do aparelho de apoio do pilar P03 – são idênticas e valem 4.447 kN.

³¹⁷ Exceto para o caso do pilar P34, no qual o a tensão no fuste do tubulão que o suporta supera o limite de 5 MPa (cf. TABELA 6.13).

³¹⁸ Cf. FIGURA 4.13 no CAPÍTULO 4.

³¹⁹ Cf. FIGURA 4.14 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

Com o aprofundamento do exame das cargas verticais atuantes nos pilares destacados na FIGURA 6.1, os quais foram particularizados da FIGURA 6.2 à FIGURA 6.9, identificou-se como crítico o valor expressivo das tensões de contato para as quais as bases dos tubulões foram dimensionadas e a constatação de que, segundo as ações verticais que os solicitam – obtidas dos modelos analíticos desenvolvidos na pesquisa –, essas tensões já elevadas tenham sido, em alguns casos, superadas.

Isto posto, com base nas forças normais apresentadas na TABELA 6.6 e TABELA 6.7, obtidas para os topos dos tubulões em cada modelo estrutural, e nos respectivos diâmetros de bases indicados na documentação de projeto³²⁰, obtiveram-se as tensões normais máximas e mínimas atuantes na interface dessas com o solo, as quais estão reunidas na FIGURA 6.10 apresentada a seguir. De acordo com a figura, as tensões de contato mobilizadas nas bases dos três tubulões dispostos sob os pilares P02 e P47, dos tubulões centrais dispostos sob os pilares P15, P16 e P34, e dos tubulões de reforço dispostos sob o pilar P17 superam a máxima prevista na documentação de projeto estrutural, de aproximadamente 1 MPa.

De modo geral, além dos tubulões assinalados na FIGURA 6.10, ressalta-se que os dispostos sob os pilares externos P03, P04, P48 e P49, ainda que não tenham atingido a tensão de 1 MPa em suas bases, o valor obtido resultou bastante próximo desse. No caso dos pilares P03 e P48 torna-se crítico o fato de que a substituição dos aparelhos de apoio dispostos em seus topos pressuponha utilização de estrutura suporte que se apoia no bloco de fundação e contra o qual se aplicam reações para suspender a empena durante a execução do serviço, implicando incrementos de carga e, conseqüentemente, de tensões nas bases dos tubulões.

³²⁰ Cf. TABELA 3.2 e TABELA 3.3 do item 3.1.2.2 no CAPÍTULO 3.

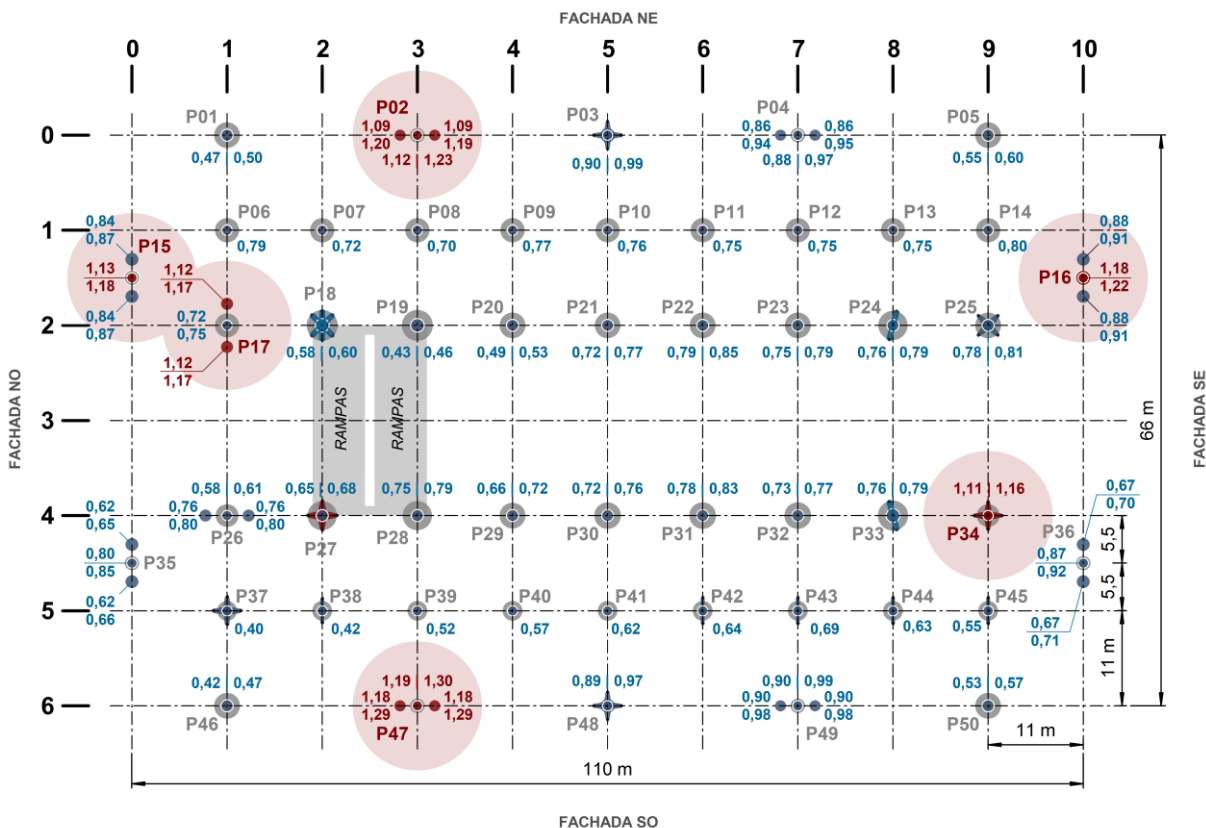
FIGURA 6.10 – Tensões normais de contato máxima e mínima atuantes entre a base dos tubulões e o solo, obtidas a partir das forças normais fornecidas (em valores característicos) pelos modelos estruturais analíticos submetidos a ações verticais e à análise em regime linear.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2, as quais foram discutidas nos itens 4.2.1.1, 4.2.1.2, 4.2.1.4 e 4.3.1.1 do CAPÍTULO 4;

Os valores indicados junto a cada tubulão referem-se às tensões máximas e mínimas nas bases, expressas em MPa. Essas foram obtidas com as forças normais indicadas na TABELA 6.6 e TABELA 6.7 para os topos dos tubulões em cada modelo estrutural. Destacam-se na figura os pilares cujos tubulões que os apoiam apresentam tensão na base superior a 1 MPa (máxima obtida com as cargas e diâmetros de bases indicados na documentação de projeto estrutural).

O peso próprio dos tubulões foi desprezado no cômputo das tensões, por supor-se que esse seja equilibrado pela parcela de atrito lateral atuante ao longo do fuste, conforme aponta Cintra, Aoki e Albiero (2011, p. 44).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Frente aos elevados resultados detectados para as tensões de contato nas bases dos tubulões, infere-se que a parcela referente ao embutimento, isto é, decorrente do peso da coluna de solo que os circunda ao longo da extensão dos fustes, seja substancial para o equilíbrio estrutural do maciço. Isto posto, recomenda-se, até que estudos mais aprofundados sobre o tema sejam realizados, evitar serviços que venham a promover alívio de peso nos arredores das fundações, como escavações superficiais de terra, por exemplo.

Além das cargas atuantes nas fundações sob pilares, também foram examinadas as incidentes nos topos das estacas verticais dispostas sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrames no nível estrutural 722,00 (-3,00), referente ao “primeiro subsolo” (auditório); no nível estrutural 723,90 (-1,10), referente ao “segundo subsolo” (laboratórios); e no nível estrutural 725,80 (+0,80), referente ao “bloco A” (salão caramelo)³²¹.

Conforme apresentado no item 3.1.2.4 do CAPÍTULO 3, essas estacas não foram representadas geometricamente nos modelos com o propósito de minimizar custos computacionais. Em suas posições criaram-se, nas vigas e muros, nós aos quais se aplicaram apoios articulados fixos representativos do conjunto formado pela estaca e respectivo bloco que a coroa (ou apenas referente à estaca, no caso dos muros M15 e M18, que não possuem blocos)³²².

Nesses apoios, as reações verticais obtidas dos modelos submetidos à análise linear mostram que incidem, em cerca de 80% das estacas, cargas inferiores aos 200 kN previstos na documentação de projeto estrutural^{323 324} e, em aproximadamente 20% delas, cargas que os superam, conforme indicado na TABELA 6.16 a seguir:

³²¹ Para identificação dos níveis estruturais, cf. FIGURA 2.2 e FIGURA 2.3 no item 2. 2 do CAPÍTULO 2.

³²² Para identificação dos muros M15 e M18, cf. FIGURA 2.14 no item 2.3.2 do CAPÍTULO 2.

³²³ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de estaqueamento e localização dos tubulões. 11 out. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 2.

³²⁴ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. C.C.U.A.S.O. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de acréscimo de estacas e tubulões nas fundações. 10 mai. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 2A.

TABELA 6.16: Quantidade de estacas distribuídas por intervalos de valores das ações verticais incidentes em seus topos, de acordo com dados obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear.

As estacas referem-se às dispostas verticalmente sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrame no nível estrutural 722,00 (-3,00), referente ao “primeiro subsolo” (auditório); no nível estrutural 723,90 (-1,10), referente ao “segundo subsolo” (laboratórios); e no nível estrutural 725,80 (+0,80), referente ao “bloco A” (salão caramelo).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| ação vertical (<i>P</i>) atuante [kN] | qtde. de estacas [un. e %] | | | | | | | | | |
|--|----------------------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|
| | M1-L | | M2-L | | M3-L | | M4-L | | M5-L | |
| $P < 0$ | 4 | 1,0% | 4 | 1,0% | 4 | 1,0% | 4 | 1,0% | 4 | 1,0% |
| $0 \leq P \leq 200$ | 316 | 79,6% | 312 | 78,6% | 312 | 78,6% | 313 | 78,8% | 316 | 79,6% |
| $200 < P \leq 300$ | 50 | 12,6% | 54 | 13,6% | 54 | 13,6% | 53 | 13,4% | 50 | 12,6% |
| $300 < P \leq 500$ | 17 | 4,3% | 16 | 4,0% | 16 | 4,0% | 17 | 4,3% | 17 | 4,3% |
| $P > 500$ | 10 | 2,5% | 11 | 2,8% | 11 | 2,8% | 10 | 2,5% | 10 | 2,5% |
| total | 397 | 100% | 397 | 100% | 397 | 100% | 397 | 100% | 397 | 100% |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

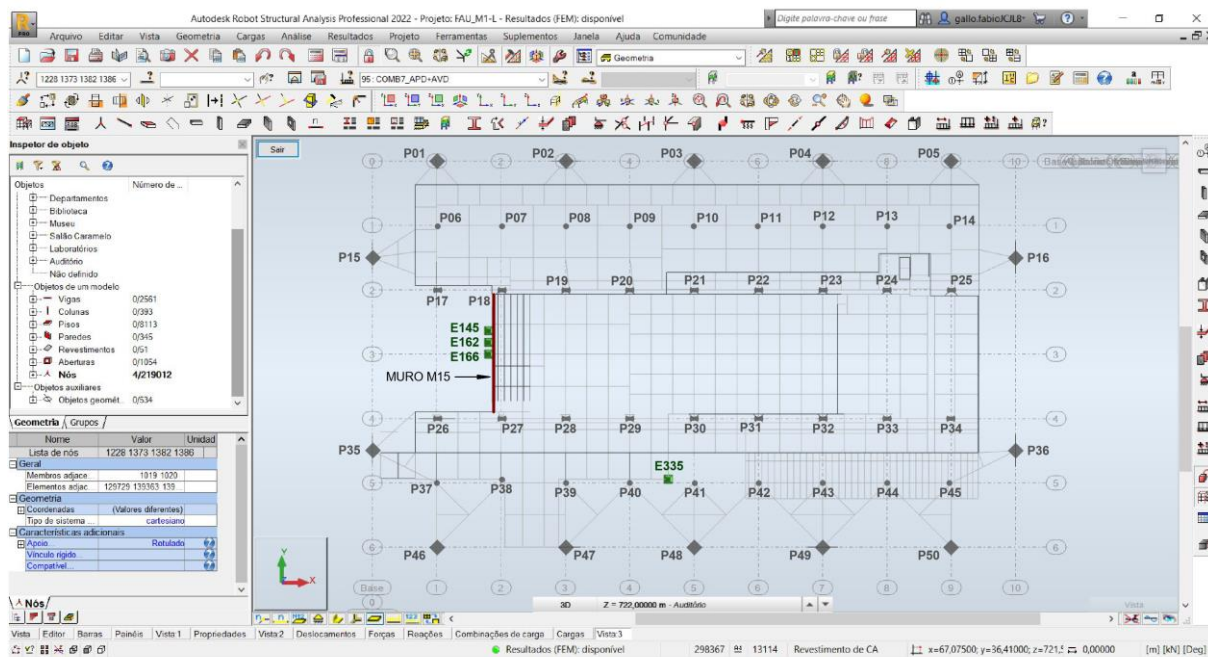
De acordo com a TABELA 6.16, considerando-se apenas a incidência das ações verticais, quatro estacas resultam submetidas à tração ($P < 0$) em todos os modelos lineares (M-L). Essas, indicadas na FIGURA 6.11 e cujos valores das ações (AVP + USO) que as solicitam apresentam-se na TABELA 6.17, situam-se sob a base alargada do muro de arrimo M15 (três delas) e sob o bloco de fundação de extremidade (uma delas) disposto no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo), nos arredores do pilar P40.

FIGURA 6.11 – Estacas cujas ações verticais incidentes nos topos são negativas (solicitadas à tração): valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear.

As estacas referem-se às dispostas verticalmente sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrames no nível estrutural 722,00 (-3,00), referente ao “primeiro subsolo” (auditório); no nível estrutural 723,90 (-1,10), referente ao “segundo subsolo” (laboratórios); e no nível estrutural 725,80 (+0,80), referente ao “bloco A” (salão caramelo).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



■ ESTACAS NAS QUAIS AS CARGAS VERTICAIS OBTIDAS NOS MODELOS M-L (TODOS) PARA OS RESPECTIVOS TOPOS SÃO NEGATIVAS (ESTACAS SUBMETIDAS À TRAÇÃO)

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 6.17.

As reações negativas obtidas para as três estacas dispostas sob o muro de arrimo M15 (E145, E162 e E166) são pouco expressivas e decorrem da excentricidade em que as cargas provenientes das lajes do “primeiro subsolo” (auditório) são aplicadas à porção interna de sua base alargada e também da própria inclinação do muro em direção ao interior do pavimento, conforme pode ser identificado na FIGURA 2.43, do item 2.5.1.3 no CAPÍTULO 2. Com isso, essas cargas excêntricas ativam o binário formado pelas estacas dispostas, aos pares, próximas às faces interna e externa da base alargada do muro, promovendo nessas um alívio de solicitação (tração), conforme ilustrado na FIGURA 6.12 (a).

Destaca-se que, como os resultados indicados na TABELA 6.16, na FIGURA 6.11 e na TABELA 6.17 decorrem apenas das ações verticais incidentes no edifício, esses não contemplam os efeitos dos empuxos permanentes devidos ao peso

próprio de terras que atuam na superfície vertical do muro M15 e tendem a tombá-lo, elevando, portanto, a solicitação de tração nessas estacas, conforme mostra a FIGURA 6.12 (b). Isto posto, com a finalidade de quantificar esse incremento, submeteram-se, à atuação exclusiva dos empuxos, os modelos M-L, dos quais se obtiveram valores da ordem de -50 a -60 kN (tração) para a reação vertical nos apoios representativos das estacas E145, E162 e E166.

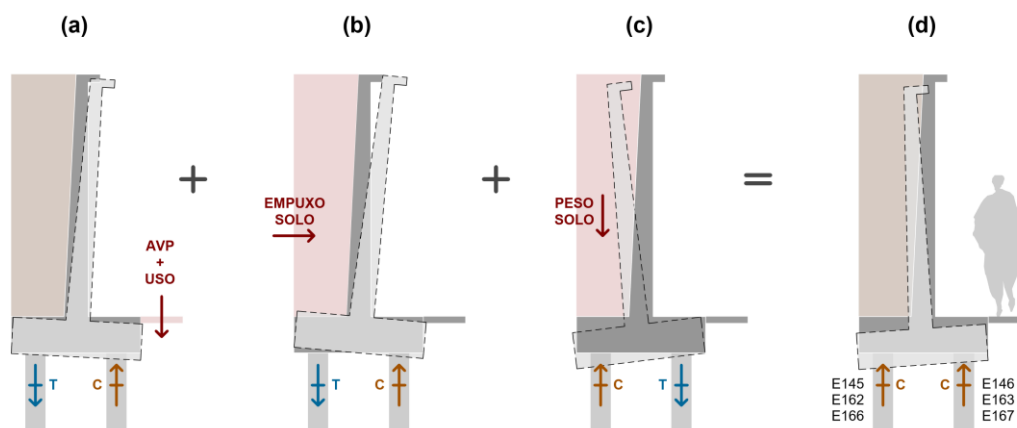
Por outro lado, como os modelos não contemplam a incidência do peso próprio do solo sobre a porção da base alargada do muro que se projeta para o exterior do edifício – atuando contra o efeito de tombamento, como indicado na FIGURA 6.12 (c) – há de se prever ainda tal consideração na solicitação final dessas estacas. Assim, com base na geometria apresentada na documentação de projeto estrutural para o muro M15 e adotando-se 20 kN/m³ para o peso específico do solo – conforme indicado no item 4.2.1.3 no CAPÍTULO 4 –, pôde-se estimar em cerca de 90 kN o peso do solo incidente sobre os apoios representativos das estacas E145, E162 e E166, as quais resultam, por fim, comprimidas entre, aproximadamente, 20 a 35 kN³²⁵, ou seja, expressivamente inferior aos 200 kN previstos na documentação de projeto.

A FIGURA 6.12 ilustra qualitativamente os efeitos discutidos quanto ao tombamento do muro M15 devido às ações verticais atuantes em sua base (a), devido ao empuxo (b) e peso (c) do solo, e finalmente, em (d), apresenta-se a configuração final obtida com a superposição dos efeitos, na qual as estacas resultam comprimidas.

³²⁵ Valores obtidos com a somatória de: -5 a -12 kN (AVP+USO, conforme TABELA 6.17), -50 a -60 kN (empuxo do solo), e +90 kN (peso do solo atuante sobre a base do muro).

FIGURA 6.12 – Efeitos das ações sobre as estacas do muro de arrimo M15.

- (a) efeito das ações verticais permanentes diretas (AVP) e cargas acidentais referentes ao uso da edificação (USO). As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo $AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU$);
- (b) efeito dos empuxos permanentes devido ao peso próprio de terras, conforme discutido no item 4.2.1.3 do CAPÍTULO 2;
- (c) efeito do peso próprio do solo atuante sobre a base do muro;
- (d) configuração final do muro com a superposição dos efeitos indicados em (a), (b) e (c).



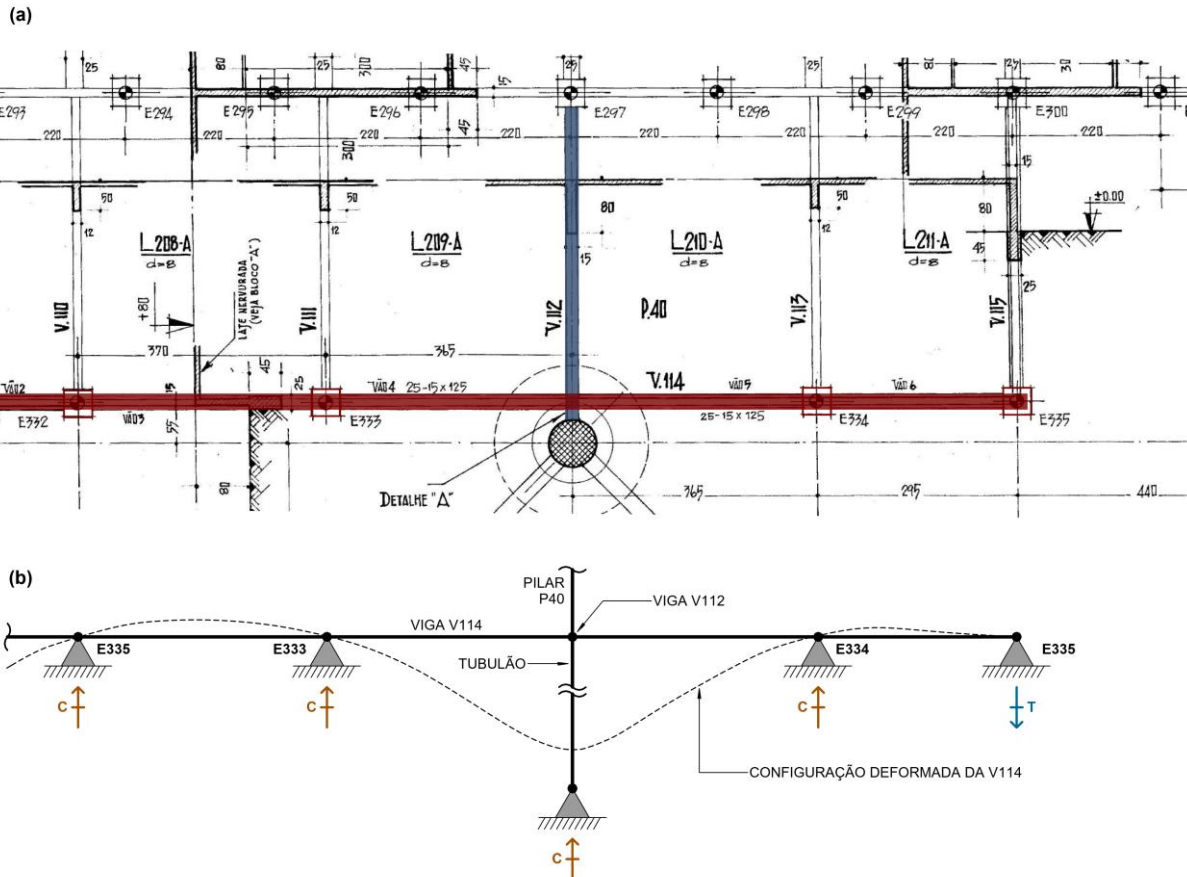
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Em relação à estaca E335 indicada na FIGURA 6.11, o esforço de tração ao qual está submetida explica-se a partir do encurtamento do fuste do tubulão disposto sob o pilar P40 devido às cargas verticais que o solicitam. Com o encurtamento do fuste, o topo do tubulão desloca-se verticalmente para baixo e consigo, o pilar que dele nasce, no qual está vinculada a viga V112. Esta, que serve de apoio à viga contínua V114, lhe transfere o deslocamento descensional, o qual promove, valendo-se do apoio representativo da estaca E334, o efeito alavanca que tende a levantar a estaca de extremidade E335, conforme ilustrado na FIGURA 6.13 apresentada a seguir:

FIGURA 6.13 – Comportamento estrutural da viga V114 sob ação das cargas verticais: esforços de tração na estaca E335 que a suporta.

- (a) Trecho da planta de fôrmas do “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas nos arredores do pilar P40, com destaque para a viga V114 e dos elementos que lhe servem de suporte;
- (b) representação adotada nos modelos analíticos para a viga V114 e respectiva configuração deformada decorrente da atuação das cargas verticais.

As cargas verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022® e de imagem extraída da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 6).

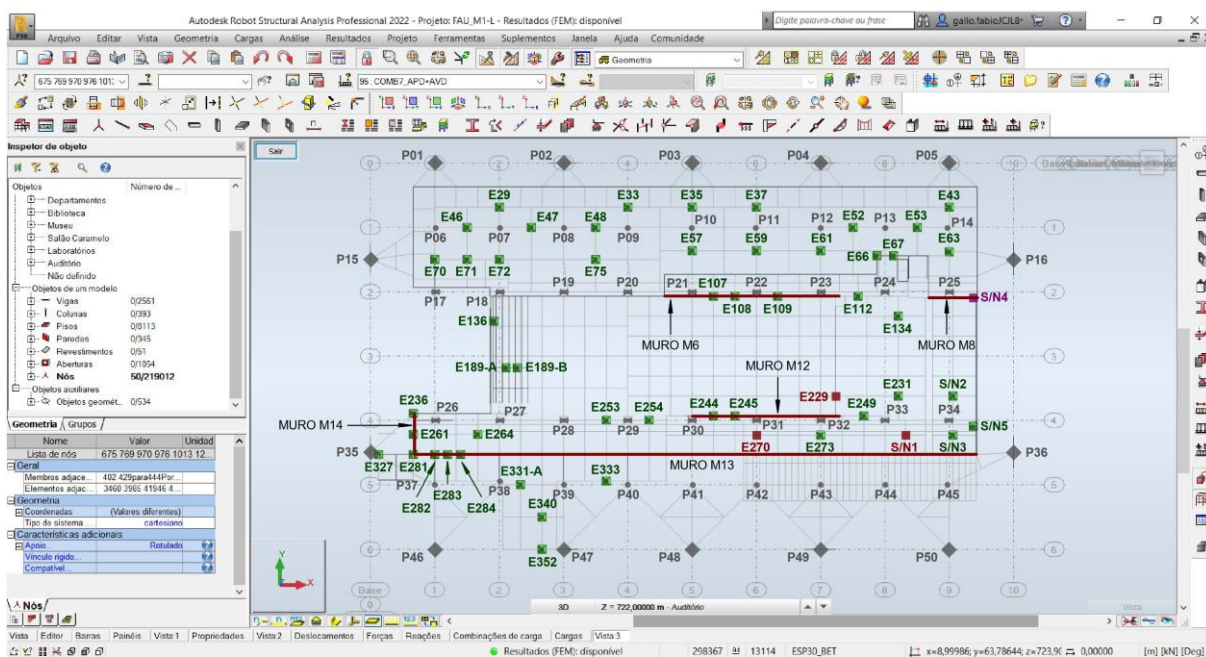
Além das quatro estacas submetidas à tração ($P < 0$), a TABELA 6.16 mostra que todas as demais resultaram, sob incidência das ações verticais, comprimidas em todos os modelos lineares (M-L). Dessas, as indicadas na FIGURA 6.14 superam as cargas previstas na documentação de projeto estrutural (200 kN) em até 100 kN (ou seja, em até 1,5 vezes o estimado); as indicadas na FIGURA 6.15, entre 100 e 300 kN (ou seja, de 1,5 a 2,5 vezes); e as apresentadas na FIGURA 6.16 as superam em mais de 300 kN (acima de 2,5 vezes o previsto).

FIGURA 6.14 – Estacas cujas ações verticais incidentes nos topos superam em até 100 kN as previstas na documentação de projeto estrutural: valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear.

As estacas referem-se às dispostas verticalmente sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrame no nível estrutural 722,00 (-3,00), referente ao “primeiro subsolo” (auditório); no nível estrutural 723,90 (-1,10), referente ao “segundo subsolo” (laboratórios); e no nível estrutural 725,80 (+0,80), referente ao “bloco A” (salão caramelo).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



- ESTACAS NAS QUAIS AS CARGAS VERTICAIS OBTIDAS NOS MODELOS M-L (TODOS) PARA OS RESPECTIVOS TOPOS SUPERAM EM ATÉ 100 kN AS PREVISTAS EM PROJETO (200 kN)
- ESTACAS NAS QUAIS AS CARGAS VERTICAIS OBTIDAS NOS MODELOS M2-L E M3-L PARA OS RESPECTIVOS TOPOS SUPERAM EM ATÉ 100 kN AS PREVISTAS EM PROJETO (200 kN)
- ESTACAS NAS QUAIS AS CARGAS VERTICAIS OBTIDAS NOS MODELOS M2-L, M3-L E M4-L PARA OS RESPECTIVOS TOPOS SUPERAM EM ATÉ 100 kN AS PREVISTAS EM PROJETO (200 kN)

NOTAS

AS ESTACAS NÃO NUMERADAS NA DOCUMENTAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL FORAM INDICADAS COM A SIGLA S/N, NUMERADAS DE 1 A 5, IDENTIFICADAS CONFORME SEGUE:

S/N1: ESTACA POSICIONADA NO ENCONTRO DAS VIGAS V30 E V94-A;

S/N2: ESTACA POSICIONADA NO ENCONTRO DAS VIGAS V24-B E V88-C;

S/N3: ESTACA POSICIONADA NO ENCONTRO DAS VIGAS V30-B E V88-C;

S/N4: ESTACA POSICIONADA ENTRE AS ESTACAS E116 E E117;

S/N5: ESTACA POSICIONADA NA BASE DO MURO M18, VOLTADA PARA O INTERIOR DO EDIFÍCIO, NAS PROXIMIDADES DO PILAR P34A.

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

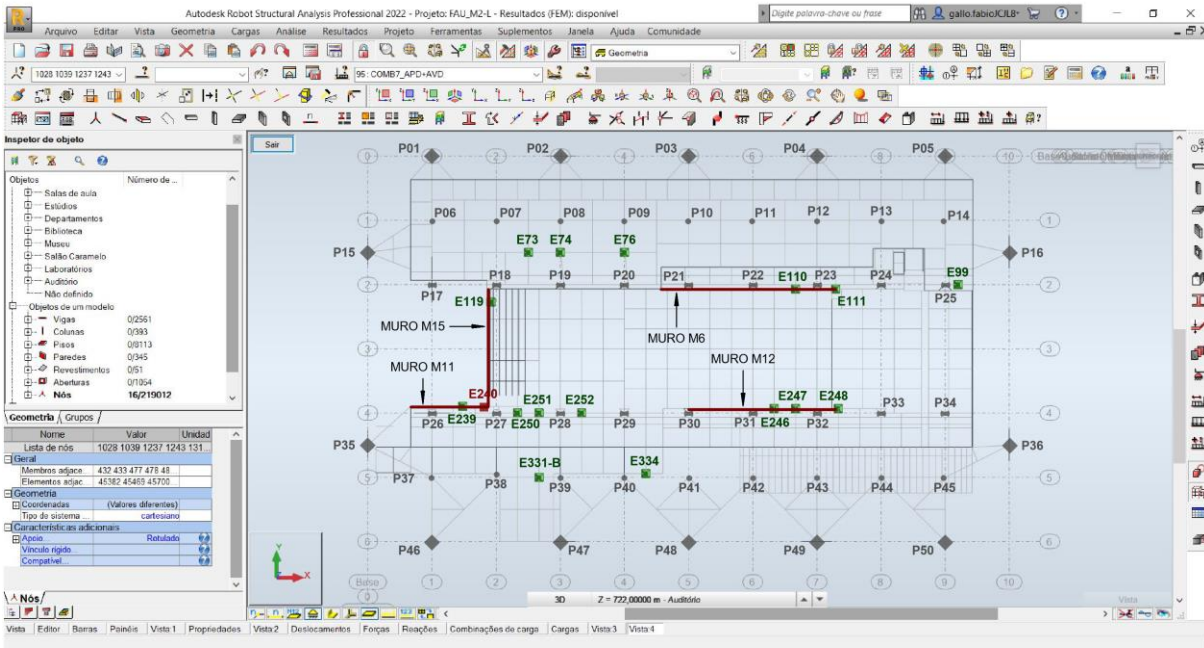
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 6.17.

FIGURA 6.15 – Estacas cujas ações verticais incidentes nos topos superam entre 100 e 300 kN as previstas na documentação de projeto estrutural: valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear.

As estacas referem-se às dispostas verticalmente sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrame no nível estrutural 722,00 (-3,00), referente ao “primeiro subsolo” (auditório); no nível estrutural 723,90 (-1,10), referente ao “segundo subsolo” (laboratórios); e no nível estrutural 725,80 (+0,80), referente ao “bloco A” (salão caramelo).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



- ESTACAS NAS QUAIS AS CARGAS VERTICAIS OBTIDAS NOS MODELOS M-L (TODOS) PARA OS RESPECTIVOS TOPOS SUPERAM ENTRE 100 kN E 300 kN AS PREVISTAS EM PROJETO (200 kN)
- ESTACAS NAS QUAIS AS CARGAS VERTICAIS OBTIDAS NOS MODELOS M1-L, M4-L E M5-L PARA OS RESPECTIVOS TOPOS SUPERAM ENTRE 100 kN E 300 kN AS PREVISTAS EM PROJETO (200 kN)

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

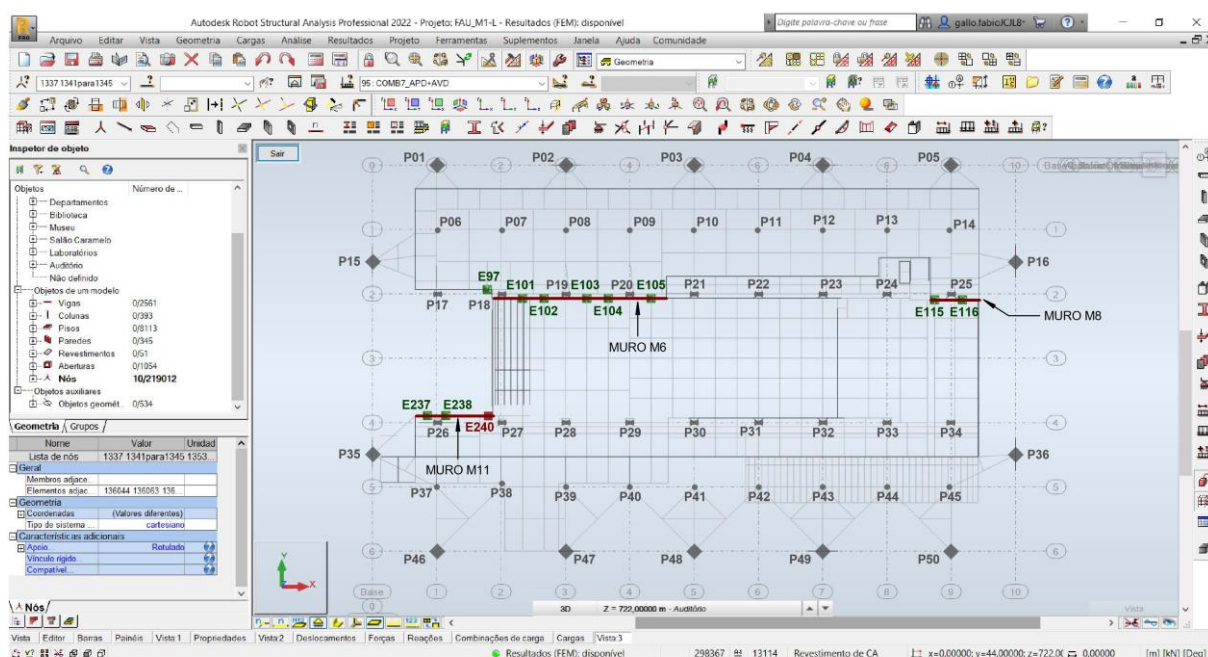
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 6.17.

FIGURA 6.16 – Estacas cujas ações verticais incidentes nos topos superam em mais de 300 kN as previstas na documentação de projeto estrutural: valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear.

As estacas referem-se às dispostas verticalmente sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrame no nível estrutural 722,00 (-3,00), referente ao “primeiro subsolo” (auditório); no nível estrutural 723,90 (-1,10), referente ao “segundo subsolo” (laboratórios); e no nível estrutural 725,80 (+0,80), referente ao “bloco A” (salão caramelo).

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



- ESTACAS NAS QUAIS AS CARGAS VERTICAIS OBTIDAS NOS MODELOS M-L (TODOS) PARA OS RESPECTIVOS TOPOS SUPERAM EM PELO MENOS 300 kN AS PREVISTAS EM PROJETO (200 kN)
- ESTACAS NAS QUAIS AS CARGAS VERTICAIS OBTIDAS NOS MODELOS M2-L E M3-L PARA OS RESPECTIVOS TOPOS SUPERAM EM PELO MENOS 300 kN AS PREVISTAS EM PROJETO (200 kN)

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da TABELA 6.17.

Com base na FIGURA 6.15 e FIGURA 6.16, que identificam as estacas submetidas às maiores cargas verticais ($P > 300$ kN), nota-se que a maioria delas se situa junto a muros de arrimo. Analogamente ao discutido para a estaca E335, na FIGURA 6.13, o encurtamento dos fustes dos tubulões devido às elevadas cargas verticais a que estão submetidos explica o incremento de solicitação nas estacas dispostas nas proximidades dos pilares e, neste caso, sob muros de arrimo que lhes são solidários por meio de consolos com grande rigidez³²⁶. Assim, o deslocamento descensional proveniente do encurtamento do fuste do tubulão propaga-se para os

³²⁶ Para identificação da geometria dos consolos de maior rigidez (solidários aos muros M6, M8 e M12), cf. FIGURA 2.27 e FIGURA 2.28, no item 2.5.1.1 do CAPÍTULO 2.

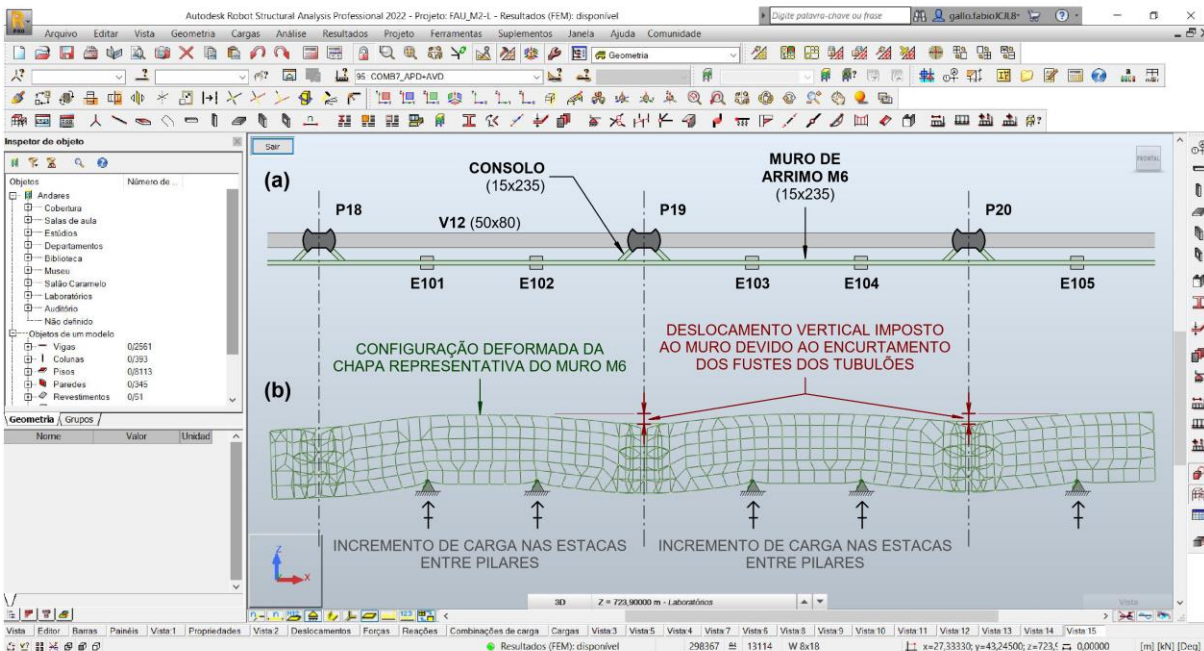
pilares e, por consequência, para os consolos que os vinculam aos muros, os quais, por também apresentarem elevada rigidez no plano vertical que os contêm, impõem o deslocamento vertical às estacas dispostas na base do muro, entre pilares, conforme ilustrado na FIGURA 6.17.

FIGURA 6.17 – Comportamento estrutural do muro de arrimo M6 sob ação das cargas verticais: incremento de sollicitação normal nas estacas que o suportam devido ao deslocamento vertical imposto pelos pilares.

(a) planta do muro de arrimo M6, situado entre o “primeiro subsolo” (auditório) e o “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas, na região entre os pilares P18, P19 e P20, os quais o vinculam mediante consolos;

(b) configuração deformada da chapa representativa do muro M6 em decorrência da atuação das cargas verticais.

As cargas verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 4).

O deslocamento vertical imposto pelos pilares P18, P19 e P20 às estacas dispostas sob o muro M6 (E101 a E105) que, conforme ilustrado na FIGURA 6.17, aumentam as cargas que as sollicitam, é análogo ao que o pilar P25 suscita às estacas E115 e E116 – indicadas na FIGURA 6.16 – sob o muro de arrimo M8. O mesmo comportamento estrutural é ainda identificado para as estacas posicionadas entre os

pilares P21, P22 e P23, sob o muro M6 (E107 a E111)³²⁷; para as suporte do muro M12 (E244 a E248) entre os pilares P30, P31 e P32³²⁸; e para as que apoiam o muro M11 (E237 a E240), entre os pilares P26 e P27³²⁹.

Quanto às demais estacas destacadas na FIGURA 6.14 e FIGURA 6.15 que não estão dispostas sob muros de arrimo – mas sob blocos nos quais descarregam vigas baldrames –, o mecanismo que lhes promove incremento de cargas é o mesmo, isto é, decorre também do encurtamento do fuste dos tubulões que lhes são próximos. No entanto, neste caso, como a vinculação entre os pilares e as estacas é estabelecida por meio de elementos com menor rigidez (vigas baldrame de maior comprimento e com seção de 25 x 45 cm em lugar de consolos curtos com mesma altura dos muros de arrimo), sua capacidade de propagação do deslocamento vertical imposto pelo encurtamento do fuste dos tubulões é também reduzida e, com isso, os acréscimos de carga nas estacas que lhes são solidárias resultam também menores.

De qualquer modo, reitera-se, por fim, que como as cargas obtidas dos modelos para as estacas verticais dispostas sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrames superam em alguns casos as previstas na documentação de projeto estrutural em quase sete vezes, recomenda-se, em trabalhos futuros, que seja avaliada a integridade dessas estacas e de sua interação com o solo que as envolvem. E, caso se constatem possíveis rupturas, que sejam estabelecidos cenários para a redistribuição dos esforços que, invariavelmente, recairão nos trechos inferiores dos pilares, próximos aos arranques com os tubulões ou blocos de coroamento. Destaca-se ainda que, nos casos em que as estacas eventualmente comprometidas disponham-se sob muros de arrimo, há de se considerar, além do incremento de forças normais, também o de momentos fletores que decorrem da excentricidade entre os planos que contém os muros e os eixos dos pilares aos quais são vinculados por meio dos consolos.

Com vistas a disponibilizar dados para eventuais análises futuras, segue a TABELA 6.17 a seguir, a qual reúne as ações verticais permanentes e acidentais

³²⁷ Cf. FIGURA 6.14 e FIGURA 6.15.

³²⁸ Cf. FIGURA 6.14 e FIGURA 6.15.

³²⁹ Cf. FIGURA 6.15 e FIGURA 6.16.

(AVP+USO) obtidas dos modelos analíticos para os topos das estacas que superam a carga prevista na documentação de projeto estrutural:

TABELA 6.17: Ações verticais atuantes nos topos das estacas dispostas verticalmente sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrames no nível estrutural 722,00 (-3,00), referente ao “primeiro subsolo” (auditório); no nível estrutural 723,90 (-1,10), referente ao “segundo subsolo” (laboratórios); e no nível estrutural 725,80 (+0,80), referente ao “bloco A” (salão caramelo): valores obtidos dos modelos submetidos à análise em regime linear.

Todas as estacas indicadas na tabela referem-se àquelas nas quais o carregamento atuante supera o previsto na documentação de projeto estrutural (200 kN). Também são indicadas aquelas nas quais atuam carregamento vertical negativo (estacas submetidas à tração). As estacas destacadas em vermelho referem-se àquelas nas quais as cargas previstas na documentação de projeto estrutural são superadas em pelo menos 2,5 vezes.

As ações verticais referem-se a valores característicos e compreendem as categorias apresentadas nas tabelas do item 6.2 (AVP + USO, sendo AVP = PPR + PFF + VDV + IFC + ECS + INS + AGU).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| estaca | AVP [kN] | | | | | USO [kN] |
|--------|----------|-------|-------|-------|-------|----------|
| | M1-L | M2-L | M3-L | M4-L | M5-L | |
| E29 | 142 | 143 | 143 | 143 | 142 | 67 |
| E33 | 143 | 144 | 144 | 144 | 143 | 67 |
| E35 | 138 | 138 | 138 | 138 | 138 | 67 |
| E37 | 144 | 144 | 144 | 144 | 144 | 67 |
| E43 | 172 | 172 | 172 | 173 | 172 | 66 |
| E46 | 148 | 148 | 148 | 148 | 148 | 77 |
| E47 | 156 | 155 | 155 | 156 | 156 | 76 |
| E48 | 144 | 144 | 144 | 144 | 144 | 72 |
| E52 | 137 | 137 | 137 | 137 | 137 | 66 |
| E53 | 178 | 178 | 178 | 178 | 178 | 78 |
| E57 | 171 | 171 | 171 | 171 | 171 | 87 |
| E59 | 168 | 168 | 168 | 168 | 168 | 86 |
| E61 | 166 | 166 | 166 | 166 | 166 | 84 |
| E63 | 179 | 179 | 179 | 179 | 179 | 71 |
| E66 | 176 | 186 | 186 | 181 | 176 | 30 |
| E67 | 171 | 179 | 179 | 175 | 171 | 43 |
| E70 | 187 | 187 | 187 | 187 | 187 | 72 |
| E71 | 201 | 201 | 201 | 201 | 201 | 94 |
| E72 | 185 | 186 | 186 | 185 | 185 | 88 |
| E73 | 211 | 212 | 212 | 212 | 211 | 103 |
| E74 | 224 | 225 | 225 | 224 | 224 | 102 |
| E75 | 170 | 171 | 171 | 171 | 170 | 122 |
| E76 | 195 | 195 | 195 | 195 | 195 | 121 |
| E97 | 515 | 539 | 539 | 521 | 515 | 118 |
| E99 | 308 | 321 | 321 | 313 | 308 | 47 |
| E101 | 1.019 | 1.059 | 1.059 | 1.028 | 1.018 | 256 |
| E102 | 873 | 916 | 916 | 895 | 873 | 229 |
| E103 | 755 | 796 | 796 | 775 | 754 | 178 |

TABELA 6.17 (continuação)

| estaca | AVP [kN] | | | | | USO [kN] |
|--------|----------|-------|-------|-------|-------|----------|
| | M1-L | M2-L | M3-L | M4-L | M5-L | |
| E104 | 638 | 686 | 686 | 661 | 637 | 127 |
| E105 | 572 | 618 | 618 | 594 | 571 | 89 |
| E107 | 188 | 196 | 197 | 192 | 188 | 41 |
| E108 | 186 | 196 | 196 | 191 | 186 | 41 |
| E109 | 224 | 239 | 239 | 231 | 224 | 45 |
| E110 | 323 | 343 | 343 | 332 | 322 | 64 |
| E111 | 307 | 329 | 329 | 318 | 307 | 58 |
| E112 | 171 | 176 | 176 | 173 | 170 | 39 |
| E115 | 613 | 645 | 645 | 626 | 613 | 82 |
| E116 | 1.181 | 1.238 | 1.238 | 1.204 | 1.180 | 179 |
| E119 | 258 | 267 | 267 | 260 | 257 | 58 |
| E134 | 157 | 157 | 157 | 157 | 157 | 56 |
| E136 | 211 | 217 | 217 | 213 | 211 | 49 |
| E145 | 7 | 6 | 6 | 7 | 7 | -12 |
| E162 | 1 | -1 | -1 | 0 | 1 | -12 |
| E166 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | -13 |
| E189-A | 179 | 179 | 179 | 179 | 179 | 70 |
| E189-B | 160 | 160 | 160 | 160 | 160 | 63 |
| E229 | 137 | 142 | 142 | 142 | 137 | 62 |
| E231 | 175 | 177 | 177 | 177 | 175 | 109 |
| E236 | 238 | 251 | 251 | 238 | 238 | 46 |
| E237 | 538 | 572 | 572 | 536 | 537 | 125 |
| E238 | 660 | 699 | 699 | 658 | 658 | 159 |
| E239 | 369 | 383 | 383 | 370 | 369 | 90 |
| E240 | 402 | 418 | 418 | 405 | 402 | 93 |
| E244 | 185 | 190 | 190 | 190 | 185 | 44 |
| E245 | 183 | 189 | 189 | 189 | 183 | 47 |
| E246 | 238 | 249 | 249 | 249 | 238 | 65 |
| E247 | 328 | 345 | 345 | 345 | 328 | 86 |
| E248 | 299 | 314 | 314 | 315 | 299 | 79 |
| E249 | 156 | 158 | 158 | 158 | 156 | 49 |
| E250 | 260 | 266 | 266 | 260 | 260 | 98 |
| E251 | 216 | 222 | 222 | 221 | 216 | 85 |
| E252 | 234 | 239 | 239 | 237 | 234 | 91 |
| E253 | 187 | 193 | 193 | 193 | 187 | 73 |
| E254 | 177 | 185 | 185 | 185 | 177 | 62 |
| E261 | 196 | 200 | 200 | 195 | 195 | 40 |
| E264 | 181 | 183 | 183 | 181 | 181 | 47 |
| E270 | 128 | 133 | 133 | 133 | 128 | 71 |
| E273 | 136 | 141 | 141 | 141 | 136 | 86 |
| E281 | 203 | 206 | 205 | 203 | 203 | 54 |
| E282 | 231 | 234 | 234 | 231 | 231 | 59 |

TABELA 6.17 (continuação)

| estaca | AVP [kN] | | | | | USO [kN] |
|---------------|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------------|
| | M1-L | M2-L | M3-L | M4-L | M5-L | |
| E283 | 196 | 198 | 198 | 196 | 196 | 52 |
| E284 | 172 | 173 | 173 | 172 | 172 | 48 |
| E327 | 202 | 213 | 213 | 201 | 201 | 31 |
| E331-A | 201 | 202 | 202 | 202 | 201 | 94 |
| E331-B | 254 | 254 | 254 | 255 | 254 | 112 |
| E333 | 165 | 166 | 166 | 166 | 166 | 62 |
| E334 | 234 | 235 | 235 | 235 | 234 | 87 |
| E335 | -44 | -46 | -46 | -46 | -44 | -16 |
| E340 | 140 | 141 | 141 | 140 | 140 | 69 |
| E352 | 178 | 189 | 189 | 184 | 178 | 38 |
| S/N1 | 120 | 122 | 122 | 122 | 120 | 78 |
| S/N2 | 241 | 245 | 245 | 245 | 241 | 53 |
| S/N3 | 191 | 197 | 197 | 197 | 191 | 91 |
| S/N4 | 172 | 178 | 178 | 175 | 172 | 23 |
| S/N5 | 170 | 173 | 173 | 173 | 170 | 39 |

As estacas não numeradas na documentação de projeto estrutural foram indicadas com a sigla S/N, numeradas de 1 a 5, identificadas conforme segue:

S/N1: estaca posicionada no encontro das vigas V30 e V94-A;

S/N2: estaca posicionada no encontro das vigas V24-B e V88-C;

S/N3: estaca posicionada no encontro das vigas V30-B e V88-C;

S/N4: estaca posicionada entre as estacas E116 e E117;

S/N5: estaca posicionada na base do muro M18, voltada para o interior do edifício, nas proximidades do pilar P34A.

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®

6.4 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais nos pavimentos foram extraídos dos modelos estruturais analíticos submetidos à análise linear (M-L) e não linear simplificada (M-nL) – conforme discutido, respectivamente, nos itens 5.2.1 e 5.2.2 do CAPÍTULO 5 – para os carregamentos definidos pela combinação quase permanente de serviço (CQP), descrita no item 4.4.2 do CAPÍTULO 4.

Destaca-se que os deslocamentos verticais obtidos, mesmo nos modelos submetidos à análise não linear simplificada, objetivam apenas contribuir para compreensão do comportamento estrutural do edifício, pois não são suficientemente precisos para estimativa das flechas nos pavimentos. Essas podem ser melhor estimadas – e ainda assim de forma aproximada – por meio da expressão de rigidez equivalente, conforme indicado na ABNT NBR 6118 (2014, p. 125-127).

De acordo com a FIGURA 6.20 a FIGURA 6.25 os maiores deslocamentos verticais nos pavimentos ocorreram nos trechos em que a estrutura vence os maiores vãos, de 22 m, entre os eixos longitudinais 2 e 4, onde estão dispostas as rampas e regiões do “bloco A” (salão caramelo), “bloco C” (biblioteca) e “bloco E” (estúdios). Nesses trechos, os deslocamentos máximos obtidos foram da ordem de 30 a 40 mm nos modelos submetidos à análise linear (M-L) e de 70 a 80 mm nos submetidos à análise não linear simplificada (M-nL), ou seja, suficientemente expressivos para justificar o emprego da protensão prevista na documentação de projeto estrutural. Em termos de relação com os vãos em que ocorreram, os deslocamentos verticais registrados variaram entre $\ell/733$ e $\ell/550$ nos modelos M-L e entre $\ell/314$ e $\ell/275$ nos modelos M-nL.

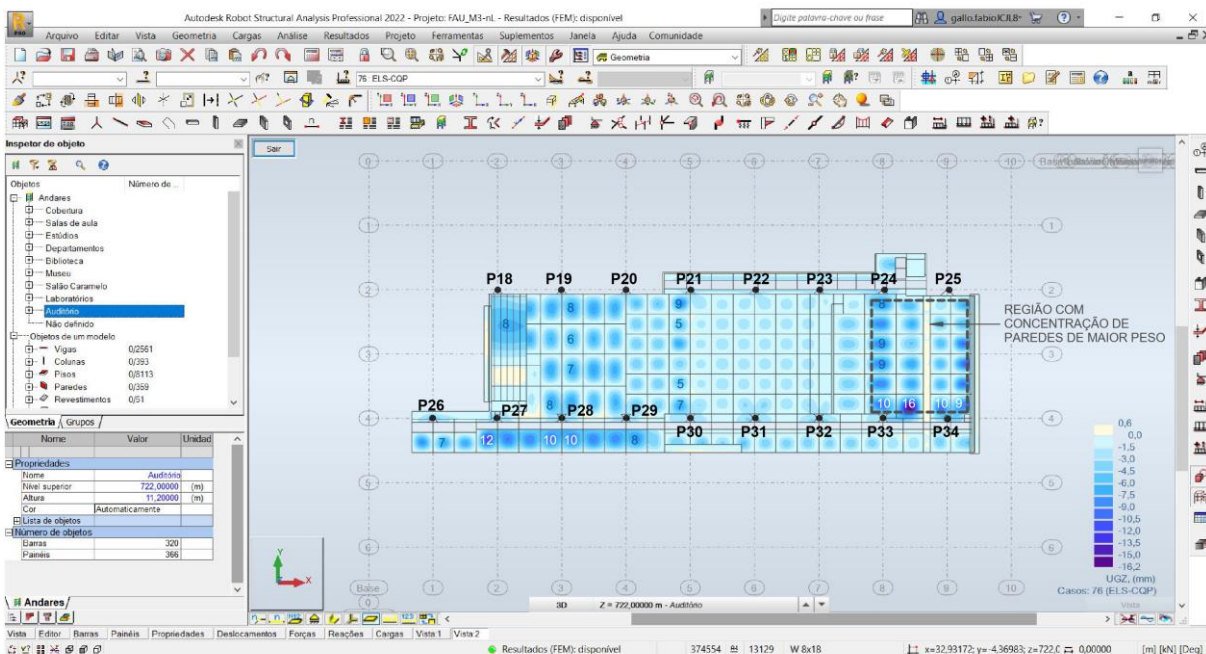
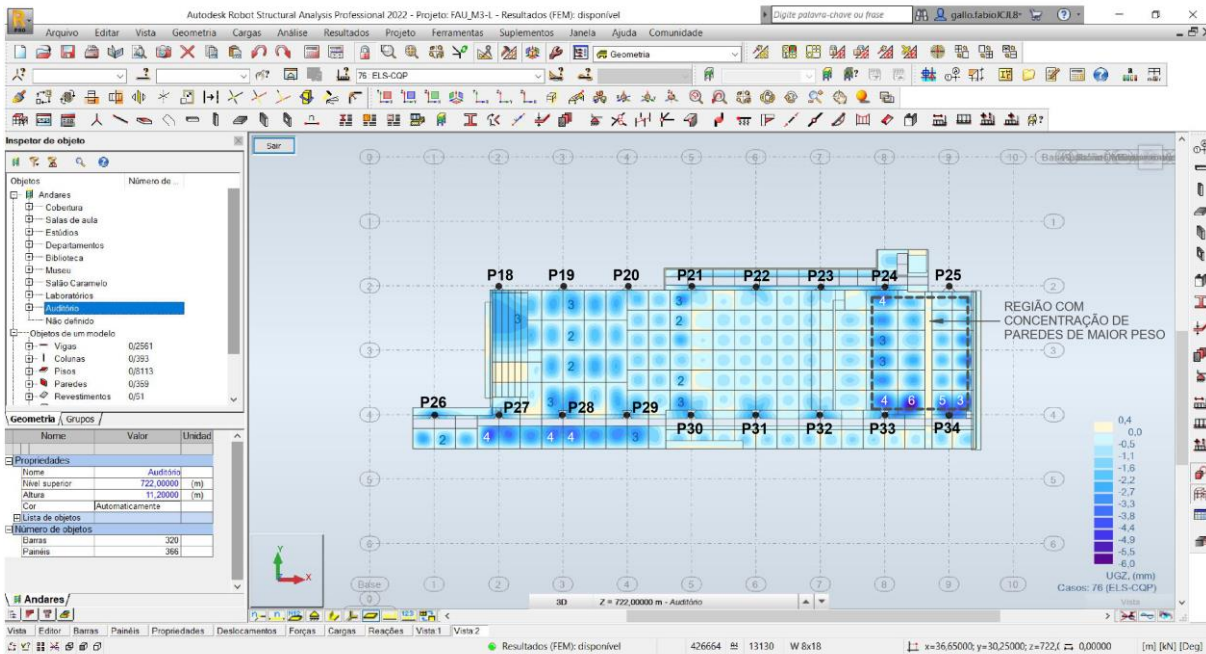
Nos subsolos, onde os vãos estruturais das vigas (baldrames) são menores devido aos blocos sobre estacas que as apoiam em seus cruzamentos, os deslocamentos verticais fornecidos pelos modelos foram notadamente inferiores. De acordo com a FIGURA 6.18 e FIGURA 6.19, os deslocamentos máximos obtidos no “primeiro subsolo” (auditório) e no “segundo subsolo” (laboratório) foram de aproximadamente 5 mm nos modelos submetidos à análise linear e de 15 mm nos submetidos à análise não linear simplificada.

A FIGURA 6.18 à FIGURA 6.25, apresentadas a seguir, reúnem os deslocamentos verticais obtidos em cada pavimento para os modelos M-L e M-nL.

FIGURA 6.18 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 722,00, referente ao “primeiro subsolo” (auditório) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

A região destacada concentra paredes de maior peso (8,7 kN/m), conforme indicado na FIGURA 4.16 do item 4.2.1.2.4 no CAPÍTULO 4.

Os demais modelos fornecem os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

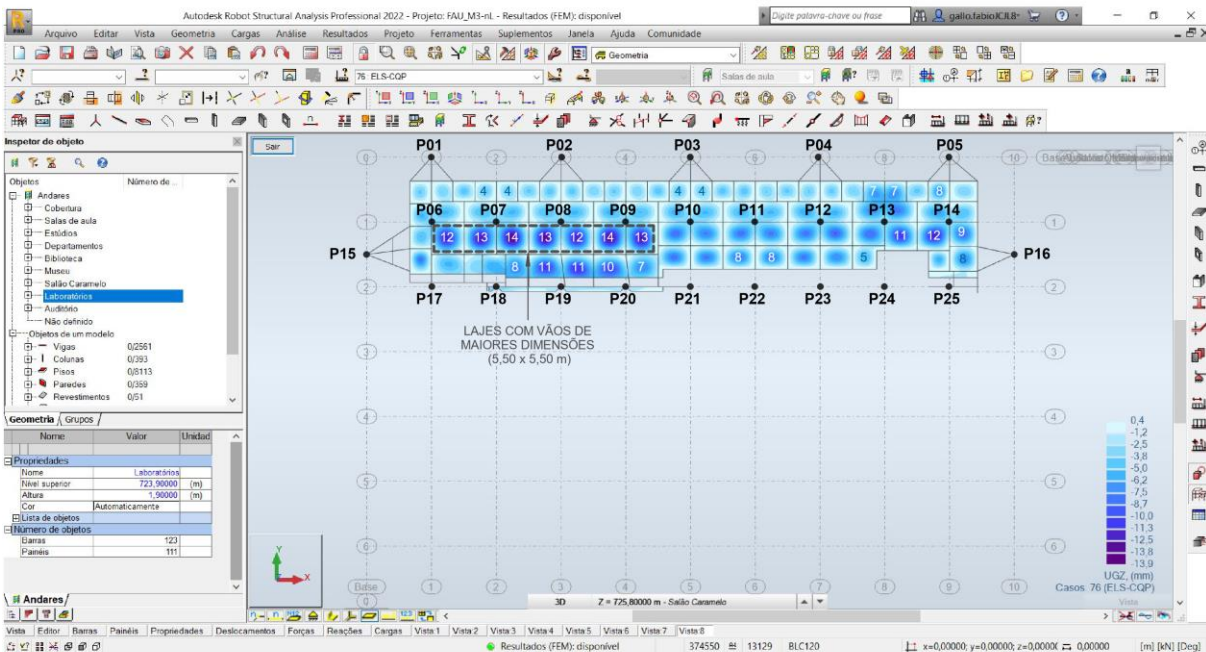
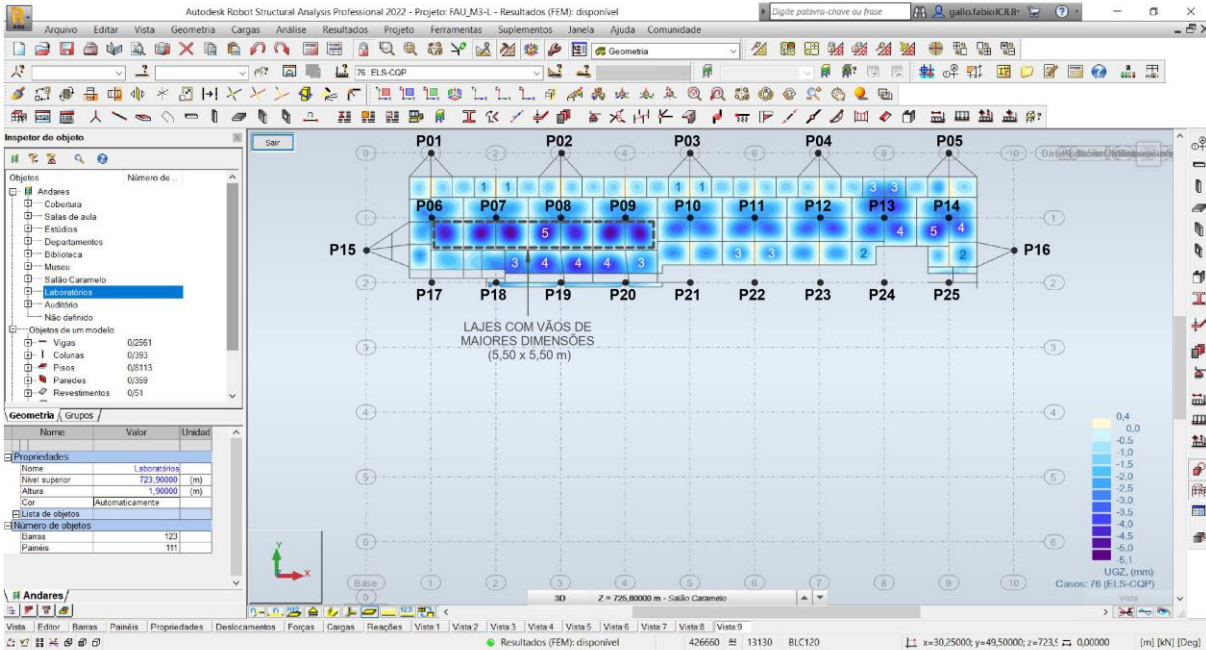


Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

FIGURA 6.19 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 723,90, referente ao “segundo subsolo” (laboratórios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

Os demais modelos fornecem os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

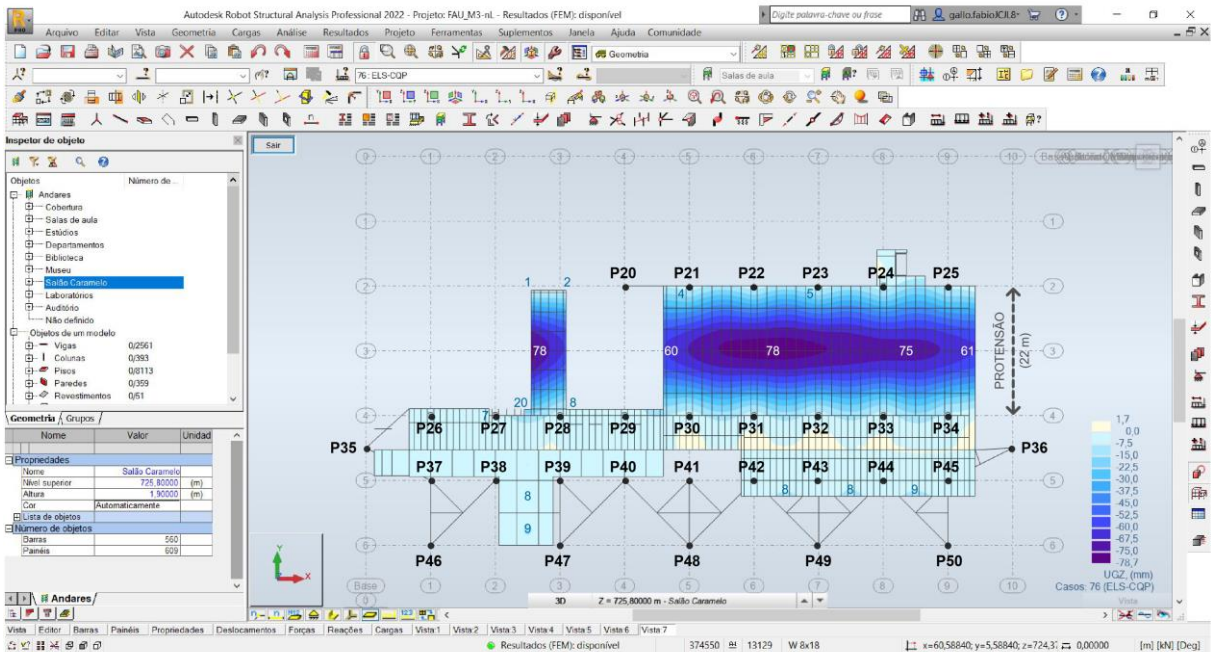
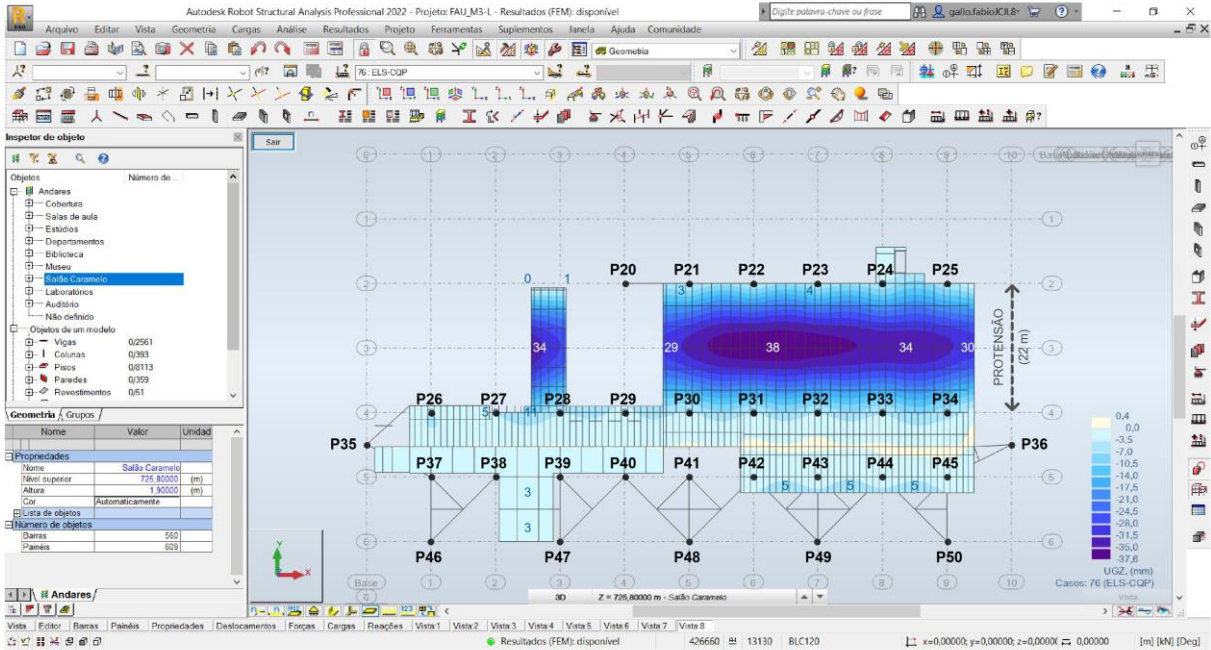


Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

FIGURA 6.20 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

Os demais modelos fornecem os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

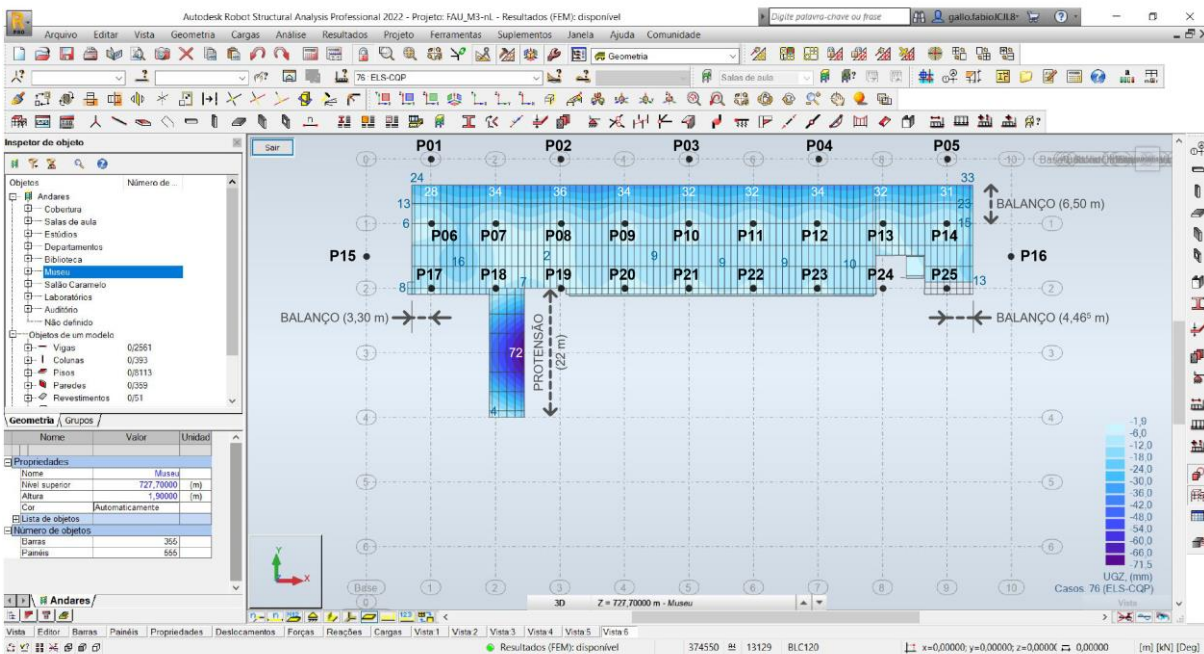
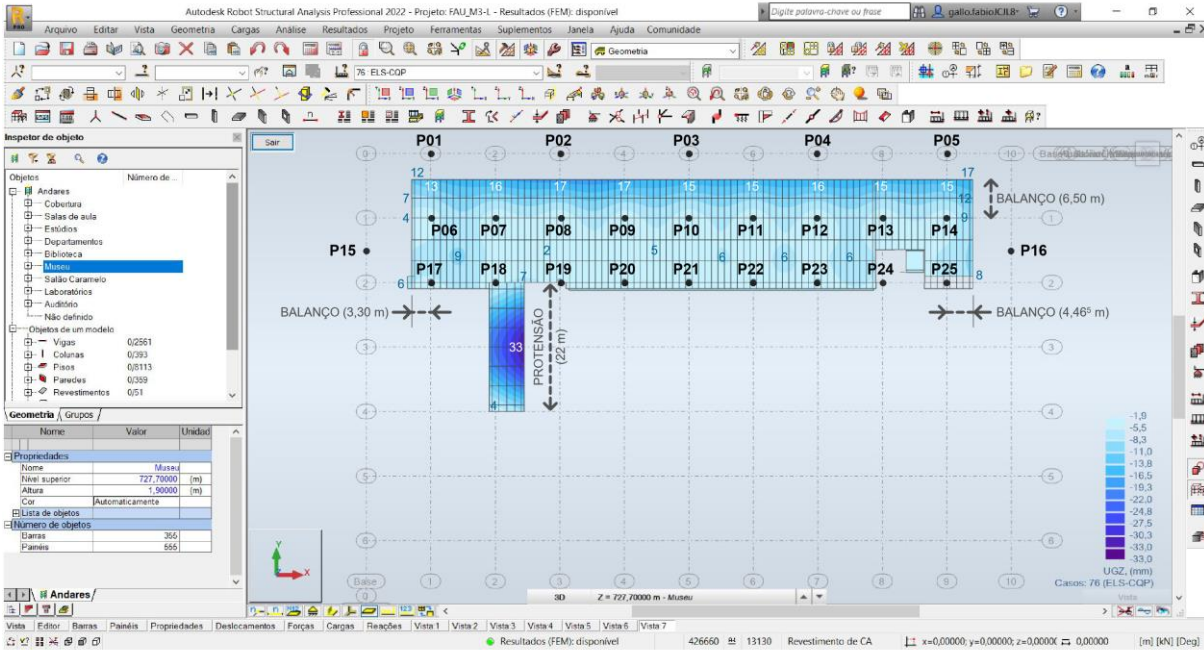


Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

FIGURA 6.21 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

Os demais modelos fornecem os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

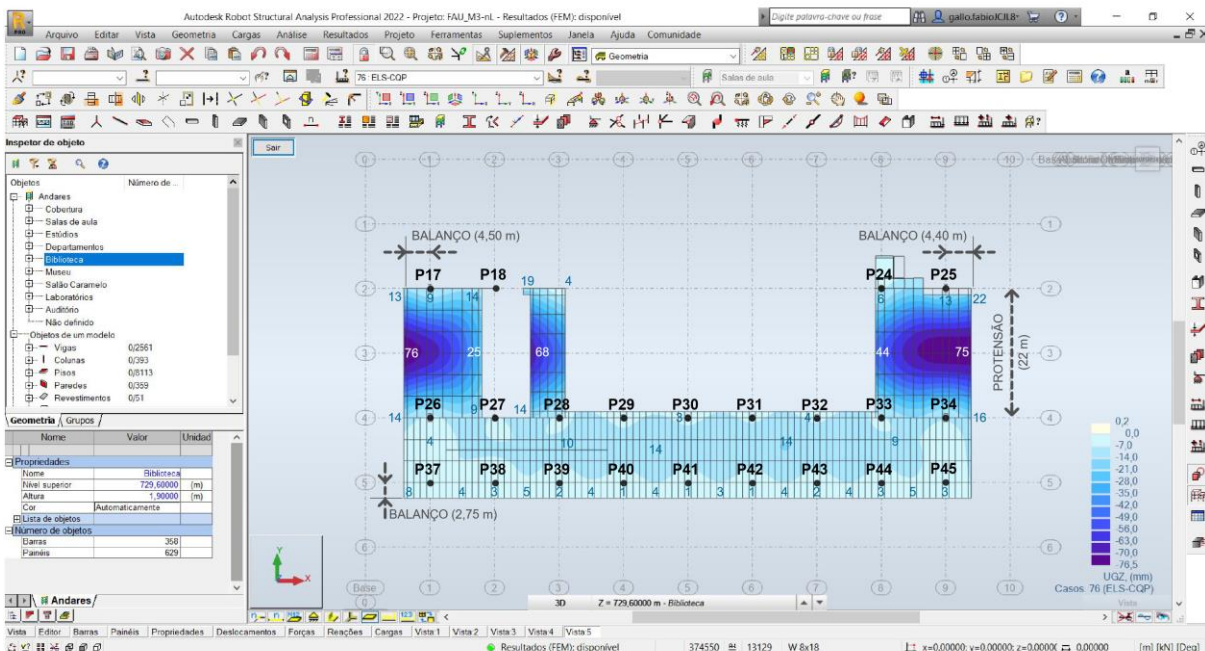
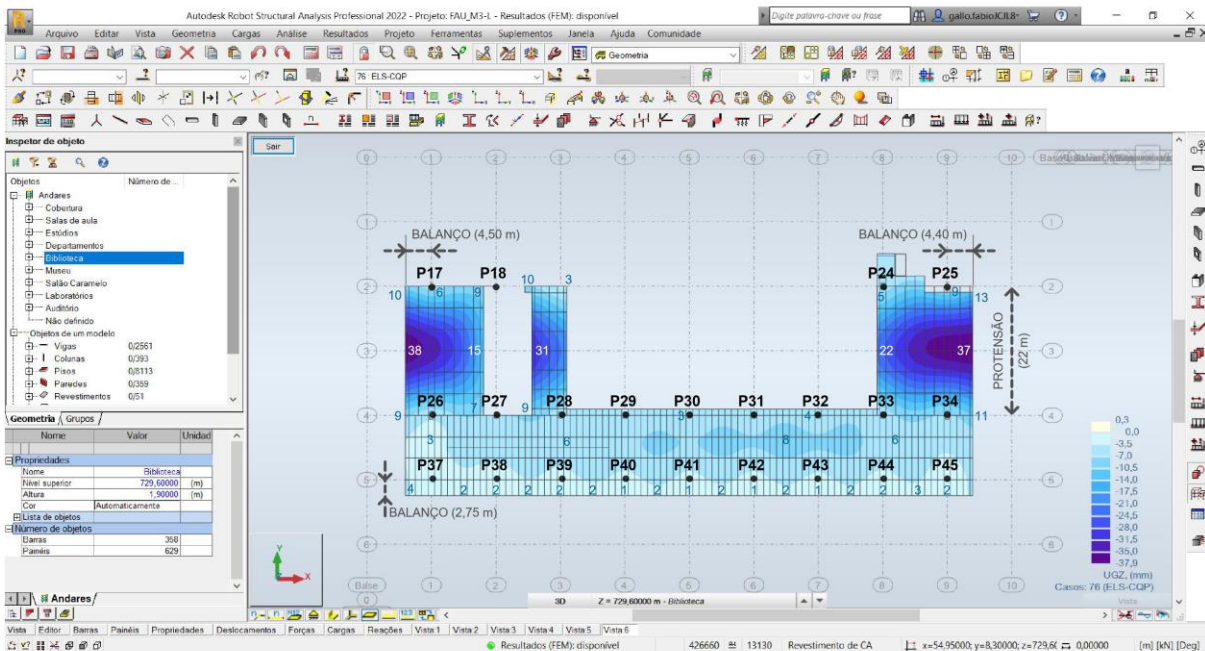


Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

FIGURA 6.22 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

Os demais modelos fornecem os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

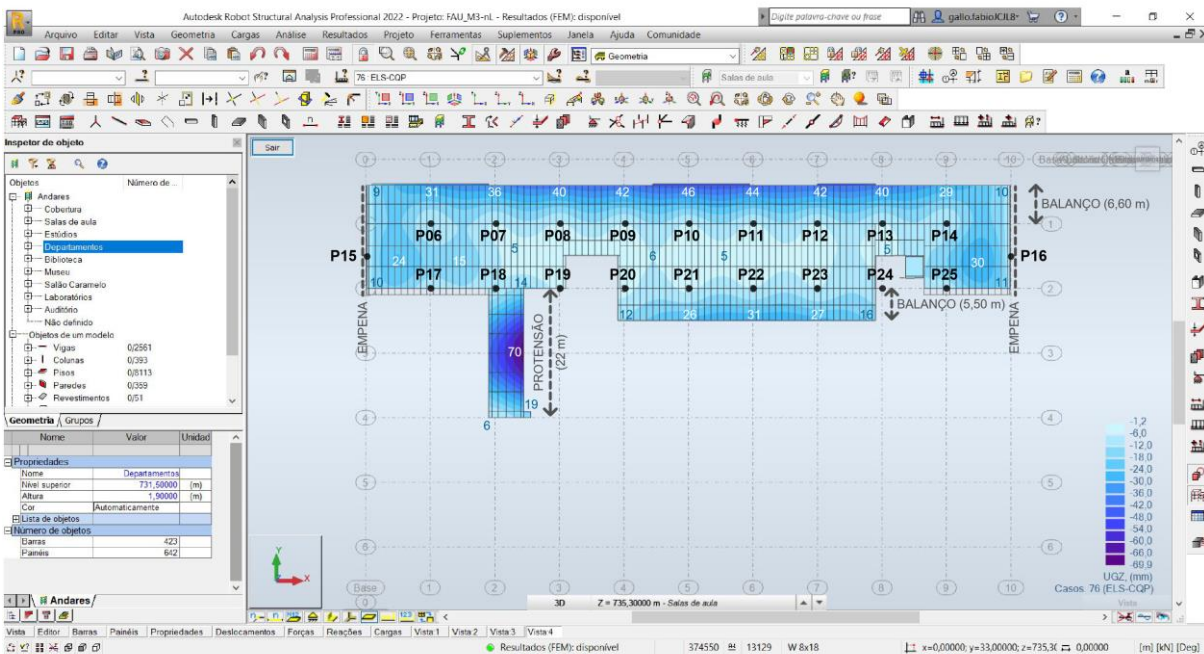
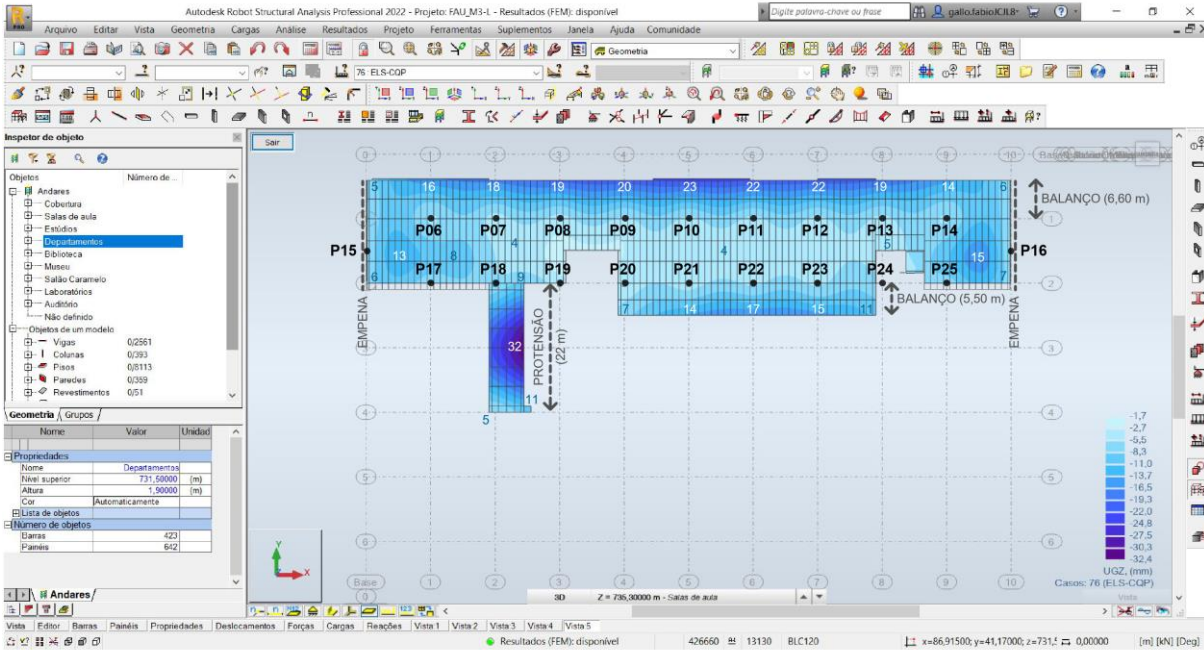


Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

FIGURA 6.23 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

Os demais modelos fornecem os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

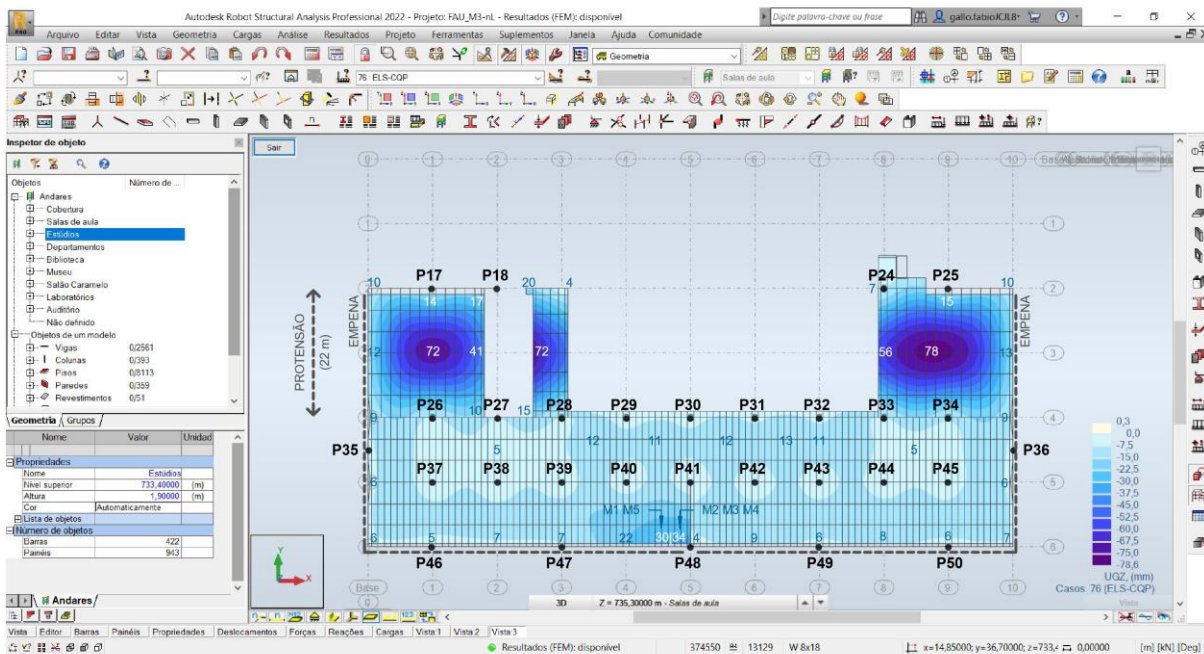
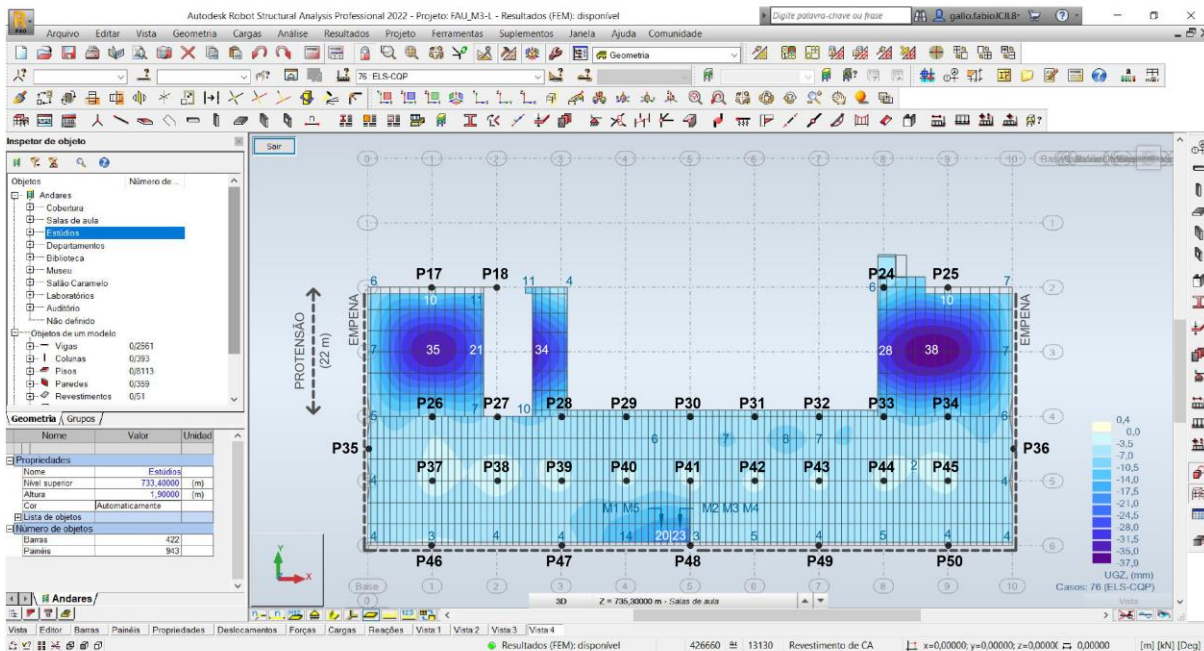


Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

FIGURA 6.24 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

Os demais modelos fornecem os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

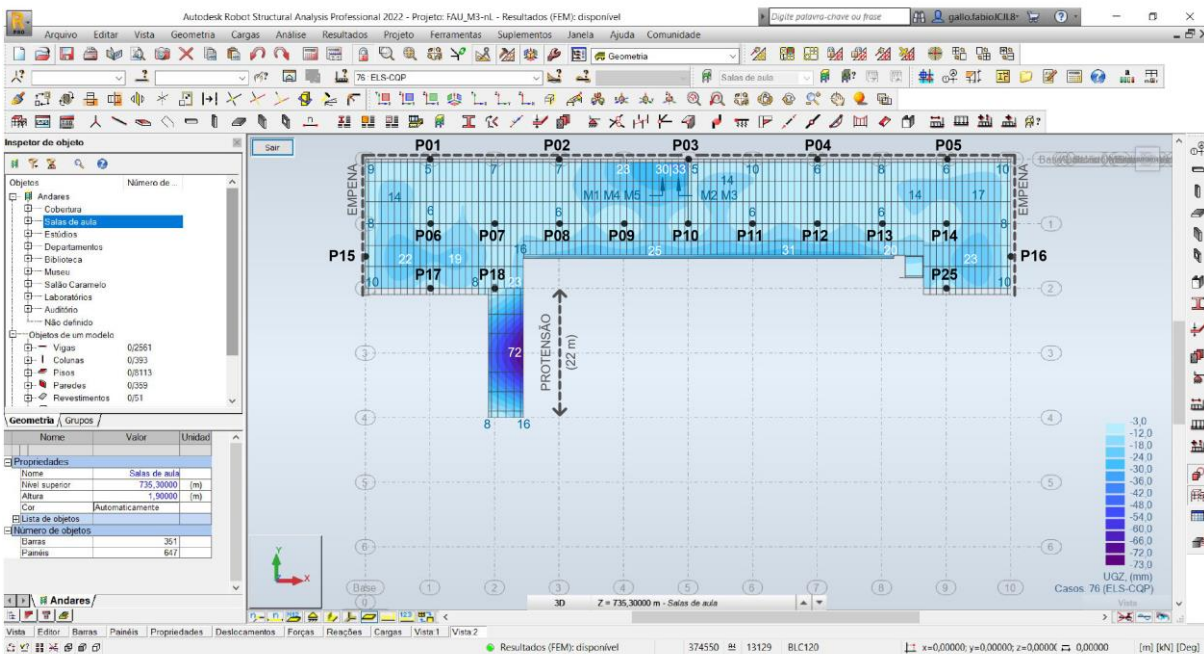
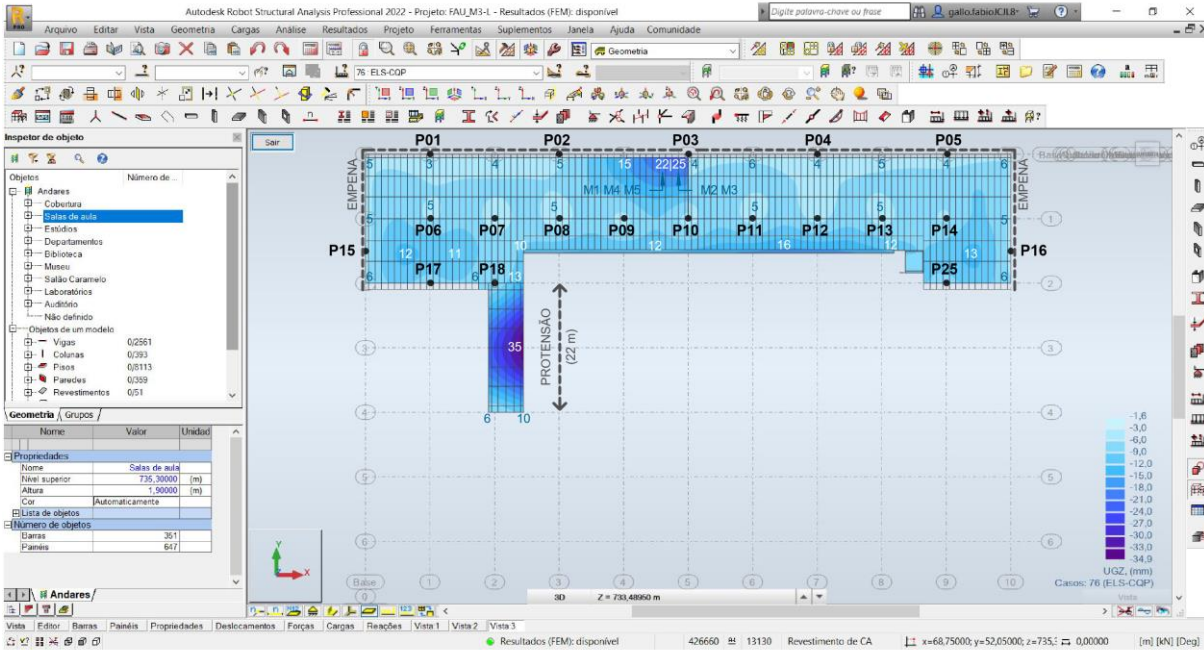


Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

FIGURA 6.25 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

Os demais modelos fornecem os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

A partir do exame da FIGURA 6.24 e FIGURA 6.25, que trazem os deslocamentos verticais no “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula), respectivamente, nota-se que há, nas fachadas longitudinais, certo incremento de deslocamento à esquerda dos pilares P03 e P48.

No caso do pavimento destinado às salas de aula (FIGURA 6.25), observa-se que os deslocamentos verticais junto à empena longitudinal são similares nas proximidades dos pilares P01 e P02 (dispostos na porção à esquerda da empena) e nos simétricos P04 e P05 (dispostos na porção à direita da empena), os quais variam entre 3 e 5 mm nos modelos M-L. No trecho entre os pilares P02 e P03, no entanto, nota-se um aumento progressivo dos deslocamentos verticais do pavimento devido à deformação do aparelho de apoio sobre o qual esse trecho de empena se apoia no topo do pilar P03. Por outro lado, no trecho à direita, onde a empena se vincula diretamente ao pilar, a ordem de grandeza dos deslocamentos verticais se mantém invariável ao longo de toda sua extensão. Isto posto, essa diferença de deslocamentos verticais que ocorre no pavimento nas adjacências do P03 reforça a importância da junta horizontal existente entre esse e o P10, a qual assegura movimentações verticais desiguais à sua esquerda e direita. Em relação ao pavimento destinado aos estúdios (FIGURA 6.24) a discussão é análoga, em torno, no entanto, do pilar P48.

Em relação aos valores obtidos para os deslocamentos verticais de ambos os pavimentos nessa região junto aos aparelhos de apoio, nota-se que não houve variação de resultados entre os modelos M1 e M5, bem como entre os modelos M2 e M3 (cf. FIGURA 6.24 e FIGURA 6.25). No caso dos modelos M2 e M3, como as cargas atuantes são idênticas, apenas os aparelhos de apoio dispostos sobre o P03 os diferencia: placa de neoprene, representativa da condição original, no modelo M2 e elastômero fretado, que a substituiu, no M3. Em relação aos modelos M1 e M5, a distinção é similar: as cargas atuantes em ambos são bastante próximas e os aparelhos de apoio dispostos tanto no P03 quanto no P48 são originais (placas de neoprene) no M1 e fretados no M5. Com isso evidencia-se que os modelos elaborados não foram capazes de capturar com maior precisão as variações nos deslocamentos verticais frente às duas condições de suporte dos trechos das empenas que descarregam sobre os aparelhos de apoio dispostos sobre os pilares P03 e P48, pois em ambas as situações – seja com placa de neoprene ou neoprene fretado – os valores obtidos foram os mesmos.

A expectativa, portanto, de que os aparelhos de elastômero fretado, por serem mais rígidos, levariam a deslocamentos verticais menores em relação às placas de neoprene originais, não se efetivou devido à própria representação geométrica adotada nos modelos³³⁰, a qual, por empregar chapas sobrepostas para descrever as camadas dos aparelhos fretados, não contempla a restrição que as camadas de aço impõem às deformações horizontais laterais das camadas de elastômero na direção ortogonal ao plano das chapas modeladas. Assim, recomenda-se que, em trabalhos futuros, aprimore-se a representação desses aparelhos de apoios por meio de, por exemplo, modelos parciais com elementos volumétricos – de modo que sejam contempladas as contenções laterais promovidas pelas camadas de aço frente às deformações do elastômero – que possibilitem determinar certa rigidez equivalente ao conjunto de camadas que os formam e aplica-la ao modelo global do edifício.

Na cobertura, conforme indicado na FIGURA 6.26, FIGURA 6.27 e FIGURA 6.28, apresentadas a seguir, os deslocamentos verticais máximos ocorreram junto aos eixos longitudinais 1, 3 e 5, referentes aos meios-vãos (11 m) vencidos pelos panos de cobertura com extensão de 22 m. Nos modelos M1 e M5, nos quais as cargas incidentes na cobertura são menores³³¹, os deslocamentos verticais máximos obtidos em análise linear e não linear simplificada foram da ordem de, respectivamente, 30 e 55 mm, conforme indicado na FIGURA 6.26. Por outro lado, de acordo com a FIGURA 6.27 e FIGURA 6.28, nos modelos M2, M3 e M4, nos quais atuam maiores³³² cargas na cobertura, os deslocamentos máximos obtidos foram de aproximadamente 35 e 65 mm em modelos submetidos, respectivamente, a análise linear e não linear simplificada. Em termos de relação com os vãos de ocorrência, os deslocamentos verticais registrados variaram entre $\ell/753$ e $\ell/643$ nos modelos M-L e entre $\ell/396$ e $\ell/331$ nos modelos M-nL.

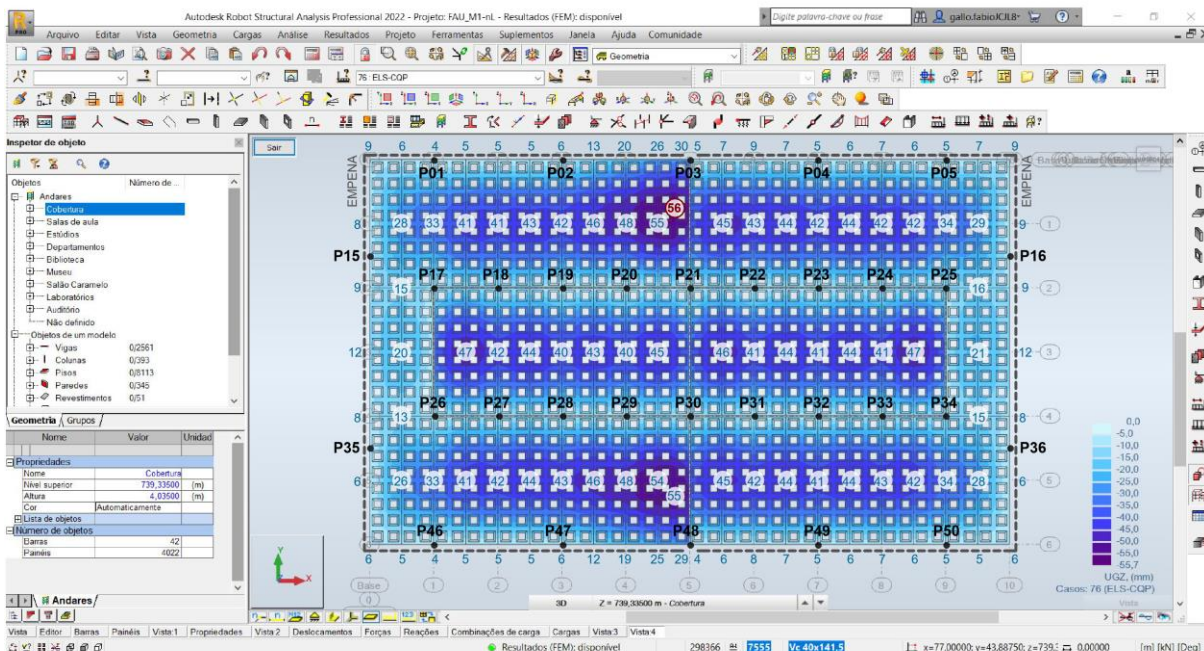
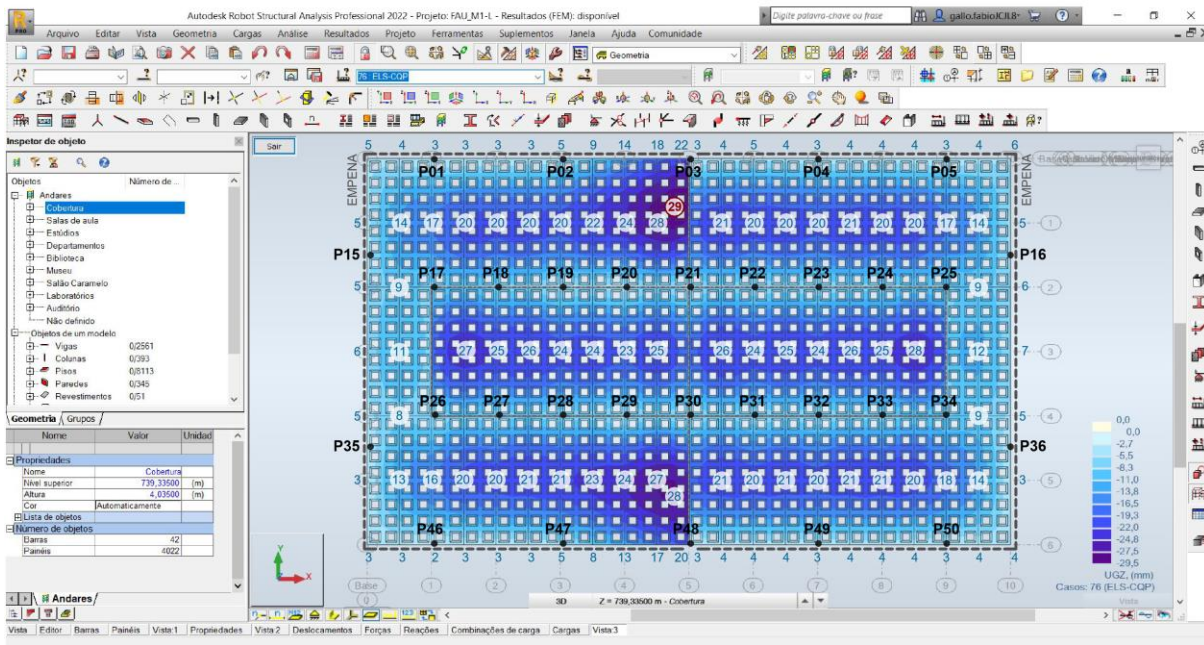
³³⁰ Para consultar a representação geométrica adotada nos modelos para os aparelhos de apoio dispostos sobre os pilares P03 e P48, cf. FIGURA 3.25, no item 3.1.3 do CAPÍTULO 3.

³³¹ Cf. FIGURA 4.12 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

³³² Cf. FIGURA 4.13 e FIGURA 4.14 no CAPÍTULO 4.

FIGURA 6.26 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M1 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

O modelo M5 fornece os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

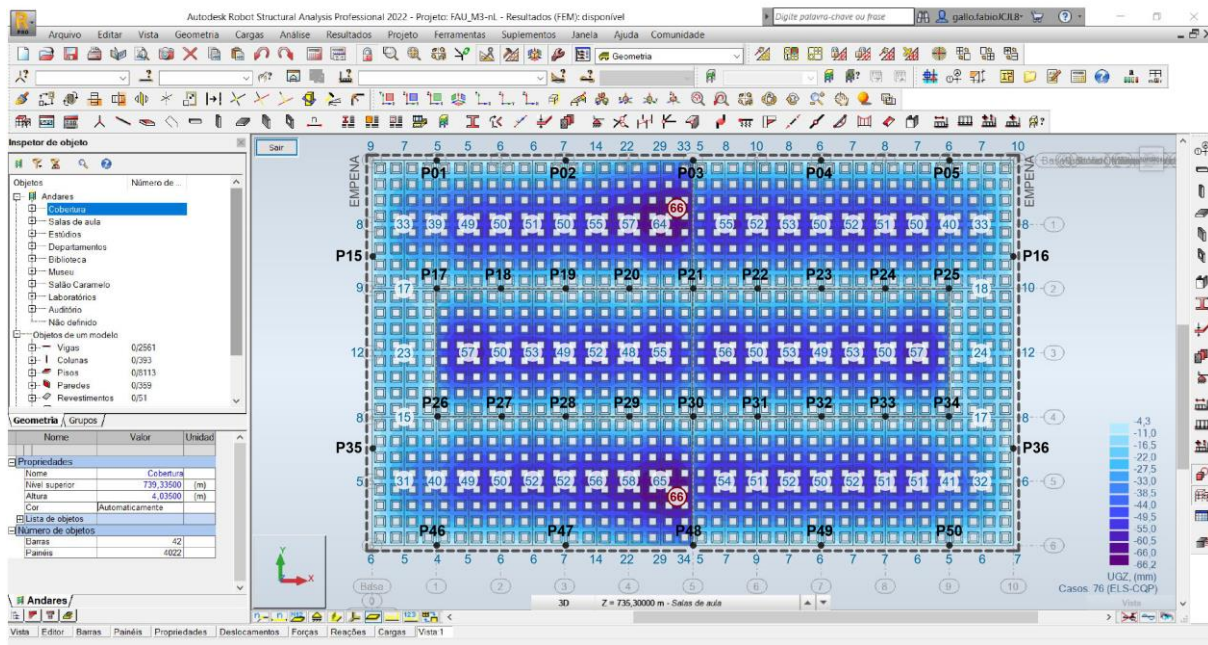
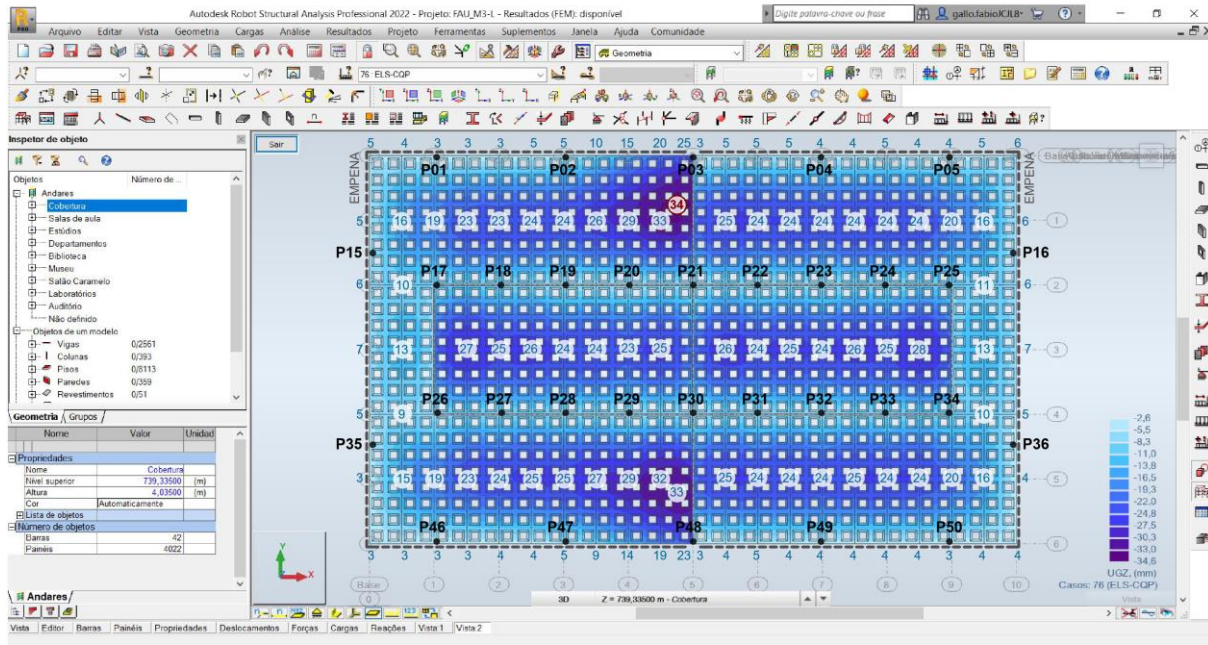


Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M1-L e M1-nL.

FIGURA 6.27 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M3 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

O modelo M2 fornece os mesmos padrão e valores de deslocamentos verticais. Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



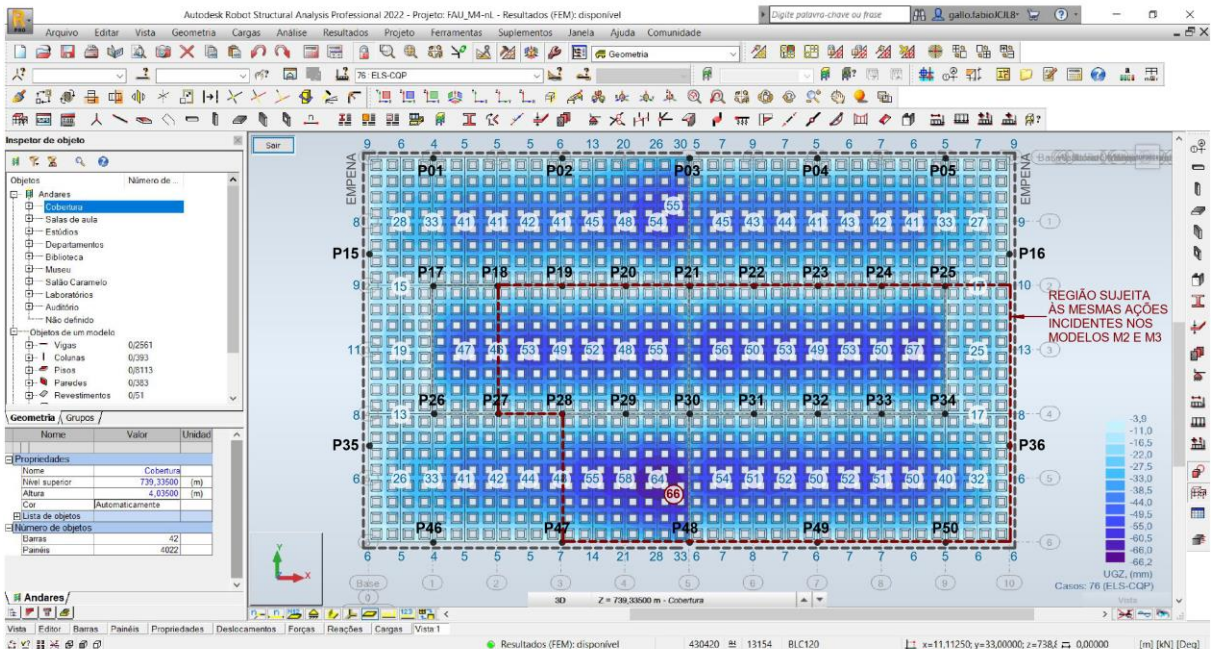
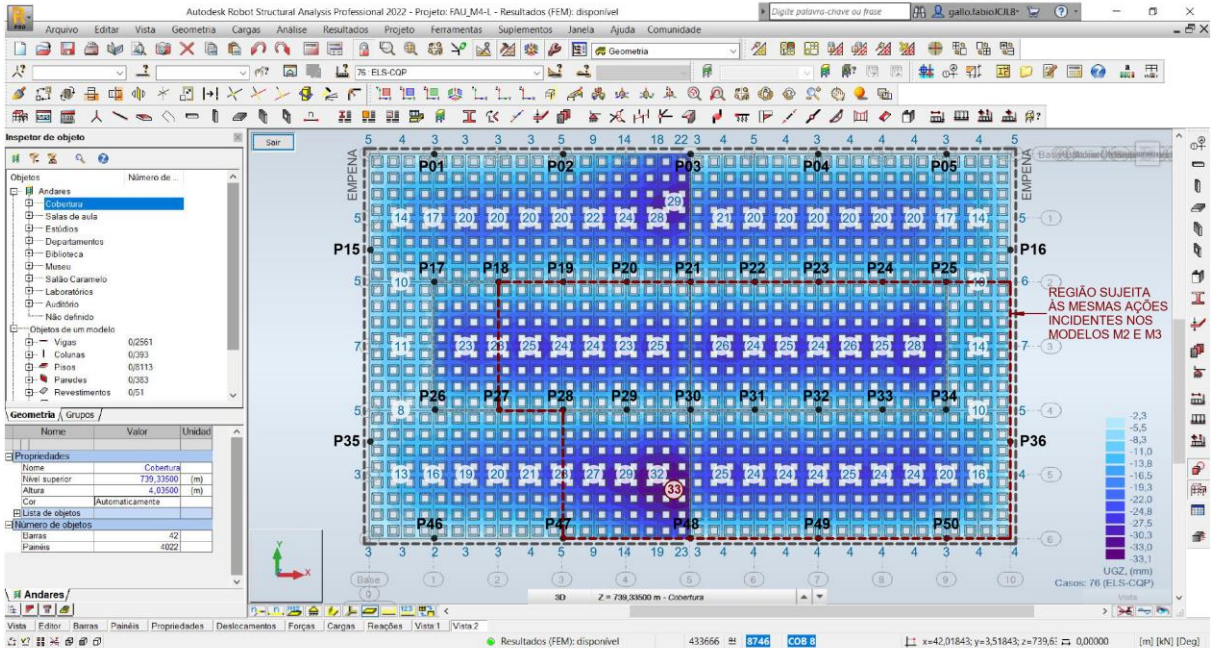
Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

FIGURA 6.28 – Deslocamentos verticais, expressos em mm, no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos dos modelos M4 submetidos à análise linear (superior) e não linear simplificada (inferior) para o carregamento definido pela combinação quase permanente de serviço (CQP).

A região destacada está sujeita às mesmas ações incidentes nos modelos M2 e M3 (3,2 kN/m²), conforme indicado na FIGURA 4.14 do item 4.2.1.2.3 no CAPÍTULO 4.

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M3-L e M3-nL.

Por fim, a TABELA 6.18 e TABELA 6.19, apresentadas a seguir, reúnem os deslocamentos verticais máximos obtidos dos modelos estruturais analíticos submetidos, respectivamente, à análise linear e não linear simplificada em cada pavimento do edifício Vilanova Artigas.

TABELA 6.18: Deslocamentos verticais máximos obtidos dos modelos estruturais analíticos submetidos à análise linear em cada pavimento do edifício Vilanova Artigas e respectivas relações com os vãos em que ocorrem.

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| PAV vão de ocorrência dos deslocamentos verticais máximos [m] | modelos M-L deslocamento vertical máximo [mm] e relação com os vãos em que ocorrem [ℓ/n] | | | | |
|---|--|---------------|----------------|---------------|---------------|
| | M1 | M5 | M2 | M3 | M4 |
| COB 22,00 | 29,3 ℓ/751 | 29,2 ℓ/753 | 34,1 ℓ/645 | 34,2 ℓ/643 | 33,1 ℓ/655 |
| AUL 22,00 | | 34,3 ℓ/641 | 34,9 ℓ/630 | | 34,4 ℓ/640 |
| STU 22,00 | | 37,4 ℓ/588 | 37,9 ℓ/580 | | 37,8 ℓ/582 |
| DPT 22,00 | | 31,7 ℓ/694 | 32,1 ℓ/685 | | 31,8 ℓ/692 |
| BIB 22,00 | | 37,5 ℓ/587 | 37,9 ℓ/580 | | 37,5 ℓ/587 |
| MUS 22,00 | | 32,4 ℓ/679 | 32,7 ℓ/673 | | 32,5 ℓ/677 |
| CAR 22,00 | | 37,2 ℓ/591 | 37,6 ℓ/585 | | 37,5 ℓ/587 |
| LAB 5,50 | | | 5,1 ℓ/1.078 | | |
| AUD 4,65 | | | 5,9 ℓ/788 | | |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

TABELA 6.19: Deslocamentos verticais máximos obtidos dos modelos estruturais analíticos submetidos à análise não linear simplificada em cada pavimento do edifício Vilanova Artigas e respectivas relações com os vãos em que ocorrem.

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.

| PAV vão de ocorrência dos deslocamentos verticais máximos [m] | modelos M-nL deslocamento vertical máximo [mm] e relação com os vãos em que ocorrem [ℓ/n] | | | | |
|---|---|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | M1 | M5 | M2 | M3 | M4 |
| COB 22,00 | 55,7 ℓ/395 | 55,5 ℓ/396 | 66,4 ℓ/331 | 66,2 ℓ/332 | 65,6 ℓ/335 |
| AUL 22,00 | | 71,5 ℓ/308 | | 72,2 ℓ/305 | 71,6 ℓ/307 |
| STU 22,00 | | 77,3 ℓ/285 | | 77,9 ℓ/282 | 77,7 ℓ/283 |
| DPT 22,00 | | 68,7 ℓ/320 | | 69,2 ℓ/318 | 68,9 ℓ/319 |
| BIB 22,00 | | 75,4 ℓ/292 | | 75,8 ℓ/290 | 75,3 ℓ/292 |
| MUS 22,00 | | 71,1 ℓ/309 | | 71,5 ℓ/308 | 71,2 ℓ/309 |
| CAR 22,00 | | 77,6 ℓ/284 | | 77,9 ℓ/282 | 77,9 ℓ/282 |
| LAB 5,50 | | | 13,9 ℓ/396 | | |
| AUD 4,65 | | | 16,2 ℓ/287 | | |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

6.5 Esforços internos solicitantes em vigas e pilares

Os resultados apresentados neste item compreendem alguns dos esforços internos que solicitam as principais vigas e pilares do edifício, obtidos dos modelos submetidos à análise linear para os carregamentos referentes às combinações últimas (ELU), conforme apresentado, no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4.

Nos pavimentos, analisaram-se as vigas e pilares que formam os pórticos longitudinais do edifício e, na cobertura, uma viga transversal típica de 22 m de extensão, que se repete 42 vezes. Em ambos os casos foram examinados os momentos fletores M_y e forças cortantes F_z atuantes no plano vertical em que os elementos estão dispostos.

Em relação aos pórticos longitudinais, optou-se por apresentá-los segmentados por pavimento, de modo que cada figura contempla as vigas nele presentes e os trechos de pilares que as suportam, compreendidos entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. Assim, a FIGURA 6.29 à FIGURA 6.34 reúnem as envoltórias de momentos fletores M_y ³³³ e a FIGURA 6.35 à FIGURA 6.40, as de forças cortantes F_z ³³⁴ em cada pavimento do edifício, respectivamente. Nessas figuras, as plantas identificam os pórticos dispostos nos eixos longitudinais do pavimento e destacam os pilares e trechos de vigas sujeitos aos maiores esforços, com vistas a delimitar regiões críticas a serem, em trabalhos futuros, verificadas quanto à segurança estrutural (com base nas armaduras constantes na documentação de projeto e/ou obtidas de investigações no local) e eventualmente monitoradas.

Nos pavimentos, de modo geral, obtiveram-se para as vigas situadas nos eixos longitudinais 2 e 4 (contíguas ao vazio central do edifício), valores de momentos fletores M_y e de forças cortantes F_z bastante heterogêneos ao longo dos tramos que as constituem devido a variações nos carregamentos atuantes. Nessas vigas há

³³³ Nos pórticos, os momentos fletores M_y atuam no plano vertical, ortogonal ao pavimento na direção longitudinal do edifício.

³³⁴ Nos pórticos, as forças cortantes F_z atuam no plano vertical, ortogonal ao pavimento na direção longitudinal do edifício.

tramos pouco solicitados, que delimitam o pavimento junto ao vazio central, e outros com solicitações expressivamente maiores, onde descarregam as vigas protendidas de 22 m, que lhes são ortogonais na região das rampas e em porções do “bloco A” (salão caramelo), “bloco C” (biblioteca) e “bloco E” (estúdios) entre os eixos longitudinais 2 e 4. Por outro lado, nas vigas dispostas nos eixos longitudinais 1 e 5 dos pavimentos, sujeitas a carregamentos praticamente constantes ao longo de suas extensões, as solicitações M_y e F_z obtidas dos modelos são, em geral, similares a cada tramo.

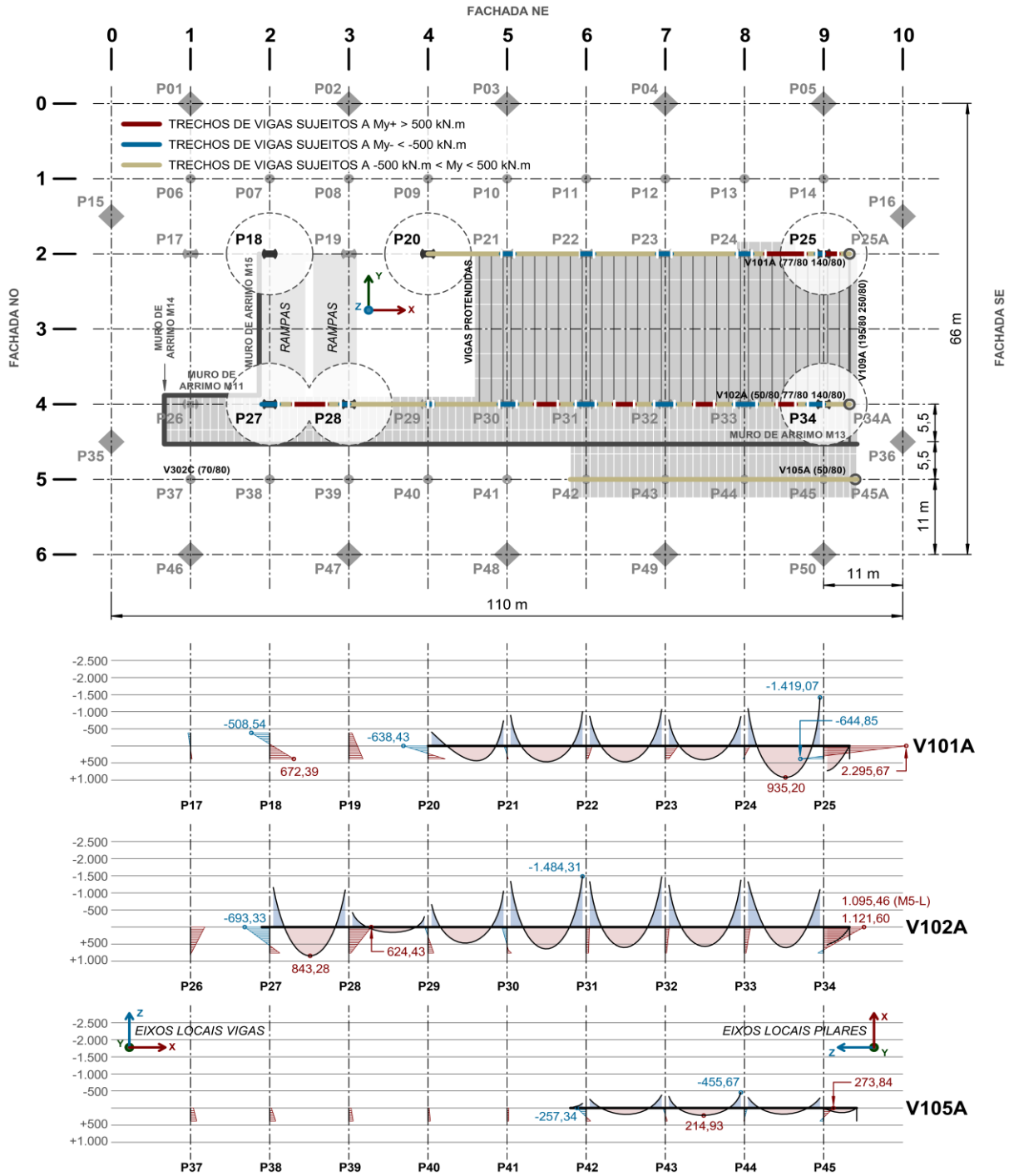
Em relação aos valores máximos obtidos para os momentos M_y positivos nos pavimentos, observa-se que ocorrem, de acordo com FIGURA 6.29 à FIGURA 6.34, nos tramos em que as vigas recebem as cargas provenientes das rampas e escadas. No caso dos tramos onde descarregam as rampas – entre os pilares P18 e P19, nos blocos B, D e F, e entre o P27 e P28, nos blocos A, C e E – os momentos M_y máximos obtidos são da ordem de 775 kN.m a 950 kN.m e nos tramos suportes das escadas – entre os pilares P24 e P25, nos blocos A, C e E –, de 850 kN.m a 950 kN.m.

FIGURA 6.29 – Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. Os pilares destacados apresentam os maiores momentos fletores M_y (superior a |500| kN.m);

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de momentos fletores M_y e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 2,3%. Essa ocorre no momento positivo do pilar P34 para o modelo M5-L (1.095,46 kN.m). Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



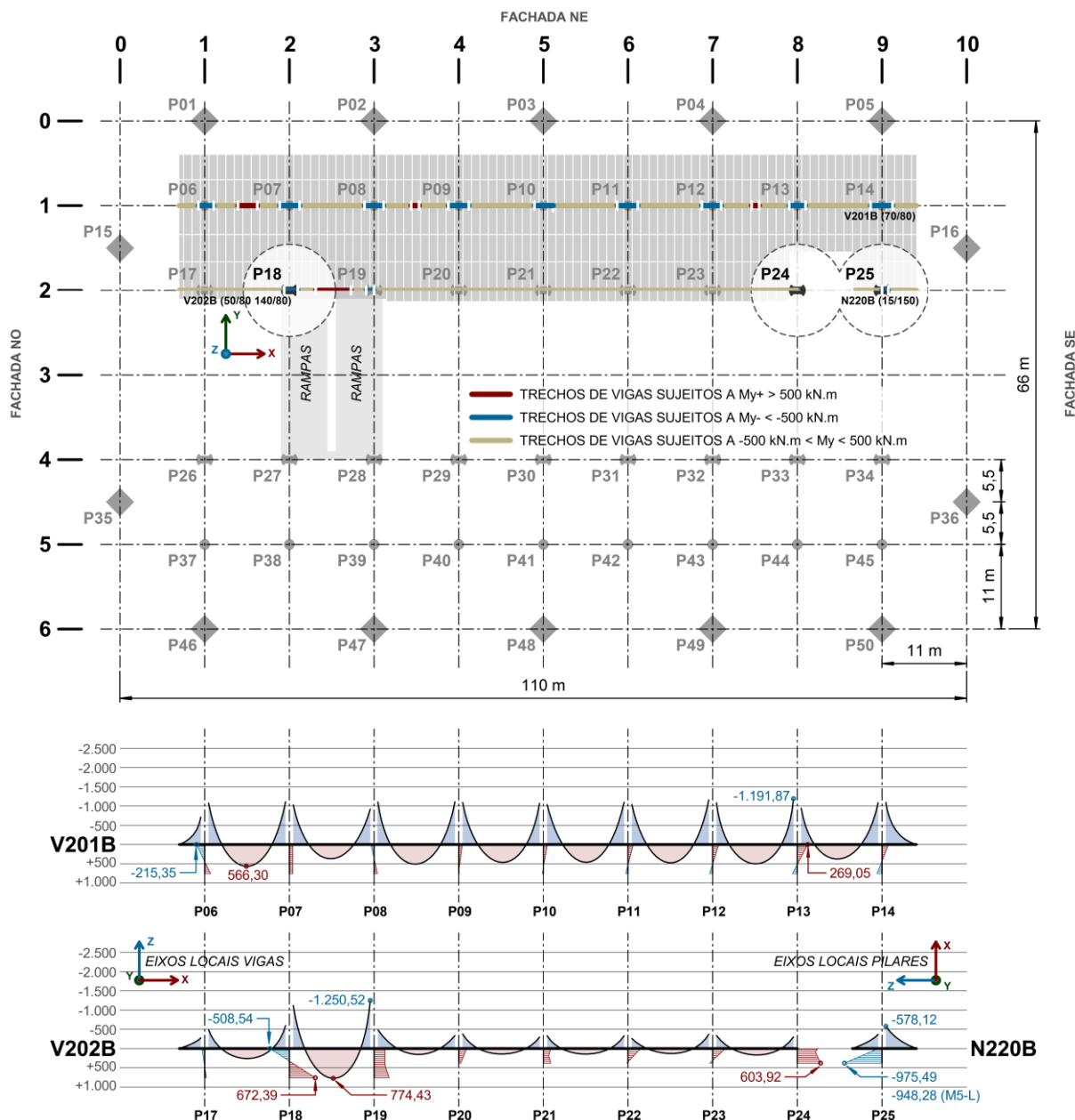
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

FIGURA 6.30 – Envolvórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. Os pilares destacados apresentam os maiores momentos fletores M_y (superior a |500| kN.m);

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de momentos fletores M_y , e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 2,8%. Essa ocorre no momento negativo do pilar P25 para o modelo M5-L (-948,28 kN.m). Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



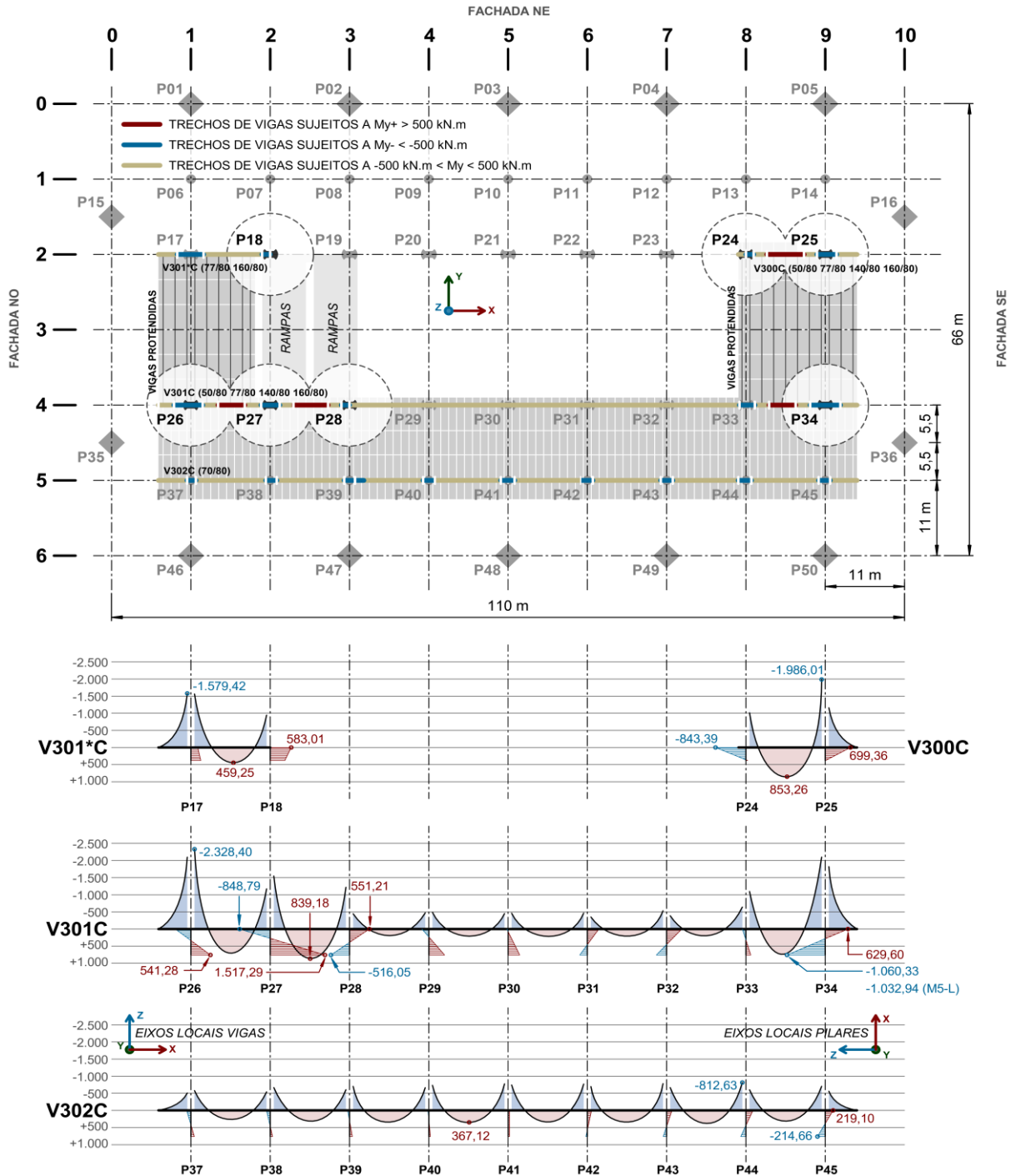
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

FIGURA 6.31 – Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. Os pilares destacados apresentam os maiores momentos fletores M_y (superior a |500| kN.m);

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de momentos fletores M_y e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 2,6%. Essa ocorre no momento negativo do pilar P34 para o modelo M5-L (-1.032,94 kN.m). Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



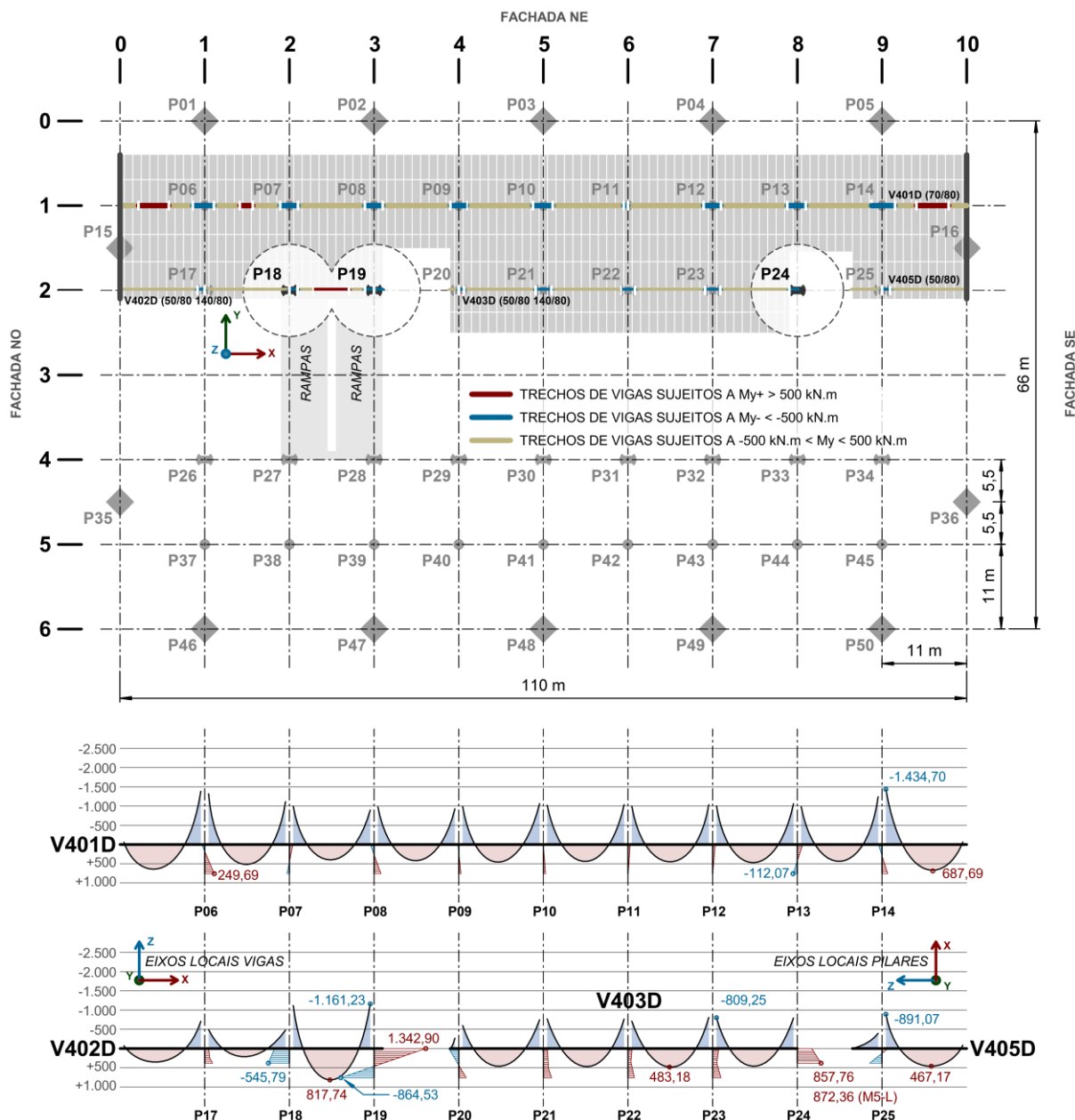
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

FIGURA 6.32 – Envolvórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. Os pilares destacados apresentam os maiores momentos fletores M_y (superior a |500| kN.m);

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de momentos fletores M_y , e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 1,7%. Essa ocorre no momento positivo do pilar P24 para o modelo M5-L (872,36 kN.m). Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



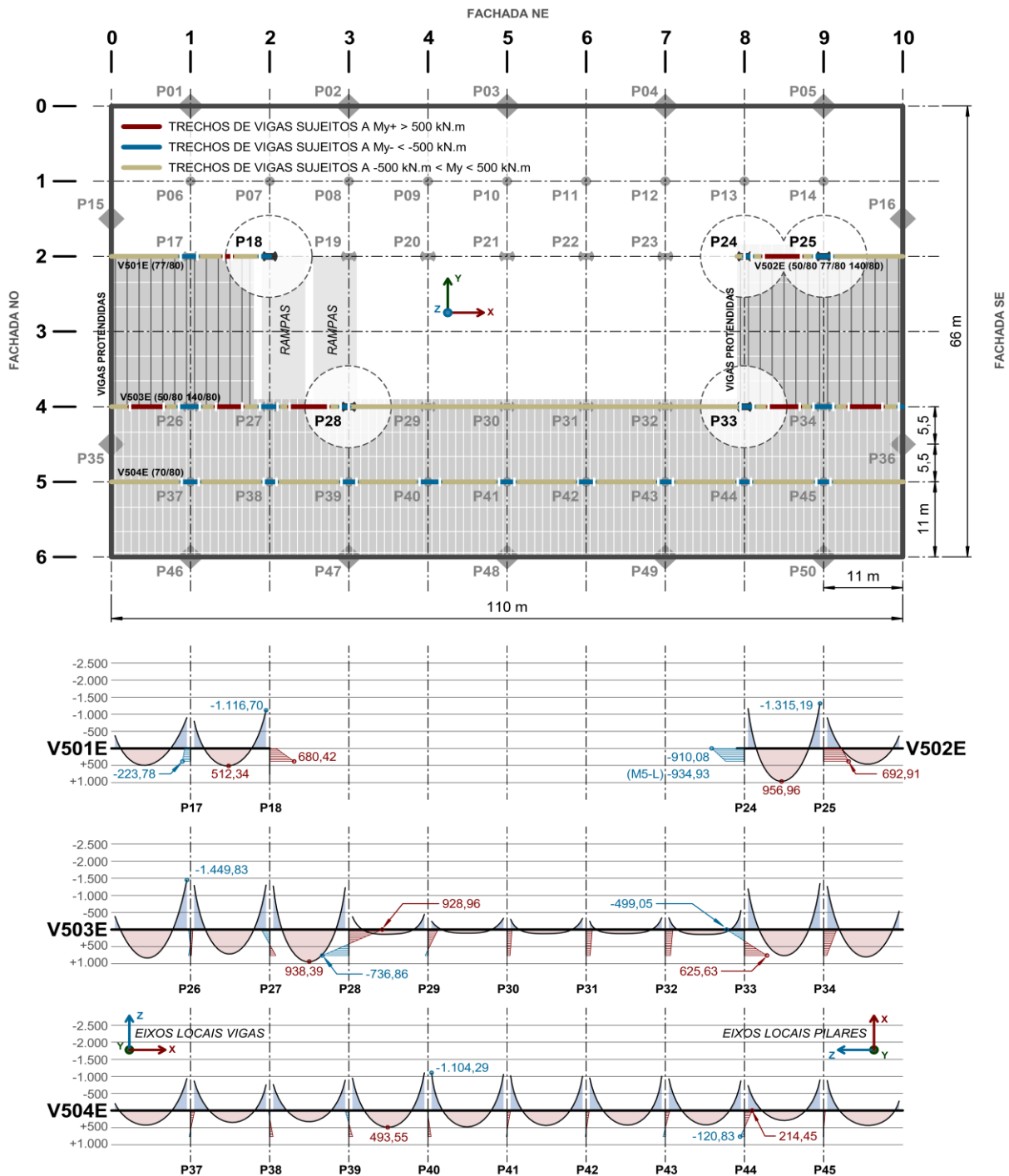
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

FIGURA 6.33 – Envoltórias de momentos fletores M_y , (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. Os pilares destacados apresentam os maiores momentos fletores M_y , (superior a |500| kN.m);

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de momentos fletores M_y e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 2,7%. Essa ocorre no momento negativo do pilar P24 para o modelo M5-L (-934,93 kN.m). Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



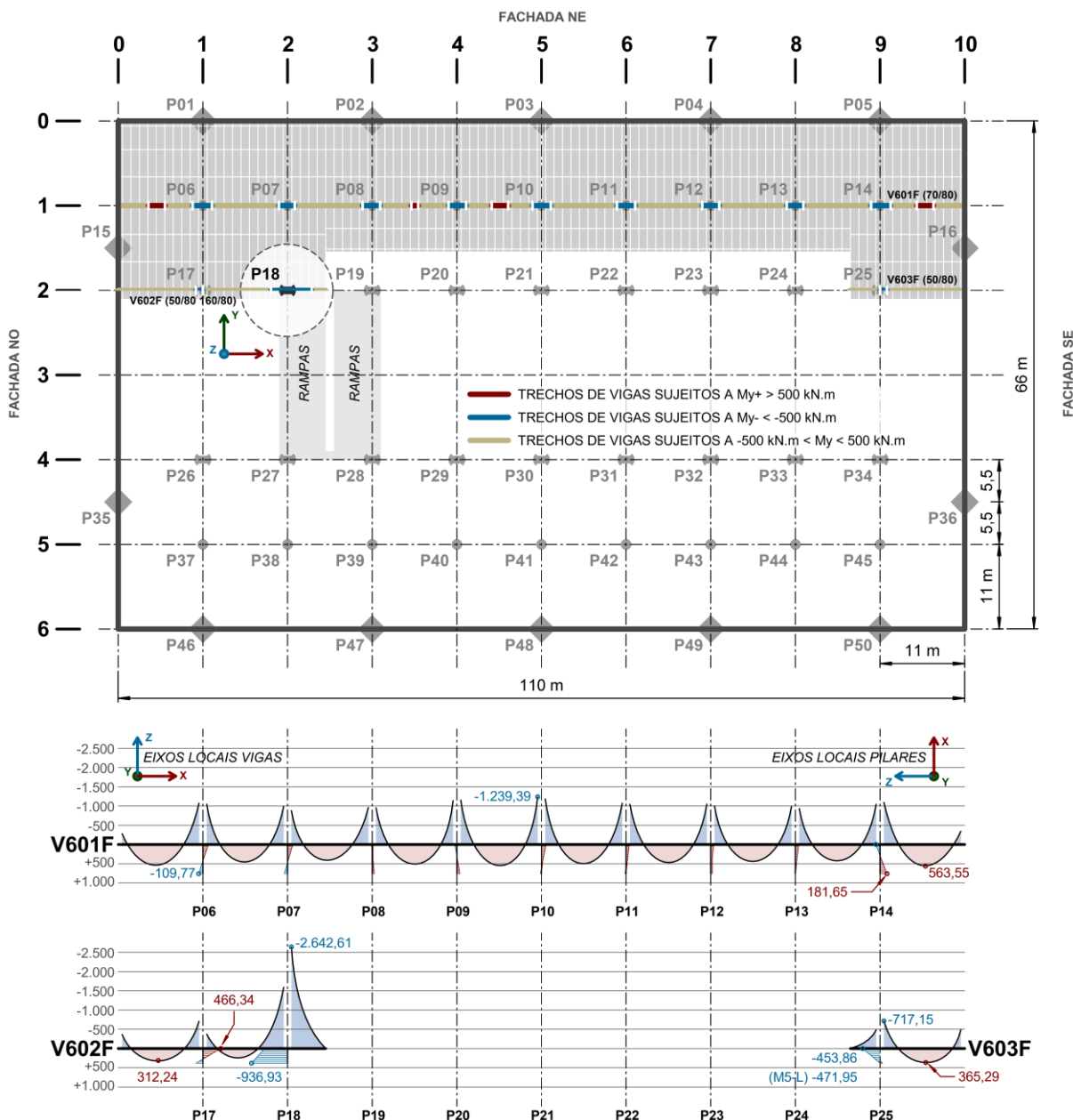
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

FIGURA 6.34 – Envolvórias de momentos fletores M_y (eixos locais), expressos em kN.m, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. O pilar destacado apresenta momento fletor M_y superior a $|500|$ kN.m;

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de momentos fletores M_y e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 4,0%. Essa ocorre no momento negativo do pilar P25 para o modelo M5-L (-471,95 kN.m). Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

Quanto aos momentos M_y negativos nas vigas, os valores máximos obtidos dos modelos submetidos à análise linear são consideravelmente superiores aos positivos e com situações de ocorrência diversas em cada pavimento.

No “bloco A” (salão caramelo), conforme indicado na FIGURA 6.29, os maiores M_y negativos nas vigas – da ordem de -1.500 kN.m – ocorrem na V102A (eixo 4) junto aos pilares suportes dos tramos onde descarregam as vigas protendidas de 22 m de extensão, que cobrem o auditório, entre os eixos 2 e 4.

No “bloco B” (museu), de acordo com a FIGURA 6.30, os picos de momentos M_y negativos são constantes, com aproximadamente -1.200 kN.m, a cada tramo da viga V201B (eixo 1) e ligeiramente superiores, com cerca de -1.250 kN.m no tramo da viga V202B (eixo 2), entre os pilares P18 e P19, no qual se apoiam as rampas.

No “bloco C” (biblioteca), conforme indicado na FIGURA 6.31, os maiores momentos negativos em vigas – que variam em torno de -1.600 kN.m e -2.350 kN.m – ocorrem junto aos pilares extremos P17, P25, P26 e P34, a partir dos quais se projetam os balanços de cerca de 4,50 m das vigas V301*C (eixo 2), V300C (eixo 2) e V301C (eixo 4).

No “bloco D” (departamentos) os momentos negativos M_y máximos surgem, de acordo com a FIGURA 6.32, nos tramos extremos da viga V401D (eixo 1), com cerca de -1.450 kN.m, junto aos pilares P06 e P14 que os apoiam, em função da baixa capacidade da empena em prover engastamento às extremidades da viga.

No “bloco E” (estúdios) a FIGURA 6.33 mostra que os picos de momentos M_y negativos são expressivos junto aos pilares nos quais descarregam tramos de vigas que recebem as vigas protendidas de 22 m dispostas entre os eixos 2 e 4, que lhes são ortogonais. Os valores obtidos variam entre, aproximadamente, -1.100 kN.m e -1.300 kN.m nas vigas dispostas no eixo 2 (V501E e V502E) e alcançam cerca de -1.450 kN.m na V503E (eixo 4). Na viga V504E (eixo 5) os momentos negativos máximos são praticamente constantes, da ordem de -1.000 kN.m, a cada tramo.

No “bloco F” (salas de aula), conforme indicado na FIGURA 6.34, os momentos M_y negativos máximos a cada tramo da viga V601F (eixo 1) são constantes com aproximadamente -1.250 kN.m. Na viga V602F (eixo 2), devido ao balanço de aproximadamente 5 m que se projeta a partir do pilar P18 e serve de suporte ao último

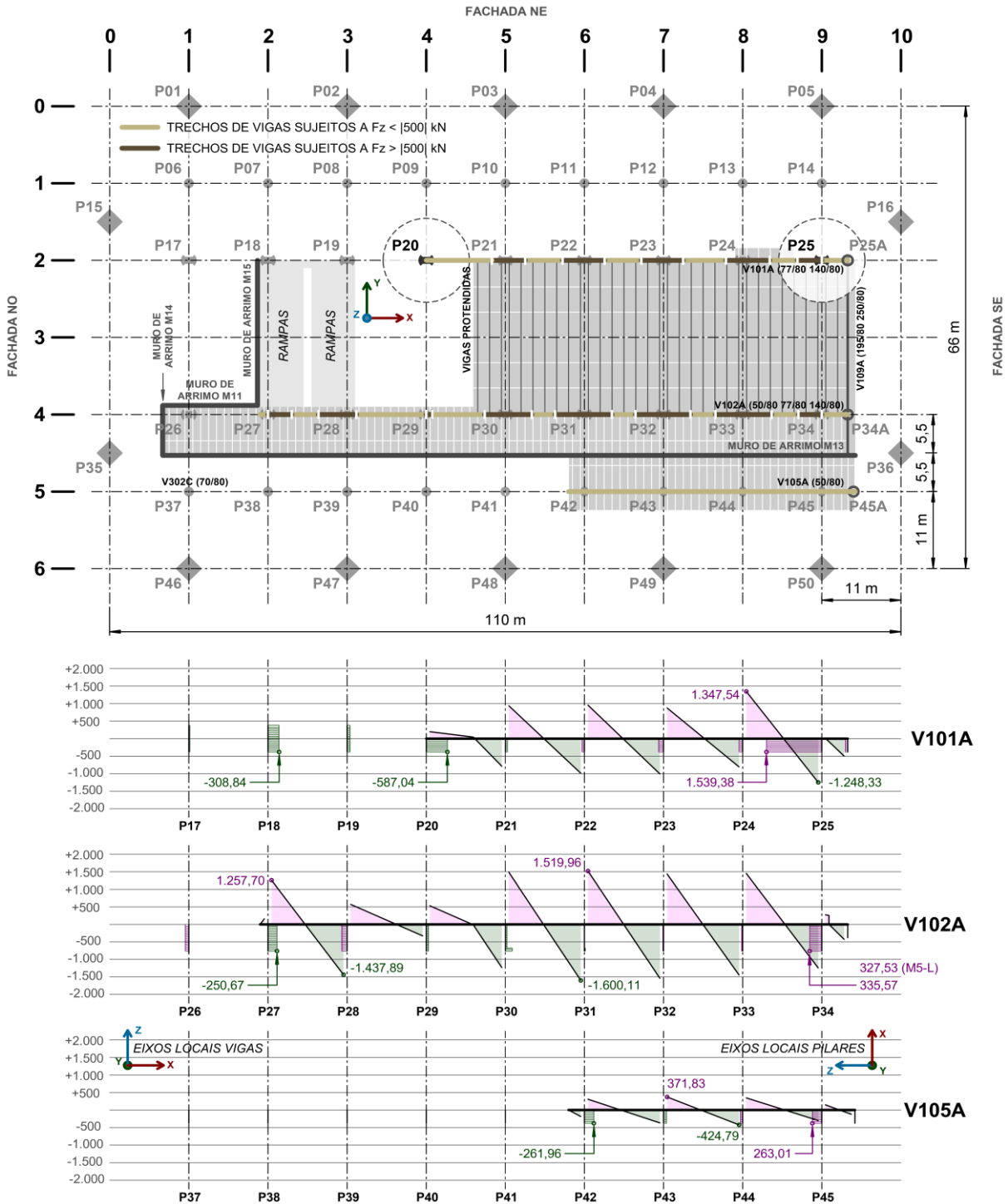
lance de rampa, M_y atinge cerca de -2.650 kN.m – o maior valor atuante no edifício, segundo os modelos submetidos à análise linear.

FIGURA 6.35 – Envoltórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. Os pilares destacados apresentam as maiores forças cortantes F_z (superior a |500| kN);

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de forças cortantes F_z e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 2,4%. Essa ocorre no pilar P34 para o modelo M5-L (327,53 kN). Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

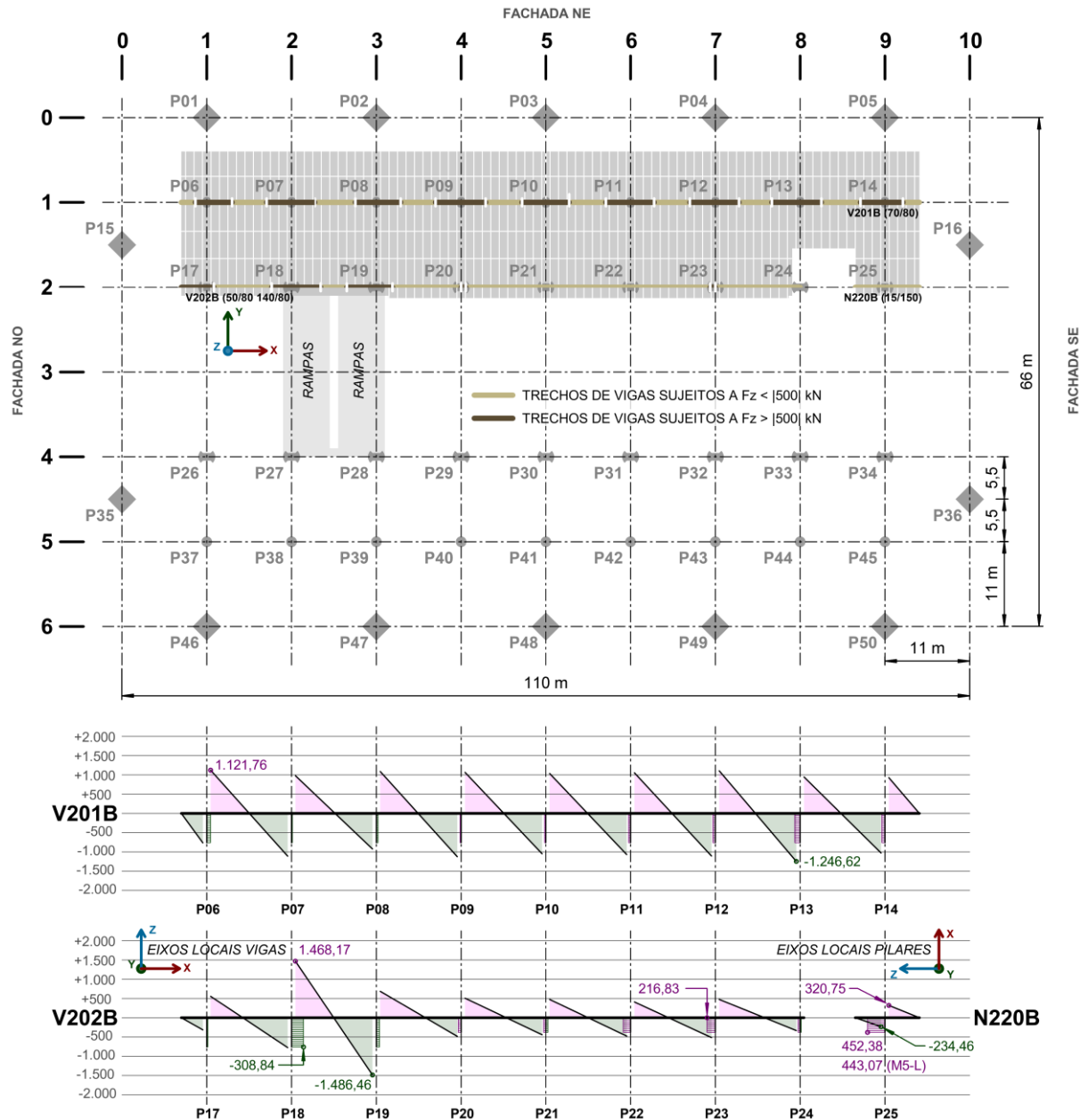
FIGURA 6.36 – Envolvórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior;

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de forças cortantes F_z e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 2,1%. Essa ocorre no pilar P25 para o modelo M5-L (443,07 kN).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



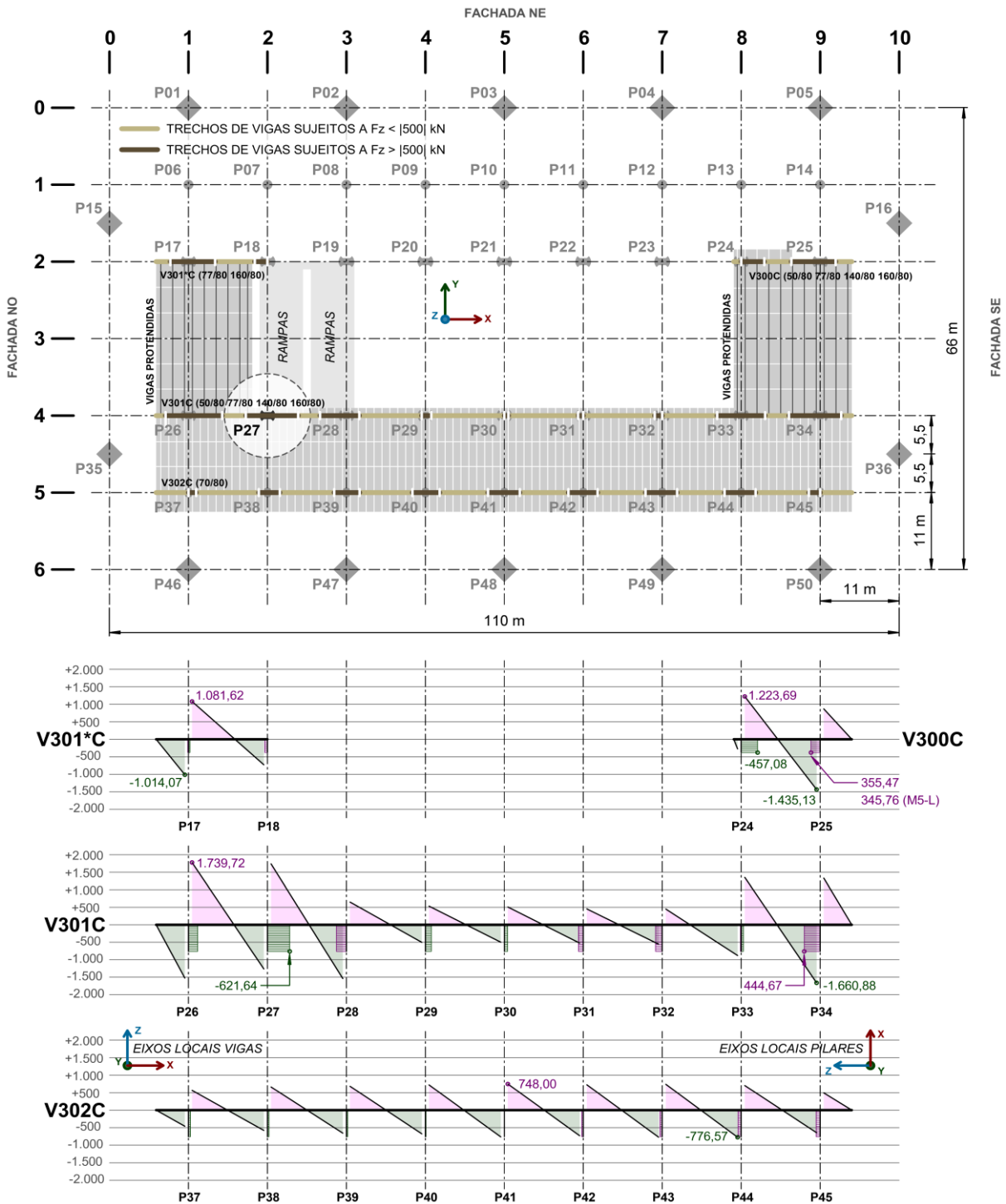
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

FIGURA 6.37 – Envoltórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. O pilar destacado apresenta cortante F_z superior a |500| kN;

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de forças cortantes F_z e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 2,7%. Essa ocorre no pilar P25 para o modelo M5-L (345,76 kN). Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

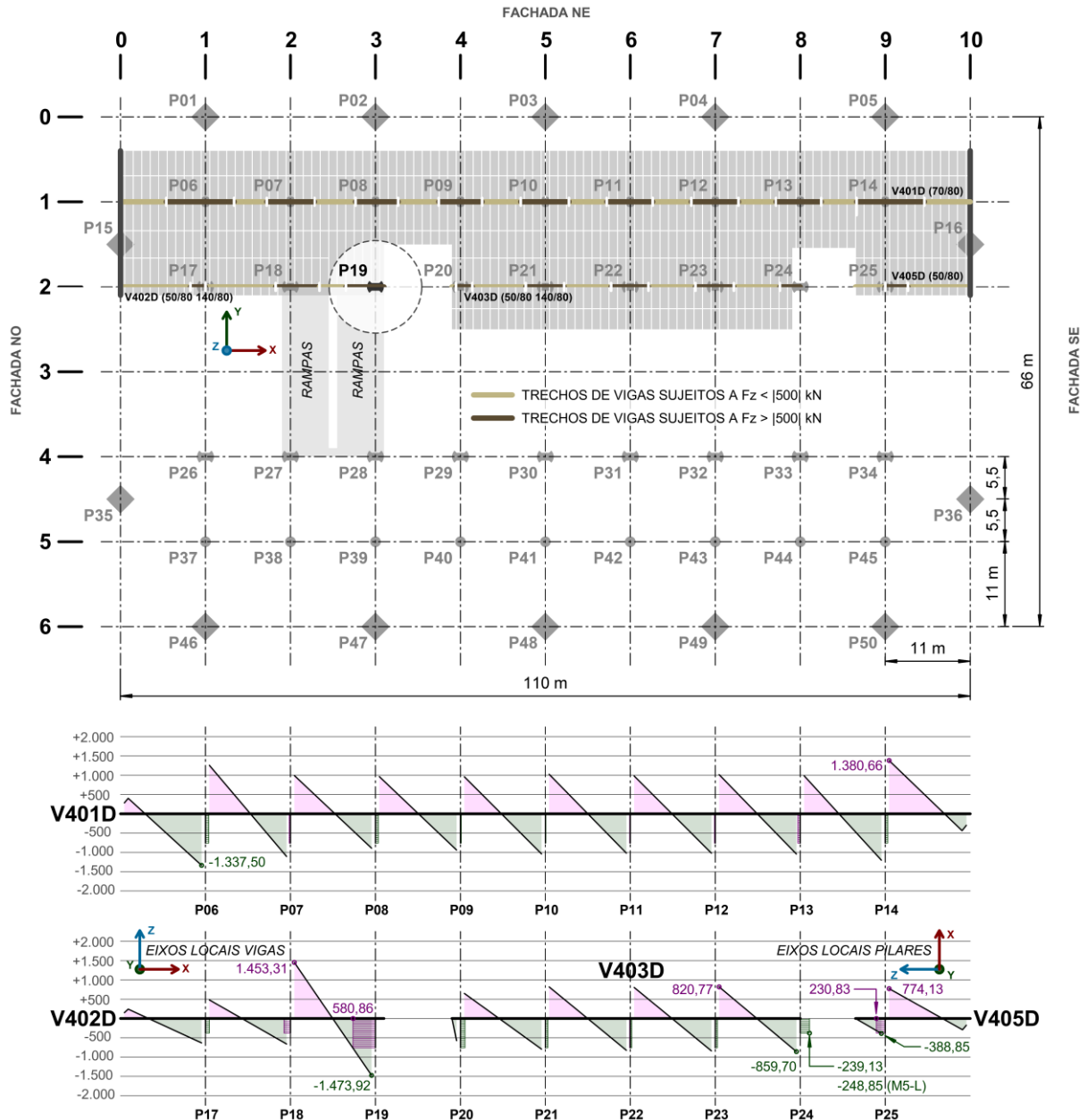
FIGURA 6.38 – Envolvórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior. O pilar destacado apresenta cortante F_z superior a |500| kN;

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de forças cortantes F_z e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 4,1%. Essa ocorre no pilar P24 para o modelo M5-L (-248,85 kN).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

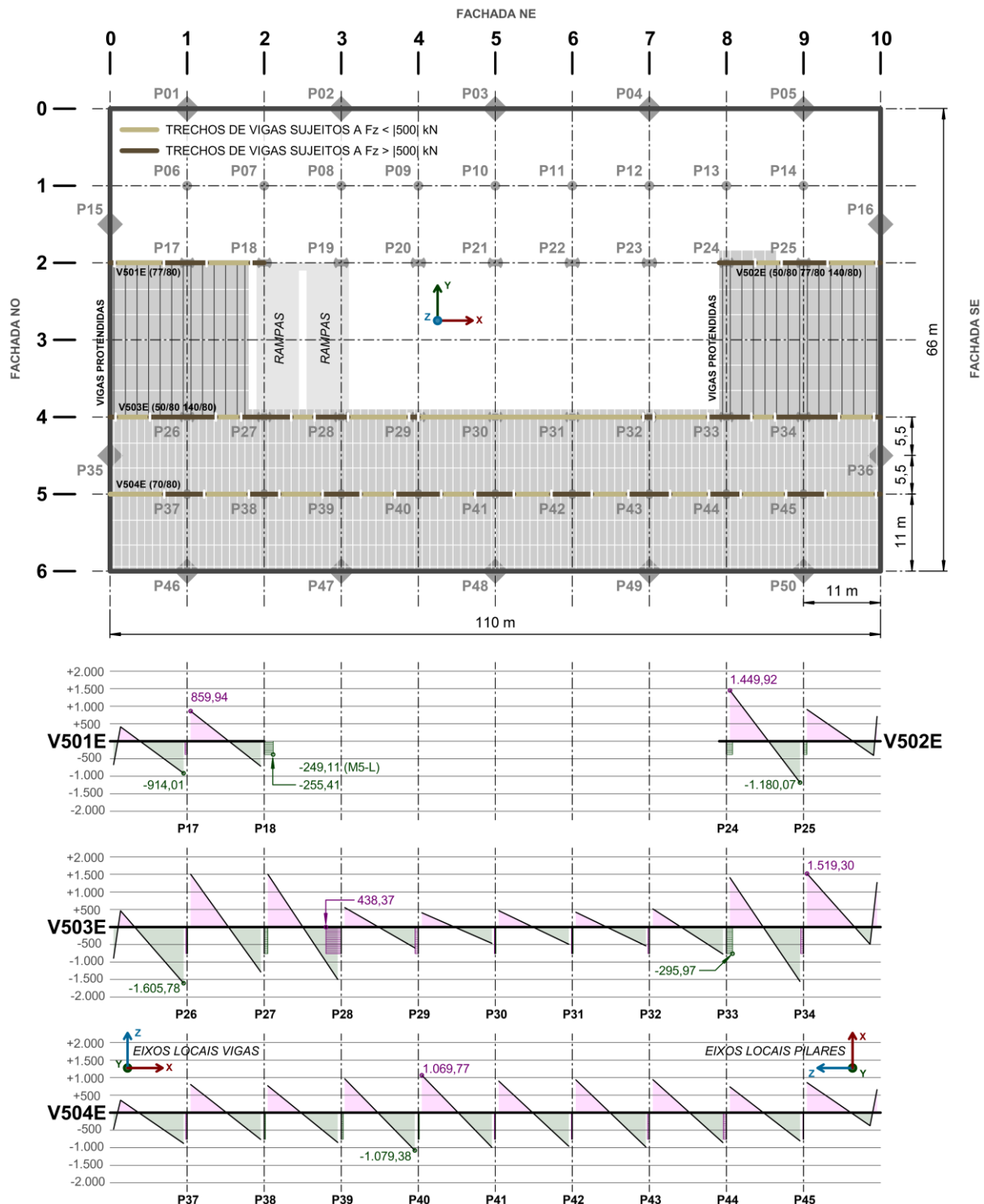
FIGURA 6.39 – Envoltórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior;

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de forças cortantes F_z e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 2,5%. Essa ocorre no pilar P18 para o modelo M5-L (-249,11 kN).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

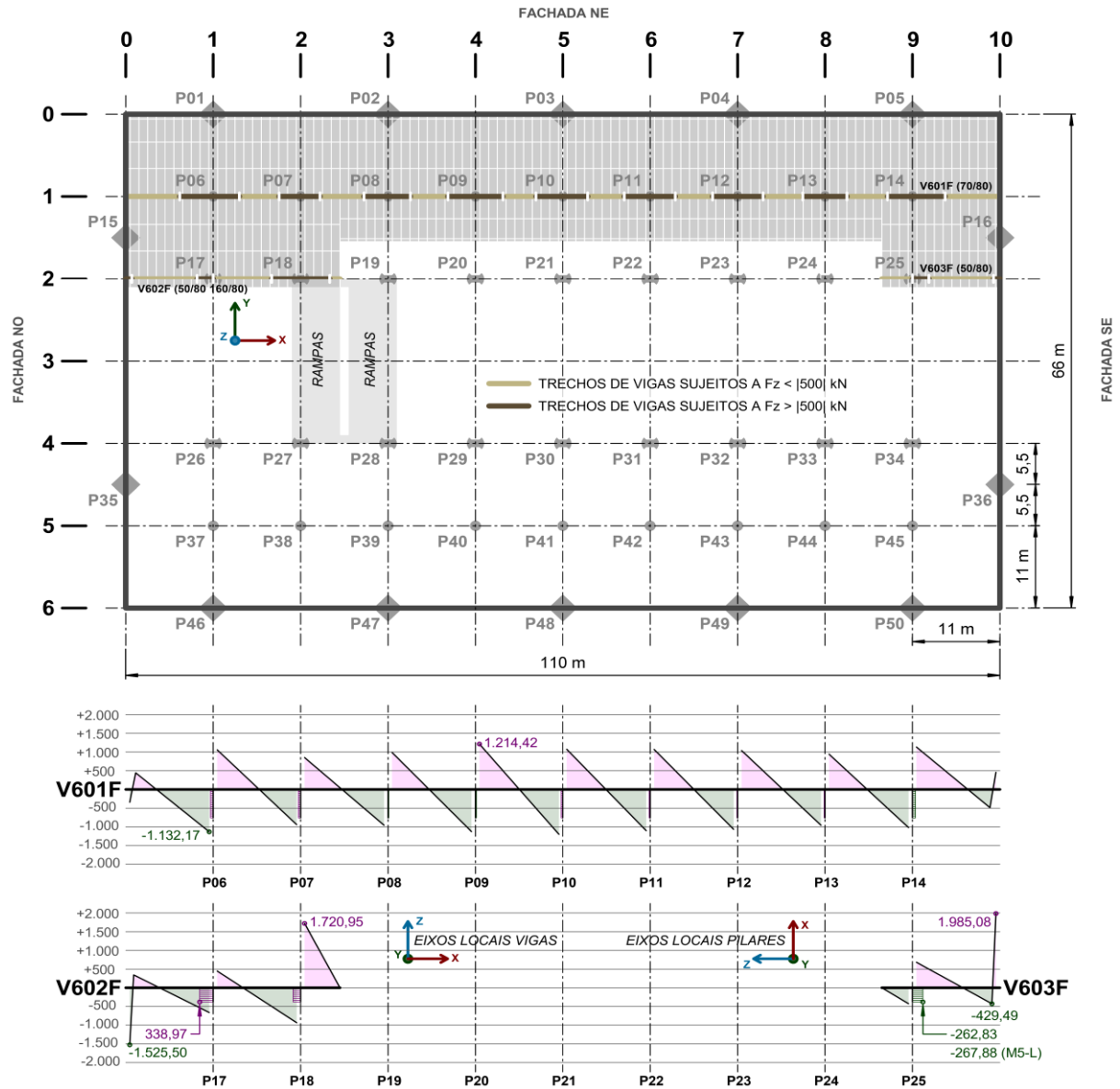
FIGURA 6.40 – Envolvórias de forças cortantes F_z (eixos locais), expressas em kN, nas vigas principais e nos trechos de pilares que as suportam no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidas do modelo M3 submetido à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

Nos pilares os diagramas abrangem o trecho compreendido entre o pavimento em análise e o imediatamente inferior;

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os demais modelos submetidos à análise linear fornecem os mesmos padrões de forças cortantes F_z e apresentam, entre os valores máximos indicados, diferença inferior a 1,9%. Essa ocorre no pilar P25 para o modelo M5-L (-267,88 kN).

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

Assim como discutido para os momentos M_y , valores expressivos de forças cortantes F_z nos pavimentos geralmente ocorrem, de acordo a FIGURA 6.35 à FIGURA 6.40, nos tramos em que as vigas recebem as cargas provenientes das rampas e escadas.

No “bloco A” (salão caramelo), conforme indicado na FIGURA 6.35, as maiores forças cortantes F_z – da ordem de 1.500 kN a 1.600 kN – ocorrem na viga V102A (eixo 4) junto aos pilares suportes dos tramos onde descarregam as vigas protendidas de 22 m de extensão que cobrem o auditório (entre os eixos longitudinais 2 e 4), assim como no tramo em que recebe as rampas, entre os pilares P27 e P28, com cerca de 1.250 kN a 1.450 kN. No eixo 2, valores igualmente expressivos de F_z – cujos picos variam entre 1.350 kN e 1.550 kN, aproximadamente – foram também obtidos para a viga 101A, no trecho entre os pilares P24 e P25, que serve de suporte às escadas.

No “bloco B” (museu), de acordo com a FIGURA 6.36, os picos de cortantes F_z são constantes, com cerca de 1.100 kN a 1.250 kN, a cada tramo da viga V201B (eixo 1) e ligeiramente superiores, com aproximadamente 1.500 kN no tramo da viga V202B (eixo 2), entre os pilares P18 e P19, no qual se apoiam as rampas.

No “bloco C” (biblioteca), conforme indicado na FIGURA 6.37, as maiores cortantes F_z – da ordem de 1.500 kN a 1.750 kN – foram obtidas nos tramos da viga V301C (eixo 4) que servem de suporte às vigas protendidas dispostas entre os eixos longitudinais 2 e 4, seja na região das rampas ou nos trechos laterais em que o pavimento se prolonga para além do vão central de 22 m. No eixo 2, a viga V300C também apresenta valores elevados de F_z , que variam entre, aproximadamente, 1.200 kN e 1.450 kN, no tramo em que apoia as escadas, entre os pilares P24 e P25.

No “bloco D” (departamentos) a FIGURA 6.38 mostra que as maiores forças cortantes F_z – da ordem de 1.450 kN a 1.500 kN – ocorrem na viga 402D (eixo 2), entre os pilares P18 e P19, no tramo suporte das rampas e também na viga 401D (eixo 1), com valores máximos constantes a cada tramo, de aproximadamente 1.350 kN a 1.400 kN.

No “bloco E” (estúdios) as forças cortantes F_z máximas atingem, de acordo com a FIGURA 6.39, cerca de 1.500 kN a 1.600 kN nos tramos da viga V503E (eixo 4), nos quais, analogamente ao apresentado para a V301C do “bloco C”, descarregam as vigas protendidas presentes nas rampas e nas extensões laterais do pavimento,

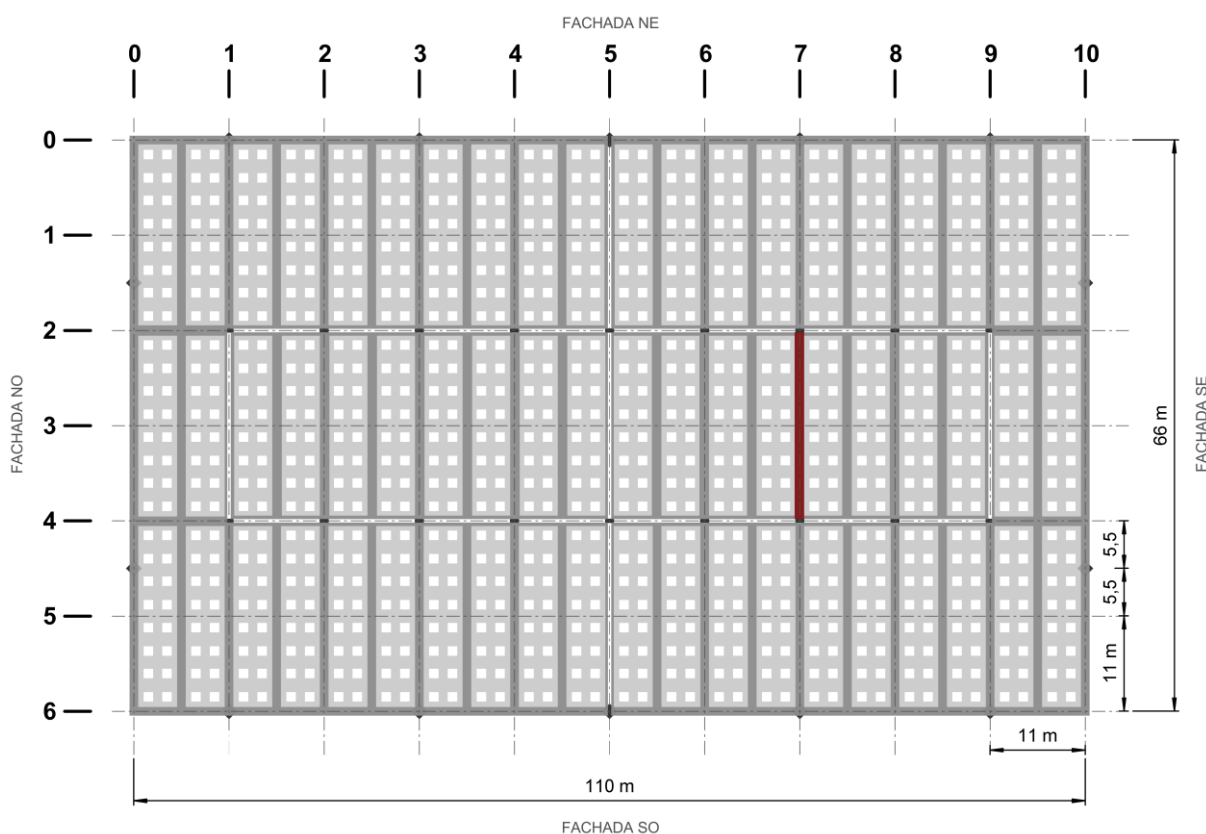
nesse caso, junto às empenas transversais. Forças cortantes elevadas, da ordem de 1.200 kN a 1.450 kN, surgem também no trecho da viga V502E (eixo 2) que serve de suporte às escadas – entre os pilares P24 e P25 – e na viga V504E, com picos uniformes de F_z entre 1.050 kN e 1.100 kN a cada tramo junto aos pilares que a suportam.

No “bloco F” (salas de aula), conforme indicado na FIGURA 6.40, os picos de cortantes F_z na viga V601F (eixo 1) são constantes a cada tramo, com aproximadamente 1.150 kN a 1.200 kN. Na viga V602F (eixo 2), F_z atinge cerca de 1.550 kN no tramo extremo junto à empena NO e 1.720 kN junto ao pilar P18, a partir do qual se projeta o balanço da ordem de 5 m onde o último lance de rampa descarrega. Quanto à viga V603F (eixo 2), está sujeita – no tramo de extremidade, junto à empena SE – ao esforço cortante máximo de aproximadamente 2.000 kN, a maior F_z atuante no edifício, segundo os modelos submetidos à análise linear.

Destaca-se, finalmente, que os valores máximos obtidos para os esforços M_y e F_z nos pórticos não apresentaram, entre os modelos submetidos à análise linear, variações relevantes. No caso dos momentos fletores M_y , a maior diferença, obtida no trecho do pilar P25 no “bloco F” (salas de aula), não superou 4% entre os modelos sujeitos ao maior (M3-L) e menor (M5-L) carregamento, conforme mostra a FIGURA 6.34 e, quanto às cortantes F_z , a maior diferença entre esses atingiu 4,1%, conforme indicado na FIGURA 6.38, para o trecho do pilar P24 no “bloco D” (biblioteca).

Em relação à cobertura, os momentos fletores M_y e as forças cortantes F_z foram obtidos para um dos 42 exemplares da viga típica que a constitui, nomeada, segundo a documentação de projeto estrutural³³⁵, V2 40/190 CALHA “A”, com 22 m de comprimento e seção transversal simétrica conforme indicado na FIGURA 2.100 do item 2.5.9.1 no CAPÍTULO 2. O exemplar analisado dispõe-se ao meio do pano central direito da cobertura, ao longo do eixo transversal 7 entre os eixos longitudinais 2 e 4, conforme indicado na FIGURA 6.41, apresentada a seguir:

FIGURA 6.41 – Planta com identificação da viga típica V2 40/190 CALHA “A” da cobertura do edifício Vilanova Artigas, para a qual foram obtidos os esforços internos solicitantes M_y e F_z apresentados na FIGURA 6.42 e FIGURA 6.44.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

³³⁵ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: armação das vigas de cobertura. fev.1968. N. da obra: 01-328/Folha 132.

Conforme apresentado na FIGURA 2.101 do item 2.5.9.1 no CAPÍTULO 2, chapas sobrepostas foram utilizadas para descrever as porções inferior e superior da viga nos modelos. Assim, as envoltórias de forças F_z e de momentos M_y foram obtidas a partir de 17 diagramas de corte³³⁶ definidos ao longo do comprimento da viga a cada 137,5 cm³³⁷ nos elementos bidimensionais que as representam, resultando no traçado apresentado na FIGURA 6.42. De acordo com a figura, as envoltórias desses esforços resultaram similares nos modelos M1-L e M5-L, e também nos modelos M2-L, M3-L e M-4L, nos quais a viga está sujeita, respectivamente, à menor³³⁸ (0,2 kN/m²) e maior³³⁹ (3,2 kN/m²) cargas. Nos modelos M1-L e M5-L os valores máximos obtidos para M_y e F_z foram da ordem de, respectivamente, 2.400 kN.m e 650 kN, e nos modelos M2-L, M3-L e M-4L, de aproximadamente 2.900 kN.m e 780 kN. Desse modo, constatou-se que os valores máximos obtidos para os esforços M_y e F_z na viga de cobertura apresentaram, entre os modelos submetidos à análise linear, variação máxima de, aproximadamente, 20%, ou seja, supera em quase cinco vezes a máxima obtida nos pavimentos para os pórticos longitudinais, que ficou em torno de 4%.

Com base no exposto conclui-se, portanto, que as alterações nas ações diretas incidentes na cobertura – derivadas das intervenções ocorridas – não implicaram variações relevantes nos principais esforços de flexão que solicitam, no plano em que estão dispostos, os pórticos longitudinais do edifício. No entanto, na cobertura, particularmente, a alteração desses carregamentos culminou em variações expressivas, da ordem de 20%, nos momentos fletores e forças cortantes máximos que solicitam as vigas principais que a constituem.

³³⁶ Por meio da interface “cortes em painéis”, o programa computacional possibilita a definição de planos de corte no elemento bidimensional, para os quais fornece resultados de momento reduzido e de força reduzida no C.G. do elemento na posição em que o plano de corte foi definido.

³³⁷ Os diagramas de corte coincidem com as linhas de eixo indicadas na FIGURA 6.42.

³³⁸ 5 Cf. FIGURA 4.12 e FIGURA 4.15 no CAPÍTULO 4.

³³⁹ Cf. FIGURA 4.13 e FIGURA 4.14 no CAPÍTULO 4.

FIGURA 6.42 – Envolvórias de momentos fletores M_y e forças cortantes F_z (eixos locais), em viga típica da cobertura do edifício Vilanova Artigas (V2 40/190 CALHA “A”), obtidas dos modelos analíticos submetidos à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais (ELU-01 a ELU-16).

- (a) representação da viga de cobertura em planta;
 (b) representação da viga de cobertura em vista;
 (c) envoltória de momentos fletores M_y na viga, expressos em kN.m;
 (d) envoltória de forças cortantes F_z na viga, expressos em kN;

Os carregamentos definidos pelas combinações últimas normais apresentam-se no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4;

Os valores obtidos dos modelos M1-L e M5-L não apresentaram diferenças relevantes (inferior a 1%), assim como os obtidos dos modelos M2-L, M3-L e M4-L (inferior a 1,5%);

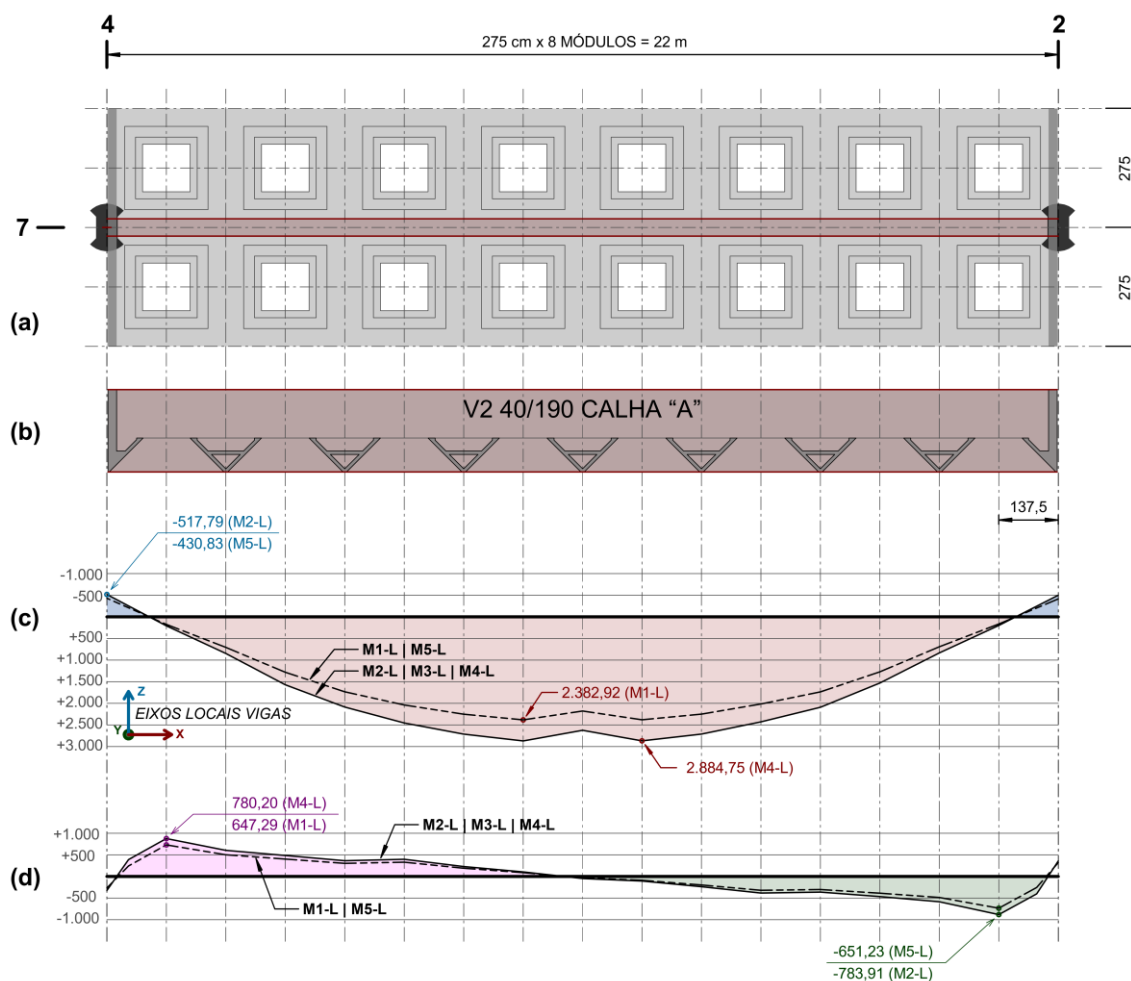
A maior diferença entre valores máximos obtidos para os momentos fletores M_y positivos foi de 17% entre os modelos. Essa ocorre entre os modelos M4-L (2.884,75 kN.m) e M1-L (2.382,92 kN.m);

A maior diferença entre valores máximos obtidos para os momentos fletores M_y negativos foi de 20% entre os modelos. Essa ocorre entre os modelos M5-L (-430,83 kN.m) e M1-L (-517,79 kN.m);

A maior diferença entre valores máximos obtidos para as forças cortantes F_z positivas foi de 17% entre os modelos. Essa ocorre entre os modelos M4-L (780,20 kN) e M1-L (647,29 kN);

A maior diferença entre valores máximos obtidos para as forças cortantes F_z negativos foi de 20% entre os modelos. Essa ocorre entre os modelos M5-L (-651,23 kN) e M2-L (-783,91 kN);

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

Com vistas a fornecer uma primeira aproximação em relação à fissuração da viga típica de cobertura frente aos esforços de flexão a que está submetida, elaborou-se a FIGURA 6.44, na qual se delimitam os trechos em que os momentos M_y superam os momentos de fissuração (M_r).

De acordo com ABNT NBR 6118 (2014, p. 124-125), o momento de fissuração (M_r) compreende o parâmetro de referência a partir do qual a estrutura de concreto armado deixa de trabalhar no estágio I (seção não fissurada) e alcança o estágio II, no qual está presente a fissuração do concreto. Conforme indicado na normalização, o momento de fissuração (M_r) pode ser simplificado obtido por meio da expressão (6.1) apresentada a seguir:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (6.1)$$

sendo:

- $\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T;
- $\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido;
- $\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

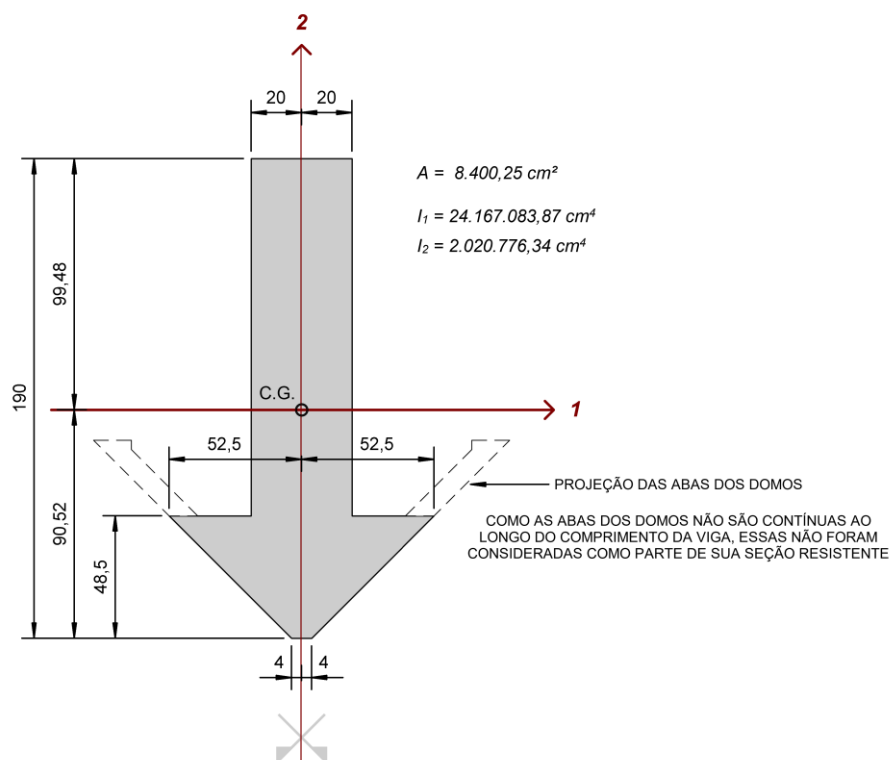
onde:

- α fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;
- y_t distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;
- I_c momento de inércia da seção bruta de concreto;
- f_{ct} resistência à tração direta do concreto. Para determinação do momento de fissuração, deve ser usado o $f_{ctk,inf}$ no estado-limite de formação de fissuras e o $f_{ct,m}$ no estado-limite de deformação excessiva.

Aproximando-se a seção da viga de cobertura examinada ao formato de T invertido, assume-se, conforme indicado na expressão (6.1), $\alpha = 1,3$. Em relação aos parâmetros I_c e y_t , estão reunidos na FIGURA 6.43, apresentada a seguir, e por fim, quanto à f_{ct} , tomado como $f_{ct,m}$ (para verificação do estado-limite de deformação excessiva), obteve-se – com base na equação (5.8) do item 5.2.1 no CAPÍTULO 5 – o valor de 2,496 MPa. Assim, resulta para M_r :

$$M_r = \frac{1,3 \times (2,496 \times 10^3) \times (24.167.083,87 \times 10^{-8})}{(90,52 \times 10^{-2})} = 866,30 \text{ kN.m}$$

FIGURA 6.43 – Características geométricas da seção transversal simétrica da viga típica de cobertura do edifício Vilanova Artigas (V2 40/190 CALHA “A”).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folha 20).

Na verificação da segurança estrutural em relação ao estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) empregam-se usualmente, conforme preconizado na normalização e apresentado na seção 4.4.2 do CAPÍTULO 4, as combinações quase permanentes de serviço (CQP). Comparando-se o momento de fissuração (M_r) da seção com os momentos fletores M_y obtidos dos modelos para essa combinação, torna-se possível delimitar trechos da viga de cobertura cujos esforços não superaram a resistência à tração do concreto na fibra mais tracionada, isto é, trechos não fissurados (estádio I), e trechos que, em caso contrário, a resistência à tração do concreto foi superada, levando-os a trabalhar no estágio II. Com base nessa premissa, constatou-se, a partir da FIGURA 6.44, que, mesmo para as condições originais do edifício (M1-L), cerca de 63% do comprimento da viga (13,80 m) alcançou o estágio II – fissurado, portanto – e, ao examinar o modelo mais

carregado (M4-L), essa extensão ampliou-se a 14,95 m, perfazendo aproximadamente 68% do comprimento total de 22 m.

Isto posto, evidencia-se que, a despeito dos incrementos de carregamento provenientes das intervenções ocorridas, essas vigas de cobertura, originalmente, já trabalhavam no estágio II ao longo de trechos consideráveis de suas extensões, os quais foram ampliados em menos de 8% com os acréscimos.

Com vistas a fornecer dados para que, em trabalhos futuros, sejam estimadas as flechas da viga e suas respectivas variações decorrentes dos aumentos de carga, apresentam-se na FIGURA 6.44 (c) os momentos M_y obtidos dos modelos para a combinação CQP. Além desses, a figura traz ainda, em (d), os momentos M_y relativos à combinação frequente (CF), com os quais as aberturas de fissuras na viga podem também ser estimadas em trabalhos complementares. Esses trabalhos requerem, além dos momentos obtidos para as combinações citadas, informações acerca das armações das seções da viga, as quais constam na folha 132/1968³⁴⁰ da documentação de projeto estrutural.

³⁴⁰ ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: armação das vigas de cobertura. fev.1968. N. da obra: 01-328/Folha 132.

FIGURA 6.44 – Envoltórias de momentos fletores M_y (eixos locais), em viga típica da cobertura do edifício Vilanova Artigas (V2 40/190 CALHA “A”), obtidas dos modelos analíticos submetidos à análise linear para os carregamentos definidos pelas combinações de serviço (CQP e CF-01 a CF-06).

- (a) representação da viga de cobertura em planta;
 (b) representação da viga de cobertura em vista;
 (c) envoltória de momentos fletores M_y para a combinação quase permanente (CQP) de serviço na viga, expressos em kN.m;
 (d) envoltória de momentos fletores M_y para a combinação frequente (CF) de serviço na viga, expressos em kN.m;

Os carregamentos definidos pelas combinações de serviço apresentam-se no item 4.4.2 do CAPÍTULO 4;

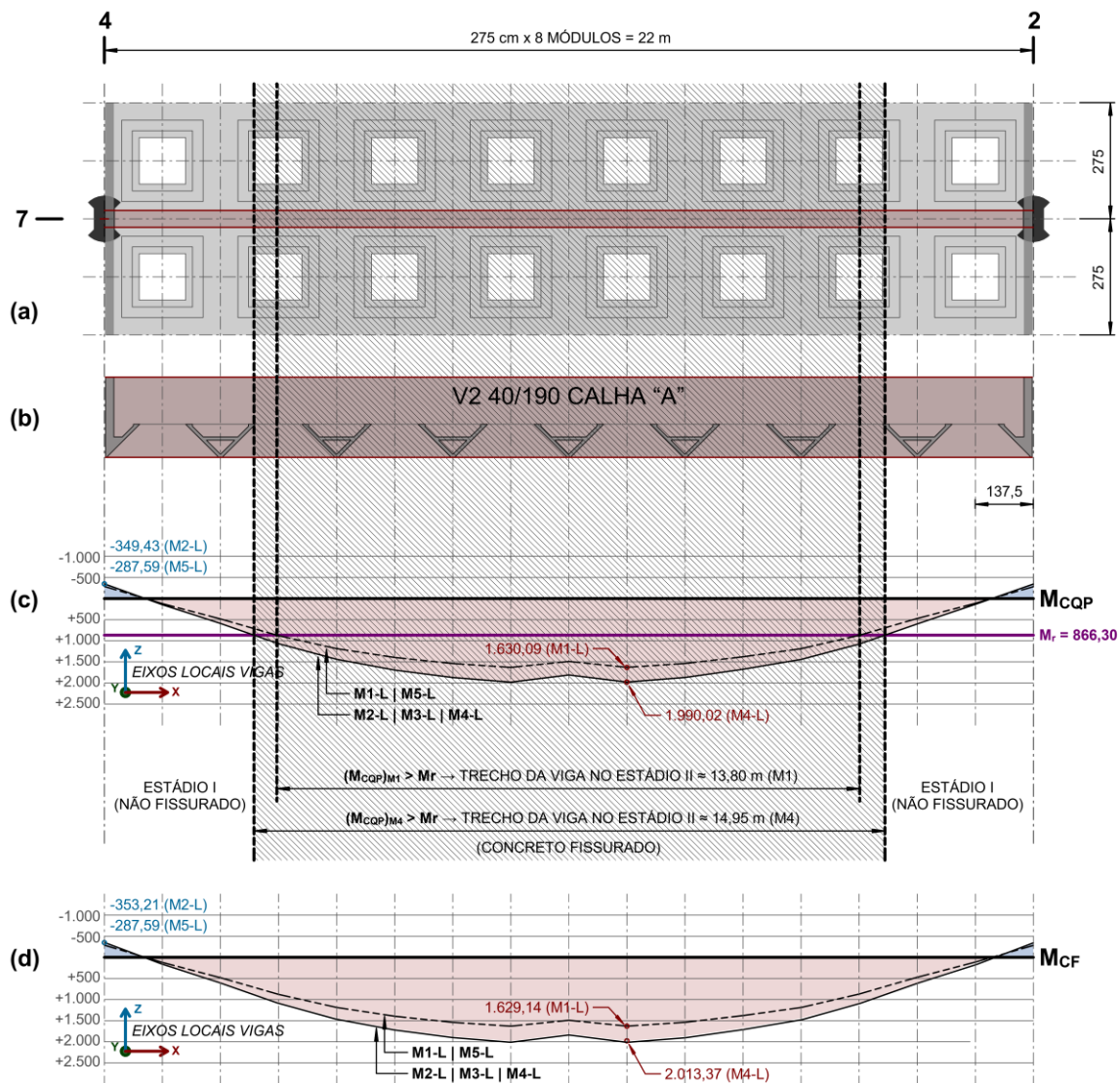
Os valores obtidos dos modelos M1-L e M5-L não apresentaram diferenças relevantes (inferior a 1,5%), assim como os obtidos dos modelos M2-L, M3-L e M4-L (inferior a 2,6%);

A maior diferença entre valores máximos obtidos para os momentos fletores M_y positivos na combinação CQP foi de 18% entre os modelos. Essa ocorre entre os modelos M4-L (1.990,02 kN.m) e M1-L (1.630,09 kN.m);

A maior diferença entre valores máximos obtidos para os momentos fletores M_y positivos na combinação CF foi de 19% entre os modelos. Essa ocorre entre os modelos M4-L (2.013,37 kN.m) e M1-L (1.629,14 kN.m);

Destaque para a região hachurada, na qual os momentos fletores M_y obtidos para a combinação quase permanente de serviço (CQP) superam o momento de fissuração M_r (866,33 kN.m);

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos M-L.

6.6 Efeitos globais de 2ª ordem

Os efeitos globais de 2ª ordem compreendem os esforços incrementais a que a estrutura está submetida quando se considera a deslocabilidade horizontal de seus nós, ou seja, trata-se de esforços representativos da atuação das ações na configuração deformada da estrutura.

A ABNT NBR 6118 (2014, p. 104-105) traz dois processos aproximados – parâmetro α e coeficiente γ_z – para avaliar a relevância dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas de concreto. Os resultados obtidos desses processos, nos quais se admite majorar o módulo de deformação secante do concreto (E_{cs}) em 10%, objetivam verificar se a estrutura pode ser considerada como de nós fixos e assim desprezar-se na análise os efeitos globais de 2ª ordem ou, em caso contrário, classifica-la como de nós móveis e considera-los.

Nesta pesquisa, a sensibilidade da estrutura do edifício Vilanova Artigas frente aos esforços globais de 2ª ordem foi avaliada por meio do coeficiente γ_z , determinado a partir dos resultados obtidos em análise linear de 1ª ordem, conforme apresentado na equação (6.2), extraída da ABNT NBR 6118 (2014, p. 105).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (6.2)$$

onde:

- $M_{1,tot,d}$ momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$ soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Para obtenção dos deslocamentos horizontais necessários ao cálculo de $\Delta M_{tot,d}$, a ABNT NBR 6118 (2014, p. 106) preconiza que se considere de forma aproximada a não linearidade física do concreto armado mediante redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme discutido no item 5.2.2 do CAPÍTULO 5.

Segundo a normalização, valores de $\gamma_z \leq 1,1$ levam a estrutura a ser classificada como de nós fixos, ou seja, que apresenta esforços globais de 2ª ordem desprezíveis. Por outro lado, caso $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, a ABNT NBR 6118 (2014, p. 106) classifica a estrutura como de nós móveis e preconiza que os esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) sejam obtidos com a majoração adicional dos esforços horizontais por $0,95\gamma_z$ para a combinação de ELU considerada.

No edifício Vilanova Artigas, os maiores valores obtidos para os coeficientes γ_z decorrem dos carregamentos definidos pelas combinações últimas normais ELU-03 (direção x) e ELU-05 (direção y), nas quais as cargas previstas para o uso da edificação são tomadas como ação variável principal e o efeito conjunto do vento e desaprumo, como secundário, conforme apresentado no item 4.4.1 do CAPÍTULO 4. No carregamento ELU-03 as ações horizontais (vento + desaprumo) atuam a 0° , isto é, no sentido de noroeste para sudeste (orientado conforme o eixo global x) e são considerados favoráveis os efeitos que empuxos devidos ao peso próprio de terras provocam sobre as contenções do edifício. No carregamento definido pela combinação ELU-05, as ações horizontais de vento e desaprumo atuam a 90° (de sudoeste para nordeste, orientado conforme o eixo global y) e as solicitações são ampliadas devido à atuação do empuxo, suposto, portanto, com efeito desfavorável. A TABELA 6.20, apresentada a seguir, traz os resultados máximos obtidos para os coeficientes γ_z nas direções x (ELU-03) e y (ELU-05) para os cinco modelos nos quais a não-linearidade física do concreto armado foi simplificada considerando mediante redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme preconizado na normalização e indicado em 5.2.2, no CAPÍTULO 5.

TABELA 6.20: Avaliação dos efeitos globais de 2ª ordem na estrutura do edifício Vilanova Artigas mediante valores máximos obtidos para os coeficientes γ_z nas direções x e y .

Para identificação das ações nas combinações últimas ELU-03 e ELU-05, cf. item 4.4.1 no CAPÍTULO 4.

Para identificação dos modelos M1 a M5 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1. O sufixo -nL designa os modelos nos quais a não-linearidade física do concreto armado foi simplificada mediante redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme indicado em 5.2.2, no CAPÍTULO 5.

$M_{1,tot,d}$ e $\Delta M_{tot,d}$: momentos devidos, respectivamente, a forças horizontais e verticais, conforme descrito na EQ. (6.2);

Obs. Os valores indicados para os coeficientes γ_z não consideram a formulação da segurança descrita no item 15.3.1 da ABNT NBR 6118 (2014, p. 100). Segundo KIMURA (2018, p. 391), essa consideração levaria à multiplicação da parcela $\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}$ do denominador da EQ. (6.2) por $\frac{1}{\gamma_{f3}}$, com γ_{f3} tomado como 1,1.

| modelo | ELU-03 (direção x) | | | ELU-05 (direção y) | | |
|--------------|---|--------------------|--------------|---|--------------------|--------------|
| | 1,4 AVP + 1,0 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG000 + 0,72 TMP | | | 1,4 AVP + 1,4 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG090 + 0,72 TMP | | |
| | $M_{1,tot,d}$ | $\Delta M_{tot,d}$ | γ_z | $M_{1,tot,d}$ | $\Delta M_{tot,d}$ | γ_z |
| | [kN.m] | [kN.m] | | [kN.m] | [kN.m] | |
| M1-nL | 8.596,86 | 481,09 | 1,059 | 14.647,98 | 1.166,262 | 1,087 |
| M2-nL | 8.890,52 | 543,00 | 1,065 | 14.948,89 | 1.236,111 | 1,090 |
| M3-nL | 8.890,56 | 547,42 | 1,066 | 14.948,93 | 1.232,15 | 1,090 |
| M4-nL | 8.738,19 | 523,02 | 1,064 | 14.792,80 | 1.203,003 | 1,089 |
| M5-nL | 8.591,98 | 489,63 | 1,060 | 14.642,98 | 1.166,588 | 1,087 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos dos modelos estruturais analíticos desenvolvidos na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

De acordo com a TABELA 6.20, a variação nos valores obtidos para o coeficiente γ_z é pouco expressiva entre os cinco modelos: aproximadamente 1,06 a 1,07 na direção x e cerca de 1,09 na direção y . Como no modelo M3-nL os resultados obtidos são ligeiramente superiores aos demais, seu exame será pormenorizado a seguir.

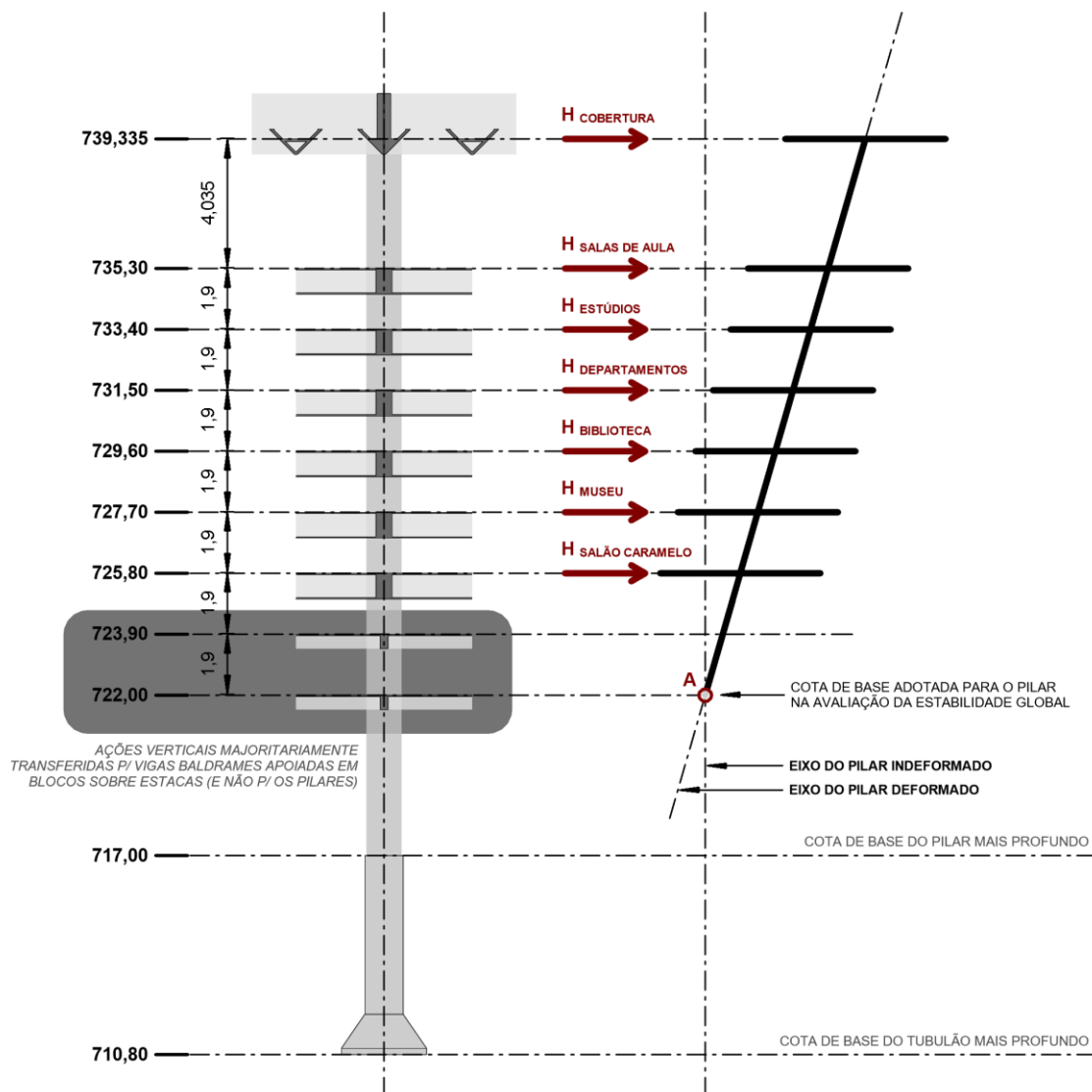
Em relação aos momentos de tombamento nas direções x ($M_{1,tot,d}$) _{x} e y ($M_{1,tot,d}$) _{y} , indicados na equação (6.2), foram obtidos por meio do produto das forças horizontais (vento + desaprumo) atuantes em cada pavimento do edifício pelos

respectivos braços de alavanca em relação ao ponto A³⁴¹ indicado na FIGURA 6.45, para as combinações últimas consideradas, isto é, ELU-03 para a direção x e ELU-05 para a direção y .

FIGURA 6.45 – Modelo representativo do conjunto de pilares do edifício Vilanova Artigas para avaliação da estabilidade global (efeitos globais de 2ª ordem) por meio do coeficiente γ_z .

As cotas indicadas, adotadas nos modelos estruturais analíticos, posicionam-se na face superior das lajes dos pavimentos.

H_{pav} : ações horizontais relativas ao vento e às imperfeições geométricas globais (desaprumo).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir da FIGURA 2.3 do item 2.2 no CAPÍTULO 2.

³⁴¹ O modelo indicado na figura é análogo ao adotado para a avaliação dos efeitos das imperfeições geométricas globais apresentado na FIGURA 4.28 no item 4.2.2.1 do CAPÍTULO 4.

A TABELA 6.21, apresentada a seguir, reúne os valores dos momentos de tombamento ($M_{1,tot,d}$) obtidos do modelo M3-nL para as direções x e y .

TABELA 6.21: Momentos de tombamento ($M_{1,tot,d}$) nas direções x e y obtidos do modelo M3-nL, para avaliação da estabilidade global (efeitos globais de 2ª ordem) por meio do coeficiente γ_z .

z : braço de alavanca para determinação do momento gerado pela força horizontal H_{pav} em relação ao ponto A, indicado na FIGURA 6.45;

$(H_{pav})_x$: valores característicos das ações horizontais relativas ao vento (V) e às imperfeições geométricas globais (G) na direção x (0°), obtidos, respectivamente, da TABELA 4.10 e TABELA 4.11 no CAPÍTULO 4;

$(H_{pav})_y$: valores característicos das ações horizontais relativas ao vento (V) e às imperfeições geométricas globais (G) na direção y (90°), obtidos, respectivamente, da TABELA 4.10 e TABELA 4.11 no CAPÍTULO 4;

$(M_{1,pav,d})_x$: momento de tombamento na direção x , gerado pelo produto da força horizontal $(H_{pav})_x$ com seu valor de cálculo na combinação ELU-03, pelo braço de alavanca z . Nessa combinação, a ação conjunta de vento e desaprumo é tomada como ação secundária, ou seja, reduzida pelo coeficiente 0,84 (produto dos fatores $\gamma_q = 1,4$ e $\psi_0 = 0,6$), conforme discutido no item 4.4.1 no CAPÍTULO 4.

$(M_{1,pav,d})_y$: momento de tombamento na direção y , gerado pelo produto da força horizontal $(H_{pav})_y$ com seu valor de cálculo na combinação ELU-05, pelo braço de alavanca z . Nessa combinação, a ação conjunta de vento e desaprumo é tomada como ação secundária, ou seja, reduzida pelo coeficiente 0,84 (produto dos fatores $\gamma_q = 1,4$ e $\psi_0 = 0,6$), conforme discutido no item 4.4.1 no CAPÍTULO 4.

Para identificação do modelo M3 frente ao histórico de intervenções, cf. FIGURA 1.2 no item 1.4 do CAPÍTULO 1. O sufixo -nL designa os modelos nos quais a não-linearidade física do concreto armado foi simplificada considerando mediante redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme indicado em 5.2.2, no CAPÍTULO 5.

| pavimento | cota | z [m] | $H_{pav,x}$ (0°) [kN] | | $H_{pav,y}$ (90°) [kN] | | $(M_{1,pav,d})_x$ [kN.m] ELU-03 0,84.z.(V+G) _x | $(M_{1,pav,d})_y$ [kN.m] ELU-05 0,84.z.(V+G) _y |
|----------------------------------|---------|----------|-----------------------------------|--------|------------------------------------|--------|--|--|
| | | | V | G | V | G | | |
| cobertura | 739,335 | 17,335 | 142,74 | 129,11 | 365,64 | 132,30 | 3.958,60 | 7.250,80 |
| salas de aula | 735,30 | 13,30 | 59,93 | 56,39 | - | 57,78 | 1.299,54 | 645,57 |
| estúdios | 733,40 | 11,40 | 87,86 | 85,30 | 343,05 | 87,41 | 1.658,19 | 4.122,05 |
| departamentos | 731,50 | 9,50 | 34,56 | 48,32 | - | 49,52 | 661,45 | 395,15 |
| biblioteca | 729,60 | 7,60 | 53,09 | 48,07 | 213,85 | 49,26 | 645,82 | 1.679,68 |
| museu | 727,70 | 5,70 | 36,74 | 37,31 | - | 38,23 | 354,53 | 183,04 |
| salão caramelo | 725,80 | 3,80 | 40,52 | 57,36 | 151,94 | 58,78 | 312,43 | 672,63 |
| laboratórios | 725,00 | 1,90 | - | - | - | - | - | - |
| auditório | 739,335 | 0,00 | - | - | - | - | - | - |
| $M_{1,tot,d} = \sum M_{1,pav,d}$ | | | | | | | 8.890,56 | 14.948,93 |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo estrutural analítico M3-nL desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Quanto aos valores dos deslocamentos horizontais, necessários ao cômputo de $\Delta M_{tot,d}$ na direção x , vale destacar que os decorrentes da variação uniforme de temperatura são expressivamente superiores àqueles causados pelo efeito conjunto do vento e desaprumo e, com isso, nem sempre o sentido de incidência desses acompanha o dos deslocamentos obtidos nas combinações de ELU.

Assim, na direção x , os deslocamentos horizontais dos pilares dispostos à direita do eixo central transversal do edifício³⁴² tendem, para a combinação ELU-03, a acompanhar o sentido de incidência conjunto de vento e desaprumo a 0° (positivos em relação ao eixo x global) e são significativamente ampliados pelos deslocamentos causados pela variação uniforme de temperatura. Por outro lado, os pilares situados à esquerda do eixo central possuem, geralmente, deslocamentos horizontais no ELU-03 contrários ao do sentido de incidência do vento + desaprumo a 0°, pois os causados pela variação uniforme de temperatura lhes são expressivamente superiores e negativos em relação ao eixo x global.

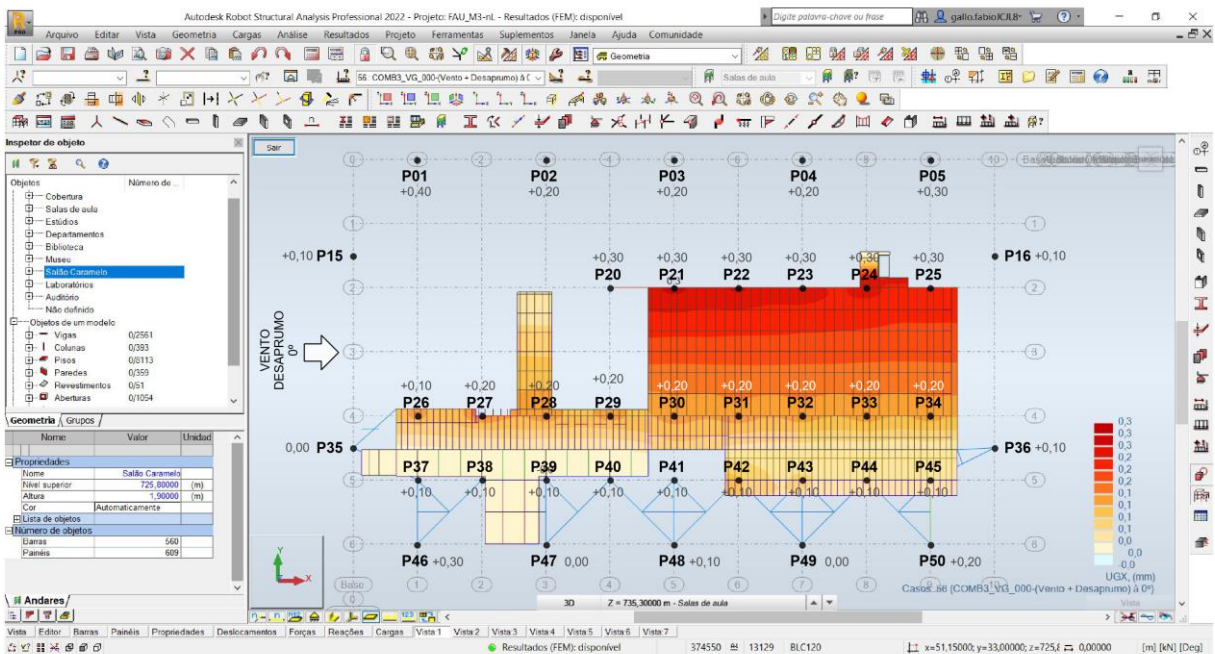
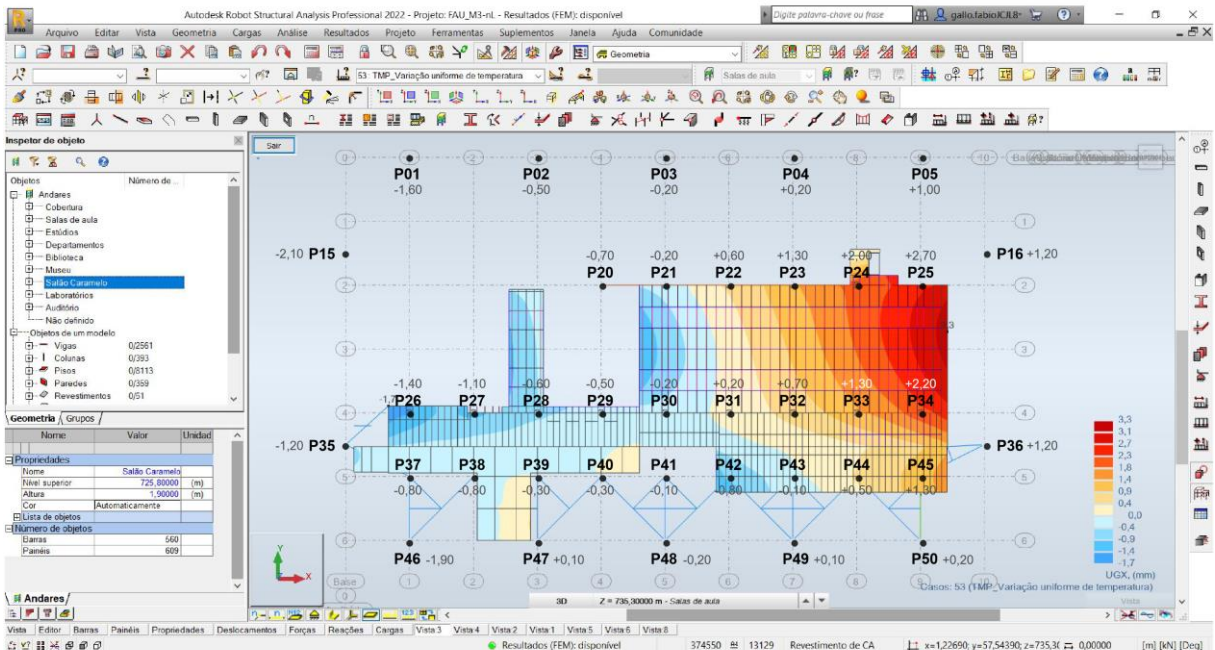
Com a finalidade de ilustrar o exposto em relação aos deslocamentos horizontais na direção x , a FIGURA 6.46 à FIGURA 6.52 trazem os obtidos para a variação uniforme de temperatura de +10°C e para o efeito agrupado de vento e desaprumo à 0°, isoladamente e em valores característicos, para cada pavimento do edifício disposto acima do nível térreo. Em seguida apresentam-se, na FIGURA 6.53 à FIGURA 6.59, os deslocamentos horizontais na direção x e as forças normais nos pilares referente a cada pavimento do edifício, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x).

³⁴² Eixo em que estão dispostos os pilares P03 e P48.

FIGURA 6.46 – Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

Nos pilares externos (P01 a P05, P15 e P16, P35 e P36, P46 a P50), os valores indicados para os deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota da base (725,00).



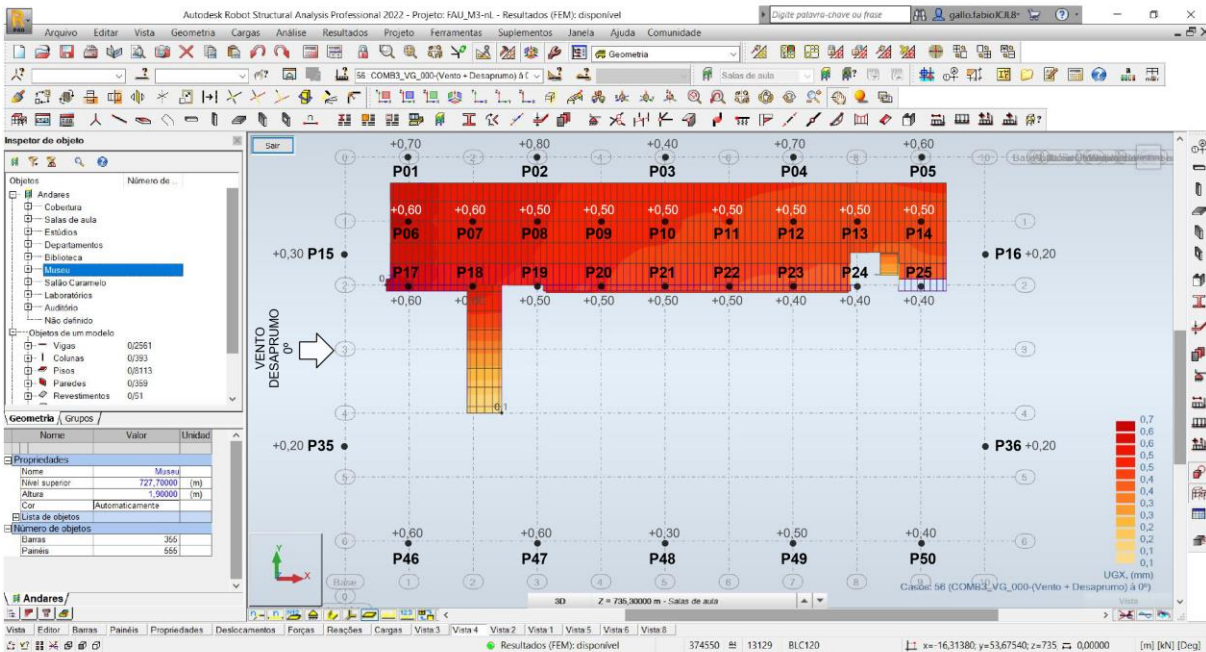
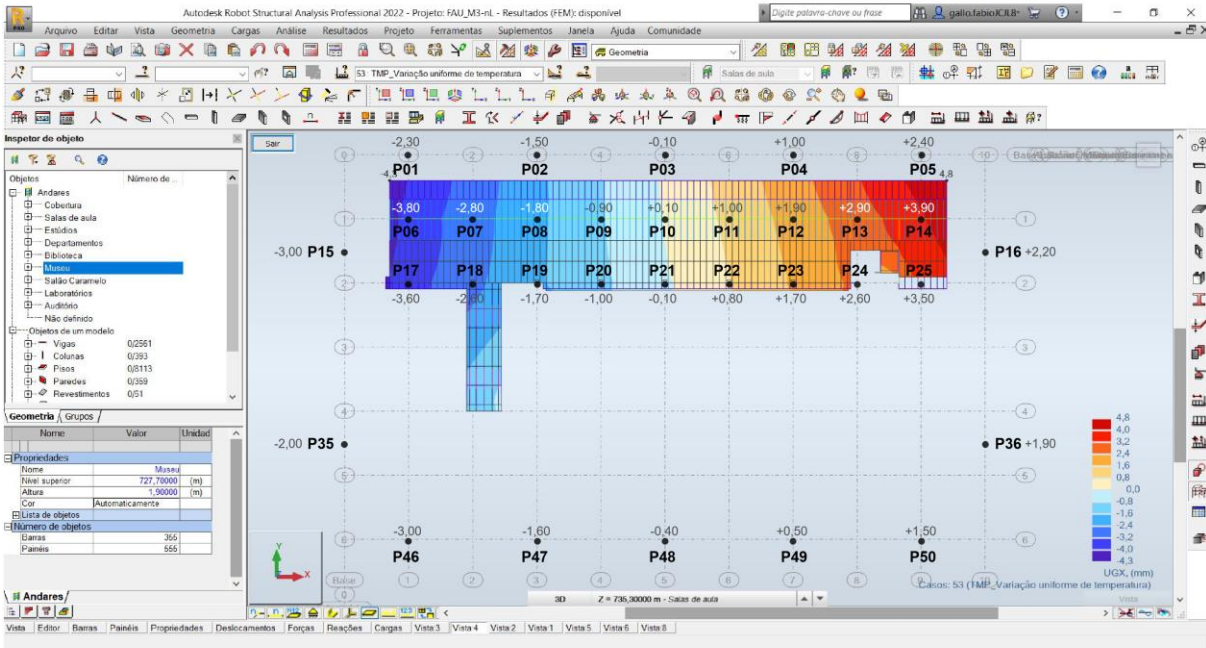
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.47 – Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

Nos pilares externos (P01 a P05, P15, P16, P35, P36, P46 a P50), os valores indicados para os deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota superior do sulco (727,73).

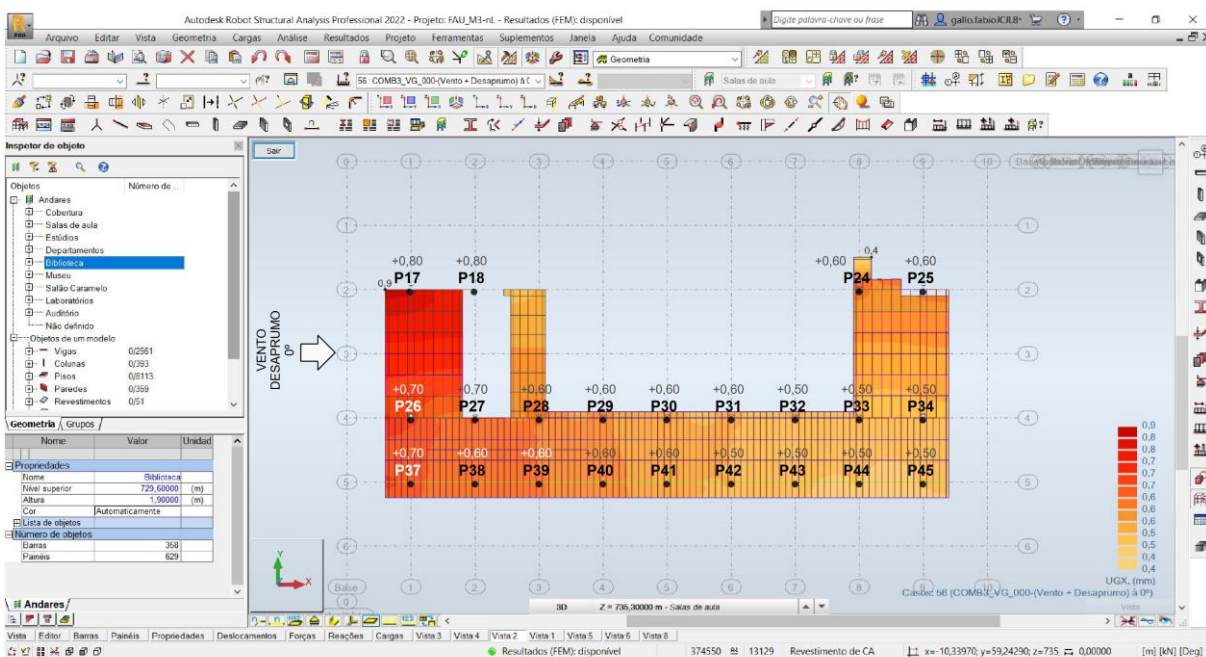
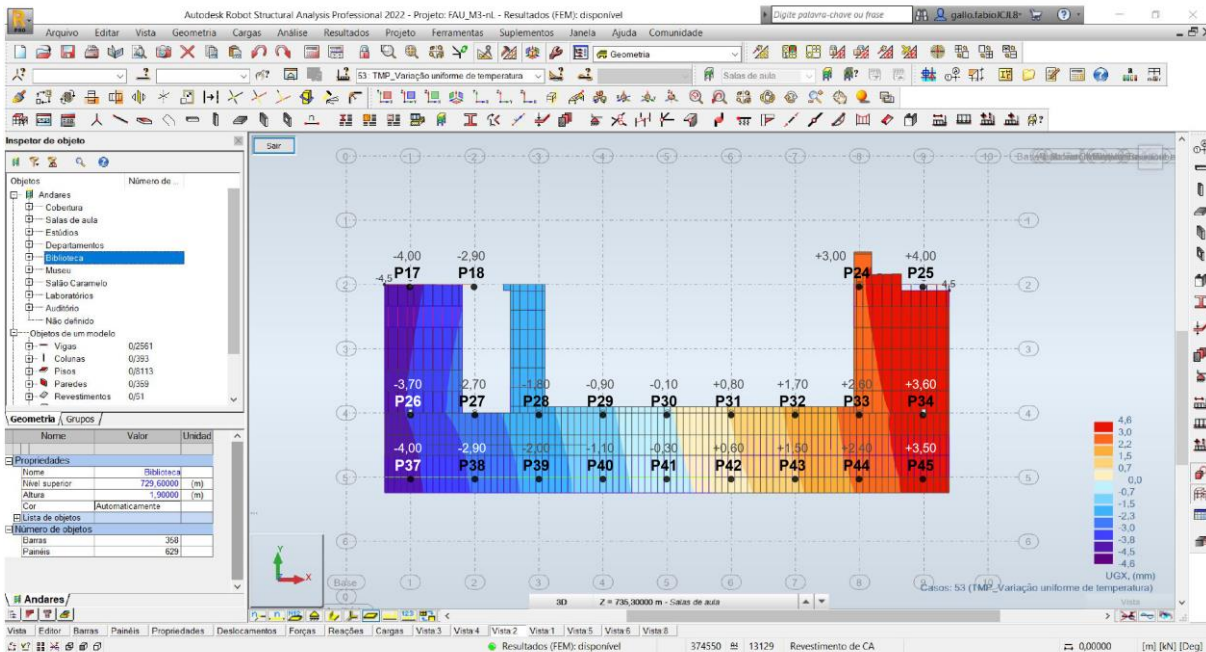


Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.48 – Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x, orientados conforme os eixos globais indicados.



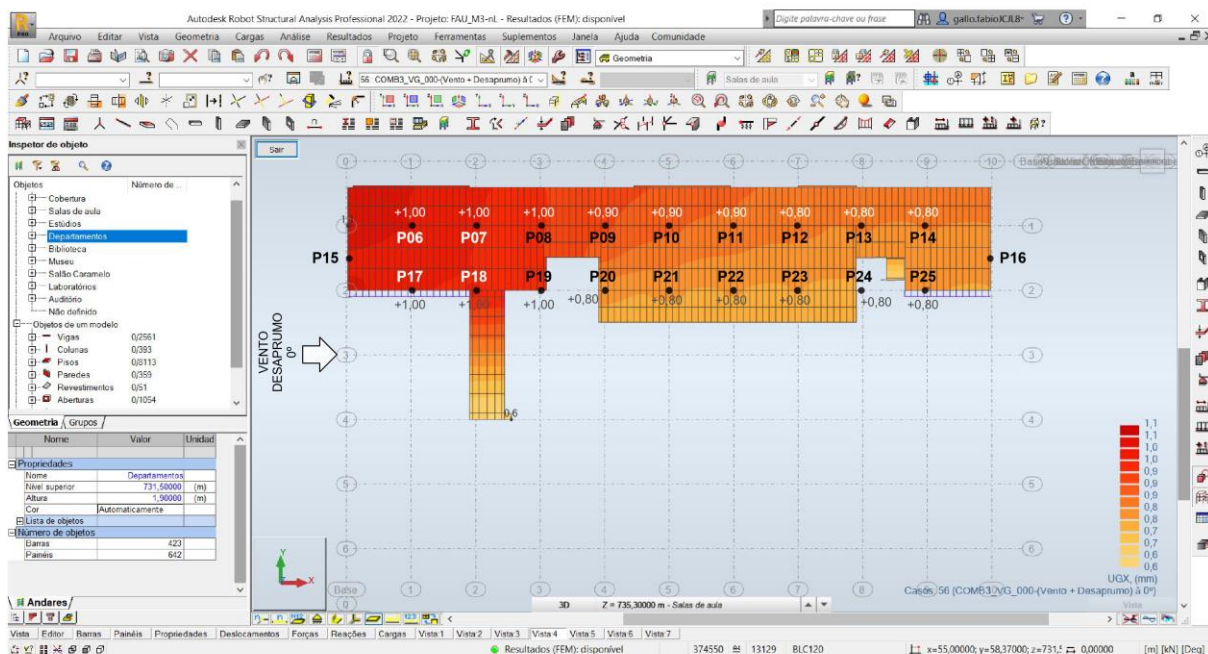
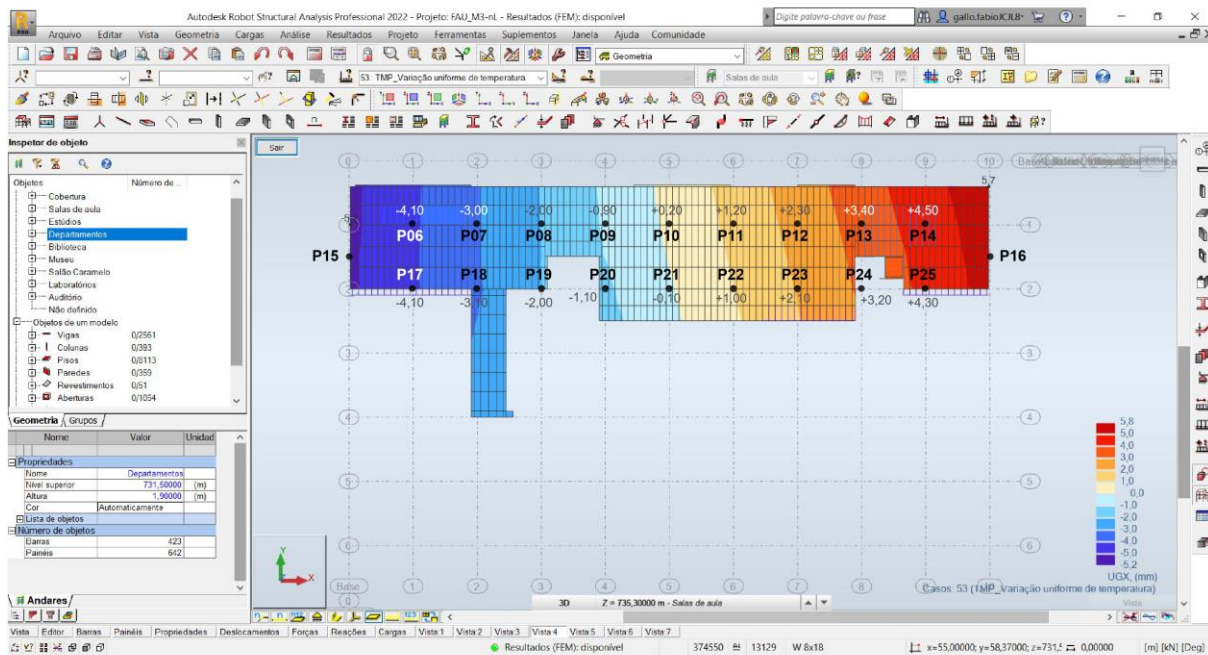
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.49 – Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

Como os pilares externos P15 e P16 não possuem nós no nível estrutural referente ao “bloco D” (departamentos) – cf. FIGURA 2.85 no CAPÍTULO 2, a qual mostra que os nós de topo desses pilares dispõem-se acima da cota 731,50 –, os deslocamentos deste pavimento foram apresentados no pavimento imediatamente inferior, isto é, nos nós dispostos no “bloco B” (museu) para o P15 e P16, já apresentado na FIGURA 6.48.

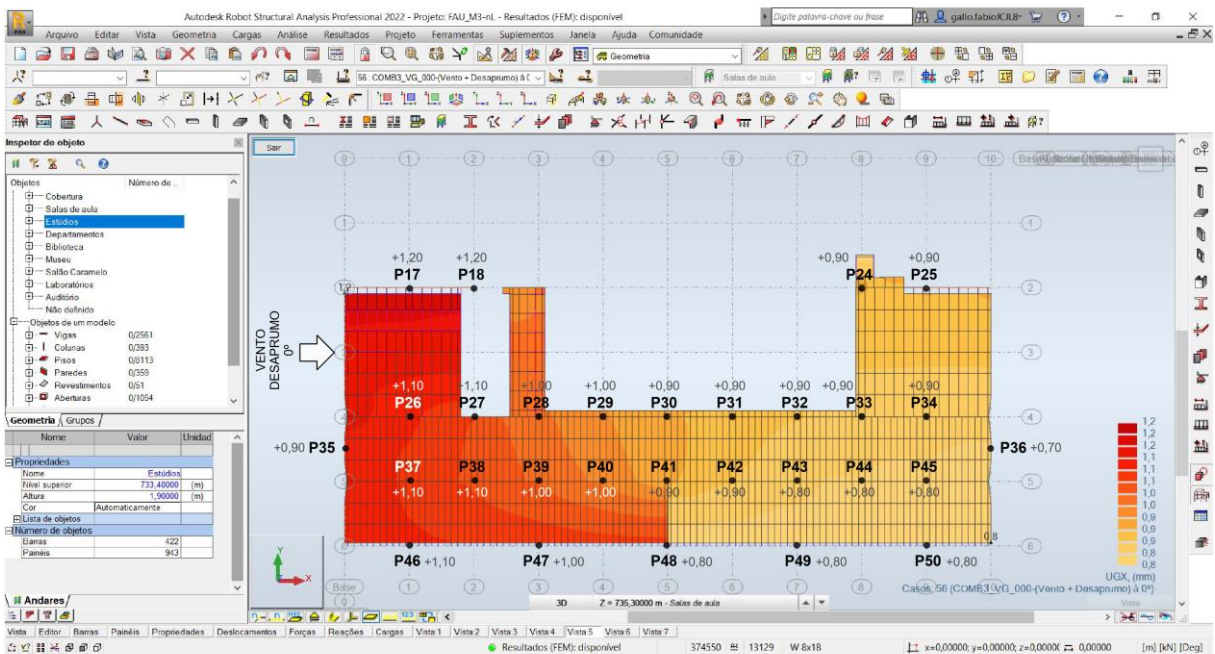
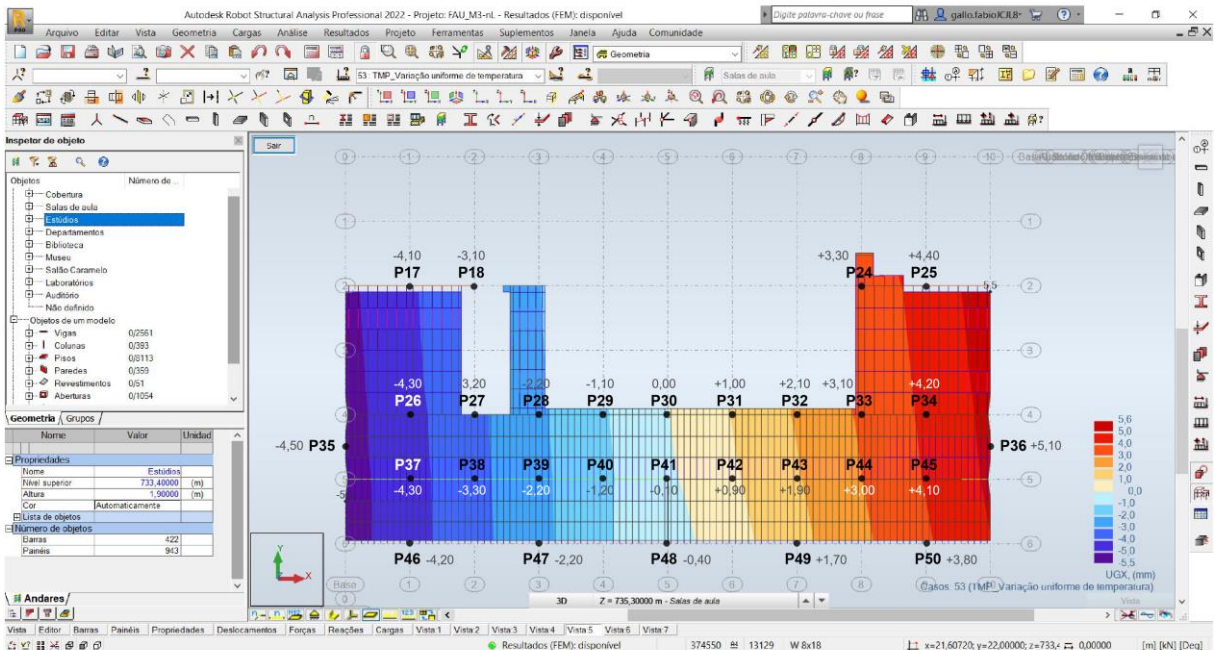


Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.50 – Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados; Nos pilares externos (P35, P36, P46 a P50), os valores indicados para os deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota de topo das barras que os representam (732,60).



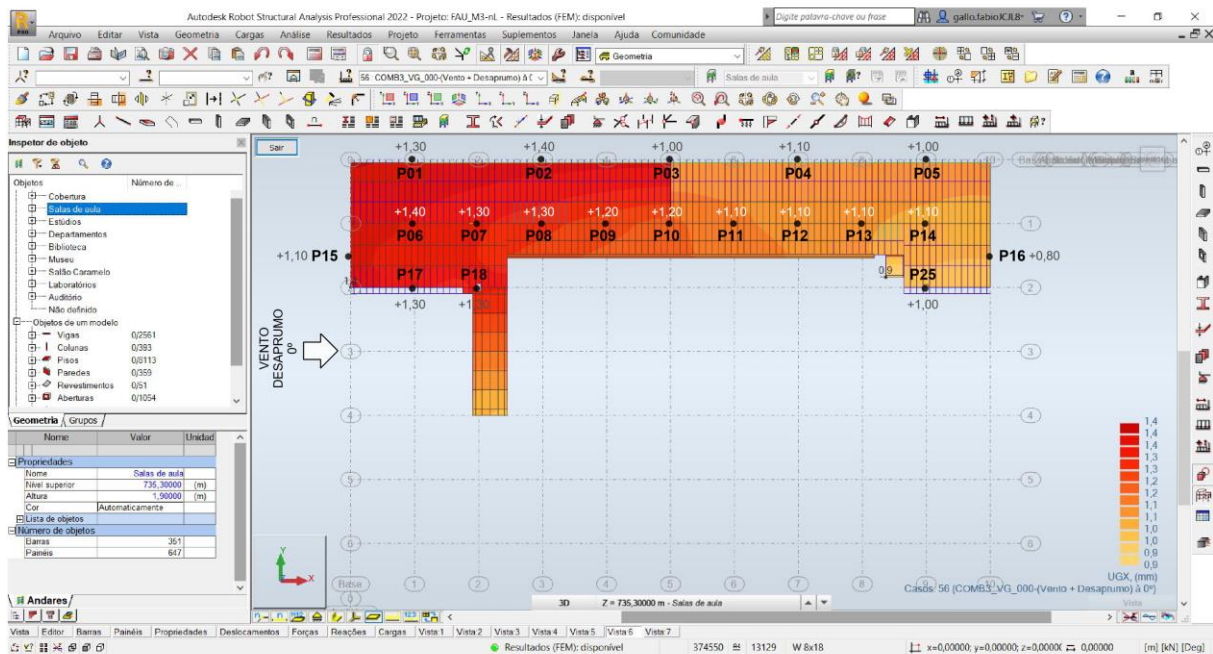
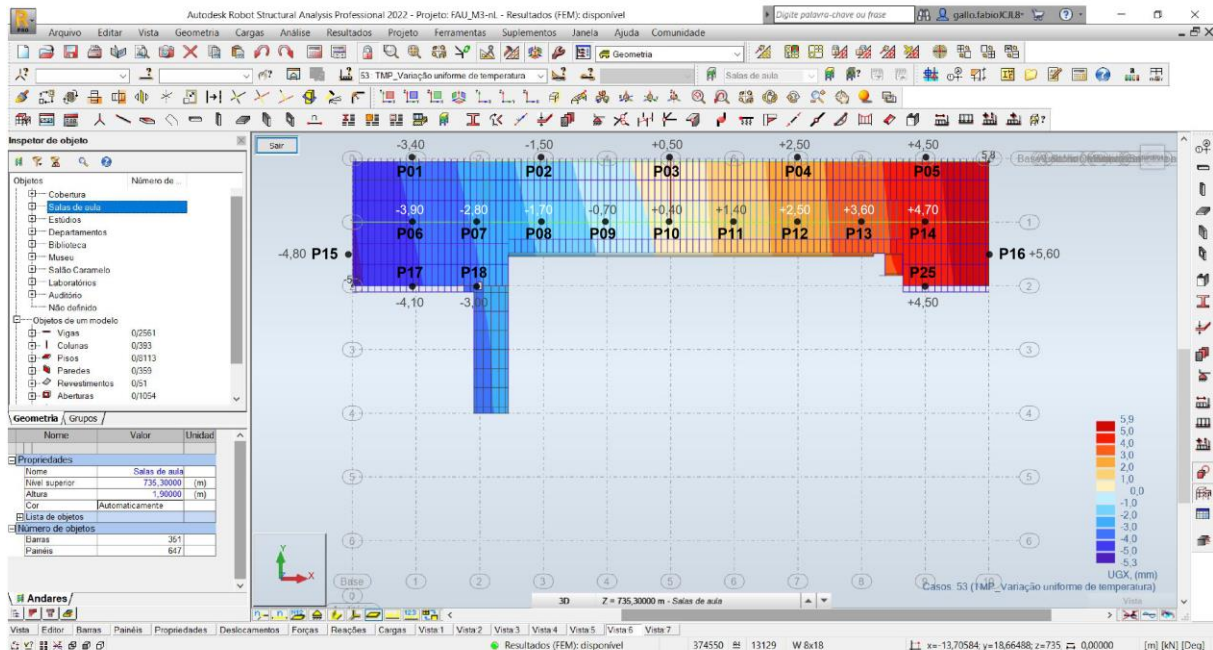
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.51 – Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

Nos pilares externos (P01 a P05, P15 e P16), os valores indicados para os deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota de topo das barras que os representam (732,60).

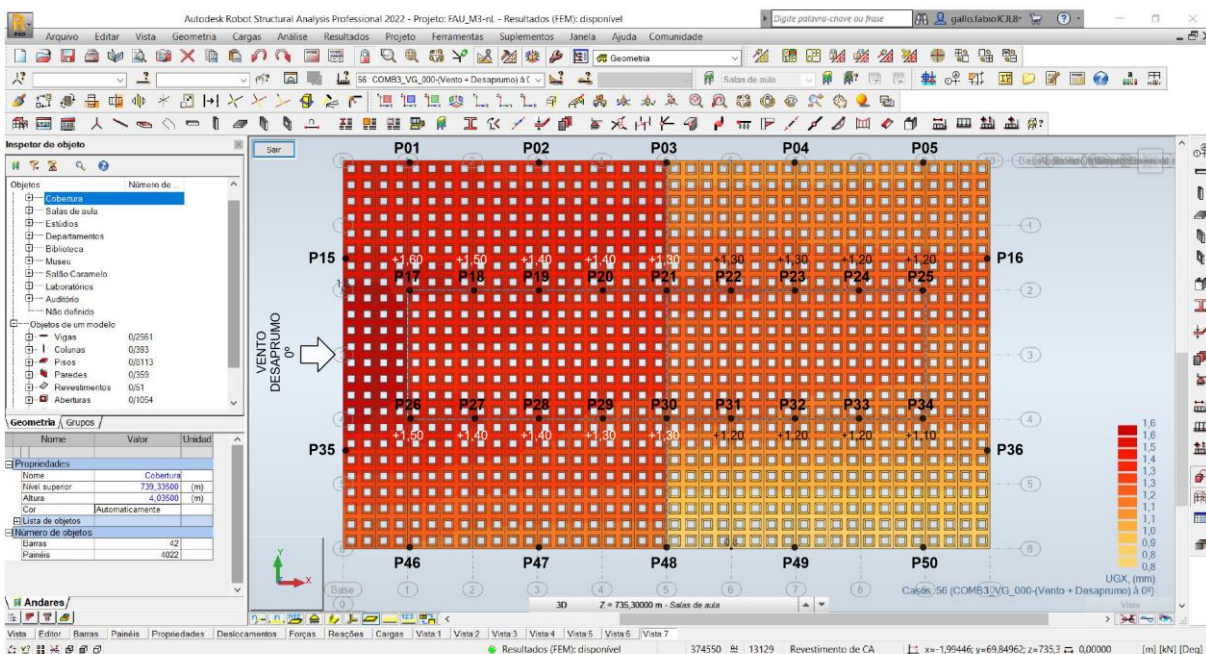
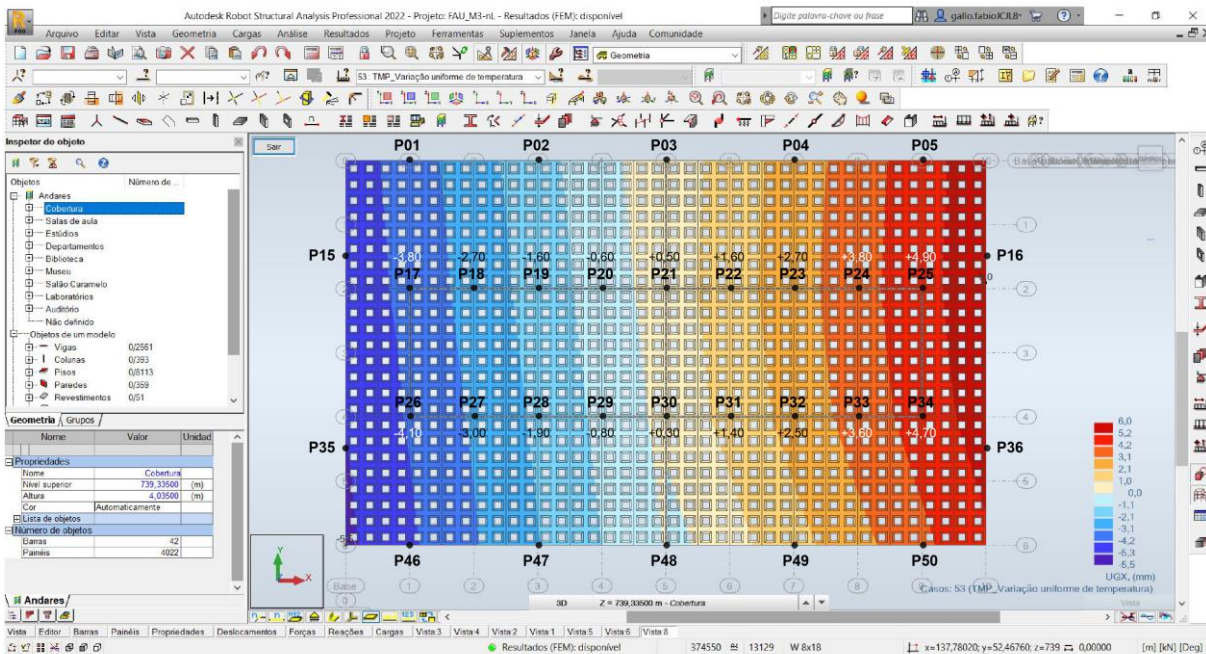


Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.52 – Deslocamentos horizontais na direção x no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 0° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados; Como os pilares externos (P01 a P05, P15, P16, P35, P36, P46 a P50) não se prolongam para além da cota de fundo das empenas, os deslocamentos da cobertura nesses pilares foram apresentados nos pavimentos referentes ao “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) apresentados, na FIGURA 6.50 e FIGURA 6.51, respectivamente.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

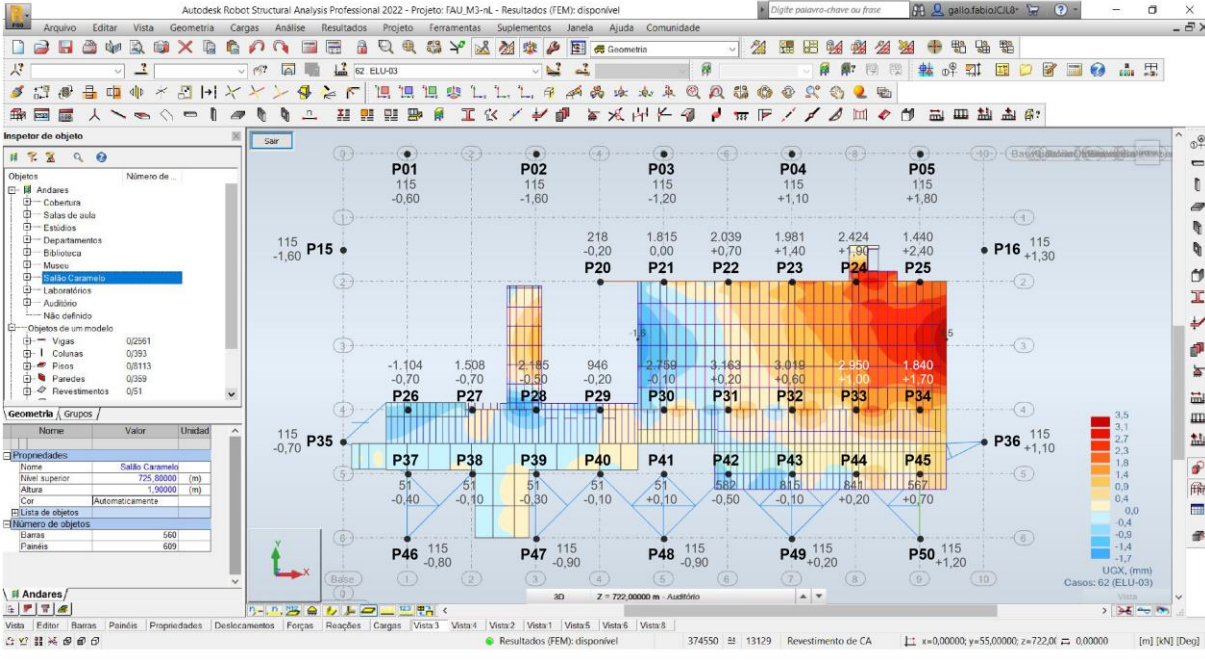
FIGURA 6.53 – Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{CAREMELO,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais. Nesse cômputo desprezou-se, ainda que pouco expressivo e em favor da segurança, o produto força-deslocamento referente ao pilar P26, por apresentar para a força valor negativo no pavimento;

Nos pilares externos (P01 a P05, P15 e P16, P35 e P36, P46 a P50), os valores indicados para forças e deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota da base (725,00).



| | |
|---|---|
| <p> F_{NPAV} → FORÇA NORMAL INCIDENTE NO NÓ DO PILAR NO PAVIMENTO, DESCONTADAS AS ATUANTES NOS TRECHOS SUPERIORES DOS PILARES DOS PAVIMENTOS ACIMA, PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA [kN] U_{XPAV} → DESLOCAMENTO HORIZONTAL NA DIREÇÃO X PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA, ORIENTADO CONFORME OS EIXOS GLOBAIS [mm] PILAR </p> | <p>ELU-03</p> <p>1,4 AVP + 1,0 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG000 + 0,72 TMP</p> <p>$\Delta M_{CAREMELO,d} = 18,09 \text{ kN.m}$ (direção x)</p> |
|---|---|

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

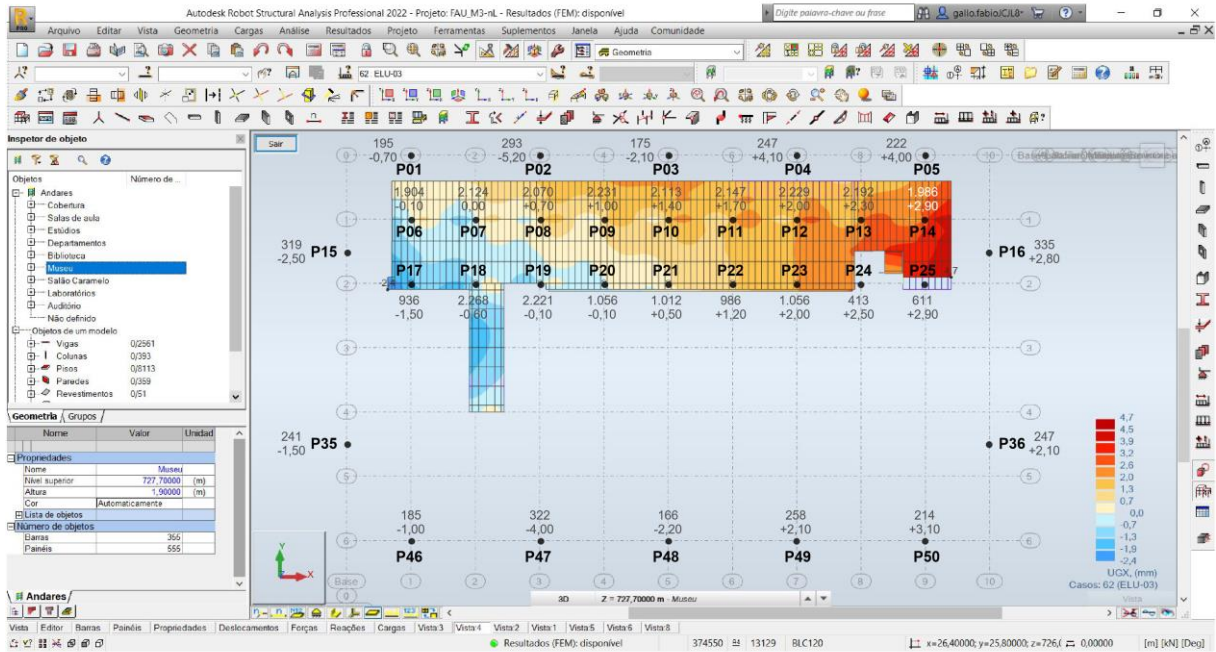
FIGURA 6.54 – Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{MUSEU,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Nos pilares externos (P01 a P05, P15, P16, P35, P36, P46 a P50), os valores indicados para forças e deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota superior do sulco (727,73).



| FORÇA NORMAL INCIDENTE NO NÓ DO PILAR NO PAVIMENTO, DESCONTADAS AS ATUANTES NOS TRECHOS SUPERIORES DOS PILARES DOS PAVIMENTOS ACIMA, PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA [kN] | ELU-03 |
|--|--|
| FN_{PAV} | 1,4 AVP + 1,0 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG000 + 0,72 TMP |
| UX_{PAV} | |
| PILAR | $\Delta M_{MUSEU,d} = 28,41 \text{ kN.m}$ (direção x) |

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

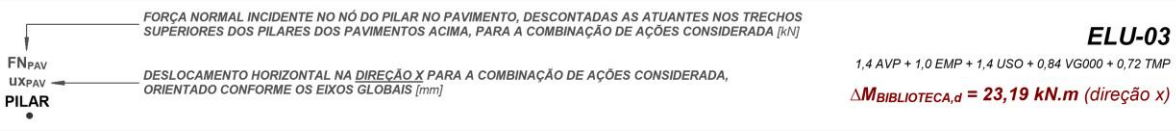
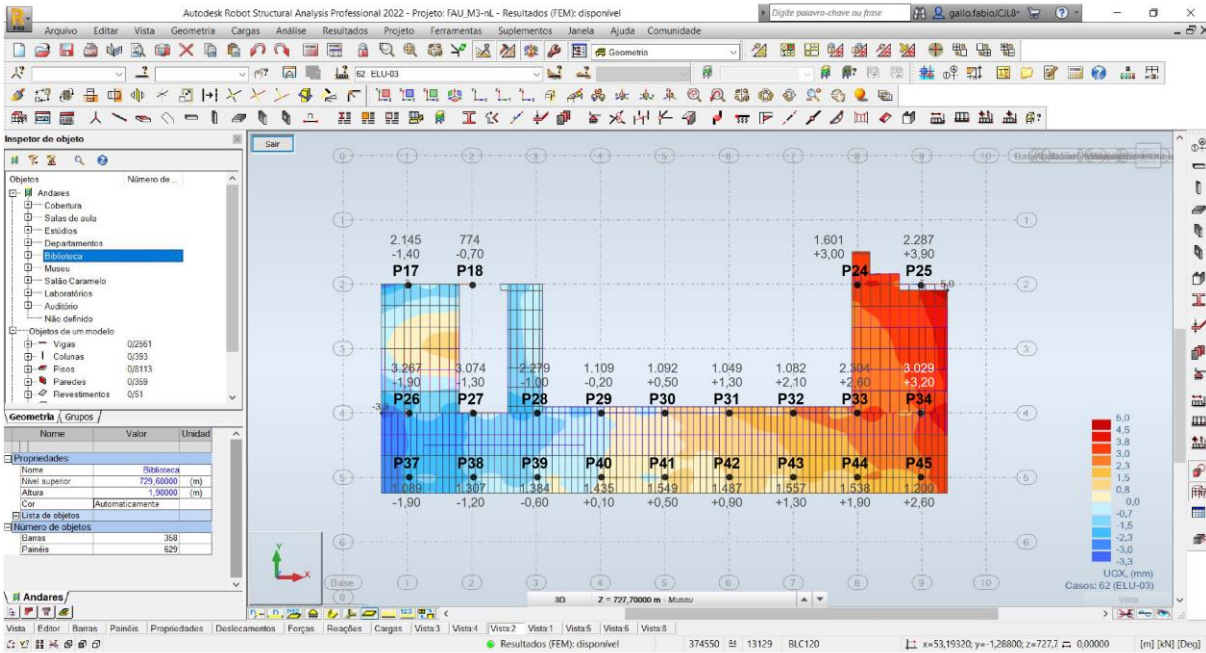
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.55 – Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{BIBLIOTECA,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

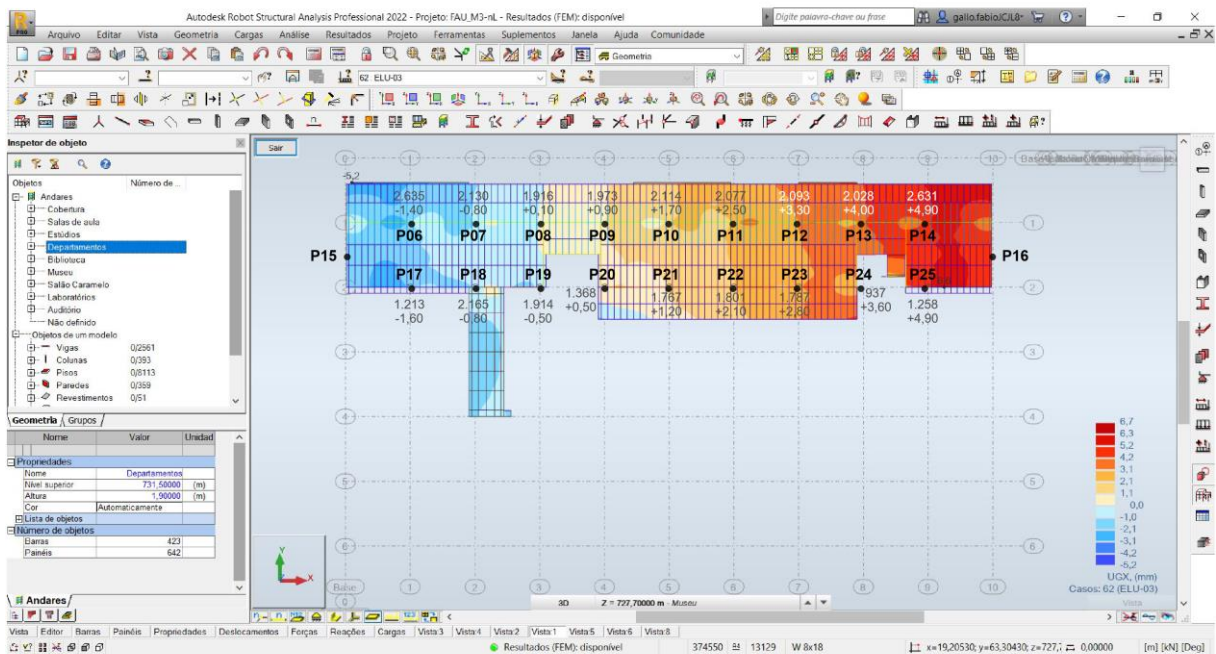
FIGURA 6.56 – Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{DEPARTAMENTOS,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Como os pilares externos P15 e P16 não possuem nós no nível estrutural referente ao “bloco D” (departamentos) – cf. FIGURA 2.85 no CAPÍTULO 2, a qual mostra que os nós de topo desses pilares dispõem-se acima da cota 731,50 –, os produtos força-deslocamento deste pavimento foram computados no pavimento imediatamente inferior, isto é, nos nós dispostos no “bloco B” (museu) para o P15 e P16, já apresentado na FIGURA 6.54.



FORÇA NORMAL INCIDENTE NO NÓ DO PILAR NO PAVIMENTO, DESCONTADAS AS ATUANTES NOS TRECHOS SUPERIORES DOS PILARES DOS PAVIMENTOS ACIMA, PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA [kN]

ELU-03

1,4 AVP + 1,0 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG000 + 0,72 TMP

FN_{PAV}
 UX_{PAV}
PILAR

DESLOCAMENTO HORIZONTAL NA DIREÇÃO x PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA, ORIENTADO CONFORME OS EIXOS GLOBAIS [mm]

$\Delta M_{DEPARTAMENTOS,d} = 49,77 \text{ kN.m}$ (direção x)

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

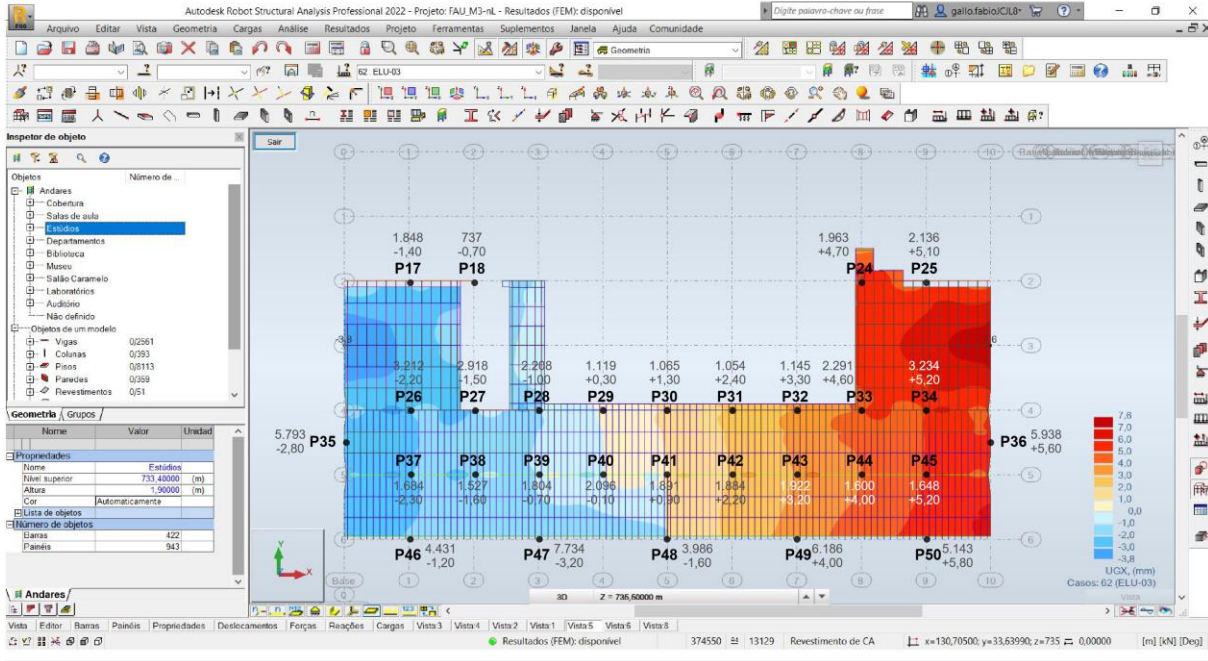
FIGURA 6.57 – Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{ESTÚDIOS,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Nos pilares externos (P35, P36, P46 a P50), os valores indicados para forças e deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota de topo das barras que os representam (732,60). Como não se prolongam para além da cota de fundo das empenas, os valores indicados englobam as cargas provenientes da cobertura e das empenas sobre as quais esta descarrega.



| | | |
|--|--|---|
| <p>FN_{PAV} UX_{PAV} PILAR</p> | <p>FORÇA NORMAL INCIDENTE NO NÓ DO PILAR NO PAVIMENTO, DESCONTADAS AS ATUANTES NOS TRECHOS SUPERIORES DOS PILARES DOS PAVIMENTOS ACIMA, PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA [kN]</p> <p>DESLOCAMENTO HORIZONTAL NA DIREÇÃO X PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA, ORIENTADO CONFORME OS EIXOS GLOBAIS [mm]</p> | <p>ELU-03</p> <p>1,4 AVP + 1,0 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG000 + 0,72 TMP</p> <p>$\Delta M_{ESTÚDIOS,d} = 93,09 \text{ kN.m}$ (direção x)</p> |
|--|--|---|

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

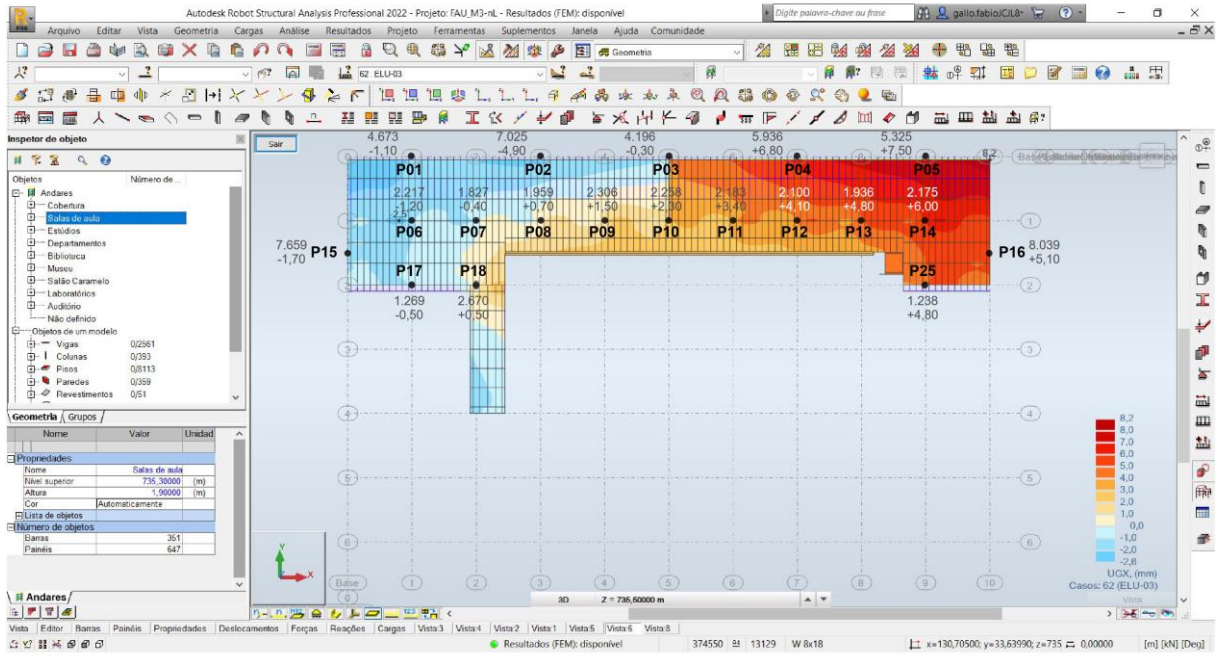
FIGURA 6.58 – Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{SALAS DE AULA,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Nos pilares externos (P01 a P05, P15 e P16), os valores indicados para forças e deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota de topo das barras que os representam (732,60). Como não se prolongam para além da cota de fundo das empenas, os valores indicados englobam as cargas provenientes da cobertura e das empenas sobre as quais esta descarrega.



FORÇA NORMAL INCIDENTE NO NÓ DO PILAR NO PAVIMENTO, DESCONTADAS AS ATUANTES NOS TRECHOS SUPERIORES DOS PILARES DOS PAVIMENTOS ACIMA, PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA [kN]

FNPAV

UXPAV ← DESLOCAMENTO HORIZONTAL NA DIREÇÃO X PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA, ORIENTADO CONFORME OS EIXOS GLOBAIS [mm]

PILAR

ELU-03

1,4 AVP + 1,0 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG000 + 0,72 TMP

$\Delta M_{SALAS DE AULA,d} = 119,11 \text{ kN.m}$ (direção x)

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

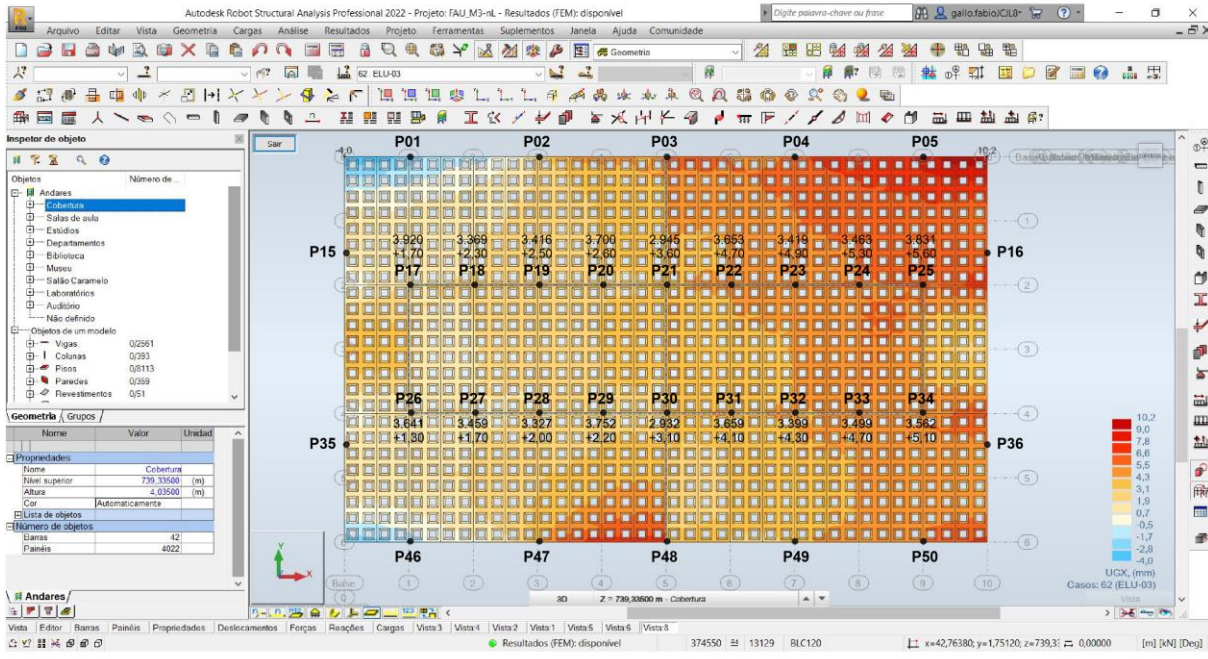
FIGURA 6.59 – Deslocamentos horizontais na direção x e forças normais nos pilares do nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-03 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção x).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção x , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{COBERTURA,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Como os pilares externos (P01 a P05, P15, P16, P35, P36, P46 a P50) não se prolongam para além da cota de fundo das empenas, os produtos força-deslocamento da cobertura nesses pilares foram computados nos pavimentos referentes ao "bloco E" (estúdios) e "bloco F" (salas de aula) apresentados, na FIGURA 6.57 e FIGURA 6.58, respectivamente.



| | | |
|---------------------|---|---|
| F_{NPAV} | FORÇA NORMAL INCIDENTE NO NÓ DO PILAR NA COBERTURA, PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA [kN] | ELU-03 1,4 AVP + 1,0 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG000 + 0,72 TMP $\Delta M_{COBERTURA,d} = 215,75 \text{ kN.m}$ (direção x) |
| U_{XPAV} PILAR | DESLOCAMENTO HORIZONTAL NA DIREÇÃO x PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA, ORIENTADO CONFORME OS EIXOS GLOBAIS [mm] | |

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

Com a somatória dos valores indicados na FIGURA 6.53 à FIGURA 6.59 para $\Delta M_{pav,d}$ – referente a soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares em cada pavimento do edifício pelos respectivos deslocamentos horizontais na direção x – resulta para $(\Delta M_{tot,d})_x$ o valor de 547,42 kN.m³⁴³. A partir

³⁴³ A somatória de $\Delta M_{pav,d}$ obtido para cada pavimento do edifício apresentado na FIGURA 6.53 à FIGURA 6.59 resulta: 18,09 + 28,41 + 23,19 + 49,77 + 93,09 + 119,11 + 215,75 = 547,42 kN.m, conforme indicado na TABELA 6.20 para o modelo M3-nL na direção x (ELU-03).

deste e tomando-se $8.890,56 \text{ kN.m}^{344}$ para $(M_{1,tot,d})_x$, obtém-se, por meio da EQ. (6.2), o maior valor de γ_z para a direção x (1,066), conforme indicado na TABELA 6.20 para o modelo M3-nL.

Em relação à direção y , nem sempre os deslocamentos horizontais dos pilares devido à variação uniforme de temperatura superam os causados pelo efeito conjunto do vento e desaprumo, como geralmente ocorre na direção x . Nos primeiros pavimentos nota-se que os deslocamentos em y devidos à variação uniforme de temperatura de $+10^\circ\text{C}$ são, em geral, maiores do que os provocados pelo efeito conjunto do vento e desaprumo a 90° e com isso o sentido de incidência desses não necessariamente acompanha o dos deslocamentos obtidos nas combinações de ELU. No entanto, nos pavimentos superiores – do “bloco C” (biblioteca) em diante –, como os deslocamentos horizontais que a variação uniforme de temperatura produz em sentido contrário ao eixo y global são inferiores (em módulo) aos gerados pelo vento + desaprumo a 90° , o sentido de incidência desses concorda com o dos deslocamentos dos pilares na combinação ELU-05.

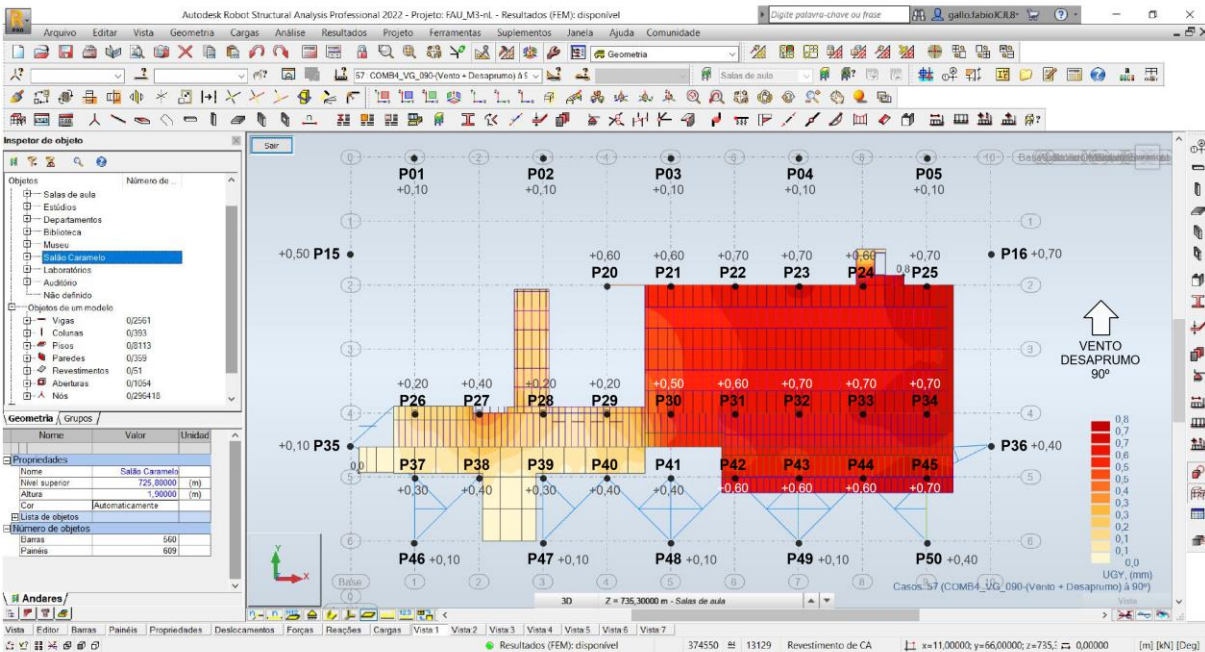
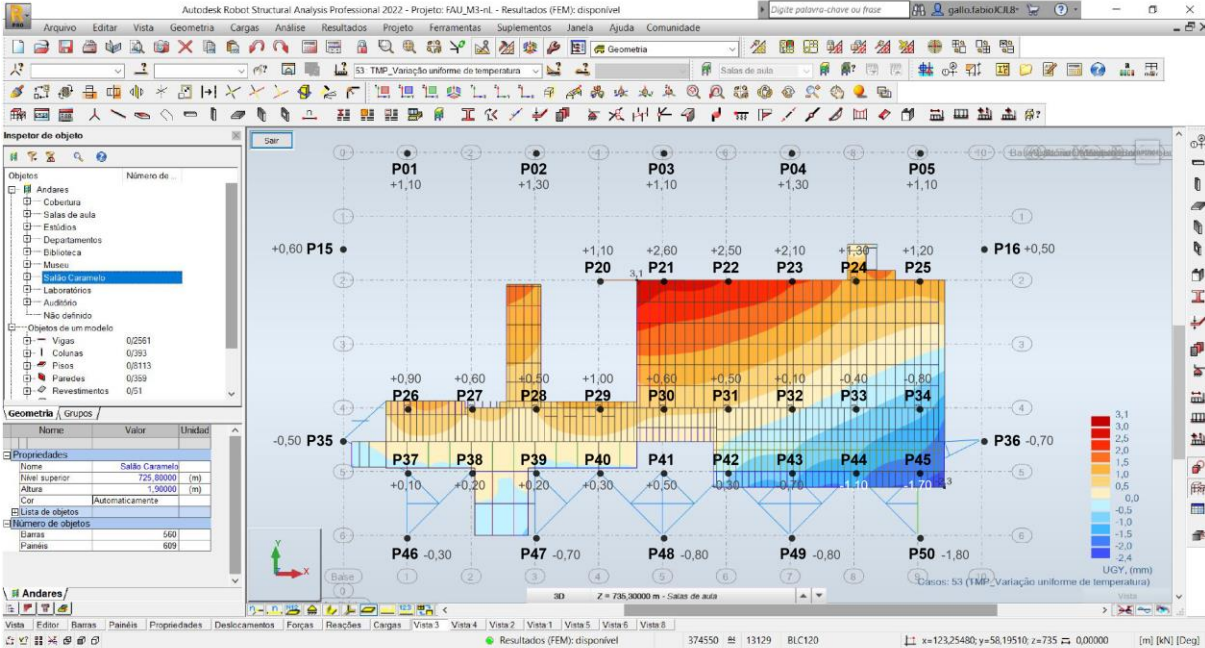
Com a finalidade de ilustrar o exposto em relação aos deslocamentos horizontais na direção y , a FIGURA 6.60 à FIGURA 6.66 trazem os obtidos para a variação uniforme de temperatura de $+10^\circ\text{C}$ e para o efeito agrupado de vento e desaprumo à 90° , isoladamente e em valores característicos, para cada pavimento do edifício disposto acima do nível térreo. Em seguida apresentam-se, na FIGURA 6.67 à FIGURA 6.73, os deslocamentos horizontais na direção y e as forças normais nos pilares referente a cada pavimento do edifício, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y).

³⁴⁴ Valor obtido conforme somatória de $(M_{1,pav,d})_x$ apresentada na TABELA 6.21.

FIGURA 6.60 – Deslocamentos horizontais na direção *y* no nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de +10°C (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção *y*, orientados conforme os eixos globais indicados;

Nos pilares externos (P01 a P05, P15 e P16, P35 e P36, P46 a P50), os valores indicados para os deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota da base (725,00).

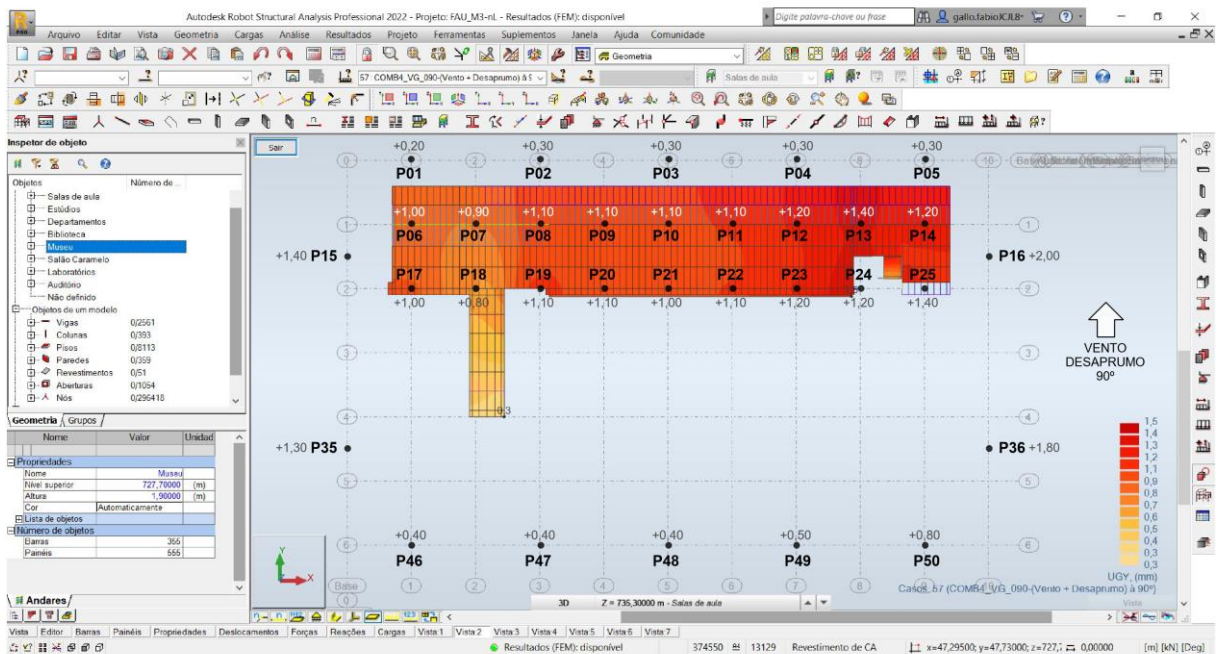
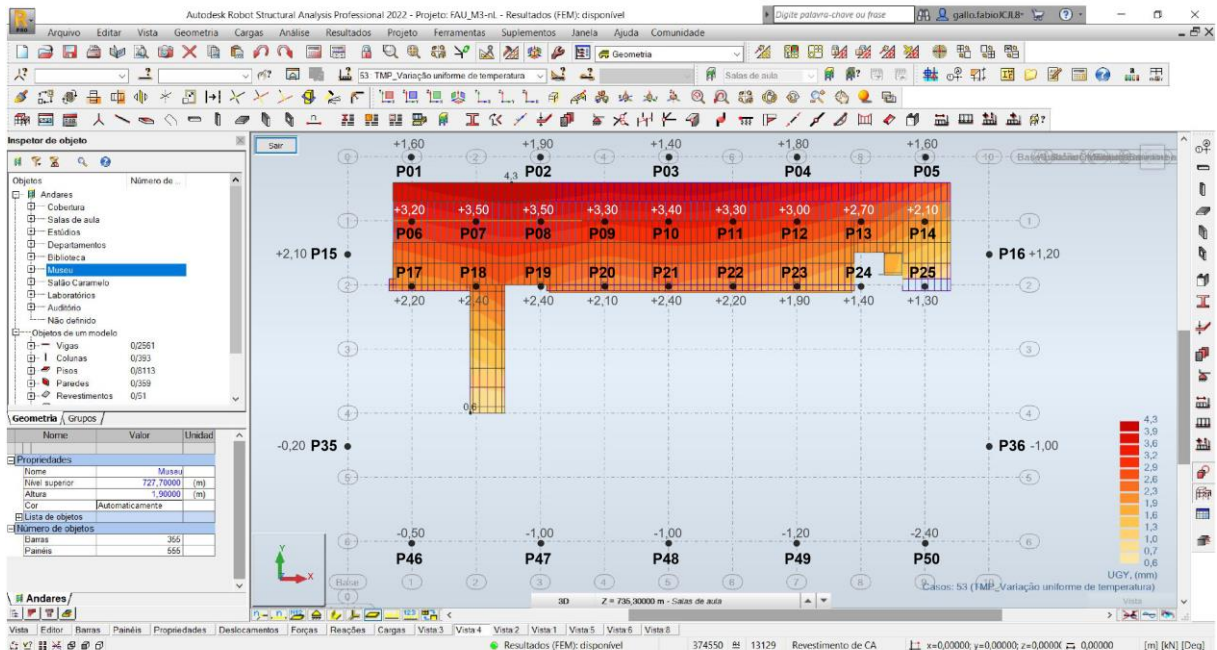


Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.61 – Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados; Nos pilares externos (P01 a P05, P15, P16, P35, P36, P46 a P50), os valores indicados para os deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota superior do sulco (727,73).

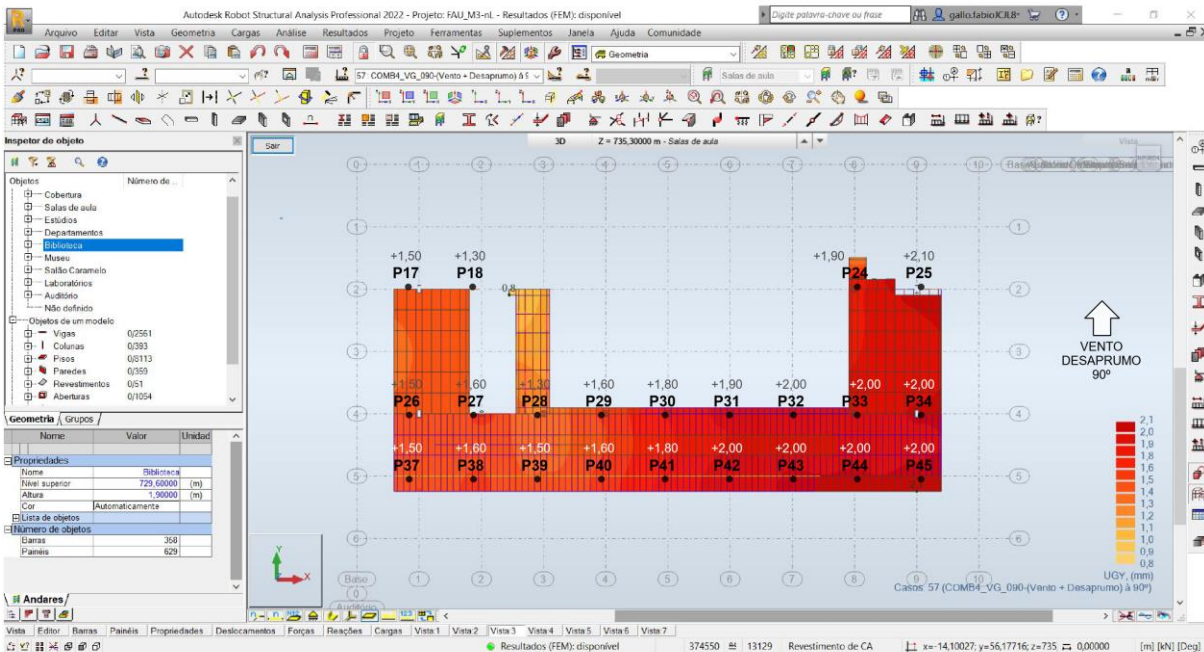
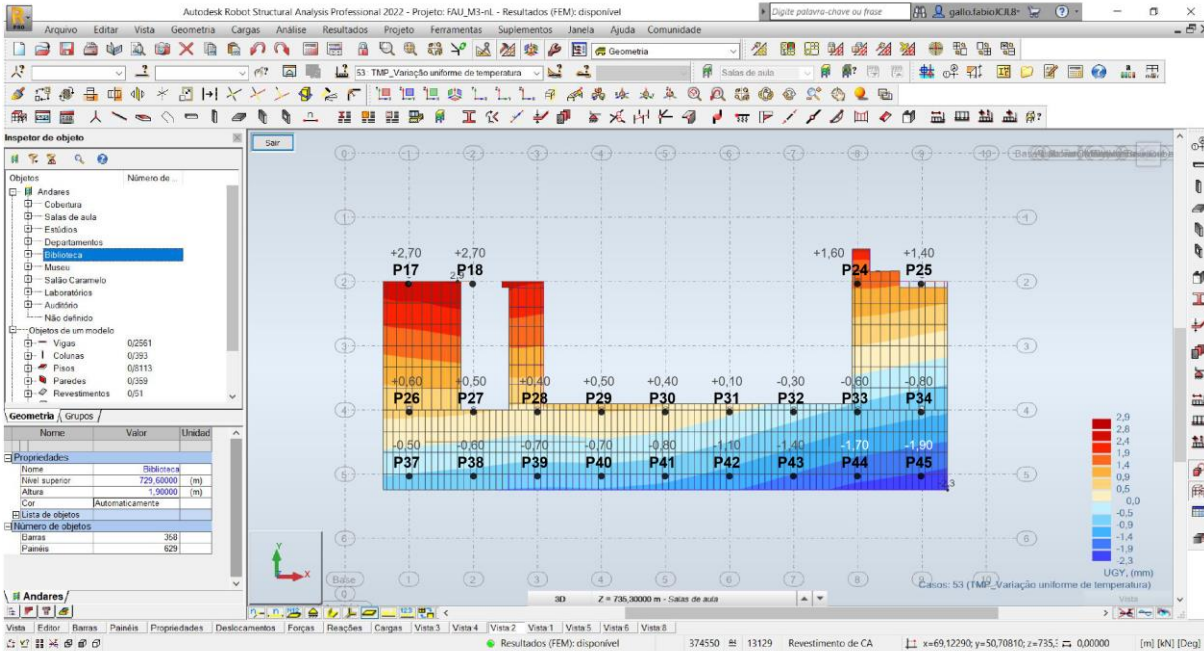


Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.62 – Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados.



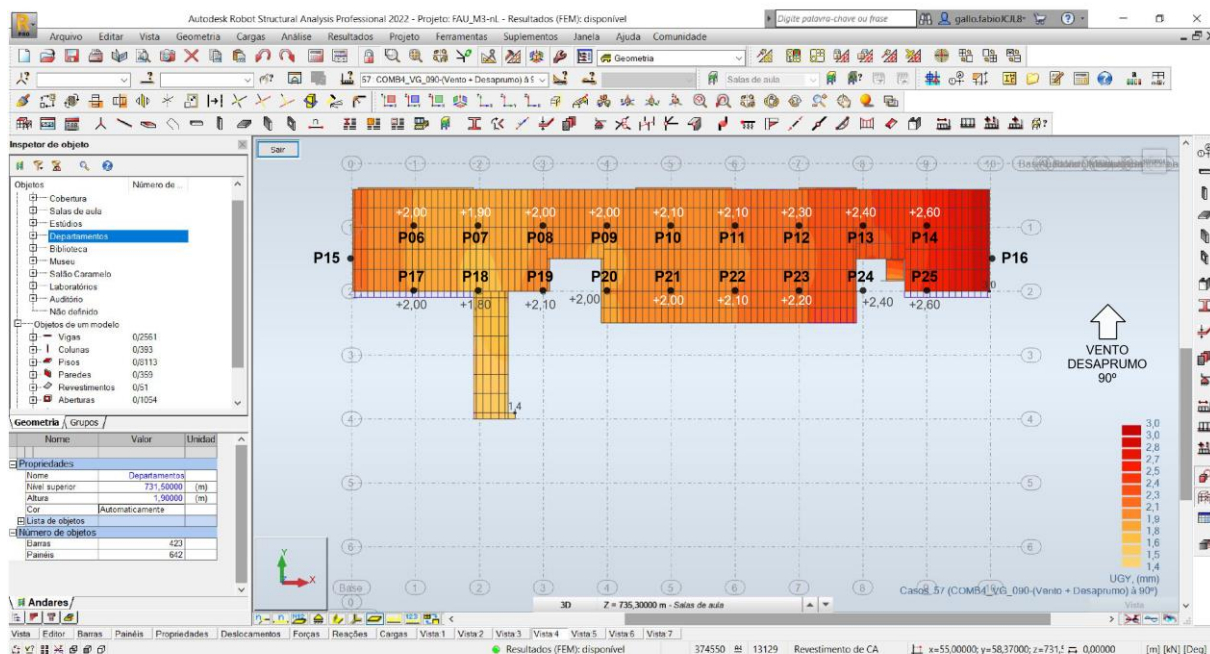
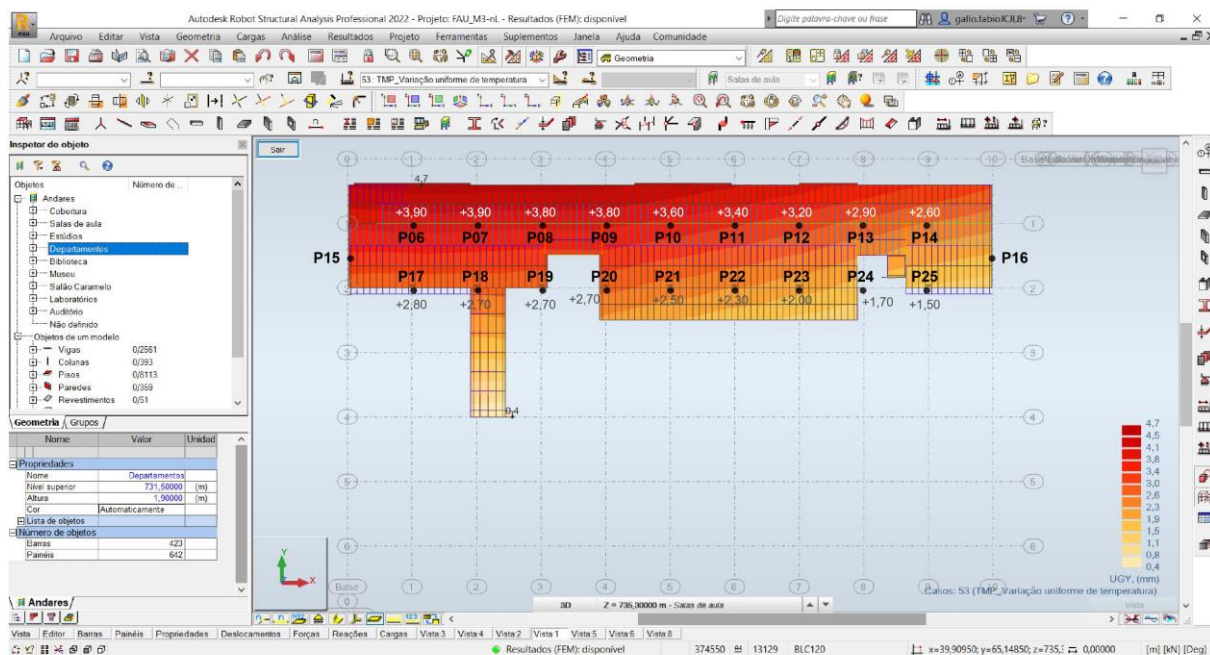
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.63 – Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados;

Como os pilares externos P15 e P16 não possuem nós no nível estrutural referente ao “bloco D” (departamentos) – cf. FIGURA 2.85 no CAPÍTULO 2, a qual mostra que os nós de topo desses pilares dispõem-se acima da cota 731,50 –, os deslocamentos deste pavimento foram apresentados no pavimento imediatamente inferior, isto é, nos nós dispostos no “bloco B” (museu) para o P15 e P16, já apresentado na FIGURA 6.61.



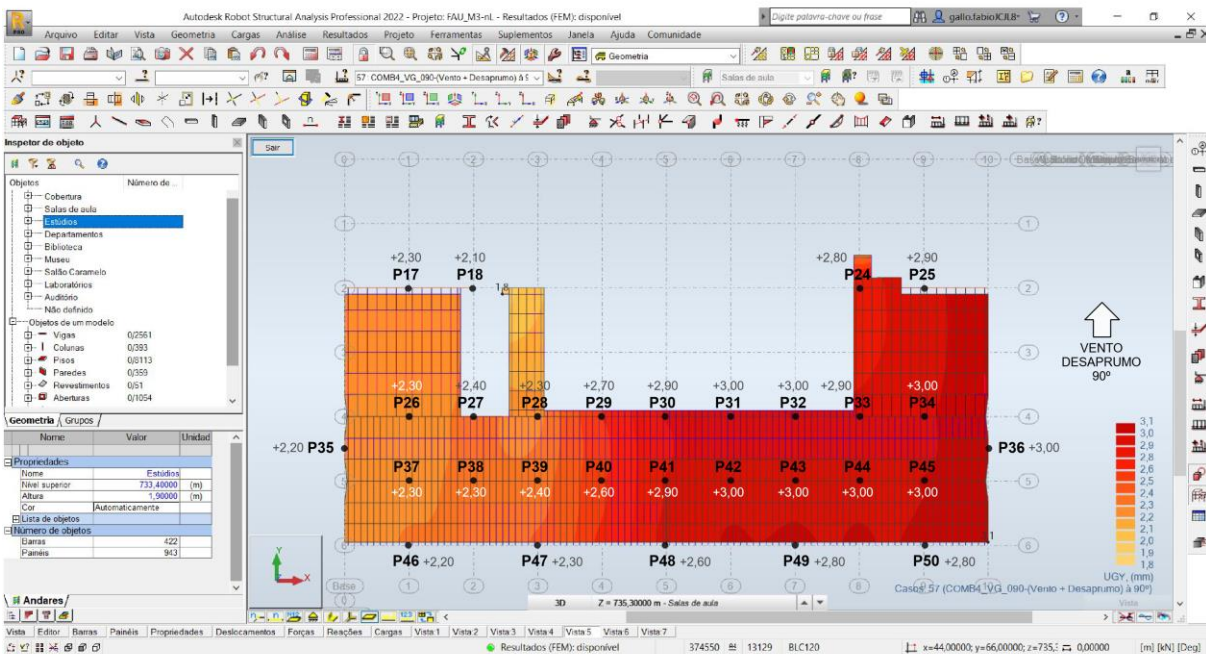
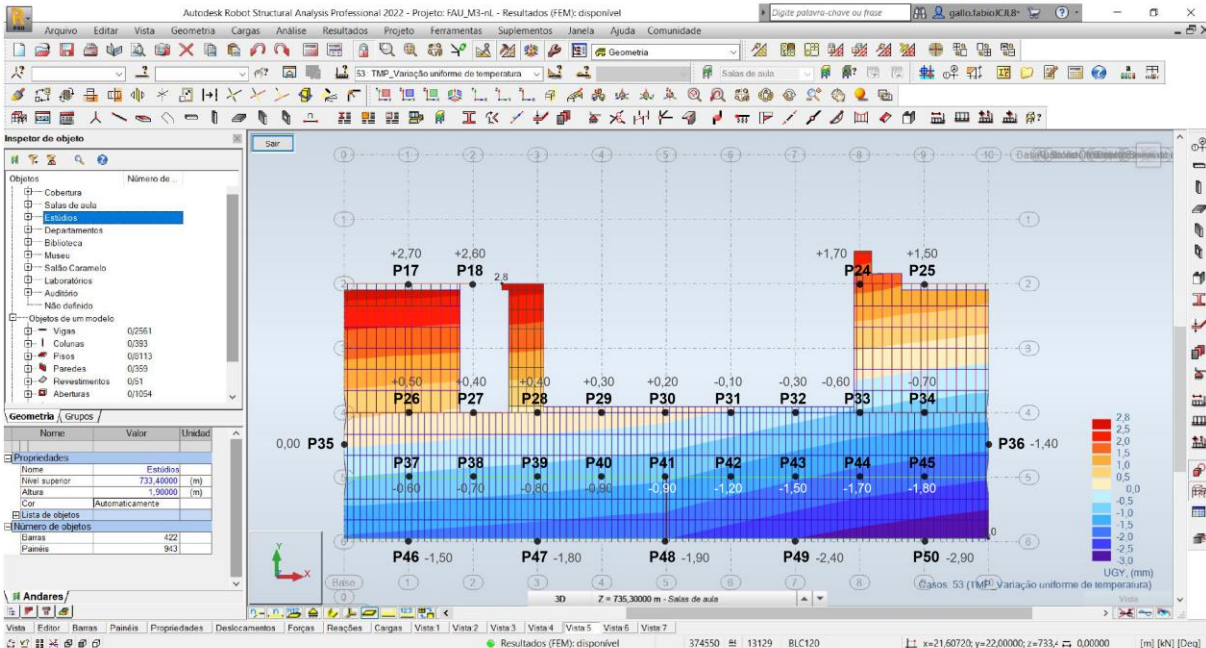
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.64 – Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados;

Nos pilares externos (P35, P36, P46 a P50), os valores indicados para os deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota de topo das barras que os representam (732,60).

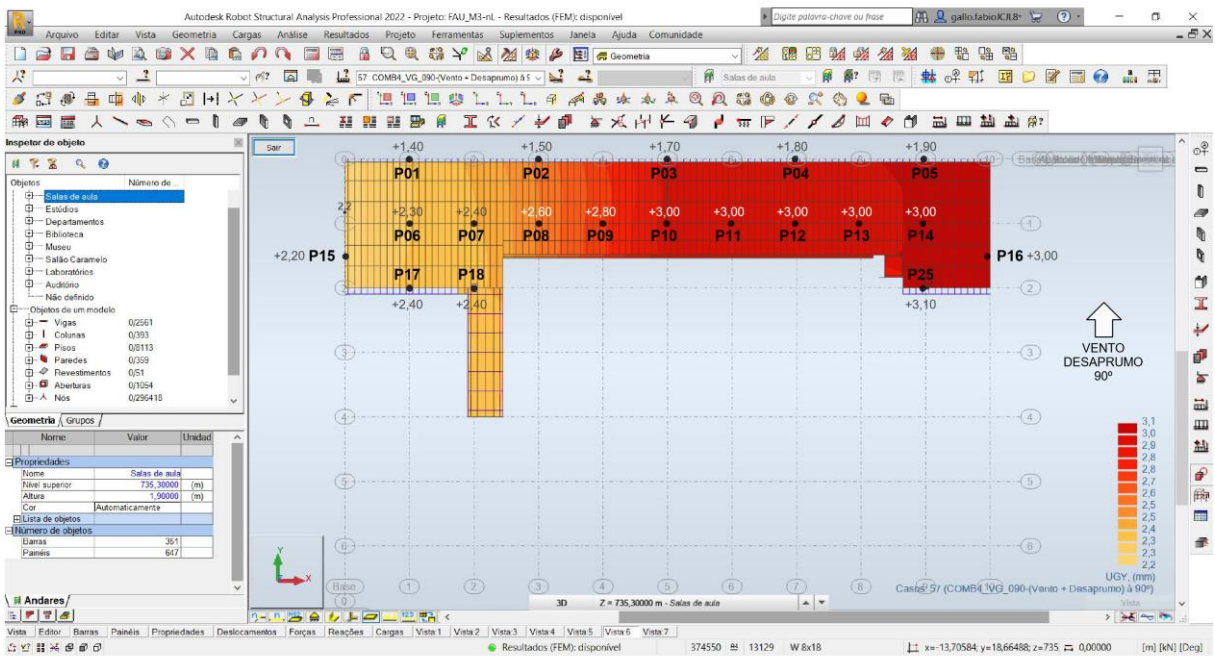
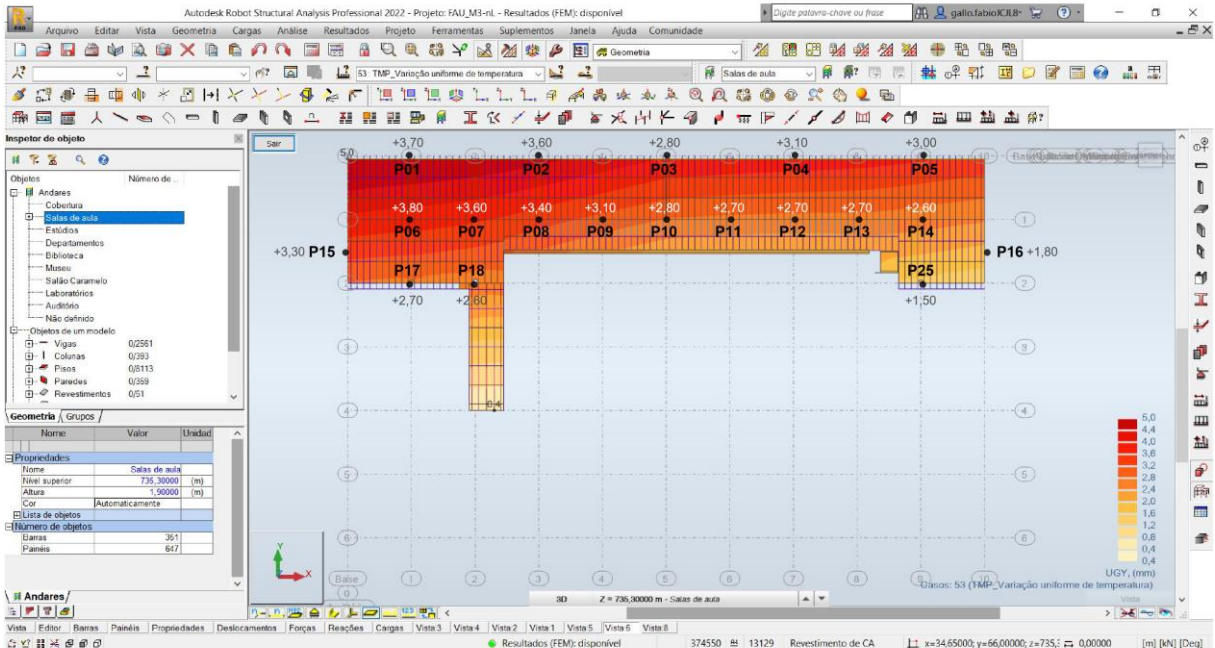


Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.65 – Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados; Nos pilares externos (P01 a P05, P15 e P16), os valores indicados para os deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota de topo das barras que os representam (732,60).



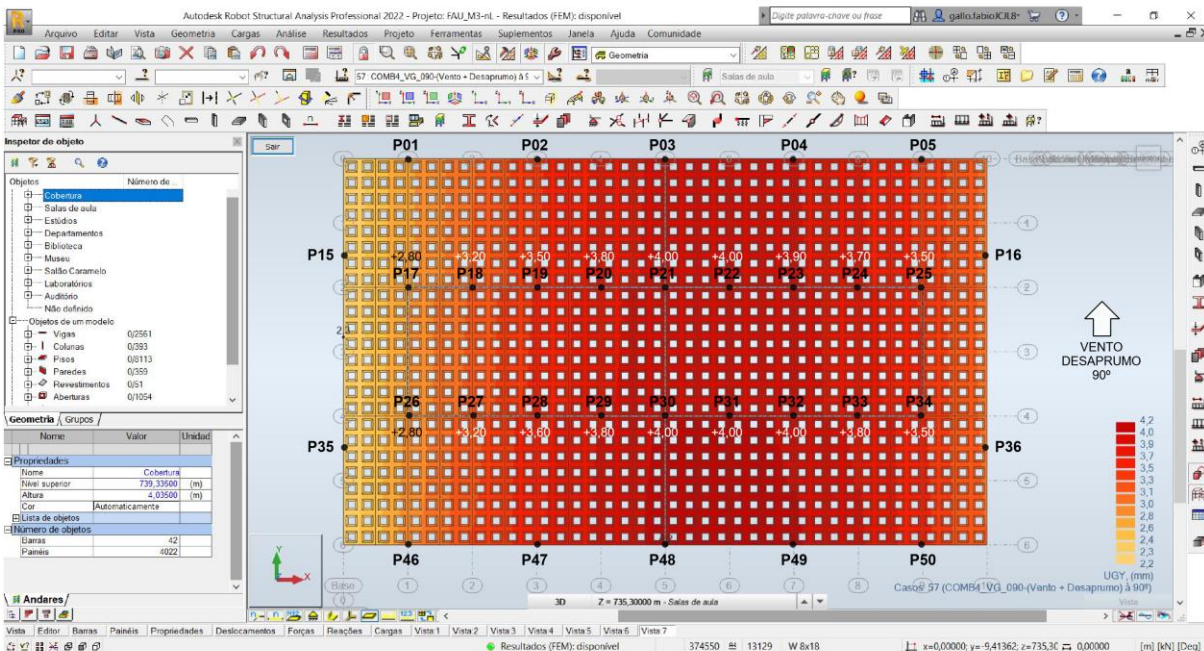
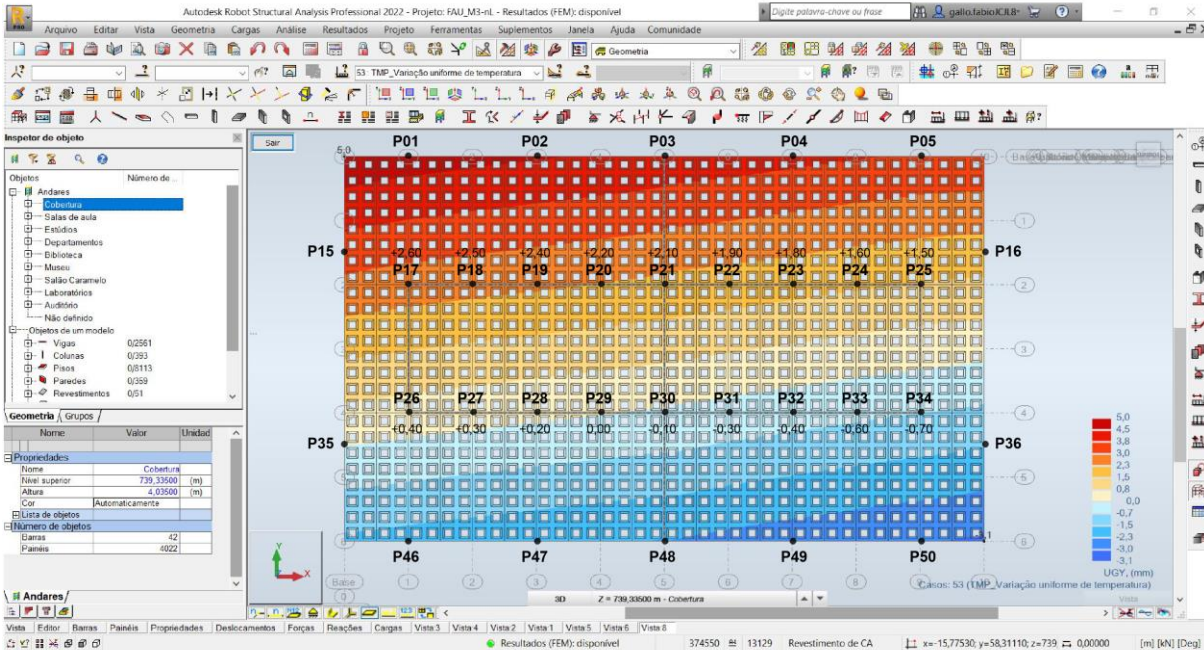
Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.66 – Deslocamentos horizontais na direção y no nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos no modelo M3-nL para a variação uniforme de temperatura de $+10^{\circ}\text{C}$ (superior) e para o efeito conjunto de vento e desaprumo a 90° (inferior), em valores característicos.

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados;

Como os pilares externos (P01 a P05, P15, P16, P35, P36, P46 a P50) não se prolongam para além da cota de fundo das empenas, os deslocamentos da cobertura nesses pilares foram apresentados nos pavimentos referentes ao “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula) apresentados, na FIGURA 6.64 e FIGURA 6.65, respectivamente.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

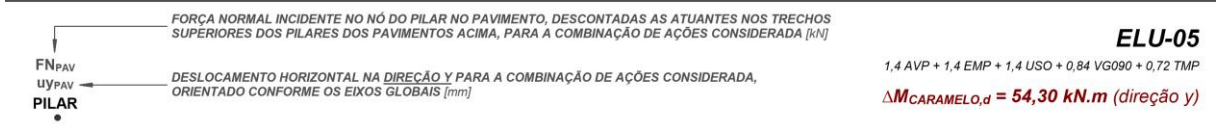
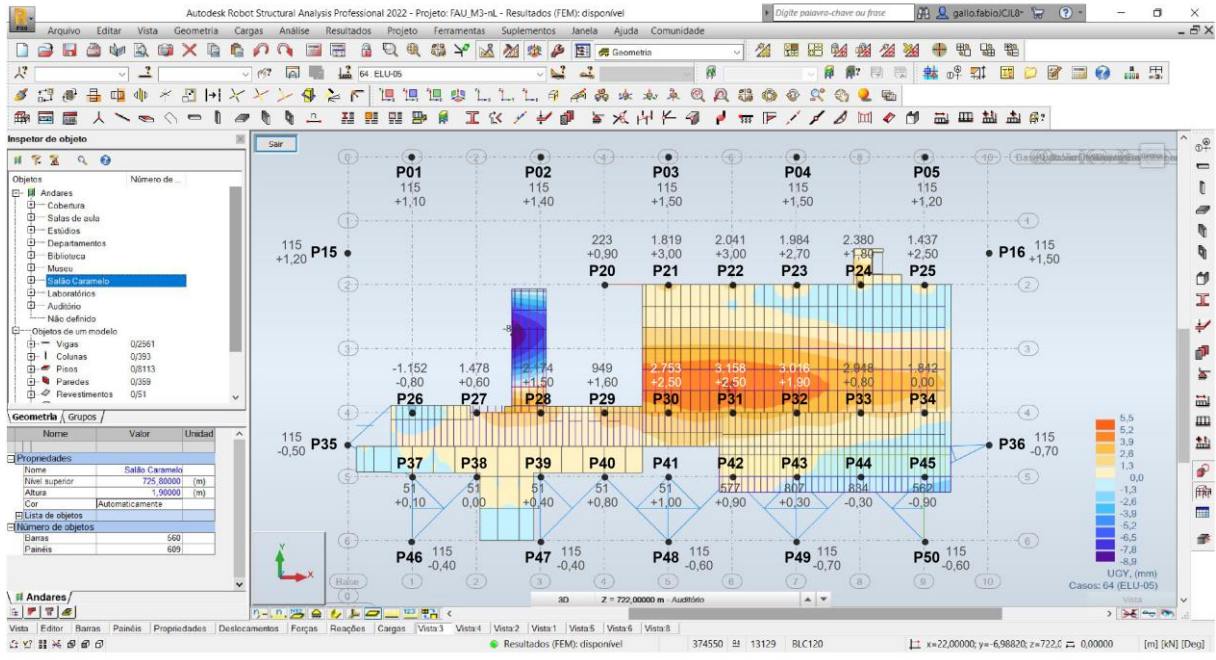
FIGURA 6.67 – Deslocamentos horizontais na direção *y* e forças normais nos pilares do nível estrutural 725,80, referente ao “bloco A” (salão caramelo) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção *y*).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção *y*, orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{CAREMELO,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais. Nesse cômputo desprezou-se, ainda que pouco expressivo e em favor da segurança, o produto força-deslocamento referente ao pilar P26, por apresentar para a força valor negativo no pavimento;

Nos pilares externos (P01 a P05, P15 e P16, P35 e P36, P46 a P50), os valores indicados para forças e deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota da base (725,00).



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

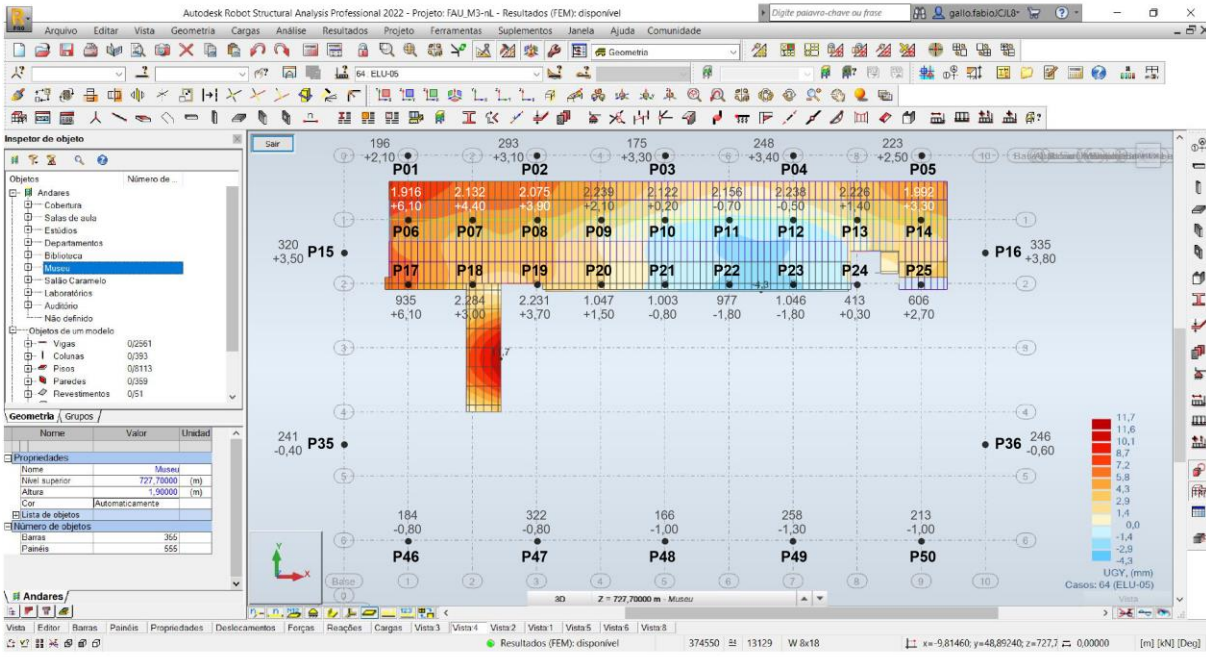
FIGURA 6.68 – Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 727,70, referente ao “bloco B” (museu) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{MUSEU,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Nos pilares externos (P01 a P05, P15, P16, P35, P36, P46 a P50), os valores indicados para forças e deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota superior do sulco (727,73).



F_{NPAV} ← FORÇA NORMAL INCIDENTE NO NÓ DO PILAR NO PAVIMENTO, DESCONTADAS AS ATUANTES NOS TRECHOS SUPERIORES DOS PILARES DOS PAVIMENTOS ACIMA, PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA [kN]

U_{YPAV} ← DESLOCAMENTO HORIZONTAL NA DIREÇÃO Y PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA, ORIENTADO CONFORME OS EIXOS GLOBAIS [mm]

PILAR

ELU-05

1,4 AVP + 1,4 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG090 + 0,72 TMP

$\Delta M_{MUSEU,d} = 65,37 \text{ kN.m}$ (direção y)

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

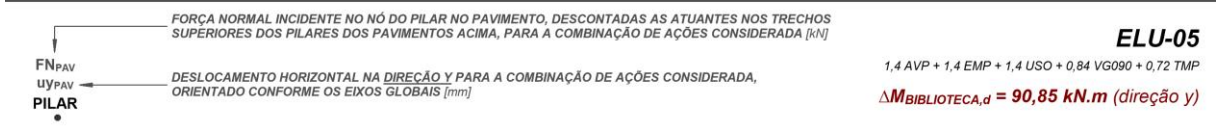
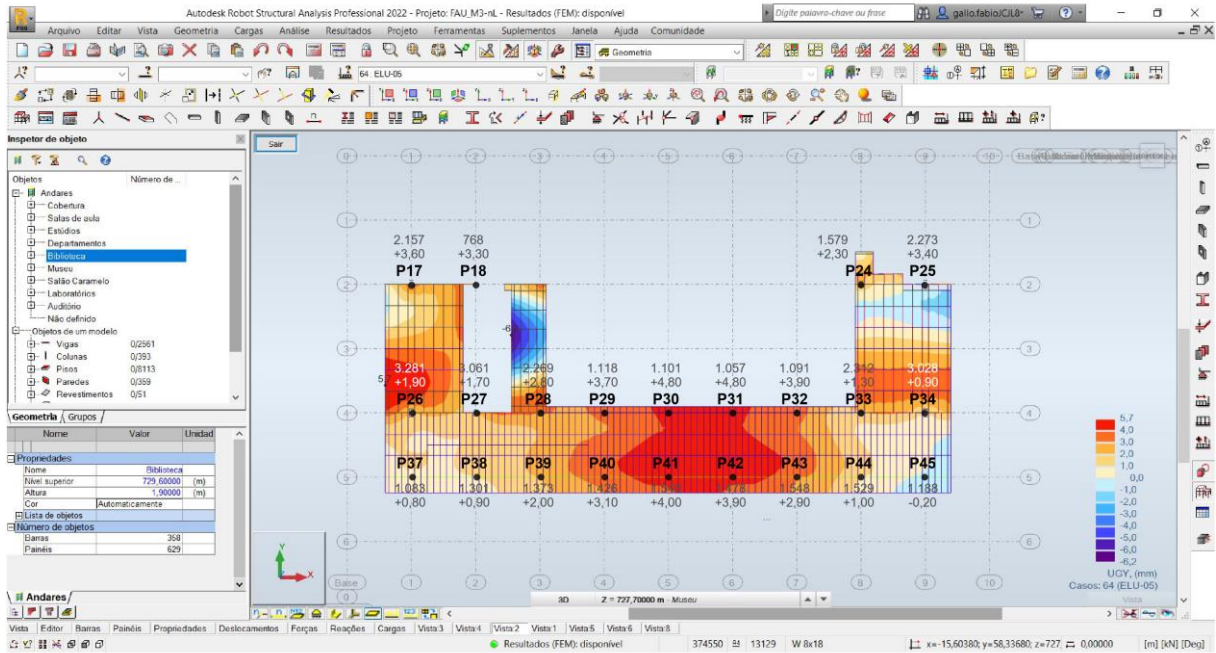
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

FIGURA 6.69 – Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 729,60, referente ao “bloco C” (biblioteca) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y, orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{BIBLIOTECA,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

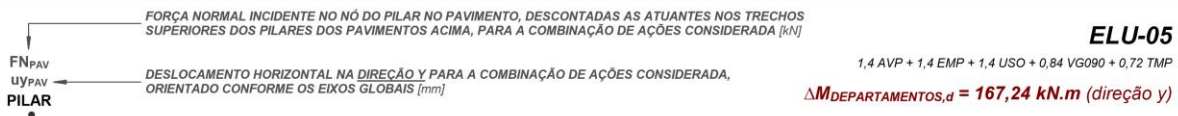
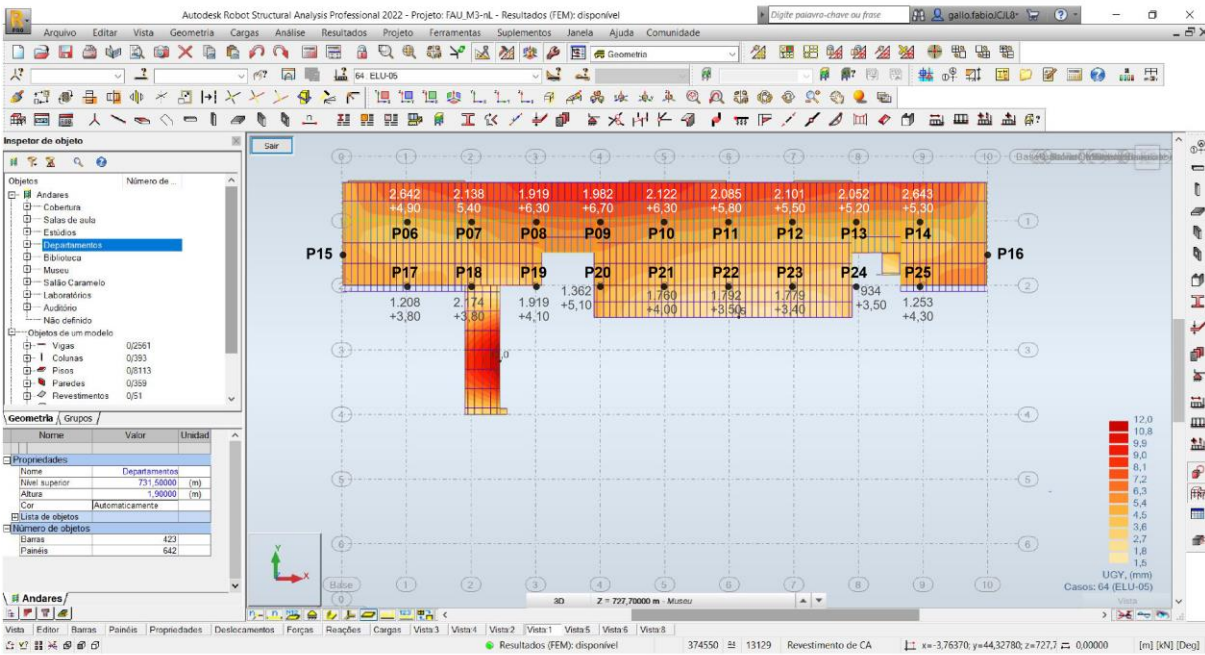
FIGURA 6.70 – Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 731,50, referente ao “bloco D” (departamentos) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{DEPARTAMENTOS,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Como os pilares externos P15 e P16 não possuem nós no nível estrutural referente ao “bloco D” (departamentos) – cf. FIGURA 2.85 no CAPÍTULO 2, a qual mostra que os nós de topo desses pilares dispõem-se acima da cota 731,50 –, os produtos força-deslocamento deste pavimento foram computados no pavimento imediatamente inferior, isto é, nos nós dispostos no “bloco B” (museu) para o P15 e P16, já apresentado na FIGURA 6.68.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

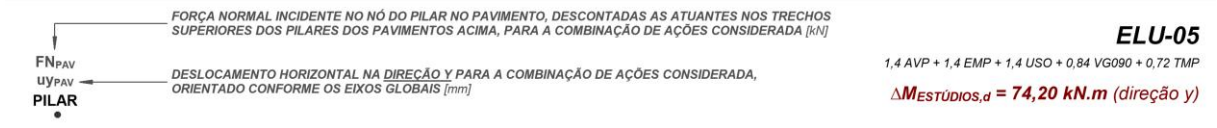
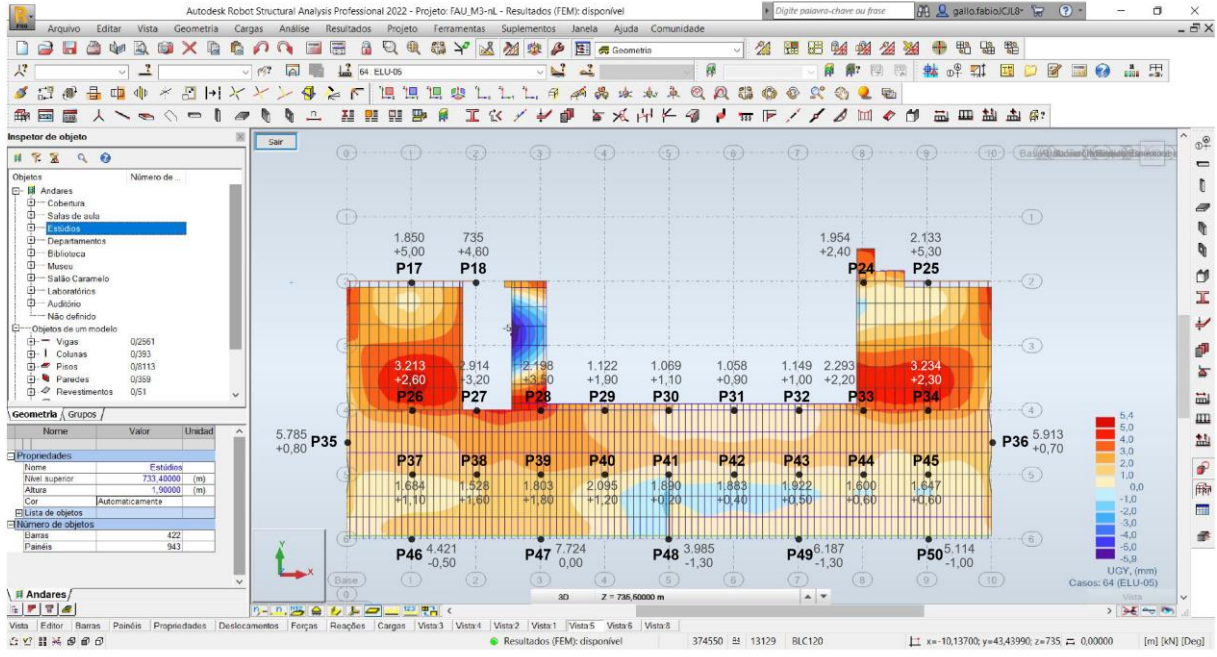
FIGURA 6.71 – Deslocamentos horizontais na direção *y* e forças normais nos pilares do nível estrutural 733,40, referente ao “bloco E” (estúdios) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção *y*).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção *y*, orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{ESTUDIOS,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Nos pilares externos (P35, P36, P46 a P50), os valores indicados para forças e deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota de topo das barras que os representam (732,60). Como não se prolongam para além da cota de fundo das empenas, os valores indicados englobam as cargas provenientes da cobertura e das empenas sobre as quais esta descarrega.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

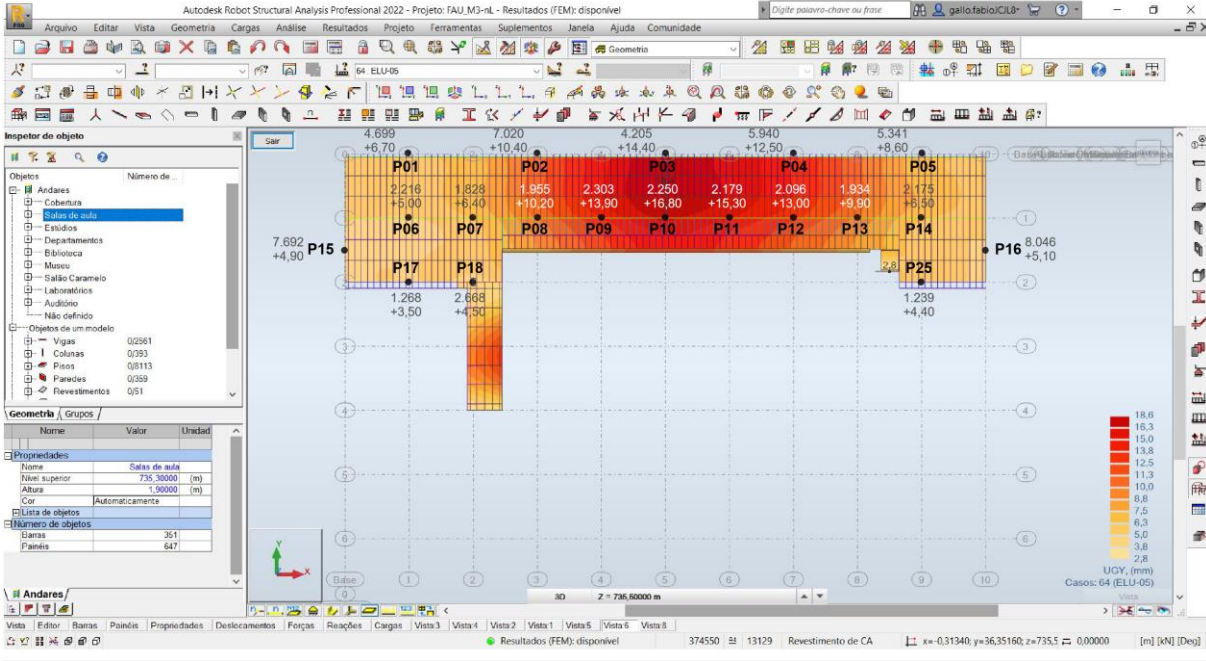
FIGURA 6.72 – Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (salas de aula) do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento, descontadas as atuantes nos trechos superiores dos pilares dos pavimentos acima;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{SALAS DE AULA,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Nos pilares externos (P01 a P05, P15 e P16), os valores indicados para forças e deslocamentos foram obtidos para os nós dispostos na cota de topo das barras que os representam (732,60). Como não se prolongam para além da cota de fundo das empenas, os valores indicados englobam as cargas provenientes da cobertura e das empenas sobre as quais esta descarrega.



| | | |
|--|---|--|
| <p>F_{NPAV}</p> <p>U_{YPAV}</p> <p>PILAR</p> | <p>FORÇA NORMAL INCIDENTE NO NÓ DO PILAR NO PAVIMENTO, DESCONTADAS AS ATUANTES NOS TRECHOS SUPERIORES DOS PILARES DOS PAVIMENTOS ACIMA, PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA [kN]</p> <p>DESLOCAMENTO HORIZONTAL NA DIREÇÃO y PARA A COMBINAÇÃO DE AÇÕES CONSIDERADA, ORIENTADO CONFORME OS EIXOS GLOBAIS [mm]</p> | <p>ELU-05</p> <p>1,4 AVP + 1,4 EMP + 1,4 USO + 0,84 VG090 + 0,72 TMP</p> <p>$\Delta M_{SALAS DE AULA,d} = 592,26 \text{ kN.m}$ (direção y)</p> |
|--|---|--|

Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

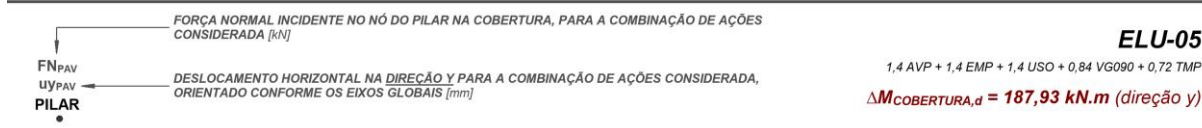
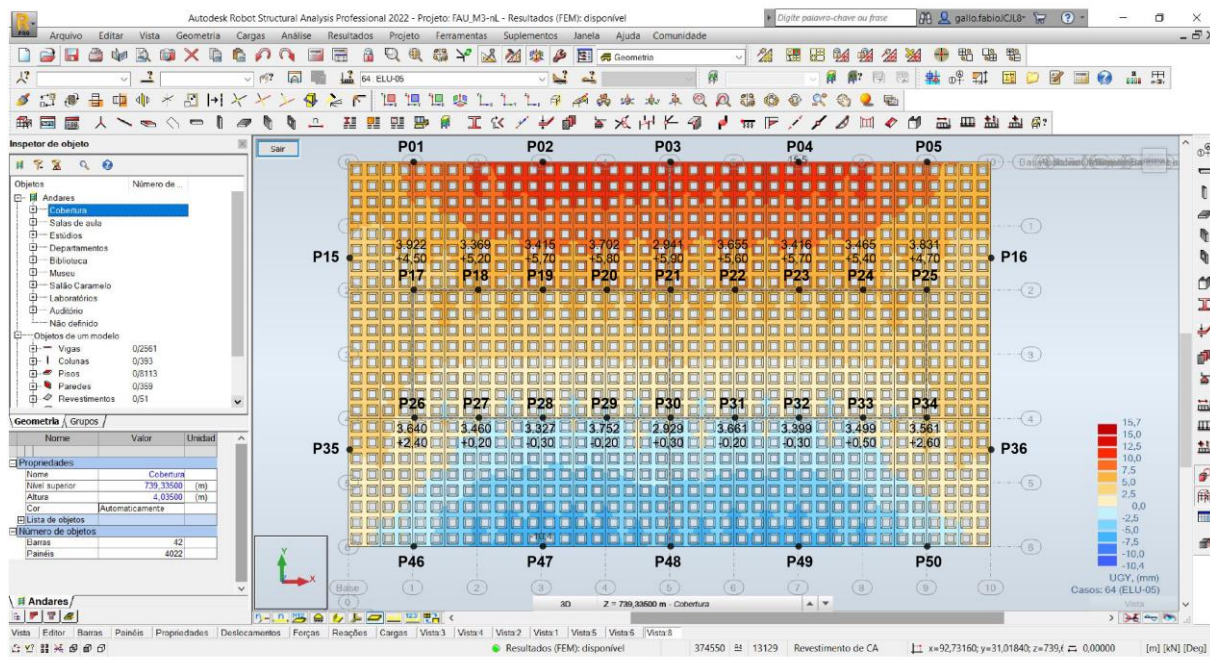
FIGURA 6.73 – Deslocamentos horizontais na direção y e forças normais nos pilares do nível estrutural 739,335, referente à cobertura do edifício Vilanova Artigas, obtidos para a combinação última normal ELU-05 no modelo M3-nL (de maior coeficiente γ_z para a direção y).

As forças normais indicadas, em kN, referem-se às incidentes nos nós dos pilares do pavimento;

Os deslocamentos horizontais, em mm, referem-se à direção y , orientados conforme os eixos globais indicados;

$\Delta M_{COBERTURA,d}$ corresponde à soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares pelos respectivos deslocamentos horizontais.

Como os pilares externos (P01 a P05, P15, P16, P35, P36, P46 a P50) não se prolongam para além da cota de fundo das empenas, os produtos força-deslocamento da cobertura nesses pilares foram computados nos pavimentos referentes ao "bloco E" (estúdios) e "bloco F" (salas de aula) apresentados, na FIGURA 6.71 e FIGURA 6.72, respectivamente.



Modelo estrutural analítico desenvolvido na versão estudantil do programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022®.

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos do modelo M3-nL.

Com a somatória dos valores indicados na FIGURA 6.67 à FIGURA 6.73 para $\Delta M_{pav,d}$ – referente a soma dos produtos de todas as forças verticais indicadas para os pilares em cada pavimento do edifício pelos respectivos deslocamentos horizontais na direção y – resulta para $(\Delta M_{tot,d})_y$ o valor de 1.232,15 kN.m³⁴⁵. A partir

³⁴⁵ A somatória de $\Delta M_{pav,d}$ obtido para cada pavimento do edifício apresentado na FIGURA 6.67 à FIGURA 6.73 resulta: 54,30 + 65,37 + 90,85 + 167,24 + 74,20 + 592,26 + 187,93 = 1.232,15 kN.m, conforme indicado na TABELA 6.20 para o modelo M3-nL na direção y (ELU-05).

deste e tomando-se 14.948,93 kN.m³⁴⁶ para $(M_{1,tot,d})_y$, obtém-se, por meio da EQ. (6.2), o maior valor de γ_z para a direção y (1,090), conforme indicado na TABELA 6.20 para o modelo M3-nL.

Portanto, como o valor máximo obtido para o coeficiente γ_z em quaisquer direções – e para quaisquer dos modelos elaborados – não alcança 1,10, a estrutura do edifício Vilanova Artigas é classificada como de nós fixos. Assim, pode-se tomar como pequenos os deslocamentos horizontais de seus nós e, por consequência, considerar desprezíveis os efeitos globais de 2ª ordem, pois admite-se que sejam inferiores a 10% dos respectivos esforços obtidos em análise de 1ª ordem.

³⁴⁶ Valor obtido conforme somatória de $(M_{1,pav,d})_y$ apresentada na TABELA 6.21.

CAPÍTULO 7

Conclusões finais e recomendações

Descrição do capítulo

O capítulo condensa as discussões sobre os resultados obtidos na pesquisa, relata os principais problemas identificados e traz reflexões acerca das questões inicialmente propostas. Por fim, apresenta recomendações para trabalhos futuros e as considerações finais.

7.1 Resultados científicos

Os resultados científicos a que se refere este item consubstanciam as principais discussões realizadas ao longo da pesquisa, as quais foram reunidas nas seções 7.1.1 e 7.1.2, apresentadas a seguir.

Em 7.1.1, os problemas identificados durante o desenvolvimento do trabalho, os quais foram pormenorizados nos capítulos pregressos, são brevemente retomados. Além desses, são também registradas iniciativas que foram descartadas no decurso da pesquisa devido à complexidade que encerram e, para as quais, as soluções requeridas extrapolariam os limites estabelecidos na investigação.

Por fim, no item 7.1.2 apresentam-se as reflexões sobre as questões formuladas na fase inicial da pesquisa com vistas à verificação da hipótese enunciada na seção 1.3 do CAPÍTULO 1.

7.1.1 Problemas identificados

Os problemas identificados na pesquisa foram agrupados segundo o eixo de representação adotado nos modelos computacionais, os quais aludem aos capítulos constituintes da tese. Assim, são enumerados de a) a d) problemas identificados acerca da representação geométrica dos elementos estruturais, das condições de vínculo, das ações incidentes, e dos materiais e métodos de análise empregados, respectivamente.

a) Problemas identificados quanto à representação geométrica dos elementos estruturais:

a1. Especificações incompletas e divergências constantes na documentação de projeto estrutural, sobretudo nas revisões, como por exemplo, a supressão das cotas de ponta das estacas inclinadas acrescentadas aos blocos de coroamento dispostos sob os pilares, divergências nas cotas de arrasamento de tubulões de reforço, divergências na geometria de muros de arrimo, entre outras;

- a2. Numerosas singularidades geométricas em elementos estruturais, cujas estratégias de representação, por vezes, requereram validações em modelos parciais, como por exemplo, no caso de lajes nervuradas em caixão perdido (nos pavimentos e na cobertura), blocos de coroamento sobre estacas e/ou tubulões, paredes estruturais dotadas de enrijecedores, desníveis de piso, variações de seções transversais ao longo do comprimento da peça, entre outras;
 - a3. A respeito do indicado no item anterior, recai a dificuldade em se estabelecer simplificações compatíveis com o comportamento estrutural dos elementos – lineares, de superfície e de volume – que os representam no modelo computacional;
 - a4. Elevado custo computacional implicado no refinamento de malha de elementos finitos em representações que utilizam elementos de superfície e volume;
- b) Problemas identificados quanto à representação das condições de vínculo:
- b1. Em razão das singularidades indicadas em (a2), foram requeridas, em muitas delas, numerosas barras rígidas (nós de dimensões finitas) – aplicadas manualmente nos modelos – para promover solidarização entre elementos lineares e de superfície dispostos em planos distintos, mas que na estrutura real são vinculados entre si. Esses também foram manualmente inseridos para descrever a região comum entre elementos lineares representativos de vigas e pilares que se cruzam;
 - b2. A complexidade na estimativa – por meio de métodos teóricos – dos recalques referentes à interação estaca-solo (estacas essas dispostas inclinadas nas fundações sob os pilares) inviabilizou a obtenção dos coeficientes de reação requeridos por apoios elásticos que se pretendia empregar como condição de vínculo com o meio externo. Como os recalques parciais ao longo do fuste e ponta foram obtidos para a condição de estaca vertical e, sem considerar o efeito de grupo das estacas com tubulão central que os blocos solidarizam, essa aproximação foi descartada nos modelos.

- b3. Em relação aos coeficientes de reação vertical para os apoios elásticos dispostos sob os tubulões, foram obtidos – em estudos exploratórios – a partir dos recalques na base, desconsiderando-se o atrito lateral e seu peso próprio, uma vez que, na prática corrente, a parcela de atrito lateral é tomada como apenas suficiente para equilibrar o peso próprio do tubulão. No entanto, como há nas fundações associação de tubulões e estacas inclinadas, para as quais não se pôde obter os recalques pelas razões mencionadas em (b2), optou-se por abandonar o emprego de apoios elásticos verticais nos modelos e substituí-los por indeslocáveis;
- b4. Dos estudos exploratórios indicados em (b3) – os quais foram abandonados no decorrer da pesquisa pelos motivos apresentados – identificou-se que, sob as cotas de base dos tubulões dispostos nas fundações dos pilares P16, P25, P34 e P36, há camadas de solo bastante deformáveis, com N_{SPT} de até 3, segundo o perfil de sondagem S-37, que lhes é próximo. Caso a execução da obra tenha mantido as cotas de assentamento indicadas em projeto – hipótese adotada nos estudos exploratórios – os valores estimados para os recalques imediatos nesses tubulões foram expressivos, indicando questão relevante a ser contemplada em trabalhos futuros;
- b5. Impossibilidade de atribuir vinculações rotuladas à interface entre os topos das estacas inclinadas e os blocos que as solidarizam sob pilares, devido ao programa computacional acusar instabilidade nos modelos. Esses vínculos, rotulados, ao invés do engaste utilizado, melhor representariam os calços, que promovem o apoio entre estacas cravadas e blocos, constantes na documentação de projeto estrutural;
- b6. A representação adotada para os aparelhos de apoio dispostos sobre os consolos dos pilares P03 e P48, por empregar chapas sobrepostas para descrever cada camada que os constituem, não contempla a restrição que as camadas de aço impõem às deformações horizontais laterais das camadas de elastômero na direção ortogonal ao plano das chapas modeladas. Assim, a representação adotada reduziu

significativamente a real rigidez dos aparelhos de apoio levando, portanto a deslocamentos verticais expressivamente maiores;

c) Problemas identificados quanto à representação das ações:

c1. Falta de informações sobre os materiais e espessuras das camadas não visíveis de pisos e vedações verticais – não obtidas nas inspeções realizadas no local, de natureza não destrutiva – necessárias à determinação dos pesos desses elementos. Inclui-se neste item também as dificuldades em se estimar, pelas mesmas razões, o peso das fôrmas de madeira que moldaram os vazios das lajes em caixão perdido e permaneceram, devido ao processo construtivo, incorporadas à superfície de concreto em seus interiores, seja nos pavimentos, seja na cobertura;

d) Problemas identificados quanto aos métodos de análise estrutural e representação dos materiais:

d1. Divergências constantes na documentação analisada em relação à resistência σ_{c28} do concreto. Enquanto que em carta ao Fundo de Construção da Cidade Universitária foi citado pelo autor do projeto o valor de 250 kg/cm^2 para o concreto das fundações, contenções e lajes de subsolos, constava na documentação de projeto estrutural o valor de 320 kg/cm^2 para todo o concreto do edifício;

d2. Dificuldade na determinação das propriedades elásticas dos aparelhos de apoio dispostos sobre os consolos dos pilares P03 e P48, considerando-se a restrição que as camadas de aço impõem às deformações horizontais laterais das camadas de elastômero na direção ortogonal ao plano das chapas que os representam, conforme apontado em (b6);

7.1.2 Reflexões sobre as questões propostas

As reflexões de que trata este item recaem sobre as questões apresentadas na seção 1.3 do CAPÍTULO 1, formuladas na fase inicial da pesquisa com o intento de direcionar a verificação da hipótese adotada, a qual pressupõe que o comportamento estrutural do edifício Vilanova Artigas frente às principais intervenções ocorridas se mantém compatível com aquele para o qual foi concebido. Conforme enunciado na hipótese, essas intervenções, pormenorizadas no item 1.4 do CAPÍTULO 1, referem-se àquelas que implicaram alterações nas ações incidentes na cobertura do edifício e também àquelas nas quais se procedeu à substituição dos aparelhos de apoio presentes nos pilares P03 e P48, sobre os quais as empenas descarregam.

Isto posto, estabeleceram-se cinco modelos computacionais – M1 a M5 – representativos da estrutura do edifício em escala temporal com base nas intervenções citadas e deles foram obtidos resultados acerca das questões inicialmente formuladas, as quais são retomadas e discutidas a seguir nos itens 7.1.2.1 a 7.1.2.5.

7.1.2.1 Qual a representatividade das cargas acrescidas nas intervenções frente às demais atuantes no edifício?

Em relação às ações verticais totais incidentes no edifício, constatou-se que variou, em valores característicos, entre 321.835 kN e 333.285 kN. Essa variação, de cerca de 3,5%, foi obtida dos modelos representativos do edifício nos períodos em que sua cobertura esteve submetida a maior diferença de carregamento, ocorrida entre o modelo M5 – representativo do período pós intervenção de 2012/2015, no qual as cargas atuantes na cobertura foram as menores no período examinado –, e os modelos M2 e M3 – representativos do período compreendido entre 1970 e 1996, sujeito às maiores cargas. Tal diferença decorre, em síntese, do peso de:

- Camadas sobrepostas de argamassa aplicadas sobre as lajes de cobertura com o propósito de promover declividade para o escoamento das águas pluviais (2 kN/m²), presentes nos modelos M2 e M3, mas suprimidas no modelo M5;

- Fôrmas de madeira que moldaram os vazios internos da laje (0,1 kN/m²) presentes em toda extensão da cobertura nos modelos M2 e M3, as quais foram, no modelo M5, parcialmente removidas;
- Água retida nos vazios das lajes devido a infiltrações (1 kN/m²), presente nos modelos M2 e M3, mas eliminada no modelo M5.

Frente a essa modesta variação de 3,5%, pode-se afirmar, portanto, que as alterações nas ações incidentes na cobertura em decorrência das principais intervenções ocorridas no edifício são, globalmente, pouco expressivas frente ao peso próprio da estrutura de concreto e às cargas acidentais previstas para o uso da edificação, as quais compreendem cerca de 225.500 kN e 58.500 kN, respectivamente, perfazendo aproximadamente 70% e 20% do total das ações verticais.

Quanto à cobertura, cabe ressaltar que concentra em torno de 25% de todo concreto estrutural empregado no edifício, com peso próprio da ordem de 56.000 kN. Ao se comparar a máxima variação de carga a que a cobertura esteve submetida em decorrência das intervenções (11.450 kN) com o peso próprio do concreto que a constitui, constata-se que o peso incremental atinge cerca de 20% do peso do concreto, ou seja, trata-se de acréscimo de carga localmente expressivo.

A partir das ações verticais fornecidas, pôde-se ainda distribuí-las sobre as respectivas superfícies brutas nas quais atuam em cada pavimento e estimar indicadores indispensáveis para validação – por meio de modelos parciais simplificados – dos demais resultados alcançados com os modelos globais. Assim, obtiveram-se valores médios gerais entre 12 e 13 kN/m², dos quais cerca de 8,5 kN/m² correspondem ao peso próprio da estrutura e 2,25 kN/m² às cargas acidentais previstas para o uso do edifício.

7.1.2.2 As cargas previstas nas fundações do edifício, segundo a documentação de projeto estrutural, foram superadas em decorrência das alterações mencionadas?

Quanto às cargas verticais atuantes nas fundações, a comparação entre modelos mostrou que os pilares externos das fachadas longitudinais foram os mais sensíveis às variações de carregamento da cobertura, chegando a cerca de 10% de diferença entre os modelos nos quais essa esteve sujeita a maior e menor carga.

Para além comparação entre modelos, observou-se que as máximas forças normais obtidas nos topos de tubulões e estacas dispostos sob a maioria dos pilares não ultrapassaram, em valores característicos, as previstas na documentação de projeto estrutural. Essas, no entanto, foram notadamente superadas – mesmo no modelo representativo das condições originais do edifício – nas fundações dos pilares P02, P04, P15, P16, P17, P34, P47 e P49, alcançando valores que, nos modelos sujeitos às maiores ações incidentes na cobertura, as excedem em até cerca de 70% no caso do P47 e de 60% no caso do P02.

De modo geral, identificou-se como crítico o valor expressivo das tensões de contato para as quais as bases dos tubulões foram dimensionadas – de aproximadamente 1 MPa – e a constatação de que, segundo as ações verticais que os solicitam, essas tensões já elevadas tenham sido, em alguns casos, superadas, como é o caso das atuantes nas bases dos três tubulões dispostos sob os pilares P02 e P47, dos tubulões centrais dispostos sob os pilares P15, P16 e P34, e dos tubulões de reforço dispostos sob o pilar P17.

Ressalta-se que no caso dos tubulões dispostos sob os pilares externos P03, P04, P48 e P49, ainda que não tenham atingido a tensão de 1 MPa em suas bases, o valor obtido resultou bastante próximo desse. No caso dos pilares P03 e P48 torna-se crítico o fato de que a substituição dos aparelhos de apoio dispostos em seus topos pressuponha utilização de estrutura suporte que se apoia no bloco de fundação e contra o qual se aplicam reações para suspender a empena durante a execução do serviço, implicando incrementos de carga e, conseqüentemente, de tensões nas bases dos tubulões.

Frente aos elevados resultados detectados para as tensões de contato nas bases dos tubulões, infere-se que a parcela referente ao embutimento, isto é, decorrente do peso da coluna de solo que os circunda ao longo da extensão dos fustes, seja substancial para o equilíbrio estrutural do maciço. Isto posto, recomenda-se, até que estudos mais aprofundados sobre o tema sejam realizados, evitar serviços que venham a promover alívio de peso nos arredores das fundações, como escavações superficiais de terra, por exemplo.

Além das cargas atuantes nas fundações sob pilares, também foram examinadas as incidentes nos topos das estacas verticais dispostas sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrames. Desse exame, constatou-se que cerca de 20% delas estão submetidas a forças normais que

superam – em até quase sete vezes – as previstas para a capacidade de carga, de 200 kN, indicada na documentação de projeto estrutural. Em geral, como essas estacas situam-se nas bases de muros de arrimo e/ou nas proximidades de pilares, atribui-se o incremento de carga fornecido pelos modelos ao deslocamento descensional proveniente do encurtamento do fuste do tubulão, o qual se propaga para os pilares e, por consequência, para os consolos que os vinculam aos muros, e assim, por também apresentarem elevada rigidez no plano vertical que os contêm, impõem o deslocamento vertical às estacas dispostas em suas bases. Isto posto, recomenda-se, em trabalhos futuros, que seja avaliada a integridade dessas estacas e de sua interação com o solo que as envolvem. E, caso se constatem possíveis rupturas, que sejam estabelecidos cenários para a redistribuição dos esforços que, invariavelmente, recairão nos trechos inferiores dos pilares, próximos aos arranques com os tubulões ou blocos de coroamento. Destaca-se ainda que, nos casos em que as estacas eventualmente comprometidas disponham-se sob muros de arrimo, há de se considerar, além do incremento de forças normais, também o de momentos fletores que decorrem da excentricidade entre os planos que contêm os muros e os eixos dos pilares aos quais são vinculados por meio dos consolos.

7.1.2.3 Qual a variação ocorrida, devido a essas alterações, nos deslocamentos verticais máximos (flechas) dos pavimentos e da cobertura?

De acordo com os modelos as intervenções investigadas não promoveram, nos pavimentos do edifício, variações nos deslocamentos verticais máximos, os quais ocorreram nos trechos em que a estrutura vence os maiores vãos, de 22 m. Nesses, os valores obtidos foram de, aproximadamente, 30 a 40 mm nos modelos submetidos à análise linear (M-L) e de 70 a 80 mm nos submetidos à análise não linear simplificada (M-nL) para os carregamentos definidos pela combinação quase permanente de serviço (ELS-CQP). Em termos de relação com os vãos de ocorrência, nos pavimentos os deslocamentos verticais registrados variaram entre $\ell/733$ e $\ell/550$ nos modelos M-L e entre $\ell/314$ e $\ell/275$ nos modelos M-nL.

Por outro lado, na cobertura, houve variação ligeiramente superior a 15% nos deslocamentos máximos obtidos dos modelos M-L e de quase 20% nos M-nL. Nos modelos em que as cargas incidentes são menores (M1 e M5), os deslocamentos

verticais máximos obtidos em análise linear e não linear simplificada foram da ordem de, respectivamente, 30 e 55 mm e, no caso dos modelos nos quais atuam maiores cargas (M2, M3 e M4) esses foram de, aproximadamente, 35 e 65 mm, respectivamente. Em termos de relação com os vãos em que ocorreram, os deslocamentos verticais registrados na cobertura variaram entre $\ell/753$ e $\ell/643$ nos modelos M-L e entre $\ell/396$ e $\ell/331$ nos modelos M-nL.

Destaca-se que o exame dos deslocamentos possibilitou ainda esclarecer a importância das juntas horizontais existentes no “bloco E” (estúdios) e “bloco F” (salas de aula), que partem dos pilares externos P03 e P48 e se estendem, respectivamente, até os pilares P10 e P41. Conforme identificado, essas juntas asseguram movimentações verticais desiguais à sua esquerda e direita, originárias das condições de suporte das empenas nos pilares externos P03 e P48: à esquerda as empenas descarregam nos aparelhos de apoio dispostos nos consoles dos pilares, aos quais estão rigidamente vinculadas na porção à direita.

7.1.2.4 Quanto aos esforços internos que solicitam os principais elementos estruturais, qual a expressividade das variações obtidas frente às alterações mencionadas?

Os resultados obtidos dos modelos submetidos à análise linear mostraram que as alterações nas ações incidentes na cobertura não implicaram variações relevantes nos principais esforços de flexão que solicitam, no plano em que estão dispostos, os pórticos longitudinais do edifício. Nesses, a diferença entre os valores máximos fornecidos pelos modelos para os momentos fletores e forças cortantes foi inferior a 5%. Entretanto, na cobertura, tais alterações conduziram a variações expressivas, da ordem de 20%, nos momentos fletores e forças cortantes máximos que solicitam as vigas típicas examinadas para as combinações últimas (ELU).

Em relação a verificações em serviço, evidenciou-se que, a despeito dos incrementos de carregamento provenientes das intervenções ocorridas, as vigas típicas de cobertura, originalmente já trabalhavam no estágio II ao longo de trechos consideráveis de suas extensões (em aproximadamente 14 m dos 22 m do comprimento total), os quais foram ampliados em menos de 8% com os acréscimos de carga.

Para além da comparação entre modelos, essa investigação possibilitou ainda delimitar, a partir de trechos de pilares e vigas sujeitos aos maiores esforços, regiões críticas a serem, em trabalhos futuros, verificadas quanto à segurança estrutural (com base nas armaduras constantes na documentação de projeto e/ou obtidas de investigações no local) e eventualmente monitoradas.

7.1.2.5 As alterações tornaram expressiva a sensibilidade do edifício em relação aos efeitos globais de 2ª ordem?

Em relação aos efeitos globais de 2ª ordem, os coeficientes γ_z , que os avaliam, foram obtidos dos modelos submetidos à análise não linear simplificada (M-nL) para as direções x (longitudinal) e y (transversal) com os carregamentos definidos pelas combinações últimas (ELU). Em ambas as direções a variação entre os valores máximos obtidos dos modelos M-nL para γ_z foram inferiores a 1%, ou seja, as alterações promovidas pelas intervenções ocorridas não tornaram expressiva a sensibilidade do edifício frente aos efeitos globais de 2ª ordem.

Os máximos coeficientes γ_z obtidos mantiveram-se da ordem de 1,06 para a direção longitudinal e de 1,09 para a direção transversal em todos os modelos, ou seja, inferiores, portanto, ao limite de 1,10, a partir do qual a estrutura deixa de ser classificada como de nós fixos e esses efeitos passam a ser expressivos. Assim, pode-se tomar como pequenos os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura do edifício Vilanova Artigas e, por consequência, considerar desprezíveis os efeitos globais de 2ª ordem, pois admite-se que sejam inferiores a 10% dos respectivos esforços obtidos em análise de 1ª ordem.

7.2 Recomendações para trabalhos futuros

As recomendações para trabalhos futuros têm o propósito de sugerir pesquisas visando ao preenchimento de lacunas identificadas no trabalho e não cobertas pela literatura revista. Os trabalhos futuros sugeridos versam sobre o aperfeiçoamento dos modelos computacionais do edifício e sobre a avaliação de sua segurança estrutural, com vistas a subsidiar sua preservação.

As sugestões voltadas ao aperfeiçoamento dos modelos computacionais do edifício Vilanova Artigas compreendem, segundo os agrupamentos de representações que encerram, as seguintes:

- a) Quanto à representação geométrica dos elementos estruturais:
 - a1. Utilização de elementos bidimensionais na representação das nervuras e mesas superior e inferior das lajes nervuradas em caixão perdido, em lugar da representação adotada, na qual as mesas foram descritas por meio de placa única com espessura equivalente à somatória de ambas e as nervuras, por meio de barras;
 - a2. Emprego de barras para descrever as estacas verticais dispostas sob bases de muros de arrimo e sob blocos que servem de apoios a vigas baldrames, em lugar dos apoios indeslocáveis que as substituíram na representação adotada;

- b) Quanto à representação das condições de vínculo:
 - b1. Consideração da interação solo-estrutura, mediante emprego de apoios elásticos que contemplem os recalques ocorridos, em lugar dos apoios indeslocáveis utilizados. As constantes elásticas das molas (coeficientes de reação vertical) podem ser determinadas a partir das estimativas de recalques constantes na recomendação descrita em (f);
 - b2. Consideração de vinculação rotulada na interface entre o topo das estacas inclinadas e os blocos que as solidarizam sob os pilares, em substituição ao engaste adotado – sem o qual o programa

computacional acusava instabilidade nos modelos. Acredita-se que tal condição de vínculo seja mais realista, na medida em que, segundo a documentação de projeto estrutural, utilizaram-se calços (fixados posteriormente) para promover o apoio entre estacas cravadas e blocos. A esse respeito, recomenda-se considerar as implicações geradas pelo calçamento posterior das estacas, uma vez que, até que esse se efetive, os carregamentos recaem exclusivamente sobre os tubulões.

- b3. Elaboração de modelo parcial, com elementos volumétricos, para representar os aparelhos de apoio dispostos sobre os consolos dos pilares P03 e P48, de modo que sejam contempladas as contenções laterais promovidas pelas camadas de aço frente às deformações do elastômero, com a finalidade de determinar a rigidez equivalente do conjunto de camadas que os formam e aplica-la ao modelo global do edifício. Desta sugestão decorre a determinação das propriedades elásticas dos aparelhos de apoio indicadas em (d1);
- c) Em relação à representação das ações:
- c1. Consideração de ações permanentes indiretas suprimidas nos modelos, como por exemplo, as originárias da protensão, recalques de apoio, fluência e retração dos materiais;
 - c2. Consideração de ações variáveis indiretas suprimidas nos modelos, como por exemplo, as dinâmicas decorrentes de choques e vibrações;
 - c3. Ampliação das combinações de ações adotadas;
 - c4. Simulação de esforços oriundos da substituição dos aparelhos de apoio nos pilares P03 e P48, a qual pressupõe utilização de estrutura suporte que se apoia no bloco de fundação e contra o qual se aplicam reações para suspender a empena durante a execução do serviço;
- d) Quanto aos métodos de análise estrutural e representação dos materiais:
- d1. Determinação das propriedades elásticas dos aparelhos de apoio dispostos sobre os consolos dos pilares P03 e P48, considerando-se a restrição que as camadas de aço impõem às deformações

horizontais laterais das camadas de elastômero na direção ortogonal ao plano das chapas que os representam. A determinação dessas propriedades decorre, por exemplo, do modelo parcial indicado em (b3);

- d2. Utilização de modelos submetidos à análises mais realistas, como por exemplo, linear com redistribuição, plástica ou não linear, considerando-se as armaduras presentes no interior das peças;

As sugestões para trabalhos futuros referentes à avaliação da segurança estrutural do edifício Vilanova Artigas compreendem:

- e) Avaliação da segurança estrutural, a partir dos esforços obtidos dos modelos e das armaduras constantes na documentação de projeto e/ou obtidas de investigações no local. Nesta avaliação podem ser contempladas verificações quanto ao ELU e também quanto aos ELS;
- f) Avaliação da capacidade de carga das fundações e recalques, com base na geometria constante na documentação de projeto estrutural para os elementos de fundação e no relatório de sondagens de simples reconhecimento de solo com SPT, apresentados na pesquisa;

7.3 Considerações finais

Frente a incertezas quanto ao comportamento estrutural do edifício Vilanova Artigas, ampliadas com as intervenções a que foi submetido desde a década de 1970, buscou-se, nesta pesquisa, elucidá-lo por meio de previsões fornecidas por cinco modelos analíticos representativos da estrutura do edifício em diferentes períodos. Os modelos elaborados contemplam intervenções ocorridas que implicaram alterações nas ações incidentes na cobertura e também aquelas nas quais se procedeu à substituição dos aparelhos de apoio presentes nos pilares P03 e P48, sobre os quais as empenas descarregam.

Da investigação obtiveram-se resultados sobre as ações verticais consolidadas por categoria em cada pavimento, reações de apoio, deslocamentos verticais e esforços internos solicitantes nos principais elementos estruturais, além da sensibilidade do edifício frente aos efeitos globais de 2ª ordem.

Concluiu-se que, localmente, na cobertura, o incremento de carga implicado nas intervenções ocorridas conduziu a aumento da ordem de 20% nos esforços internos máximos de flexão (momentos fletores e forças cortantes) que solicitam as vigas representativas examinadas. Esses esforços, que foram progressivamente se ampliando de 1970 a 1990, mantiveram-se até 1996 quando as medidas adotadas nas intervenções passaram a contemplar a remoção das camadas de argamassa aplicadas sobre a laje de cobertura, bem como da água e formas perdidas de madeira contidas em seus vazios. A partir de 2015, quando finda a última intervenção, os modelos mostraram que os esforços atuantes nessas vigas regrediram à marca dos supostamente previstos para a condição original da edificação. Em relação às flechas, os estudos realizados para essas vigas – que consideram de forma aproximada a não linearidade física do concreto armado mediante redução da rigidez – mostraram que o acréscimo de cargas na cobertura ampliou em quase 20% os deslocamentos verticais máximos previstos no modelo original.

Quanto aos rebatimentos nos demais elementos estruturais, os efeitos das intervenções foram menos expressivos. Nos pórticos longitudinais do edifício, os esforços de flexão a que estão submetidos nos respectivos planos que os contêm não alcançaram, para os valores máximos, variação superior a 5% em relação às

condições originais simuladas para a estrutura. Em relação às fundações, as dispostas sob os pilares externos das fachadas longitudinais foram as mais sensíveis às variações de carregamento da cobertura, alcançando cerca de 10% de diferença entre modelos.

No que se refere à comparação com as cargas previstas na documentação de projeto estrutural, essa merece destaque, pois mesmo no modelo representativo das condições originais do edifício, há casos em que foram expressivamente superadas, chegando a incrementos de carregamento vertical que alcançaram cerca de 70% do previsto nos modelos sujeitos às maiores ações incidentes na cobertura.

Em relação à sensibilidade do edifício frente aos efeitos globais de 2ª ordem, constatou-se ser maior na direção transversal, mas ainda assim desprezível de acordo com o coeficiente γ_z que a avalia, o qual resultou inferior a 1,10 em todos os modelos representativos das intervenções contempladas na pesquisa.

Com base nos resultados obtidos, confirma-se, portanto, a hipótese adotada na pesquisa, de que não houve, em decorrência das intervenções investigadas, alteração relevante no comportamento estrutural da edificação.

No entanto, para além da confirmação da hipótese, a pesquisa revelou, a partir dos resultados obtidos dos modelos, vulnerabilidades de ordem estrutural a serem monitoradas e aprofundadas em pesquisas futuras, com vistas a subsidiar novos procedimentos de intervenções no edifício.

O principal aspecto identificado recai sobre as elevadas tensões a que as bases de alguns tubulões estão submetidas. Nesses casos torna-se indispensável para o equilíbrio estrutural do maciço a parcela promovida pelo embutimento da fundação, isto é, decorrente do peso da coluna de solo que circunda os fustes dos tubulões ao longo de sua extensão. Assim, recomenda-se, até que estudos mais aprofundados sobre o tema sejam realizados, evitar ocorrências passíveis de aliviar tal peso nos arredores dessas fundações, como, por exemplo, os decorrentes de danos em instalações hidráulicas que possam, eventualmente, carrear partículas do solo, ou então, serviços que envolvam escavações de terra, ainda que superficiais, nas proximidades dos pilares.

A respeito do carreamento de solo devido a danos em instalações hidráulicas, merece destaque o fato de que as tubulações verticais (colunas) são alojadas nos shafts presentes nos pilares internos do edifício (dispostos nos eixos

longitudinais 2 e 4) e que, portanto, efeitos de eventuais falhas, como vazamentos, por exemplo, recairiam diretamente na região crítica contígua aos tubulões, cujo peso de solo há de ser preservado para garantir o embutimento da fundação. Isto posto, é recomendável o monitoramento dessas tubulações, sobretudo junto aos arranques dos pilares, assim como do sistema de drenagem no entorno do edifício, cujas falhas poderiam, igualmente, levar ao carreamento de solo e, por consequência, ao alívio de peso, indesejado, nos arredores dos tubulões.

Em relação a escavações de terra, torna-se relevante o fato de que, em função de imposições devidas ao tombamento, eventuais propostas de ampliação do edifício recorram a arranjos enterrados ou semi-enterrados com vistas à preservação do campo visual. No entanto, dado que tais soluções também possam implicar redução na parcela de embutimento dos tubulões devido à remoção de terra em suas adjacências, recomenda-se que essa seja, invariavelmente, considerada na avaliação da capacidade de carga das fundações existentes.

Além das vulnerabilidades presentes nas fundações, os resultados obtidos dos modelos possibilitaram também identificar elementos estruturais sujeitos a elevados esforços de flexão, nos quais se delimitaram trechos críticos a serem monitorados em futuras campanhas de investigação, sobretudo em relação às condições das armaduras e fissuração.

Por fim, reitera-se que o conhecimento do comportamento estrutural de edifícios históricos compreende processo permanente de investigação, o qual combina abordagens de naturezas dedutiva, indutiva, histórica e experimental. Nesta pesquisa, a abordagem dedutiva – que emprega modelos analíticos representativos da estrutura do edifício – possibilitou detectar, a partir das previsões de comportamento obtidas, vulnerabilidades de ordem estrutural para as quais se recomendam monitoramentos e abordagens complementares de investigação, com vistas a corroborar os resultados alcançados e subsidiar futuros procedimentos de intervenções no edifício.

Referências

AGUIAR, J. E. et al. Monitoramento e avaliação estrutural da igreja da Pampulha – como resolver um problema de 50 anos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45., 2003, Vitória. **Anais...** Vitória: Ibracon, 2003. Disponível em: <<https://docplayer.com.br/3759672-Monitoramento-e-avaliacao-estrutural-da-igreja-da-pampulha-como-resolver-um-problema-de-50-anos.html>>. Acesso em: 23 out. 2019.

ANDRADE, R. B.; NÓBREGA, P. G. B.; NÓBREGA, S. H. S. Considerações sobre as Expressões da Imperfeição Geométrica Global (Desaprumo). In: 61º Congresso Brasileiro do Concreto, 2019, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: IBRACON, 2019. p. 1-16. Disponível em: < https://www.researchgate.net/publication/336672178_Consideracoes_sobre_as_expressoes_da_imperfeicao_geometrica_global_-_desaprumo_Considerations_on_the_global_geometric_Imperfection_expressions_-_out-of-plumbness>. Acesso em: 06 mar. 2022.

ANGELO, A. M. V. **Análise das patologias das estruturas em concreto armado do Estádio Magalhães Pinto – Mineirão**. 2004. 403 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

ANSYS, INC. **ANSYS Mechanical APDL Structural Analysis Guide**. Canonsburg, 2013. Disponível em: <<https://idoc.pub/documents/ansys-mechanical-apdl-structural-analysis-guide-vnd59z2gvglx>>. Acesso em: 19 mar. 2020.

AOKI, N. Aspectos Geotécnicos da Interação Estrutura-Macico de Solos. In: XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 1997, São Carlos. **Anais...** São Carlos: ASAE, 1997. p. 235-245. Disponível em: < <http://geofides.com.br/downloads/aspectos-geotecnicos-de-interacao-estrutura-macico-de-solo.pdf>>. Acesso em: 14 set. 2020.

AOKI, N. Desafios da Geotecnia em momentos de crise. In: I Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região do Centro-Oeste, 2009, Goiânia. **Anais...** Goiânia: AGETOP, 2009. p. 1-11. Disponível em: < <http://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/GeoCENTRO%202009/Anais%20GEOCENTRO%202009.pdf>>. Acesso em: 13 set. 2020.

ARAÚJO, A. H. M.; GUERRA, E. O.; LIRA, A. F.; REZENDE, A. S. Cobertura Mineirão: solução integrada concreto-aço. **Congresso Latinoamericano da construção metálica**. São Paulo, p. 1-50, 2012. Disponível em <<https://www.abcem.org.br/construmetal/2012/arquivos/Cont-tecnicas/27-Construmetal2012-cobertura-mineirao-solucao-integrada-concreto-aco.pdf>>. Acesso em: 05 dez. 2018.

ARÊDE, A.D; COSTA, A. G. Inspeção e Diagnóstico Estrutural de Construções Históricas. Algumas contribuições da FEUP. **1º seminário sobre a intervenção no patrimônio. Práticas de Conservação e Reabilitação**. Porto, 2002. Disponível em <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/67577/2/56169.pdf>>. Acesso em: 10 jul. 2016.

_____. Avaliação experimental e monitorização de estruturas antigas de alvenaria de pedra. Experiência do NCREP/LESE em dois casos de estudo. **2º seminário sobre a intervenção no patrimônio. Práticas de Conservação e Reabilitação**. Porto, 2005. Disponível em < <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/67493/2/43570.pdf>>. Acesso em: 05 jul. 2016.

ARES, V. E. **Formulação e Implementação do Método dos Elementos de Contorno para Placas de Kirchhoff Unidirecionalmente Estiradas**. 2016. 395 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2016.

ASSIS, W. S. **Sistemas computacionais de apoio à monitoração de estruturas de engenharia civil**. 2007. 265 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **EB 3: Barras e fios de aço destinados a armadura de peças de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1967. 11 p.

_____. **NB 1: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado**. Rio de Janeiro, 1960. 29 p.

_____. **NB 5: Cargas para o cálculo de estruturas de edifícios**. Rio de Janeiro, 1961. 2 p.

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

_____. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 2019. 60 p.

_____. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2019. 108 p.

_____. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

_____. **NBR 6648: Bobinas e chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural – Especificação.** Rio de Janeiro, 2014. 3 p.

_____. **NBR 6649: Bobinas e chapas finas a frio de aço-carbono para uso estrutural – Especificação.** Rio de Janeiro, 2014. 3 p.

_____. **NBR 6650: Bobinas e chapas finas a quente de aço-carbono para uso estrutural – Especificação.** Rio de Janeiro, 2014. 3 p.

_____. **NBR 7584: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2012. 10 p.

_____. **NBR 7680-1: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto Parte 1: Resistência à compressão axial.** Rio de Janeiro, 2015. 24 p.

_____. **NBR 7680-2: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto Parte 2: Resistência à tração na flexão.** Rio de Janeiro, 2015. 7 p.

_____. **NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.** Rio de Janeiro, 2008. 16 p.

_____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2004. 18 p.

_____. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

_____. **NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.** Rio de Janeiro, 2013. 8 p.

_____. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** Rio de Janeiro, 2017. 86 p.

_____. **NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica.** Rio de Janeiro, 2005. 4 p.

_____. **NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2015. 29 p.

_____. **NBR 19783: Aparelhos de apoio de elastômero fretado – Especificação e métodos de ensaio.** Rio de Janeiro, 2015. 24 p.

ATIR ENGINEERING SOFTWARE LTD. **STRAP Structural Analysis Programs.** Chicago, 2019. Disponível em: <http://www.atir.com/freetrial/strap_english.pdf>. Acesso em: 19 mar. 2020.

AUSTRALIA ICOMOS, INC. **The Burra Charter: The Australia ICOMOS Charter for Places of Cultural Significance.** Burwood: Australia ICOMOS, 2013. Disponível em <<https://australia.icomos.org/wp-content/uploads/The-Burra-Charter-2013-Adopted-31.10.2013.pdf>>. Acesso em: 03 jun. 2020.

AZEVEDO, A. F. M. **Método dos elementos finitos.** Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003. 248 p. Disponível em <http://www.alvaroazevedo.com/publications/books/Livro_MEF_AA_1ed/doc/Livro_MEF_AA.pdf>. Acesso em: 05 jul. 2016.

BAROSSO, A. C. (Org). **O edifício da FAU-USP de Vilanova Artigas.** São Paulo: Editora Escola da Cidade, 2017.

BEER, F. P.; JOHNSTON JR., E. R. **Resistência dos materiais.** 3. ed. Tradução Celso Pinto Morais Pereira. São Paulo: Pearson Makron Books, 1996.

BENINCÁ, M. E. **Comparação entre modelos de análise de edifícios em concreto armado: estudo de caso.** 2016. 196 f. Trabalho de diplomação (Diplomação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

BESSA, M. A. et al. Análise de estabilidade da torre TV digital de Brasília. In: IBERIAN LATIN-AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING - CILAMCE, 34, 2013, Pirenópolis. **Anais...** Pirenópolis: ABMEC, 2013. Disponível em: <<http://www.swge.inf.br/sitecilamce2013/cd/PDFS/CILAMCE2013-0628.PDF>>. Acesso em: 26 out. 2019.

BORBA, A. L. **Lembrar para ter o direito de esquecer**: a reconstrução histórico-sociológica da tragédia da Gameleira em Belo Horizonte e seus reflexos na trajetória de vida dos atores sociais nela envolvidos. 2007. 395 f. Tese (Doutorado em Educação) – Faculdade de Educação, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

BRITEZ, C.A.; ANTUNES, J. S. **Projeto e especificação técnica dos serviços de reabilitação da estrutura de concreto armado do Edifício Vilanova Artigas da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, situado na Rua do Lago 876, Butantã, Cidade Universitária, São Paulo, SP**. São Paulo: PhD Engenharia, 2010. 79 p. Relatório Técnico Nº 136/ 2010.

BRUNA, P. **Estanqueidade e recuperação do concreto da cobertura**: relatório dos serviços executados. São Paulo: FAU-USP, 1995. 44 p. Relatório Técnico.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS EN 16853: Conservation of cultural heritage – Conservation process – Decision making, planning and implementation**. UK, 2017. 17p.

BUCALEM, M. L.; BATHE K. J. **The Mechanics of Solids and Structures: Hierarchical Modeling and the Finite Element Solution**. Berlim: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2011.

CÁRDENAS, A. S. **Masp**: estrutura, proporção e forma. São Paulo: ECidade, 2015.

CARVALHO, P. G. S. Análise estrutural de placas: modelagem computacional para as teorias de Reissner-Mindlin e Kirchhoff. In: IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING - CILAMCE, 37, 2016, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMEC, 2016. Disponível em: <<https://periodicos.unb.br/index.php/ripe/article/view/21049/19385>>. Acesso em: 30 mar. 2020. doi: <https://doi.org/10.26512/ripe.v2i23.21049>

CHIAROTTI, T. M. O patrimônio histórico edificado como um artefato arqueológico: uma fonte alternativa de informações. **Revista do Instituto Goiano de Pré-História e Antropologia**. Goiânia, v. 3, n. 2, p. 301-319, jul./dez. 2005. Disponível em: <https://www.seer.pucgoias.edu.br/index.php/habitus/article/view/61/61>. Acesso em: 26 dez. 2022.

COMPUTERS & STRUCTURES, INC. **CSI Analysis Reference Manual** for SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®. Berkeley, 2016. Disponível em: <<http://docs.csiamerica.com/manuals/etabs/Analysis%20Reference.pdf>>. Acesso em: 23 out. 2019.

CONTIER, F. A. **O edifício da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo na Cidade Universitária**: projeto e construção da Escola de Vilanova Artigas. 2015. 356 p. Tese (Doutorado em Teoria e História da Arquitetura e Urbanismo) – Instituto de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

COSTA, A. G. et al. Metodologias de intervenção no patrimônio edificado. **2º seminário sobre A intervenção no patrimônio. Práticas de Conservação e Reabilitação**. Porto, 2005. Disponível em < <https://repositorioaberto.up.pt/bitstream/10216/67490/2/43511.pdf>>. Acesso em: 05 jul. 2016.

ESCRITÓRIO TÉCNICO J. C. DE FIGUEIREDO FERRAZ. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de locação dos pilares e cargas nas fundações. 22 jun. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 1.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de estaqueamento e localização dos tubulões. 11 out. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 2.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: planta de acréscimo de estacas e tubulões nas fundações. 10 mai. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 2A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: fôrmas da laje do 2º subsolo e parte da laje do 1º subsolo. 20 dez. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 4.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: fôrmas da laje do 2º subsolo e parte da laje do 1º subsolo (modificação). 20 abr. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 4A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: fôrmas da laje do 2º subsolo e parte da laje do 1º subsolo. 03 jan. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 5.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: fôrmas da modificação e aumento de parte da laje do 1º subsolo. 1966?. N. da obra: 01-328/Folha 5A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo**: fôrmas da laje do 1º subsolo e do pavimento térreo. 17 jan. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 6.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas da laje do 1º subsolo e do pavimento térreo (modificação). 26 abr. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 6A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas da laje do 1º subsolo. 20 dez. 1961. N. da obra: 01-328/Folha 7.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas da modificação e aumento de parte da laje do 1º subsolo. 1966?. N. da obra: 01-328/Folha 7A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco A no nível +0,80 (lado esquerdo). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 8.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco A no nível +0,80 (lado direito). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 9.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco A no nível +0,80 (lado direito). 28 abr. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 9A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco B no nível +2,70 (lado direito). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 10.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco B no nível +2,70 (lado esquerdo). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 11.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco D no nível +6,50 (lado esquerdo). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 12.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco D no nível +6,50 (lado direito). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 13.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco E no nível +8,40 (lado esquerdo). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 14.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco E no nível +8,40 (lado direito). 14 mar. 1962?. N. da obra: 01-328/Folha 15.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco C no nível +4,60 (lado esquerdo). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 16.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco C no nível +4,60 (lado esquerdo). 28 abr. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 16A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco C no nível +4,60 (lado direito). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 17.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco F no nível +10,30 (lado direito). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 18.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas do bloco F no nível +10,30 (lado esquerdo). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 19.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas: cobertura (total). 14 mar. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 20.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** fôrmas – vigas de conc. Protendido, piso do auditório, detalhes. Obs. fôrmas da caixa d'água 11 jun. 1962. 24 abr. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 21.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. lajes do 2º subsolo e parte do 1º subsolo. 19 out. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 34.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. lajes do 2º subsolo e parte do 1º subsolo. 19 out. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 35.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. lajes do 1º subsolo e do pav. térreo. 23 out. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 36.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação lajes do 1º subsolo. 23 out. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 37.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** bloco A armação nível +0,80(?) lado direito. 29 mai. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 39.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação do aumento das lajes (bloco A nível +0,80 lado direito). 1966(?). N. da obra: 01-328/Folha 39A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação bloco B nível +2,70 (?) lado esquerdo. 29 mai. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 40.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação bloco B nível +2,70 (?) lado direito. 1962 (?). N. da obra: 01-328/Folha 41.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação bloco C nível +4,60 (?) lado esquerdo. 31 mai. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 42.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. do aumento da lajes (sic) do bloco C (lado esquerdo). 1966 (?). N. da obra: 01-328/Folha 42A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação bloco D nível +6,50 (?) lado esquerdo. 30 mai. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 44.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação bloco D nível +6,50 (?) lado direito. 30 mai. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 45.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação bloco E nível +8,40 (?) lado esquerdo. 29 mai. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 46.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação bloco E nível +8,40 (?) lado direito. 29 mai. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 47.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação bloco F nível +10,30 (?) lado esquerdo. 29 mai. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 48.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação bloco F nível +10,30 (?) lado direito. 29 mai. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 49.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. vigas 114, 32, 28R, 29B, 29C e V20R da fundação. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 51.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. muros arrimo. 07 dez. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 53.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. m. arrimo consolos e blocos - fundação. 13 dez. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 54.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. escadas e muros. 20 dez. 1962. N. da obra: 01-328/Folha 55.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armadura do (sic) escada do bloco no niv. -3.00 até +80 (lado dir). 1962. N. da obra: 01-328/Folha 57.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** detalhes (sic) das nervuras do bloco B no nível +2,70 (lados esq. e dir.). 1963 (?). N. da obra: 01-328/Folha 73.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** detalhes (sic) das nervuras do bloco C no nível +4,60 (lados esq. e dir.). 1963 (?). N. da obra: 01-328/Folha 77.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** detalhes (sic) das nervuras do bloco D no nível +6,50 (lados esq. e dir.). 1963 (?). N. da obra: 01-328/Folha 82.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** detalhes das nervuras do bloco F no nível +10,30 (lados esq. e dir.). 1962 (?). N. da obra: 01-328/Folha 92.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** detalhes – vigas conc. prot. Tipos A e B. 28 jan. 1963. N. da obra: 01-328/Folha 94.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** detalhes – viga conc. prot. Rampa. 24 jan. 1963. N. da obra: 01-328/Folha 95.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação dos pilares P15 P16 P35 P36 P46 P47 P48 P49 P50. [1967?]. N. da obra: 01-328/Folha 98-B.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. das escadas e detales (sic) de emendas. 1963 (?). N. da obra: 01-328/Folha 99.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação dos pilares P1, P2, P3, P4, P5. Out. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 101-A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação das lajes e vigas da fundação. 1966(?). N. da obra: 01-328/Folha 103.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** reforço nas fundações. dez. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 112.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** reforço nas fundações. dez. 1966. N. da obra: 01-328/Folha 113.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação das paredes III = IV. jan. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 114.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. da parede I. 1967(?). N. da obra: 01-328/Folha 115A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** alteração bloco P18 (e) esquema de arranques P15. 12 abr. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 119.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** arm. P25-34A, bloco P25-34A, V115-V23. mai. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 121.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** rampa do 1º ao 2º sub-solo; armação rampa e nervuras. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 122.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** alteração na viga V37 (fundações). mai. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 123.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** alterações nas fundações. 05 abr. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 123A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** variante da armação do bloco do tubulão 25. 1967 (?). N. da obra: 01-328/Folha 127.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** detalhe da junta dos pilares P03 e P48. set. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 129-A.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação dos pilares P1, P2, P3, P4, P5. Dez. 1967. N. da obra: 01-328/Folha 130.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação das vigas da cobertura. Jan. 1968. N. da obra: 01-328/Folha 131.

_____. **C.C.U.A.S.O. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo:** armação das vigas da cobertura. Fev. 1968. N. da obra: 01-328/Folha 132.

EVANGELISTA, A. C. J. **Avaliação da resistência do concreto utilizando diferentes ensaios não destrutivos**. 2002. 219 p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

FELIPPA, C. A. **Introduction to finite element methods**, 2004. Disponível em: <http://kis.tu.kielce.pl//mo/COLORADO_FEM/colorado/Home.html>. Acesso em: 23 mar. 2019.

FERREIRA, T., VICENTE, R., MENDES DA SILVA, J. A. R. As fichas de inspeção e registro como ferramenta privilegiada no processo de avaliação e diagnóstico do edificado antigo. **5º Congresso REHABEND, Construction Pathology, Rehabilitation Technology and Heritage Management**. Santander (Spain), 2014.

FILHO, A. C. **Fundamentos da análise de estruturas de concreto pelo método dos elementos finitos**. Rio grande do Sul: Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003. 45 p. Disponível em <https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/topicos/elementos_finitos.pdf>. Acesso em: 05 jul. 2016.

FONSECA, R. P. **A estrutura do Instituto Central de Ciências: Aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e propostas de manutenção**. 2007. 213 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. Análise linear com redistribuição e análise plástica de vigas de edifícios. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47, 2005, Recife. **Anais...** Recife: IBRACON, 2005. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC841/Downloads/Artigo_01_Analise_linear_com_redistribuicao_e_Analise_plastica.pdf>. Acesso em: 15 mar. 2020.

_____. Tipos de análise estrutural para elementos lineares segundo a NBR 6118:2003. **Cadernos de ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**. São Carlos: EESC, 2009. v. 11, n. 48, p. 117-141, 2009. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee52_117.pdf>. Acesso em: 15 mar. 2020.

FUNDO DE CONSTRUÇÃO PARA CIDADE UNIVERSITÁRIA. **Execução de serviço de recuperação de pilar com substituição do aparelho de apoio do Edifício Artigas, convite 15/2000**. São Paulo: USP, 1981-2. Processo FUNDUSP Nº 2000.1.263.51.8.

_____. **Execução reforço apoio pilar P-3, edifício daquela faculdade [Faculdade de Arquitetura e Urbanismo]**. São Paulo: USP, 1981-2. Processo FUNDUSP Nº 81.1.21545.51.3.

GALLO JUNIOR, F.; OLIVEIRA, C. de A.; PINHEIRO, M. L. B.; CASTRO, C. S. S. M. Emprego de ultrassom na documentação do patrimônio moderno: o concreto do edifício Vilanova Artigas. In: II Simpósio Científico anual do ICOMOS Brasil, 2018, Belo Horizonte. **Anais do II Simpósio Científico 2018**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, 2018. v. I. p. 1196-1229. Disponível em <<https://www.even3.com.br/simposioicomosbr>>. Acesso em: 12 jan. 2019.

GIANECCHINI, A. C. **Técnica e estética no concreto armado: um estudo sobre os edifícios do MASP e as FAUUSP**. 2009. 328 p. Dissertação (Mestrado em História e Fundamentos da Arquitetura e Urbanismo) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

GROSSI, D. **Análise do estado de conservação do Monumento a Ramos de Azevedo com utilização de métodos não destrutivos**. 2013. 138 p. Dissertação (Mestrado em Mineralogia e Petrologia) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

GUEDES, M. F. **Caderno de encargos**. 4. ed. São Paulo: Pini, 2005.

GUEDES, M. T. F.; MAIO, L. M. Bem cultural. In: GRIECO, B.; TEIXEIRA, L.; THOMPSON, A. (Orgs.). **Dicionário IPHAN de Patrimônio Cultural**. 2. ed. rev. ampl. Rio de Janeiro, Brasília: IPHAN/DAF/Copedoc, 2016. (verbetes). ISBN 978-85-7334-299-4.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. 1990. 165 f. Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. 5. ed. Tradução Joaquim Pinheiro Nunes da Silva. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2004.

ICOMOS CANADA. **Charter for the Preservation of Quebec's Heritage (Deschambault Declaration)**. Quebec: ICOMOS Canada French-Speaking Committee, 1982. Disponível em <<https://www.icomos.org/en/charters-and-texts/179-articles-en-francais/ressources/charters-and-standards/192-the-deschambault-charter>>. Acesso em: 07 jun. 2020.

INOJOSA, L. S. P. **O Sistema Estrutural na Obra de Oscar Niemeyer**. 2010. 159 p. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) – Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

INOJOSA, L. S. P.; BUZAR, M. A. R. O sistema estrutural na obra de Niemeyer em Brasília. In: IBERIAN-LATIN-AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING – CILAMCE, 31., ARGENTINEAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL MECHANICS, 9., SOUTH AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL MECHANICS, 2. – MECOM, 2010, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: Asociación Argentina de Macánica Computacional, 2010. p. 9903-9927. Disponível em: <<https://cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/download/3712/3623>>. Acesso em: 26 out. 2019.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Caracterização de amostras de concreto aparente extraídos da fachada e da cobertura do edifício Vilanova Artigas da FAU-USP**. São Paulo: IPT, 2018. 52 p. Relatório Técnico Nº 151 683-205.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 13822: Bases for design of structures – Assessment of existing structures**. Geneva, 2010. 44p.

_____. **ISO 2394: General principles on reliability for structures**. Geneva, 2015. 111p.

ISCARSAH/ICOMOS. **Recomendações para análise, conservação e restauração estrutural do patrimônio arquitetônico**. Tradução Silvia Puccioni, Antonio Albuquerque. Paris, 2001. Disponível em <http://arcoit.com.br/site/wp-content/uploads/2012/07/Rec_Brasil.pdf>. Acesso em: 05 jul. 2016.

JÚLIO, E. N. B. S. Avaliação “in situ” da resistência à compressão do betão. **2º seminário sobre A intervenção no patrimônio. Práticas de Conservação e Reabilitação**. Porto, 2005. Disponível em <https://www.researchgate.net/publication/269095922_Avaliacao_In_Situ_da_Resistencia_a_Compresao_do_Betao>. Acesso em: 05 jul. 2016.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

LARANJEIRAS, A. C. R. Colapso progressivo dos edifícios: breve introdução. **Jornal TQS News**. São Paulo, v. 15, n. 33, p. 36-47, Ago. 2011. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/tqs-news/consulta/58-artigos/1009-colapso-progressivo-dos-edificios-breve-introducao>>. Acesso em: 22 set. 2019.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto: casos especiais de dimensionamento**. v. 2. Tradução João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.

LOURENÇO, P. B. Aplicações das recomendações ICOMOS sobre conservação de estruturas antigas: do elemento construtivo à estrutura global. **2º seminário sobre A intervenção no patrimônio. Práticas de Conservação e Reabilitação**. Porto, 2005. Disponível em < http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/4630/1/Lourenco_CN%28CE%29_2005.pdf>. Acesso em: 05 jul. 2016.

MARGARIDO, A. F. **Fundamentos de estruturas: um programa para arquitetos e engenheiros que se iniciam no estudo das estruturas**. São Paulo: Zigurate Editora, 2001.

MARINGONI, H. M. **MASP: uma estrutura, elementos, sistema, técnicas e processo executivo da obra**. [curso]. Instituto de Arquitetos do Brasil – departamento de São Paulo. São Paulo, nov. 2018.

MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

MELO, C. E. L. **Análise Estrutural com o SAP 2000**. 2016. Disponível em <https://www.researchgate.net/publication/309851471_Analise_Estrutural_com_o_SAP_2000>. Acesso em: 24 nov. 2018.

MELQUIADES, H. C. S. **Utilização de métodos não destrutivos e semi destrutivos na avaliação de pontes de concreto**. 2011. 170 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MONNERAT, D. D. **Análise de Estruturas Formadas pela Associação de Placas e Chapas Utilizando o Método dos Elementos de Contorno**. 2008. 115 p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

MOREIRA, A. L. A. **A estrutura do Palácio da Justiça em Brasília: aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e proposta de estratégias para manutenção**. 2007. 164 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

NÓBREGA, P. G. B. **A responsabilidade dos agentes da construção civil e a (in)efetividade das sanções em casos de acidentes com vítimas fatais**. 2018. 71 f. Trabalho de diplomação (Graduação em Direito) – Centro de Ciências Sociais Aplicadas, Departamento de Direito, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

OKSMAN, S. et al. (Coord.). **Plano de Conservação da Estrutura do MASP**. São Paulo: Keeping It Modern Program – Getty Foundation, 2018. 132 p. Disponível em: <http://www.getty.edu/foundation/pdfs/kim/masp_%20sao_paulo_port.pdf>. Acesso em: 26 out. 2019.

OLIVEIRA, C. et al. O restauro do moderno: o caso do edifício Vilanova Artigas da FAUUSP. In: 7º seminário do DOCOMOMO Brasil, 2007, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: DOCOMOMO, 2007. p. 1-12. Disponível em: <<https://docomomobrasil.com/wp-content/uploads/2016/01/069.pdf>>. Acesso em: 17 fev. 2022.

OLIVEIRA, D. C. V. B. C. **Restauração do concreto aparente: estudo tecnológico para salvaguarda de edificações com tendências modernistas**. 2013. 145 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) – Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará. Belém, 2013.

PESSOA, D. F. **A estrutura da Catedral de Brasília: aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e proposta de manutenção**. 2002. 243 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2002.

PESSOA, D. F.; CLÍMACO, J. C. T. Catedral de Brasília: histórico de projeto/execução e análise da estrutura. **Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil**. Porto Rico, v. 2, n. 2, p. 21-30, 2002. Disponível em <https://www.scipedia.com/public/Fagundes_S._2002a>. Acesso em: 04 dez. 2018.

PINHEIRO, M. L. B. et al. (Coord.). **Subsidies for a Conservation Management Plan: Vilanova Artigas Building** (School of Architecture and Urbanism of the University of São Paulo - FAUUSP). São Paulo: Keeping It Modern Program – Getty Foundation, 2017. 345 p. Disponível em: <http://www.getty.edu/foundation/pdfs/kim/fauusp_vilanova_artigas_building_cmp2.pdf>. Acesso em: 08 jan. 2019.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. 108 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. Porto Rico, n. 19, p. 171-206, 2002. Disponível em <http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee19_171.pdf>. Acesso em: 16 jan. 2019.

PRADO, J. F. M. A. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações verticais e horizontais**. 1995. 180 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

RAMIREZ, K. N. **Análise do comportamento estrutural da Catedral da Sé de São Paulo**. 2010. 224 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

REBELLO Y. C. P. **A Concepção Estrutural e Arquitetura**. 9. ed. São Paulo: Ziguarte Editora, 2000. 272 p.

REPETTE, W. L. **Contribuição à inspeção e à avaliação da segurança de estruturas acabadas de concreto armado**. 1991. 188 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

RIBEIRO, G. O. **Sobre a formulação do método dos elementos de contorno para a flexão de placas usando as hipóteses de Reissner**. 1992. 284 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.

S/A BRASILEIRA DE FUNDAÇÕES – SOBRAF. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas**. 24 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 34.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas**. 10 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 35.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas**. 05 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 36.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas**. 05 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 37.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas**. 22 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 38.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
14 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 39.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
03 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 40.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
28 jun. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 41.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
20 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 42.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
15 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 43.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
30 jun. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 44.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
(?) 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 45.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
27 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 58.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
27 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 59.

_____. **Cidade Universitária – Butantã. Setor Ciências Sociais e Humanas.**
27 jul. 1961. N. da obra: 1541-61/Folha 64.

SALAS, J. L. S. **Modelo para Instabilidade e Vibrações de Placas Circulares.** 2015. 117 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil do Centro Técnico Científico, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

SANTOS, E. C. R.; CLÍMACO, J. C. T.; NEPOMUCENO, A. A. A Estrutura do Palácio do Itamaraty em Brasília: aspectos históricos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e manutenção. **Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil.** Porto Rico, v. 7, n. 2, p. 229-238, 2007. Disponível em <https://www.scipedia.com/public/Santos_et_al_2007a>. Acesso em: 28 dez. 2018.

SARAIVA, R. V.; LEVAY, V. S. **Torre de TV digital de Brasília: análise estrutural dos carregamentos eólicos por elementos finitos**. 2016. 44 p. Relatório final de pesquisa de Iniciação Científica (Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2016. Disponível em: <<https://www.publicacoes.uniceub.br/pic/article/view/5400/3782>>. Acesso em: 27 out. 2019.

SILVA, B., GUEDES, J. M., COSTA, A. Estratégias de Modelação Numérica no estudo de Estruturas Históricas. Experiência do NCREP (FEUP). **Congresso Património 2010**. Porto, 2010. Disponível em < https://www.researchgate.net/publication/267364558_Estrategias_de_Modelacao_Numerica_no_estudo_de_Estruturas_Historicas_Experiencia_do_NCREP_FEUP>. Acesso em: 10 jul. 2016.

SILVA, F. G. F. **Análise comparativa do desempenho de diferentes programas de cálculo automático de estruturas: aplicação ao caso de um edifício em concreto armado**. 2016. 290 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior de Engenharia do Porto, Instituto Politécnico do Porto, Porto, 2016.

SILVA, L. S. P. **Estruturas do Monumento a Caxias e do Teatro Pedro Calmon em Brasília: Histórico de projeto, execução e intervenções e estratégias para manutenção**. 2008. 183 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

SILVA, T. C. Estudo analítico das teorias de viga de Bernoulli e Timoshenko para condições de contorno variadas. **Revista de Engenharia Civil IMED**, Passo Fundo, v. 6, n. 1, p. 57-70, jul. 2019. ISSN 2358-6508. Disponível em: <https://seer.imed.edu.br/index.php/revistaec/article/view/2997>. Acesso em: 30 mar. 2020. doi: <https://doi.org/10.18256/2358-6508.2019.v6i1.2997>.

SOARES, F. S. **A Estrutura da Torre de TV Digital de Brasília: aspectos históricos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e propostas de manutenção**. 2017. 173 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.

SOARES, F. S.; MELO, C. E. L.; MELO, G. S. Análise numérica da estrutura da torre de TV digital de Brasília. **Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia – RIPE**. Brasília, v. 2, n. 18, p. 167-186, 2016. Disponível em: <<http://periodicos.unb.br/index.php/ripe/article/view/20959>>. Acesso em: 28 out. 2019.

SOUZA, C. P. G.; CRUZ, G. G. Análise comparativa das teorias de Euler-Bernoulli e de Timoshenko via método das diferenças finitas com implementação computacional em Scilab. **Revista Tecnologia**, Fortaleza, v. 39, n. 1, p. 1-12, jun. 2018. ISSN 2318-

0730. Disponível em: <https://periodicos.unifor.br/tec/article/view/7916/5714>. Acesso em: 30 mar. 2020. doi: <http://dx.doi.org/10.5020/23180730.2018.7916>.

TAVARES, T. M. A. S. **Análise comparativa de modelos de cálculo automático no âmbito do projeto de estruturas**. 2013. 143 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2013.

TIMOSHENKO, S; GOODIER, J. N. **Theory of elasticity**. 2. ed. New York: McGraw-Hill, 1951.

TIMOSHENKO, S; KRIEGER, S. W. **Theory of plates and shells**. 2. ed. New York: McGraw-Hill, 1959.

THOMAZ, E. T. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: Pini: Escola Politécnica de Universidade de São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989. 194 p.

TINOCO, J. E. L. **Plano de Gestão da Conservação para edificações de valor cultural**. In: Revista CPC, São Paulo, n.17, p. 001-205, nov. 2013/ abril 2014.

UNAY, A. I. **Structural wisdom of architectural heritage**. 2000. Ankara, Turquia. Disponível em <[http://www.unesco.org/archi2000/pdf/unay .pdf](http://www.unesco.org/archi2000/pdf/unay.pdf)>. Acesso em: 05 jul. 2016.

UNESCO. **Convenção para a Proteção do Patrimônio Mundial, Cultural e Natural**. Paris: UNESCO, 1972. Disponível em <https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000133369_por>. Acesso em: 07 jun. 2020.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo. **Ofício GD/132/FAU/21082003**. São Paulo, SP: FAUUSP, 21 ago. 2003.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – FUNDO PARA CONSTRUÇÃO DA CUASO. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo: ampliação do bar A.9 - Planta**. 16 ago. 1968. N. da obra: 20/Folha 7368.

_____. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo: ampliação do bar A.9 – Cortes**. 21 ago. 1968. N. da obra: 20/Folha 7369.

_____. **Faculdade de Arquitetura e Urbanismo: ampliação do bar A.9 – Corte e detalhes**. 21 ago. 1968. N. da obra: 20/Folha 7370.

VARUM, H.; RODRIGUES, H. Verificação da segurança estrutural e avaliação do comportamento de uma torre medieval. **Engenharia Estudo e Pesquisa**. Rio de Janeiro, v. 7 - n. 2 - p. 74-87, jul./dez. 2004. Disponível em < https://www.researchgate.net/publication/229151285_Verificacao_da_Seguranca_Estrutural_e_Avaliacao_do_Comportamento_de_uma_Torre_Medieval>. Acesso em: 05 jul. 2016.

VASCONCELOS, A. C. O desabamento do Pavilhão da Gameleira. In: CUNHA, A. J. P.; SOUZA, V. C. M.; LIMA, N. A. (Coord.). **Acidentes estruturais na construção civil**. São Paulo: PINI, v. 1, 1996.

_____. **Pontes brasileiras**: viadutos e passarelas notáveis. São Paulo: Edição do autor, 2012.

VELOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações, volume completo**: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

VELOSO, D. A.; SANTA MARIA, P. E. L.; LOPES, F. R. Princípios e modelos básicos de análise. In: HACHICH, W. et al. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. cap. 4, p. 163-196.

VENTSEL, E.; KRAUTHAMMER, T. **Thin Plates and Shells**: Theory, Analysis, and Applications. New York: Marcel Dekker, Inc., 2001.

WILSON, E.L. **Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures**: A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering. 3. ed. Berkeley: Computers and Structures, Inc., 2002.

YAZDANI, N.; EDDY, S.; CAI, C. S. **Effect of bearing pads on precast prestressed concrete bridges**. Journal of Bridge Engineering, v. 5, n. 3, p. 224-232, 2000. Disponível em: <<https://ingenieriasismica.utpl.edu.ec/sites/default/files/publicaciones/UCG-ES-00062.pdf>>. Acesso em: 09 mai. 2022.

APÊNDICE A

Caracterização geométrica dos elementos estruturais do edifício Vilanova Artigas

Descrição do apêndice

O apêndice visa caracterizar a geometria dos principais elementos estruturais do edifício Vilanova Artigas. Apresenta-se a geometria das seções transversais de pilares e de vigas presentes em pisos, coberturas e fundações.

A.1 Introdução

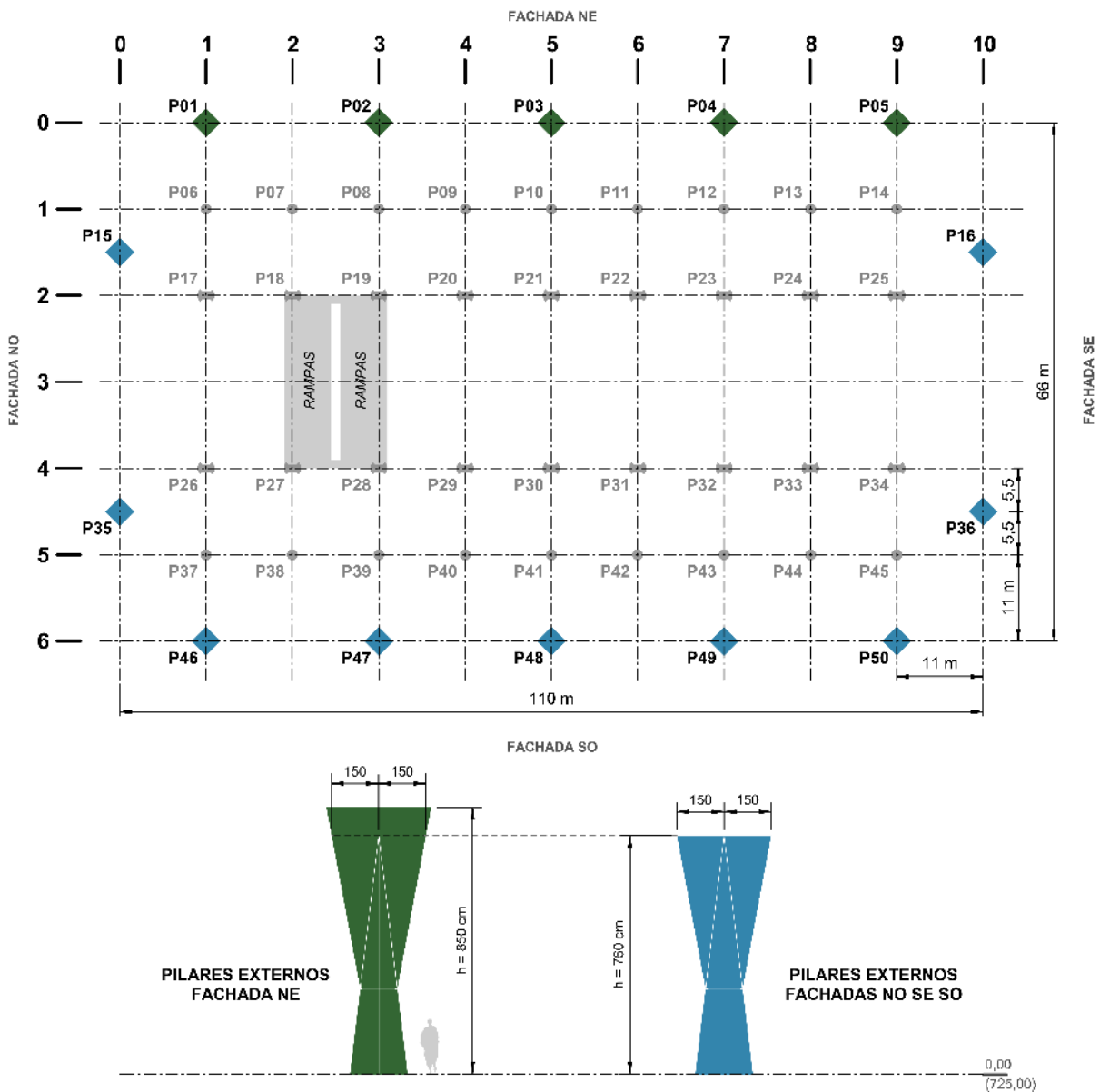
Este apêndice compreende a caracterização geométrica dos principais elementos estruturais do edifício Vilanova Artigas – obtida a partir da investigação da documentação de projeto estrutural elaborada pelo Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz entre junho de 1961 e janeiro de 1963 e em sua revisão, realizada entre abril de 1966 e fevereiro de 1968 – com vistas a representá-los nos modelos computacionais.

Nos itens A.2 e A.3 apresenta-se a caracterização geométrica dos pilares externos e internos; e em A.4, A.5 e A.6 a das vigas de fundação, de piso e da cobertura, respectivamente.

A.2 Pilares externos

A FIGURA A.1 caracteriza as tipologias de pilares externos existentes no edifício e indica suas disposições em planta.

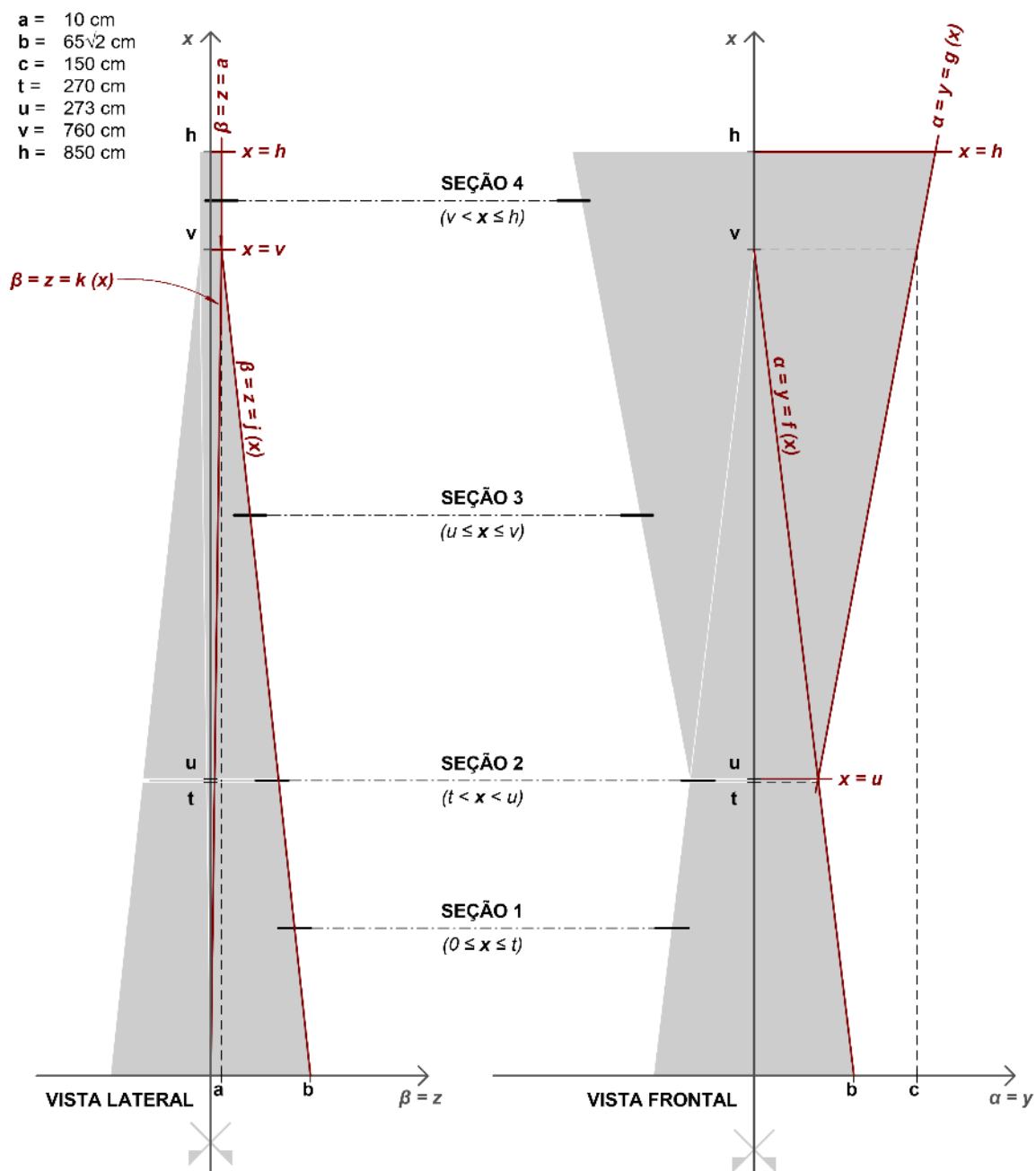
FIGURA A.1 – Identificação de tipologias de pilares externos.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 1, 98-B, 101-A, 129-A e 130).

A partir das folhas do projeto estrutural referenciadas na figura anterior, elaborou-se o modelo matemático apresentado na FIGURA A.2 para obtenção da geometria das seções transversais em função da altura x dos pilares.

FIGURA A.2 – Modelo matemático empregado para caracterização geométrica das seções transversais dos pilares externos.

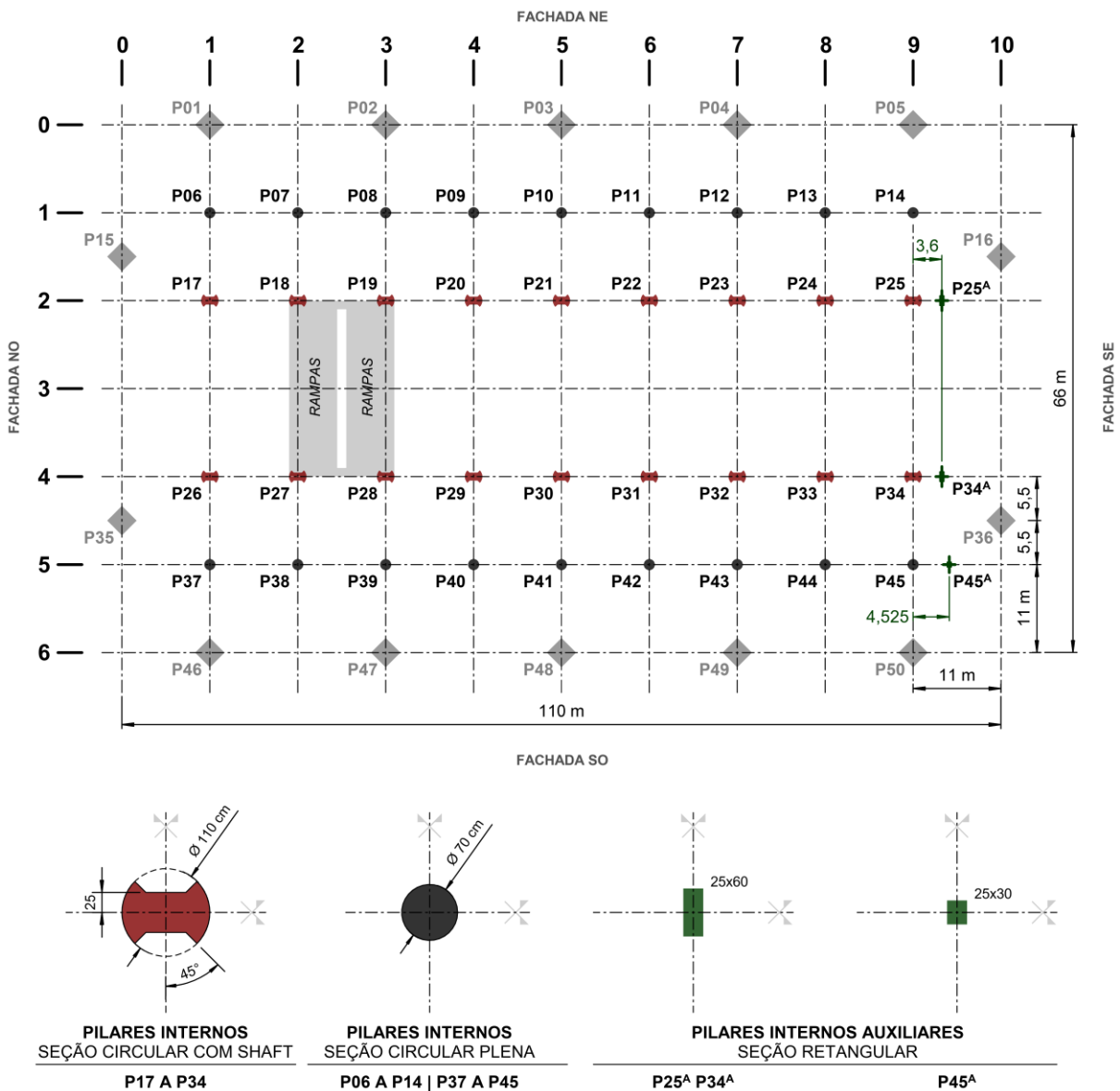


Fonte: figura elaborada pelo autor

A.3 Pilares internos

A FIGURA A.3, apresentada a seguir, caracteriza as tipologias de seções transversais dos pilares internos existentes no edifício e apresenta suas disposições em planta.

FIGURA A.3 – Identificação de tipologias de seções transversais dos pilares internos.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 1, 5A, 7A, 9A, 17, 19, 61-A, 62-A e 63-A).

A.4 Vigas de fundação

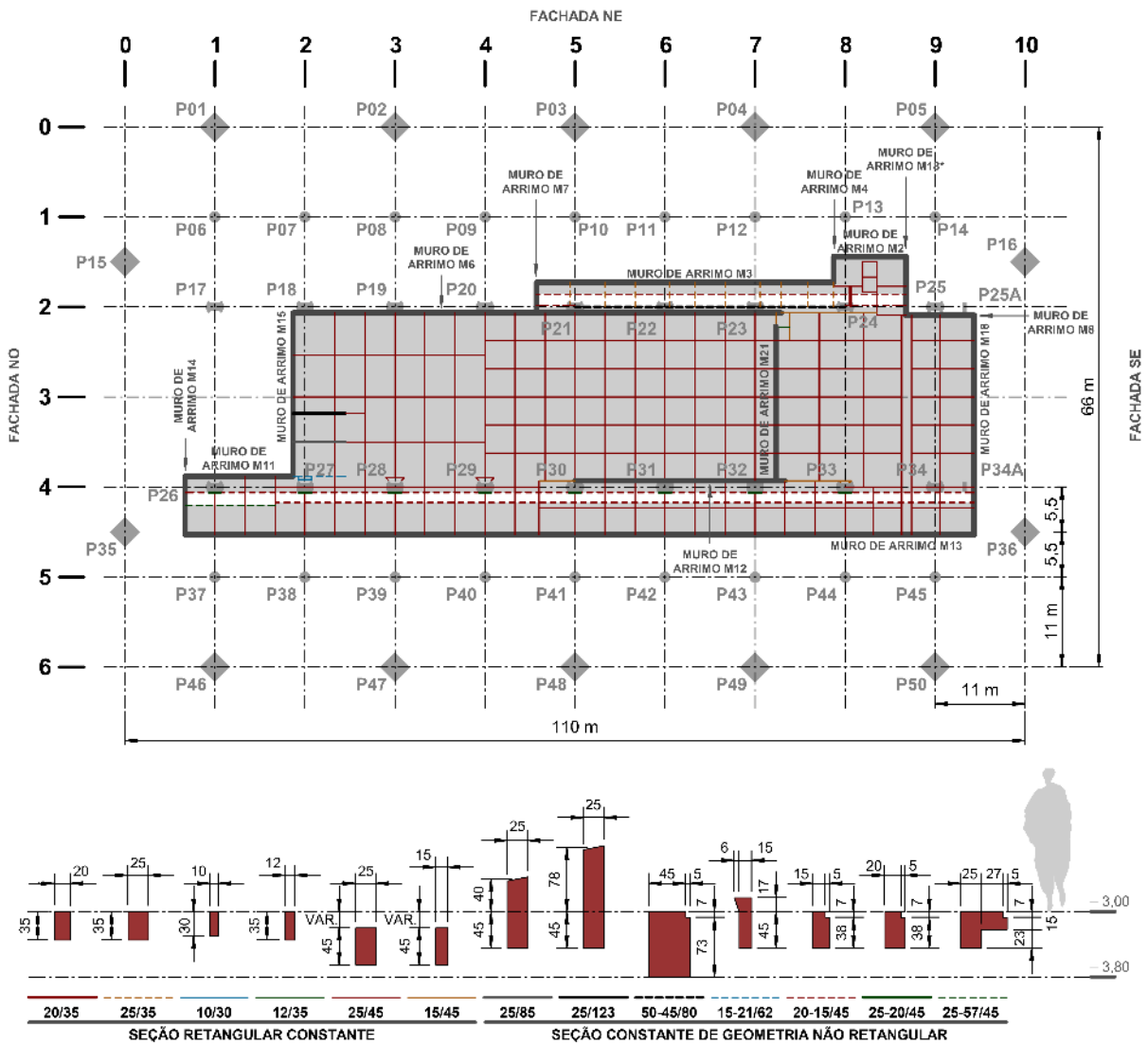
A FIGURA A.4, FIGURA A.5 e FIGURA A.6, apresentadas a seguir, trazem a caracterização geométrica das seções transversais e as disposições em planta das vigas do edifício Vilanova Artigas junto às fundações.

As vigas presentes no nível estrutural 722,00, referenciado na documentação de projeto estrutural como “primeiro subsolo” (-3,00 | auditório) apresentam-se na FIGURA A.4.

A FIGURA A.5, traz as vigas presentes no nível estrutural 723,90, referenciado como “segundo subsolo” (-1,10 | laboratórios) na documentação de projeto estrutural.

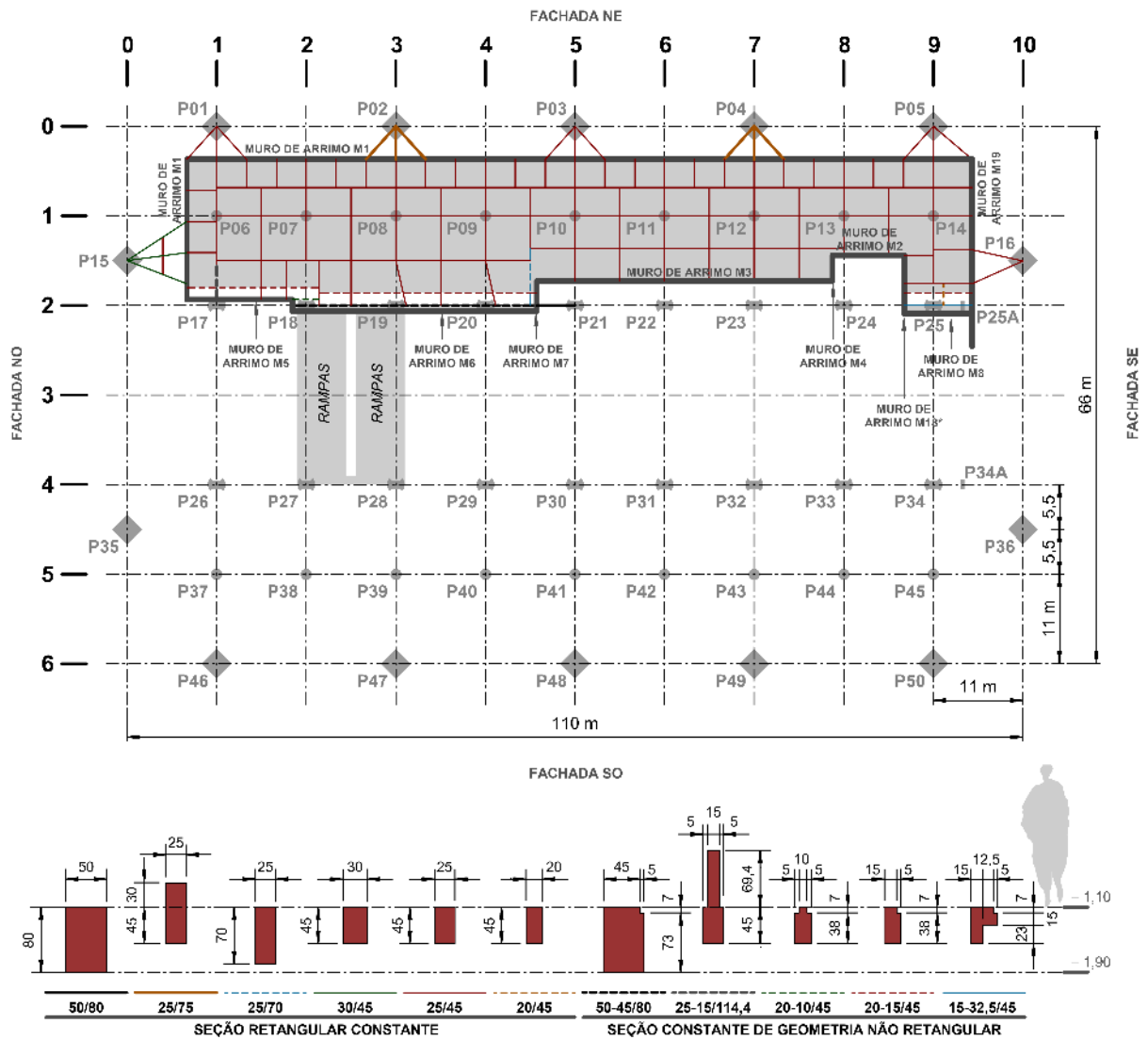
Por fim, as vigas do “bloco A” (+0,80 | salão caramelo) junto às fundações, no nível estrutural 725,80, são apresentadas na FIGURA A.6.

FIGURA A.4 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas junto às fundações do edifício Vilanova Artigas no “primeiro subsolo” (auditório) – cota 722,00 | -3,00 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?).



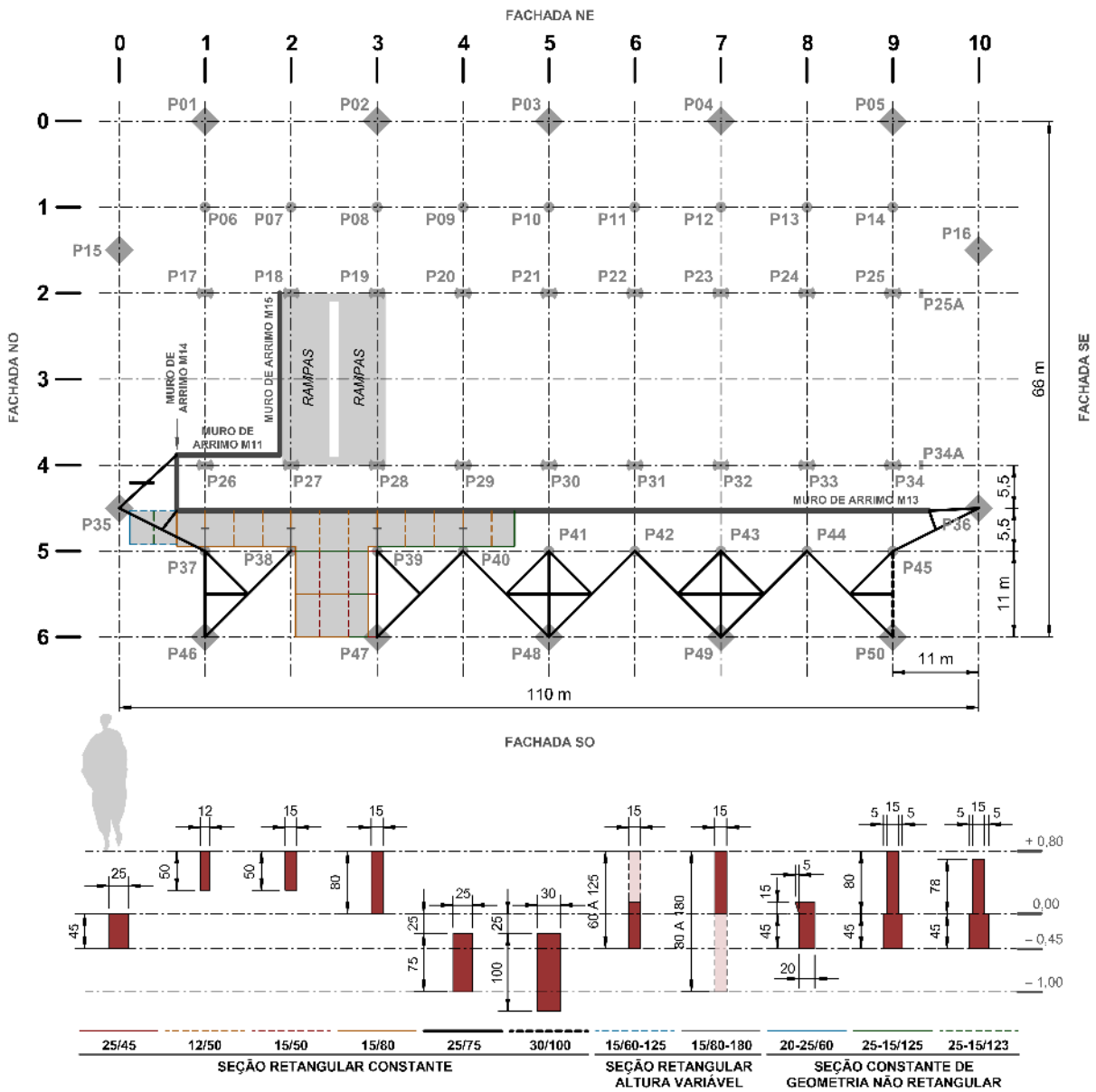
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 5, 5A, 6, 7, 7A, 51, 121 e 122).

FIGURA A.5 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas junto às fundações do edifício Vilanova Artigas no “segundo subsolo” (laboratórios) – cota 723,90 | -1,10 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?) /67.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 4, 4A, 5, 5A, 123 e 123A).

FIGURA A.6 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas junto às fundações do edifício Vilanova Artigas no “bloco A” (salão caramelo) – cota 725,80 | +0,80 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1961/62/66(?).



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 6, 6A, 7 e 7A).

A.5 Vigas de piso

A FIGURA A.7 à FIGURA A.12, apresentadas a seguir, trazem a caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas, bem como suas disposições em planta.

As vigas presentes no nível estrutural 725,80, referenciado na documentação de projeto estrutural como “bloco A” (+0,80 | salão caramelo) apresentam-se na FIGURA A.7.

Na FIGURA A.8, são discutidas as vigas presentes no nível estrutural 727,70, referenciado como “bloco B” (+2,70 | museu) na documentação de projeto estrutural.

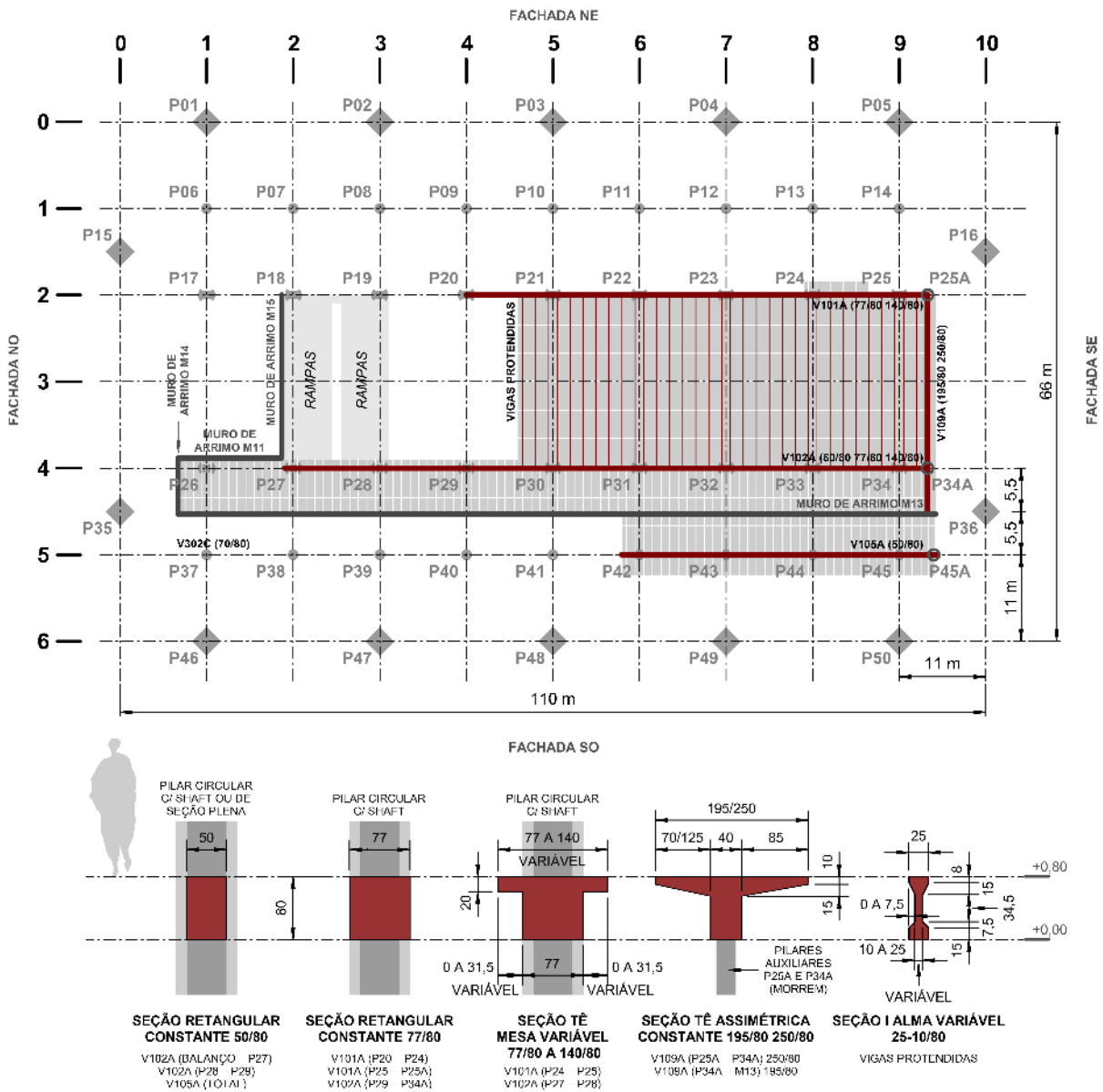
O “bloco C” (+4,60 | biblioteca), referente ao nível estrutural 729,60, tem suas vigas apresentadas na FIGURA A.9.

Na FIGURA A.10 são discutidas as vigas no nível estrutural 731,50, referenciado como “bloco D” (+6,50 | departamentos) na documentação de projeto estrutural.

As vigas presentes no nível estrutural 733,40, referenciado na documentação de projeto estrutural como “bloco E” (+8,40 | estúdios) apresentam-se na FIGURA A.11.

Por fim, a FIGURA A.12 traz as vigas dispostas no nível estrutural 735,30, referente ao “bloco F” (+8,40 | salas de aula).

FIGURA A.7 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco A” (salão caramelo) – cota 725,80 | +0,80 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 8, 9 e 9A).

De acordo com as folhas do projeto estrutural referenciadas na FIGURA A.7, há quatro vigas distintas no “bloco A” (salão caramelo) – cota 725,80 | +0,80:

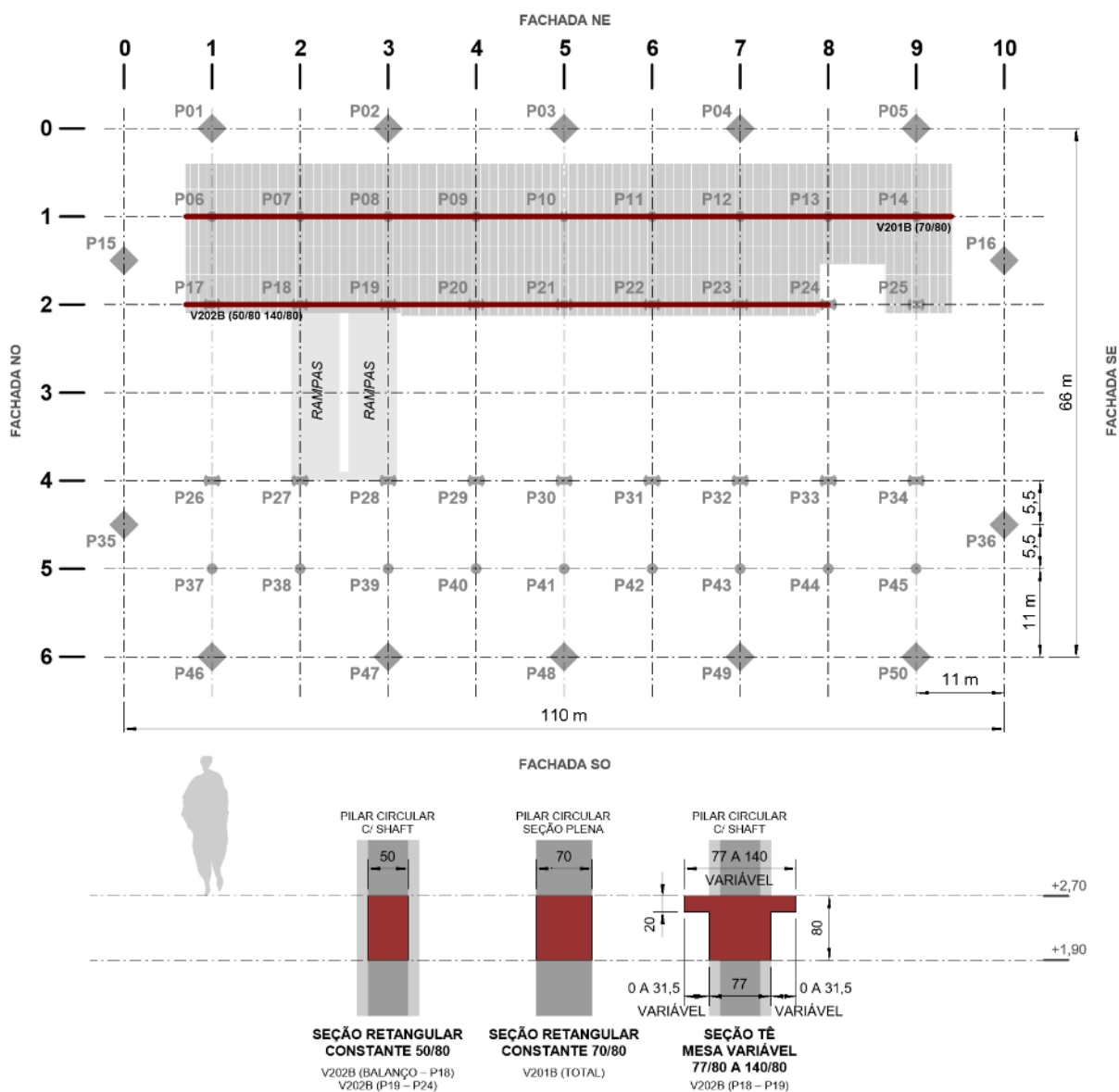
- **V101A (77/80 140/80):** contínua, com comprimento total de 58,60 m, apoia-se em 6 pilares internos de seção circular com shaft ($\varnothing 110$ cm) do eixo longitudinal 2 e no pilarete P25A (que morre nesse pavimento). No trecho entre os pilares P20 e P24 e entre P25 e P25A possui seção retangular constante de 77/80; no trecho entre os pilares P24 e P25 apresenta seção

Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm (sendo o alargamento máximo de 140 cm situado na metade do vão entre os pilares).

- **V102A (50/80 77/80 140/80):** contínua, com comprimento total de 81,70 m, apoia-se em oito pilares internos de seção circular com shaft ($\varnothing 110$ cm) do eixo longitudinal 4 e no pilarete P34A (que morre nesse pavimento). No trecho em balanço (de 1,10 m) junto ao pilar P27 e entre os pilares P28 e P29 possui seção retangular constante de 50/80; no trecho entre os pilares P27 e P28 apresenta seção Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm (sendo o alargamento máximo de 140 cm situado na metade do vão entre os pilares) e, por fim, no trecho entre P29 A P34A possui seção retangular constante de 77/80;
- **V105A (50/80):** contínua, com comprimento total de 39,90 m, apoia-se em quatro pilares internos de seção circular plena ($\varnothing 70$ cm) do eixo longitudinal 5 e no pilarete P45A (que morre nesse pavimento). Possui seção retangular constante de 50/80 ao longo de toda extensão.
- **V109A (195/80 250/80):** contínua, com comprimento total de 27,835 m, apoia-se nos pilaretes P25A, P34A (que morrem nesse pavimento) e no muro de arrimo M13. Possui seção transversal em formato de Tê assimétrico com altura total de 80 cm, base de 40 cm e altura da mesa variável entre 10 e 25 cm ao longo da largura da mesa. No trecho entre P25A e P34A apresenta largura da mesa constante de 250 cm e no trecho entre P34A e M13, de 195 cm.

Em síntese, com base no exame da documentação de projeto estrutural do edifício, as seções transversais das quatro vigas do nível +0,80 agrupam-se segundo cinco tipologias: retangulares com dimensões constantes de 50/80 e 77/80; Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm; e Tê com assimétrico com larguras de mesa constantes de 195 e 250 cm, ambos com altura total de 80 cm, base de 40 cm e altura da mesa variável entre 10 e 25 cm ao longo da largura.

FIGURA A.8 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco B” (museu) – cota 727,70 | +2,70 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 10 e 11).

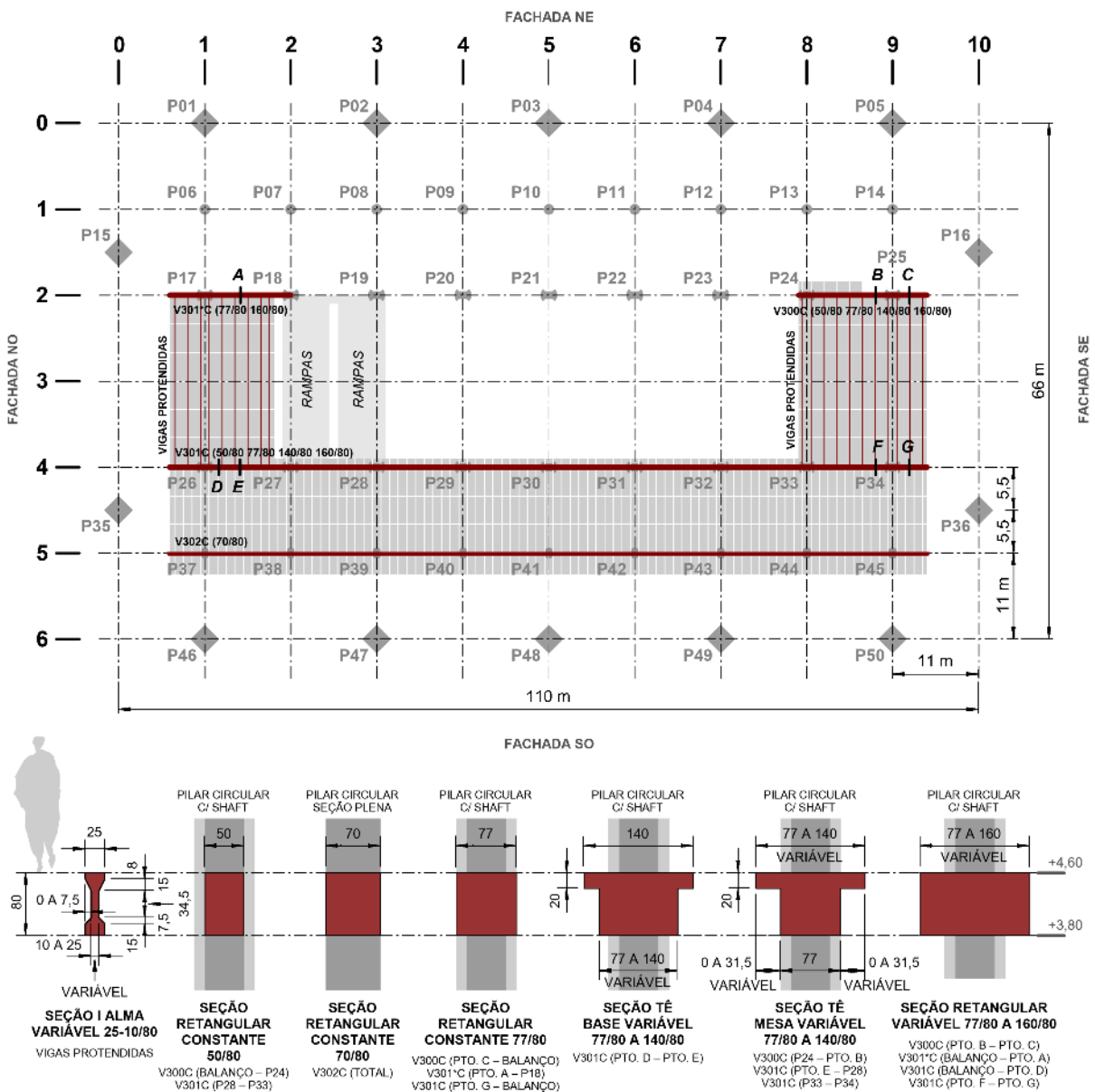
De acordo com as folhas do projeto estrutural referenciadas na FIGURA A.8, há duas vigas distintas no “bloco B” (museu) – cota 727,70 | +2,70:

- **V201B (70/80)**: contínua, com comprimento total de 95,765 m, apoia-se nos 9 pilares internos de seção circular plena ($\varnothing 70$ cm) do eixo longitudinal 1 e possui balanços de 3,30 m e 4,465 m nas extremidades voltadas à NO e SE, respectivamente. Possui, ao longo de toda extensão, seção retangular constante de 70/80.

- **V202B (50/80 140/80)**: contínua, com comprimento total de 80,30 m, apoia-se em oito pilares internos de seção circular com shaft ($\varnothing 110$ cm) do eixo longitudinal 2 e possui balanço de 3,30 m na extremidade voltada à NO. No trecho entre o balanço e o pilar P18 possui seção retangular constante de 50/80; no trecho entre os pilares P18 e P19 apresenta seção Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm (sendo o alargamento máximo de 140 cm situado na metade do vão entre os pilares); e por fim, entre os pilares P19 e P24, apresenta seção retangular constante de 50/80.

Em síntese, com base no exame da documentação de projeto estrutural do edifício, as seções transversais das duas vigas do nível +2,70 agrupam-se segundo três tipologias: retangulares com dimensões constantes de 50/80 e 70/80; e Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm.

FIGURA A.9 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco C” (biblioteca) – cota 729,60 | +4,60 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/66.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12A, 13, 16, 16A, e 17).

De acordo com as folhas do projeto estrutural referenciadas na FIGURA A.9, há quatro vigas distintas no “bloco C” (biblioteca) – cota 729,60 | +4,60:

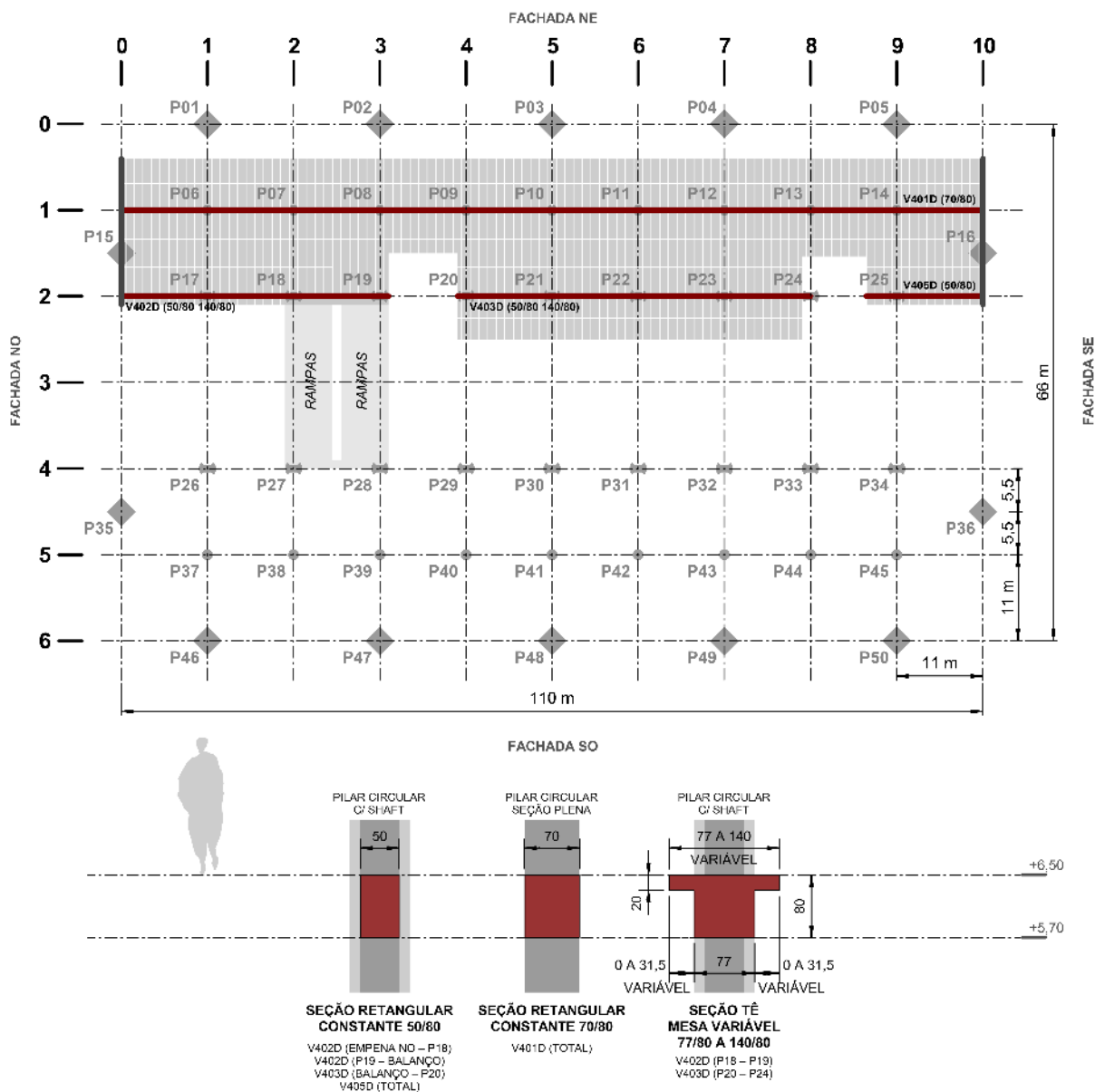
- **V300C (50/80 77/80 140/80 160/80):** biapoiada nos pilares P24 e P25, possui junto a cada um deles, balanços de 1,035 m e 4,40 m, respectivamente. No balanço junto ao pilar P24 possui seção retangular de 50/80; entre esse e o ponto B, apresenta seção Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável

entre 77 e 140 cm (sendo o alargamento máximo de 140 cm situado na metade do vão entre os pilares); entre os pontos B e C, seção retangular com altura constante de 80 cm e base variável entre 77 e 160 cm (sendo o alargamento máximo de 160 cm situado junto ao apoio P25) e por fim, entre C e a extremidade do balanço, seção retangular constante de 77/80.

- **V301*C (77/80 160/80):** biapoiada nos pilares P17 e P18, possui comprimento total de 15,50 m, dos quais 4,50 em balanço. No trecho entre a extremidade do balanço e o ponto A possui seção retangular com altura constante de 80 cm e base variável entre 77 e 160 cm (sendo o alargamento máximo de 160 cm situado junto ao apoio P17); a partir de A em direção à ao pilar P18, apresenta seção retangular constante de 77/80;
- **V301C (50/80 77/80 140/80):** contínua, com comprimento total de 96,90 m, apoia-se nos 9 pilares internos de seção circular plena ($\varnothing 70$ cm) do eixo longitudinal 4 e possui balanços de 4,50 m e 4,40m nas extremidades voltadas à NO e SE, respectivamente. No trecho entre o balanço NO e o ponto D e no trecho entre os pontos F e G possui seção retangular com altura constante de 80 cm e base variável entre 77 e 160 cm (sendo o alargamento máximo de 160 cm situado junto aos apoios P26 e P34); entre os pontos D e E possui seção Tê com altura total de 80 cm, base variável entre 77 cm e 140 cm (sendo o alargamento máximo de 140 cm situado no ponto D), altura e largura de mesa constantes de 20 e 140 cm, respectivamente; entre o ponto E e o pilar P28 e no trecho entre P33 e o ponto F, apresenta seção Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm (sendo o alargamento máximo de 140 cm situado na metade do vão entre os pilares); e por fim, entre os pilares P28 e P33, seção retangular constante de 50/80.
- **V302C (70/80):** contínua, com comprimento total de 96,90 m, apoia-se nos 9 pilares internos de seção circular plena ($\varnothing 70$ cm) do eixo longitudinal 5 e apresenta balanços de 4,50 m e 4,40m nas extremidades voltadas à NO e SE, respectivamente. Possui, ao longo de toda extensão, seção retangular constante de 70/80.

Em síntese, com base no exame da documentação de projeto estrutural do edifício, as seções transversais das quatro vigas do nível +4,60 agrupam-se segundo seis tipologias: retangulares com dimensões constantes de 50/80, 70/80 e 77/80; retangular com altura de 80 cm e base variável entre 77 e 160 cm; Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm; e Tê com altura total de 80 cm, base variável entre 77 cm e 140 cm, altura e largura de mesa constantes de 20 e 140 cm, respectivamente.

FIGURA A.10 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco D” (departamentos) – cota 731,50 | +6,50 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



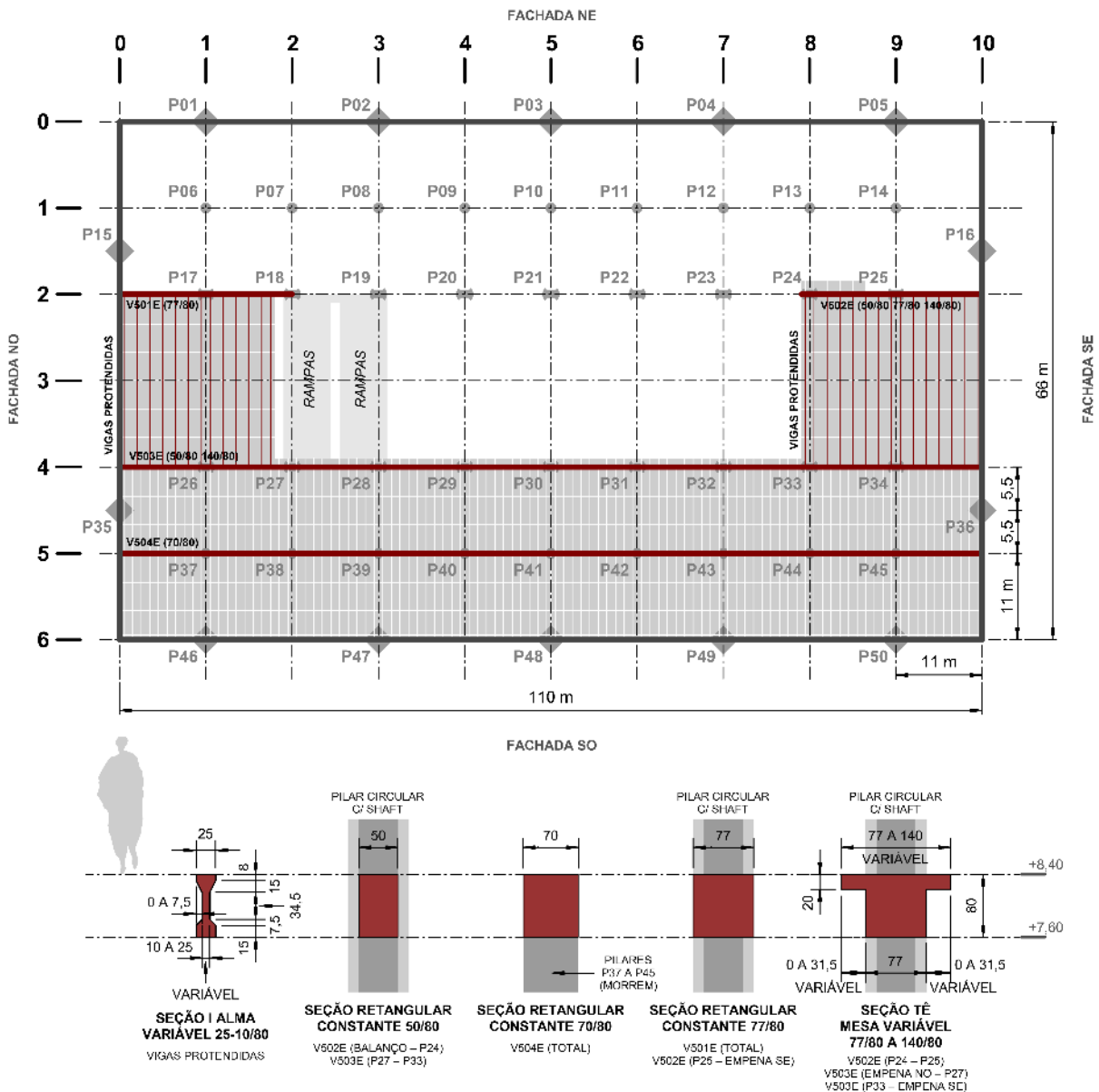
Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 12 e 13).

De acordo com as folhas do projeto estrutural referenciadas na FIGURA A.10, há quatro vigas distintas no “bloco D” (departamentos) – cota 731,50 | +6,50:

- **V401D (70/80):** contínua, com comprimento total de 110 m (eixos 0 – 10), apoia-se nas empenas NO, SE e nos 9 pilares internos de seção circular plena ($\varnothing 70$ cm) do eixo longitudinal 1. Possui, ao longo de toda extensão, seção retangular constante de 70/80.
- **V402D (50/80 140/80):** contínua, com comprimento total de 34,10 m, apoia-se na empena NO e em três pilares internos de seção circular com shaft ($\varnothing 110$ cm) do eixo longitudinal 2. No trecho entre a empena e o pilar P18 possui seção retangular constante de 50/80; no trecho entre os pilares P18 e P19 apresenta seção Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm (sendo o alargamento máximo de 140 cm situado na metade do vão entre os pilares); por fim, no balanço de 1,10 m a partir do pilar P19, possui seção retangular de 50/80.
- **V403D (50/80 140/80):** contínua, com comprimento total de 45,10 m, apoia-se em cinco pilares internos de seção circular com shaft ($\varnothing 110$ cm) do eixo longitudinal 2. No trecho entre os pilares P20 e P24, apresenta seção Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm (sendo o alargamento máximo de 140 cm situado na metade do vão entre pilares); por fim, no balanço de 1,10 m a partir do pilar P20, possui seção retangular constante de 50/80.
- **V405D (50/80):** biapoiada na empena SE e no pilar interno P25 ($\varnothing 110$ cm), possui comprimento total de 14,90 m dos quais 3,90 em balanço. Possui, ao longo de toda extensão, seção retangular constante de 50/80.

Em síntese, com base no exame da documentação de projeto estrutural do edifício, as seções transversais das quatro vigas do nível +6,50 agrupam-se segundo três tipologias: retangulares com dimensões constantes de 50/80 e 70/80; e Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm.

FIGURA A.11 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco E” (estúdios) – cota 733,40 | +8,40 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 14 e 15).

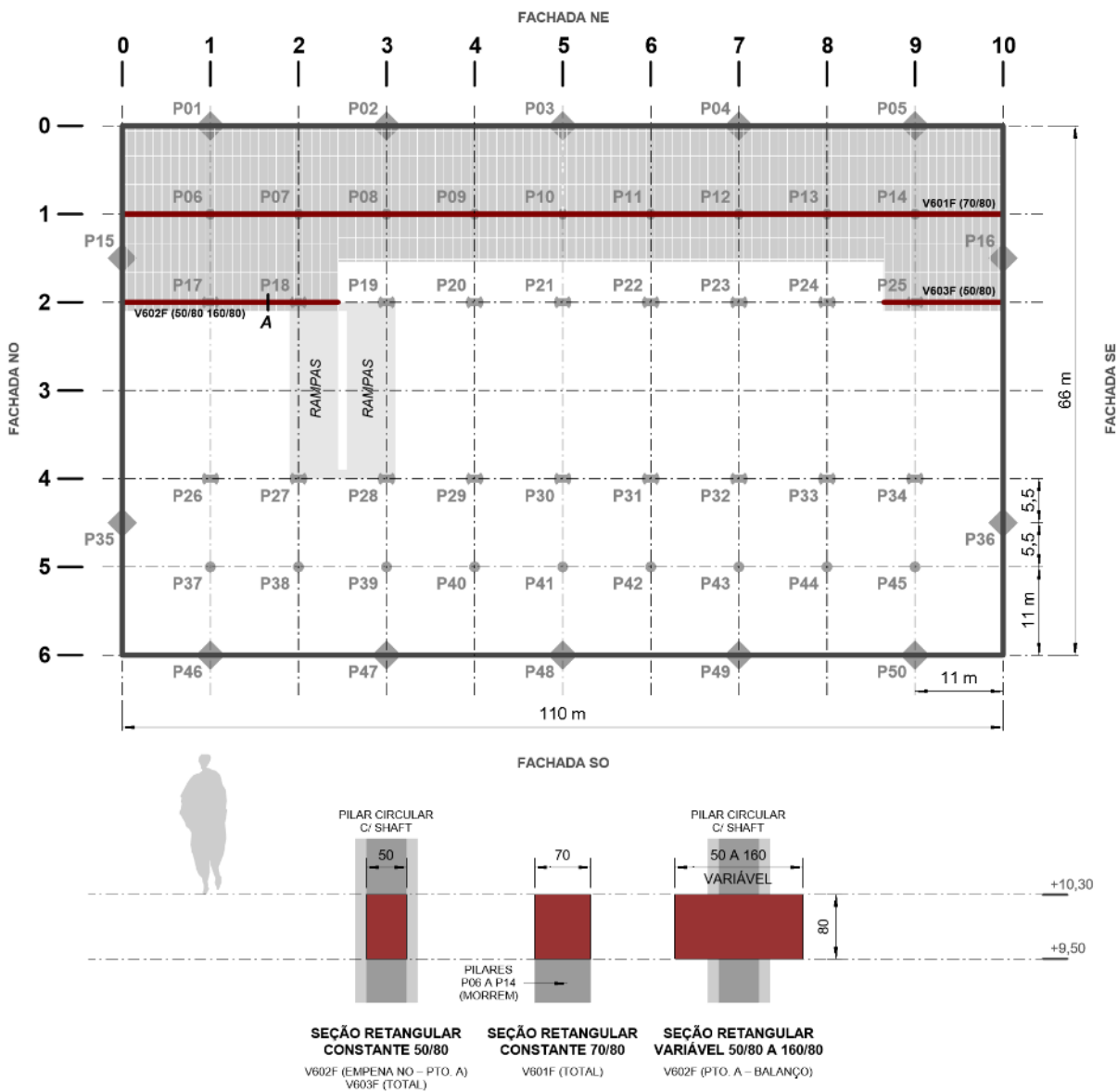
De acordo com as folhas do projeto estrutural referenciadas na FIGURA A.11, há quatro vigas distintas no “bloco E” (estúdios) – cota 733,40 | +8,40:

- **V501E (77/80):** contínua, disposta no eixo longitudinal 2, com comprimento total de 22 m (eixos 0 – 2), apoiada na empena NO em dois pilares internos de seção circular com shaft ($\varnothing 110$ cm). Possui, ao longo de toda extensão, seção retangular constante de 77/80.

- **V502E (50/80 77/80):** contínua, disposta no eixo longitudinal 2, com comprimento total de 23,035 m, apoiada na empena SE e em dois pilares internos de seção circular com shaft ($\varnothing 110$ cm). No trecho entre a empena e o pilar P25 possui seção retangular constante de 77/80; no trecho entre os pilares P24 e P25, apresenta seção Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm; e por fim, no balanço de 1,035 m a partir do pilar P24, possui seção retangular constante de 50/80.
- **V503E (50/80 140/80):** contínua, com comprimento total de 110 m (eixos 0 – 10), apoia-se nas empenas NO, SE e nos 9 pilares internos de seção circular com shaft ($\varnothing 110$ cm) do eixo longitudinal 4. Nos primeiros três tramos a partir da empena NO e nos primeiros dois a partir da empena SE, a viga possui seção Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm (sendo o alargamento máximo de 140 cm situado na metade do vão entre pilares). No trecho entre os pilares P28 e P33 apresenta seção retangular constante de 50/80.
- **V504E (70/80):** contínua, com comprimento total de 110 m (eixos 0 – 10), apoia-se nas empenas NO, SE e nos 9 pilares internos de seção circular plena ($\varnothing 70$ cm) do eixo longitudinal 5, que morrem nesse pavimento. Possui, ao longo de toda extensão, seção retangular constante de 70/80.

Em síntese, com base no exame da documentação de projeto estrutural do edifício, as seções transversais das quatro vigas do nível +8,40 agrupam-se segundo quatro tipologias: retangulares com dimensões constantes de 50/80, 70/80 e 77/80; e Tê com altura total de 80 cm, base de 77 cm, altura de mesa de 20 cm e largura de mesa variável entre 77 e 140 cm.

FIGURA A.12 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas do edifício Vilanova Artigas no “bloco F” (salas de aula) – cota 735,30 | +10,30 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 18 e 19).

De acordo com as folhas do projeto estrutural referenciadas FIGURA A.12, há três vigas distintas no “bloco F” (salas de aula) – cota 735,30 | +10,30:

- **V601F (70/80)**: contínua, com comprimento total de 110 m (eixos 0 – 10), apoia-se nas empenas NO, SE e nos 9 pilares internos de seção circular plena ($\varnothing 70$ cm) do eixo longitudinal 1. Possui, ao longo de toda extensão, seção retangular constante de 70/80.

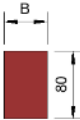
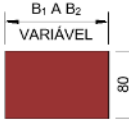
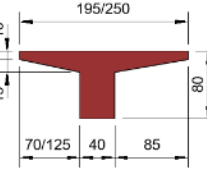
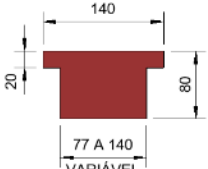
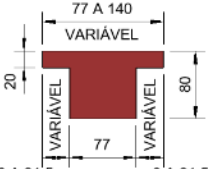
- **V602F (50/80 160/80):** contínua, com comprimento total de 26,95 m, apoia-se na empena NO e em dois pilares internos de seção circular com shaft ($\varnothing 110$ cm) do eixo longitudinal 2. No trecho entre a empena e o ponto A possui seção retangular constante de 50/80; a partir de A em direção à extremidade do balanço, apresenta seção retangular com altura constante de 80cm e base variável entre 50 e 160 cm (sendo o alargamento máximo de 160 cm situado junto ao apoio P18).
- **V603F (50/80):** biapoiada na empena SE e no pilar interno P25 ($\varnothing 110$ cm), apresenta comprimento total de 14,90 m dos quais 3,90 em balanço. Possui, ao longo de toda extensão, seção retangular constante de 50/80.

Em síntese, com base no exame da documentação de projeto estrutural do edifício, as seções transversais das três vigas do nível +10,30 agrupam-se segundo três tipologias: retangulares com dimensões constantes de 50/80 e 70/80; e retangular com altura constante de 80 cm e base variável entre 50 e 160 cm.

De modo geral, conforme apresentado na FIGURA A.7 à FIGURA A.12, as vigas de piso do edifício Vilanova Artigas podem ser classificadas quanto ao formato da seção transversal em retangulares e Tê's, ambas com altura total de 80 cm, as quais podem ser constantes ou variáveis ao longo do comprimento.

A TABELA A.1, apresentada a seguir, reúne a geometria das seções transversais das vigas de piso examinadas:

TABELA A.1: Geometria das seções transversais das vigas de piso do edifício Vilanova Artigas.

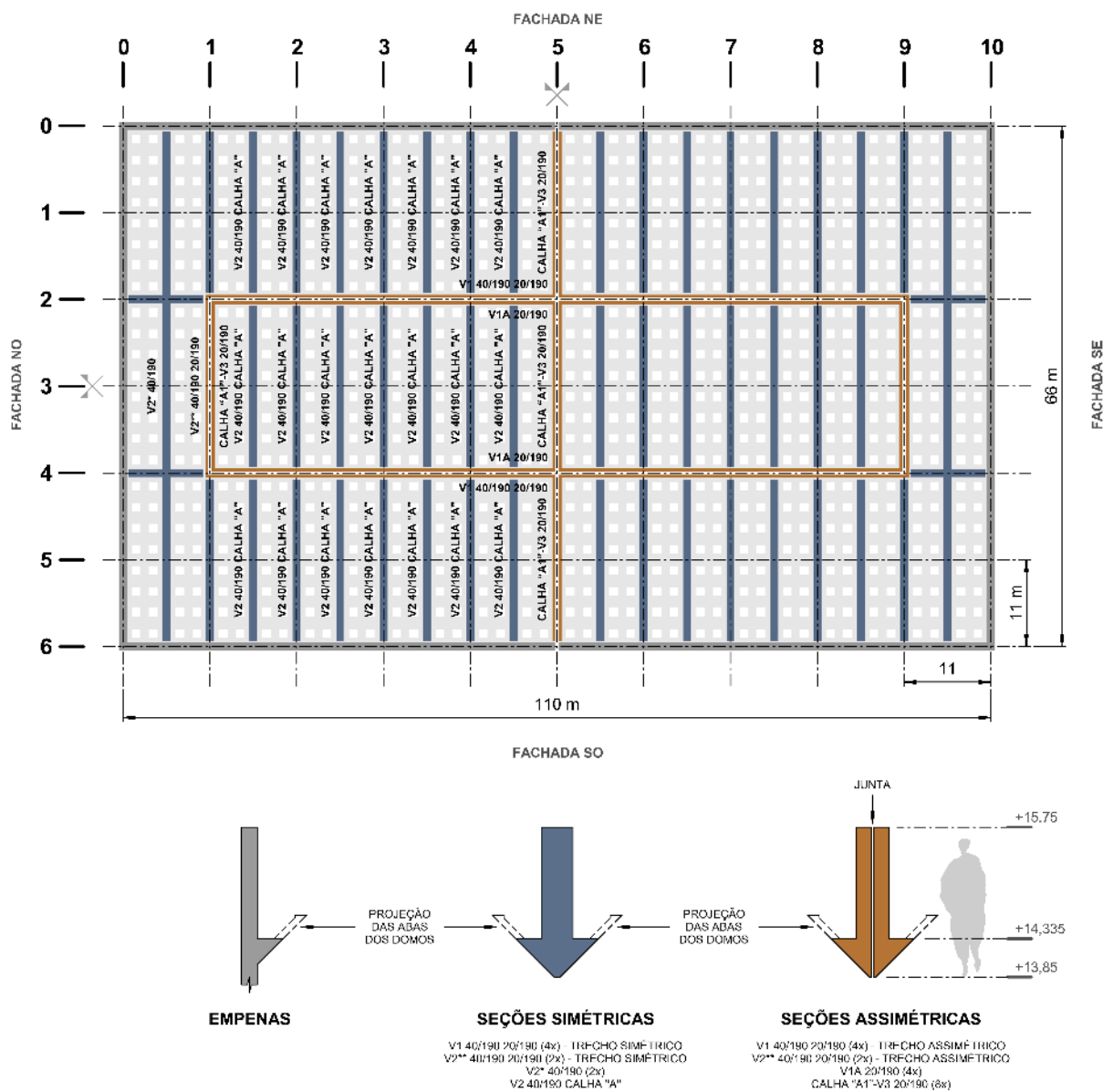
| | | SEÇÃO RETANGULAR | | | | SEÇÃO TÊ | | | | | |
|----------------------|--------|---|-------|---|-------------|---|--------|--|---|---|--|
| | |  | |  | |  | |  | |  | |
| | | CONSTANTE B/80 | | BASE VARIÁVEL B ₁ A B ₂ /80 | | ASSIMÉTRICA CONSTANTE | | BASE VARIÁVEL 77/80 A 140/80 | | MESA VARIÁVEL 77/80 A 140/80 | |
| | | 50/80 | 70/80 | 77/80 | 50 A 160/80 | 77 A 160/80 | 195/80 | 250/80 | | | |
| S. CARAMELO +0,80 | V101A | | | ✓ | | | | | | ✓ | |
| | V102A | ✓ | | ✓ | | | | | | ✓ | |
| | V105A | ✓ | | | | | | | | | |
| | V109A | | | | | | ✓ | ✓ | | | |
| MUSEU +2,70 | V201B | | ✓ | | | | | | | | |
| | V202B | ✓ | | | | | | | | ✓ | |
| BIBLIOTECA +4,60 | V300C | ✓ | | ✓ | | ✓ | | | | ✓ | |
| | V301°C | | | ✓ | | ✓ | | | | | |
| | V301C | ✓ | | ✓ | | ✓ | | | ✓ | ✓ | |
| | V302C | | ✓ | | | | | | | | |
| DEPTOS. +6,50 | V401D | | ✓ | | | | | | | | |
| | V402D | ✓ | | | | | | | | ✓ | |
| | V403D | ✓ | | | | | | | | ✓ | |
| | V405D | ✓ | | | | | | | | | |
| ESTÚDIOS +8,40 | V501E | | | ✓ | | | | | | | |
| | V502E | ✓ | | ✓ | | | | | | ✓ | |
| | V503E | ✓ | | | | | | | | ✓ | |
| | V504E | | ✓ | | | | | | | | |
| S. AULAS +10,30 | V601F | | ✓ | | | | | | | | |
| | V602F | ✓ | | | ✓ | | | | | | |
| | V603F | ✓ | | | | | | | | | |

Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da FIGURA A.7 à FIGURA A.12.

A.6 Vigas da cobertura

A FIGURA A.13, apresentada a seguir, traz a caracterização geométrica das seções transversais das vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas e indica suas disposições em planta, conforme descrito na documentação de projeto estrutural.

FIGURA A.13 – Caracterização geométrica das seções transversais das vigas de cobertura do edifício Vilanova Artigas – cota 739,335 | +14,335 –, segundo documentação de projeto estrutural datada de 1962/68.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos da documentação de projeto estrutural de autoria do Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz (folhas 20, 131 e 132).

De acordo com as folhas do projeto estrutural referenciadas na FIGURA A.13, há seis vigas distintas presentes na cobertura do edifício. Tomando-se como orientação o quadrante superior à esquerda da planta da figura, tem-se:

- *V1 40/190 20/190 (4x)*: contínua, disposta no eixo longitudinal 2, com comprimento total de 55 m (eixos 0 – 5), apoiada na empena NO e em 5 pilares internos. No trecho entre a empena e o primeiro pilar que lhe serve de apoio (eixos 0 – 1) possui seção transversal simétrica de “40/190” (base e altura nominais de, respectivamente, 40 cm e 190 cm) e nos demais trechos (eixos 2 – 5), assimétrica de “20/190” (base e altura nominais de 20 cm e 190 cm, respectivamente). Repete-se 4x: duas no eixo longitudinal 2 (eixos 0 – 5 e 5 – 10) e duas no eixo longitudinal 4 (eixos 0 – 5 e 5 – 10).
- *V1A 20/190 (4x)*: contínua, disposta no eixo longitudinal 2, com comprimento total de 44 m (eixos 1 – 5), apoiada em 5 pilares internos. Ao longo de todo comprimento possui seção transversal assimétrica de “20/190”. Repete-se 4x: duas no eixo longitudinal 2 (eixos 1 – 5 e 5 – 9) e duas no eixo longitudinal 4 (eixos 1 – 5 e 5 – 9).
- *V2** 40/190 20/190 (2x)*: contínua, disposta no eixo transversal 1, com comprimento total de 66 m (eixos 0 – 6), apoiada nas empenas NE, SO e em 2 pilares internos. Nos trechos extremos entre empena e pilar (eixos 0 – 2 e 4 – 6) possui seção transversal simétrica de “40/190” e no trecho entre pilares (eixos 2 – 4), seção assimétrica de “20/190”. Repete-se 2x: ao longo de toda a extensão de cada um dos eixos transversais 1 e 9.
- *V2* 40/190 (2x)*: contínua, disposta paralelamente à empena NO, da qual dista 5,50m. Apresenta comprimento total de 66 m (eixos 0 – 6) e apoia-se nas empenas NE, SO e em 2 pilares internos. Ao longo de todo comprimento possui seção transversal simétrica de “40/190”. Repete-se 2x: junto à empena NO e simetricamente, junto à SE.
- *CALHA “A1”-V3 20/190 (8x)*: vigas biapoiadas em suas extremidades, dispostas na direção transversal do edifício com comprimento de 11 m e seção transversal assimétrica de “20/190”. Repete-se 8x: seis exemplares apresentam-se no eixo transversal 5 (três na metade à esquerda do edifício

e três na metade à direita) e outros dois exemplares situam-se nos eixos transversais 1 e 9, ambos compreendidos entre os eixos longitudinais 2 e 4.

- *V2 40/190 CALHA "A" (42x)*: vigas biapoiadas em suas extremidades, dispostas na direção transversal do edifício com comprimento de 11 m e seção transversal simétrica de "40/190". Repete-se 42x: três agrupamentos de sete vigas (com comprimento compreendido entre os eixos 0 – 2, 2 – 4 e 4 – 6) na metade à esquerda do edifício e simetricamente outros três agrupamentos na metade à direita.

APÊNDICE B

Revisão da literatura: análise estrutural do patrimônio edificado

Descrição do apêndice

O apêndice objetiva revisar a literatura sobre análise estrutural do patrimônio edificado com propósito de estabelecer o contexto da pesquisa. Revisaram-se regimentos de referência e publicações nas quais constam análises estruturais de edifícios históricos.

B.1 Introdução

A revisão da literatura a que se refere este apêndice está organizada em duas frentes. A primeira, apresentada em B.2, tem o propósito de estabelecer o contexto geral no qual a pesquisa se insere mediante investigação de dois regimentos de referência internacionais que fornecem orientações à análise estrutural de edifícios históricos. Em seguida, no item B.1, examinaram-se publicações sobre quinze patrimônios brasileiros em concreto armado para os quais se realizaram, depois de concluídos, análises estruturais mediante emprego de modelos computacionais.

B.2 Produção regimental sobre análise estrutural do patrimônio edificado

A produção regimental examinada nesta seção compreende duas referências bibliográficas internacionais que têm como propósito fornecer orientações à análise de estruturas do patrimônio.

A primeira, discutida em B.2.1, consiste em publicação de 2001 intitulada “Recomendações para análise, conservação e restauração estrutural do patrimônio arquitetônico”, traduzida para o português pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN). Trata-se de documento elaborado pelo *International Scientific Committee on the Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage (ISCARSAH)*, vinculado ao *International Council on Monuments and Sites (ICOMOS)*.

O segundo documento, apresentado em B.2.2, refere-se à norma internacional publicada em 2010 pela *International Organization for Standardization (ISO)*. Trata-se especificamente do “*Annex I – Heritage structures*”, de caráter informativo, da “*ISO 13822: Bases for design of structures – Assessment of existing structures*”.

B.2.1 Recomendações para análise, conservação e restauração estrutural do patrimônio arquitetônico – ISCARSAH/ICOMOS:2001

O documento – organizado em três partes, cujos conteúdos se apresentam na TABELA B.1 – traz recomendações aos agentes envolvidos em atividades de preservação de estruturas do patrimônio arquitetônico. Tais recomendações visam limitar aplicações de prescrições normativas e padrões construtivos atuais a essas estruturas devido às particularidades que lhes são inerentes.

TABELA B.1: Conteúdo do documento “Recomendações para análise, conservação e restauração estrutural do patrimônio arquitetônico” (ISCARSAH/ICOMOS, 2001).

| |
|---|
| PARTE I – PRINCÍPIOS |
| 1. Critério Geral |
| 2. Pesquisa e Diagnóstico |
| 3. Medidas corretivas e controle |
| PARTE II – DIRETRIZES |
| 1. Critério Geral |
| 2. Aquisição de Dados: Informação e Investigação |
| 2.1. Generalidades |
| 2.2. Investigações históricas, estruturais e arquitetônicas |
| 2.3. Levantamento da estrutura |
| 2.4. Pesquisa de campo e ensaios em laboratório |
| 2.5. Monitoramento a longo prazo |
| 3. Comportamento estrutural |
| 3.1. Aspectos gerais |
| 3.2. O esquema estrutural e danos |
| 3.3. As características do material e os processos de deterioração |
| 3.4. As ações na estrutura e nos materiais |
| 4. Diagnóstico e avaliação de segurança |
| 4.1. Aspectos gerais |
| 4.2. Identificação das causas (diagnóstico) |
| 4.3. Avaliação de segurança |
| 4.3.1. O problema da avaliação de segurança |
| 4.3.2. (I) Pesquisa histórica |
| 4.3.3. (II) Abordagem qualitativa |
| 4.3.4. (III) Abordagem analítica |
| 4.3.5. (IV) Abordagem experimental |
| 4.4. Decisões e memorial justificativo |
| 5. Danos estruturais, deterioração de materiais e medidas corretivas |
| 5.1. Aspectos gerais |
| 5.2. Construções de alvenaria |
| 5.2.1. Aspectos Gerais |
| 5.2.2. Paredes, colunas e pilares |
| 5.2.3. Arcos e abóbadas |
| 5.2.4. Torres |
| 5.3. Madeira |
| 5.4. Ferro e Aço |
| 5.5. Concreto armado |
| PARTE III – GLOSSÁRIO |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de ISCARSAH/ICOMOS (2001).

A **parte I**, intitulada “princípios”, apresenta conceitos básicos de conservação agrupados em três itens: critérios gerais; pesquisa e diagnóstico; e medidas corretivas e de controle.

Os “critérios gerais”, abordados no **primeiro item da parte I**, compreendem premissas intervenientes no estudo das estruturas do patrimônio arquitetônico. Enfatizam-se a princípio, o caráter multidisciplinar requerido para análise dessas estruturas; a impossibilidade de se estabelecerem critérios fixos para atestar o valor e autenticidade do patrimônio, pois variam conforme o contexto cultural ao qual pertence; e a tecnologia construtiva original como parâmetro a ser preservado. Em seguida atenta-se para necessidade de se reconsiderar as condições de segurança e os critérios de conservação sempre que se propuserem alterações de usos ou funções no patrimônio e apresenta-se a restauração estrutural como meio para preservá-lo e não como fim em si mesma. Na sequência, sugere-se que estudos e propostas voltados à estrutura do patrimônio arquitetônico sejam organizados em etapas similares às empregadas em medicina: levantamento de informações (anamnese), identificação de causas para danos e degradações (diagnóstico), seleção de alternativas para recuperação (terapia) e controle da eficiência das soluções adotadas (acompanhamento). Preconiza-se ainda que durante os estudos se repitam essas etapas até que se obtenha adequada relação entre mínimos custo e impacto no patrimônio. Por fim, recomenda-se avaliar danos e benefícios ocasionados por intervenções propostas, exceto nos casos em que medidas urgentes são exigidas para se evitar o colapso da estrutura, as quais, na medida do possível, devem ser reversíveis.

O **segundo item da parte I**, intitulado “pesquisa e diagnóstico”, é introduzido mediante referência à necessidade de se empregar equipe multidisciplinar desde a vistoria inicial até a elaboração do programa de investigação, o qual deve decorrer de interpretações aproximadas das informações obtidas e apresentar-se compatível com os problemas levantados. Na sequência, cita-se a importância de se caracterizar a estrutura em seu estado original; técnicas construtivas e propriedades estruturais dos materiais utilizados; alterações posteriores e seus efeitos; fenômenos ocorridos ao longo do tempo; e estado atual da estrutura. Atenção especial é recomendada a estruturas ocultas em locais arqueológicos, pois seus comportamentos estruturais podem variar durante o processo de escavação (o qual deve ser estabilizado sem comprometê-las) e ao final dele, quando o maciço deixa de

contê-las. No que se refere ao diagnóstico, distinguem-se abordagens qualitativa e quantitativa que o fundamentam: a observação direta do dano estrutural e da deterioração do material, além de informações advindas de pesquisa histórica compreendem a abordagem qualitativa; ensaios em materiais estruturais ou na própria estrutura, monitoramentos e análises estruturais englobam a abordagem quantitativa. O diagnóstico culmina na avaliação da segurança estrutural do patrimônio, a qual, a partir das abordagens qualitativa e quantitativa, determina a necessidade de se realizarem intervenções estruturais na edificação. Em relação às condições de segurança, recomenda-se flexibilizá-las quando aplicadas à estrutura do patrimônio, pois frequentemente resultam excessivas ou mesmo impossíveis de serem atendidas se comparadas às requeridas para edificações novas. Reitera-se que a determinação das causas dos danos e deteriorações, assim como do nível de segurança da estrutura deve preceder a decisão de se intervir estruturalmente no patrimônio. Por fim, recomenda-se a elaboração de “memorial justificativo” contendo as informações levantadas, diagnóstico com avaliação da segurança estrutural e indicação da necessidade de se realizarem intervenções na edificação.

As “medidas corretivas e controles”, abordadas no **terceiro item da parte I**, indicam preferência por manutenções preventivas ao invés de intervenções. Sendo essas necessárias, para que o projeto de intervenção³⁴⁷ atue sobre as causas dos danos e deteriorações levantados (e não sobre os sintomas), necessita-se que a compreensão dessas causas lhe sirva de fundamento. Além da compreensão das causas dos problemas, é fundamental, para adoção de medidas de conservação e reforço, que se compreenda também o significado da estrutura e que sejam consideradas avaliações de sua segurança. Recomenda-se ainda que essas medidas de conservação e reforço sejam proporcionais e indispensáveis³⁴⁸ às condições de segurança e durabilidade previstas, além de disporem de técnicas menos invasivas possíveis, com objetivo de se mitigarem danos aos valores patrimoniais da edificação.

³⁴⁷ Intervenções resultam de plano abrangente que envolve, além da estrutura, arquitetura, instalações e funcionalidade. Podem ser necessários sistemas de segurança provisórios para realização de intervenções, os quais devem também evitar danos aos valores patrimoniais. (ICOMOS, 2001, p. 10).

³⁴⁸ Sempre que possível, recomenda-se evitar remoção ou alteração de material histórico ou de características arquitetônicas particulares, sendo preferível, no caso de estruturas deterioradas, repará-las ao invés de substituí-las (ICOMOS, 2001, p. 10).

Outra recomendação em relação às medidas a serem adotadas refere-se a suas condições de reversibilidade para que possam ser futuramente substituídas com a ampliação do conhecimento ou, quando não totalmente reversíveis, não proporcionem limitações a intervenções futuras. Caso haja dificuldade na avaliação dos níveis de segurança e dos benefícios alcançados com propostas de intervenção, sugere-se a realização de abordagem incremental, em que se estabelecem nível mínimo de intervenção em conjunto com medidas suplementares subsequentes. Quanto aos materiais empregados em restaurações, atenta-se para que haja compatibilidade entre suas propriedades e as dos materiais existentes, inclusive a longo prazo. Em relação às características originais da estrutura, recomenda-se preservá-las em conjunto com o ambiente em que se insere e com as intervenções posteriores significativas³⁴⁹, distinguindo-as, no entanto, das intervenções em curso. Intervenções que contemplem desmontagem e remontagem da estrutura devem ser empregadas apenas em casos em que a conservação por outros meios seja inviável. Por fim, recomenda-se incluir na proposta de intervenção, programa de controle e monitoramento direcionado à execução e pós-execução da intervenção³⁵⁰, com objetivos de aferir a eficácia dos resultados e de documentar as ações de controle e monitoração empreendidas.

As “diretrizes”, agrupadas em cinco itens, são abordadas na **parte II**.

O **primeiro item da parte II**, intitulado “critérios gerais”, inicia-se mediante citação de que as diretrizes tratadas no documento não substituem o conhecimento científico e cultural aliado à experiência adquirida no trato do patrimônio arquitetônico. Retomam-se menções à abordagem multidisciplinar necessária ao estudo da estrutura do patrimônio, à distinção entre naturezas qualitativa e quantitativa dessas abordagens³⁵¹ e à função de suporte científico que a engenharia estrutural desempenha em conjunto com demais especialidades para salvaguardar os valores culturais e históricos da edificação. Por fim, reitera-se a importância do “memorial

³⁴⁹ Tanto imperfeições quanto alterações posteriores devem ser mantidas se já fizerem parte da história da edificação, desde que não comprometam os requisitos de segurança (ICOMOS, 2001, p. 10).

³⁵⁰ Recomenda-se evitar em intervenções, medidas que não se podem controlar durante a execução (ICOMOS, 2001, p. 10).

³⁵¹ Discutiram-se os significados das abordagens qualitativas e quantitativas no segundo item da parte I, intitulado “Pesquisa e diagnóstico”.

justificativo” (o qual deve conter todas as premissas adotadas no estudo) e recomenda-se que a avaliação do comportamento global da estrutura preceda a avaliação de suas partes e essa a das propriedades dos materiais.

Nomeado “aquisição de dados: informação e investigação”, o **segundo item da parte II** apresenta inicialmente etapas³⁵² necessárias ao conhecimento da estrutura do patrimônio e, novamente, faz menção à abordagem interdisciplinar requerida para tal. Em seguida, recomenda-se, com o objetivo de se recriar a história da construção, classificar as fontes de informações segundo grau de confiabilidade, além de atentar para ocorrência de falta de precisão no emprego de termos técnicos estruturais por agentes de outras áreas do conhecimento durante a etapa de pesquisa histórica. O levantamento estrutural preliminar³⁵³, realizado mediante observação direta da estrutura, detém a função básica de orientar investigações subsequentes e possui como principais objetivos a identificação de danos³⁵⁴ e deteriorações; avaliação dos fenômenos quanto a sua estabilidade; avaliação da urgência das intervenções; e avaliação dos riscos que o ambiente oferece ao edifício. Na sequência, abordam-se recomendações em relação aos ensaios de campo e de laboratório, os quais devem ser realizados sempre que houver necessidade de se compreender fenômenos estruturais relevantes. Quanto aos ensaios realizados em campo, há preferência pelos não destrutivos. No entanto, caso sejam insuficientes, recomenda-se avaliação dos benefícios³⁵⁵ que se podem alcançar com ensaios destrutivos, a despeito das perdas de material original que provocam. Por fim, discute-se a importância do monitoramento

³⁵² As etapas necessárias ao conhecimento estrutural do patrimônio são: pesquisa histórica ao longo da existência do edifício; definição, descrição e compreensão do significado histórico do edifício, das propriedades dos materiais empregados e das técnicas construtivas originais; descrição da estrutura em seu estado atual, incluindo-se os danos, deteriorações e fenômenos progressivos; identificação das ações; e relato de intervenções ocorridas. Sugere-se que, de acordo com o nível de aprofundamento requerido pelo estudo e recursos financeiros disponíveis, estabeleça-se um plano com atividades a serem desenvolvidas em etapas para obtenção incremental do conhecimento da estrutura, até que se atinja o aprofundamento compatível com os problemas sobre os quais se pretende atuar (ICOMOS, 2001, p. 13-14).

³⁵³ Compreende levantamentos geométricos e desenhos capazes de identificar materiais existentes; suas deteriorações; irregularidades e danos em elementos estruturais, com atenção aos padrões de fissuras e evidências de esmagamento (ICOMOS, 2001, p. 15).

³⁵⁴ Em conjunto com o mapeamento de danos visíveis recomenda-se a idealização de esquemas estruturais que os contemplem (ICOMOS, 2001, p. 15).

³⁵⁵ Como por exemplo a possibilidade de se minimizarem intervenções futuras, em função do maior conhecimento que se obtém do material estrutural. Menciona-se ainda a importância de se comparar resultados obtidos em ensaios realizados com diferentes métodos, a fim de se aumentar a confiabilidade do programa de investigações (ICOMOS, 2001, p. 16).

estrutural³⁵⁶ durante e após a execução da intervenção, o qual pode também servir de alarme³⁵⁷ frente a alterações no comportamento da estrutura.

O comportamento estrutural é discutido no **terceiro item da parte II**. Inicialmente apresentam-se formatos, vínculos, materiais e ações como principais fatores influentes no comportamento estrutural de edifícios. Devido à elevada complexidade do comportamento real da estrutura, recomenda-se adotar esquemas estruturais simplificados para sua idealização, os quais podem considerar danos, reforços e alterações quaisquer que o influencie significativamente. Quanto aos materiais estruturais, aponta-se a necessidade de redução de resistências devido a processos de deterioração, os quais, no entanto, nem sempre são detectados superficialmente (como por exemplo ataque de cupim à madeira). Em seguida classificam-se as ações presentes nas estruturas em dois grupos: mecânicas (atuantes nas peças estruturais); e físicas, químicas e biológicas (atuantes nos materiais estruturais). As ações mecânicas compreendem as ações estáticas (diretas³⁵⁸ e indiretas³⁵⁹) e ações dinâmicas³⁶⁰. As ações físicas, químicas e biológicas são aquelas que alteram propriedades dos materiais estruturais devido a processos de deterioração que suscitam.

O **quarto item da parte II**, intitulado “diagnóstico e avaliação da segurança”, discute essas duas etapas consecutivas e reúne as conclusões obtidas para tomada de decisão no “memorial justificativo”.

³⁵⁶ O monitoramento estático compreende, em geral, registros de deformações, fissuras, temperaturas, etc. O monitoramento dinâmico refere-se ao registro de acelerações, usuais em regiões sujeitas a sismos (ICOMOS, 2001, p. 16).

³⁵⁷ Principalmente para avaliação da natureza progressiva de fenômenos levantados (ICOMOS, 2001, p. 16).

³⁵⁸ As ações mecânicas estáticas diretas compreendem os carregamentos aplicados à estrutura. Atenta-se para o fato de que tanto acréscimos quanto decréscimos de carregamento podem gerar danos à estrutura (ICOMOS, 2001, p. 19).

³⁵⁹ As ações mecânicas estáticas indiretas compreendem as deformações impostas à estrutura. Atenta-se para o fato de que essas ações podem variar continuamente ou ciclicamente (temperatura, variação de nível d'água do solo, por exemplo) e podem gerar esforços, caso haja restrições aos deslocamentos. Cita-se também que a redução progressiva da rigidez (ocasionada por processos de deterioração, por exemplo) de peças estruturais hiperestáticas pode gerar ações indiretas que implicam em redistribuição de tensões (ICOMOS, 2001, p. 19).

³⁶⁰ As ações mecânicas dinâmicas são produzidas por transmissão de acelerações à estrutura em decorrência de tremores de terra, ventos, furacões, equipamentos vibratórios, etc. Esforços que essas ações geram sofrem influência da intensidade da aceleração do fenômeno, da frequência natural da estrutura e de sua capacidade de dissipar energia (ICOMOS, 2001, p. 19-20).

Tendo-se em vista as incertezas atribuídas aos dados coletados e aos modelos representativos dos fenômenos estruturais observados, preconiza-se avaliar a segurança estrutural de edifícios históricos mediante análise combinada dos níveis de segurança oferecidos pela pesquisa histórica, pela abordagem qualitativa e pela abordagem analítica (quantitativa). Adicionalmente, quando possível, sugere-se combinar também a abordagem experimental na avaliação da segurança estrutural.

Na pesquisa histórica avalia-se a segurança estrutural a partir de análise do comportamento progresso da estrutura (colapsos parciais, fissuras, desaprumos, deteriorações, etc.) frente às solicitações impostas à edificação ao longo de sua história (alterações de carregamentos, variação de temperatura, tremores de terra, etc.). No entanto, nos casos em que os materiais estruturais envolvidos apresentam comportamento frágil e as peças estruturais estejam trabalhando próximas ao limite de sua carga de ruptura, ou ainda, quando a estrutura foi submetida a ações repetidas (como por exemplo tremores de terra, que diminuem sua rigidez), a confiabilidade da segurança estrutural fornecida nessa análise é limitada.

Na abordagem qualitativa a segurança estrutural é geralmente avaliada mediante comparação entre situação atual da estrutura e outras estruturas similares já estudadas. Pressupõe-se, portanto, experiência dos agentes envolvidos e, como se trata de avaliação da segurança mediante processo indutivo, sua confiabilidade é restrita, na medida em que julgamentos pessoais se sobrepõem aos procedimentos científicos. Essa abordagem é bastante eficiente nos casos em que perduram incertezas em relação aos fenômenos estruturais existentes.

Na abordagem analítica (quantitativa) a segurança estrutural é avaliada por meio de modelos matemáticos representativos da estrutura simplificada. Trata-se de abordagem dedutiva, a qual pressupõe, a partir das premissas adotadas, obtenção do nível de segurança estrutural mediante emprego de raciocínio lógico. O grau de confiabilidade da análise depende, portanto, da veracidade e precisão das premissas que a fundamentam, tais como comportamento dos materiais estruturais; esquemas e teorias estruturais; e ações a que a estrutura está submetida. As simulações em modelos matemáticos, inerentes a essa abordagem, são particularmente relevantes para identificação das causas de danos existentes e para avaliação dos benefícios que se alcançariam com intervenções propostas.

Na abordagem experimental avalia-se a segurança estrutural a partir de ensaios realizados no local, em elementos estruturais da edificação (aplicação de carregamentos em pisos, vigas, etc).

Por fim, para determinação das decisões a se tomar, necessita-se combinar as avaliações da segurança oferecidas por cada abordagem discutida. Nos casos em que alguma abordagem tenha resultado nível de segurança inadequado, recomenda-se verificar se a precisão das informações adotadas foi insuficiente e se valores empregados na análise foram excessivamente conservadores. Caso afirmativo, pode-se optar por aprofundar a investigação para que se obtenham dados mais realistas e se proceda à nova avaliação da segurança. Essa decisão, no entanto, pressupõe que haja tempo para prosseguimento das investigações, sem que o nível de segurança da estrutura se torne crítico. Para avaliação dessa disponibilidade de tempo, recomenda-se analisar a progressão da diminuição do nível de segurança ocasionada por processos contínuos observados em campo, a progressão da deterioração em decorrência de fenômenos cíclicos (como por exemplo variação de temperatura e teor de umidade) e finalmente, a probabilidade de ocorrência de fenômenos excepcionais, como por exemplo, tremores de terra e furacões.

“Danos estruturais, deterioração de materiais e medidas corretivas” é título do **quinto item da parte II**. São discutidos danos frequentes em estruturas de alvenaria, madeira, ferro, aço e concreto, bem como as ações usualmente empreendidas para repará-los. Inicialmente apresenta-se o princípio básico para ocorrência do dano estrutural, o qual pressupõe que tensões atuantes superem as resistentes em decorrência do aumento de carregamento ou da diminuição na resistência do material estrutural.

Quanto ao material, como a diminuição de sua resistência decorre dos processos de deterioração aos quais está submetido, medidas preventivas de manutenção são apontadas como principal estratégia para preservação de suas características. Além da compreensão das características próprias de cada material, atenta-se para o fato de que frequentemente é necessário que se avalie o comportamento resultante de materiais que trabalham associados. Nesse caso, uma vez que o comportamento estrutural decorre da ação conjunta dos materiais, é indispensável que se garanta a preservação de ambos, considerando-se, portanto, suas diferentes características de degradação ao longo do tempo.

A discussão se inicia pelas alvenarias de pedra ou de tijolo e construções com terra crua. Compreendem técnicas que empregam, em geral, materiais com baixa resistência à tração e, em decorrência disso, podem apresentar rachaduras ou separação entre elementos sem que, no entanto, implique necessariamente falta de segurança, uma vez que são estruturas utilizadas principalmente para suportar esforços de compressão. Quanto à caracterização do comportamento estrutural das alvenarias, destaca-se que decorrem da geometria das pedras e tijolos que as constituem, dos mecanismos de acoplamento para que os componentes se mantenham unidos (tipologia de juntas), bem como de suas constituições mineralógicas e técnicas de produção. Por fim, além dessas considerações, atenta-se para a importante influência que as ligações com pisos e telhados proporcionam ao comportamento estrutural de edificações de alvenaria frente à estabilidade lateral.

A utilização de alvenaria em paredes, colunas e pilares é abordada na sequência. Apresenta-se inicialmente que as principais falhas detectadas nessas estruturas (esmagamento e flambagem) decorrem do carregamento vertical ao qual estão submetidas. Por se tratar de material com comportamento frágil, as falhas são particularmente perigosas, na medida em que a ruptura ocorre com pequenas deformações sem, portanto, apresentar indicações que possam alertar os usuários. Além do carregamento vertical, os horizontais são também relevantes nos casos de estruturas altas; implantadas em áreas sujeitas a sismos; e em estruturas de apoio de construções formadas por arcos ou abóbadas.

No caso de paredes de alvenaria dotadas de núcleo com material distinto daquele que o envolve, sinaliza-se que a análise deve considerar a possibilidade de que o material nuclear possa apresentar menor capacidade de carga do que o invólucro de alvenaria e assim possibilitar o surgimento de tensões entre ambos. Essas tensões podem provocar a separação entre núcleo e revestimento e ainda solicitarem esse lateralmente, induzindo a parede ao colapso progressivo.

Para compreensão das causas dos danos em paredes de alvenaria preconiza-se que se avalie a distribuição de tensões atuantes, mesmo que de forma aproximada, pois como os níveis de tensão são, em geral, muito baixos, os efeitos das imprecisões usualmente não afetam a margem de segurança da avaliação. Caso se obtenham níveis de tensão próximos da capacidade resistente da alvenaria, recomenda-se recorrer a análises mais precisas ou realizar ensaios na estrutura. Inspeções visuais são também indicadas para o propósito de compreensão dos

danos, uma vez que podem indicar padrões de fissuras e caminhamento das cargas na estrutura.

Fendas verticais compreendem o primeiro sinal de dano decorrente da atuação de tensões de compressão próximas aos limites suportados pela alvenaria. Nesses casos, a extensão do dano depende principalmente da fragilidade do material e sua velocidade de propagação pode ser tanto imediata quanto ao longo de séculos. Quanto às fendas diagonais, aponta-se que são frequentemente observadas em alvenarias submetidas a carregamentos laterais contidos em seu plano e, em relação às fendas horizontais, surgem na base da alvenaria em torno da qual a parede tende a rotacionar devido à atuação de carregamento lateral fora do plano ou de carregamento vertical excêntrico.

No que concerne às intervenções, citam-se o reposicionamento da alvenaria existente; consolidação mediante injeção de argamassa; reforços verticais e transversais; remoção e reposição de material deteriorado; e desmontagem e reconstrução parcial ou total.

Atenta-se para o fato de que a escolha da argamassa, no caso do emprego de injeções, está condicionada a sua compatibilidade com os materiais existentes. Como exemplo, destacam-se incompatibilidades químicas que decorrem da utilização de cimento em argamassas para restauro de alvenarias. Ainda para consolidação do material, mostram-se eficazes, além de injeções, o rejuntamento da alvenaria e a utilização de ancoragens.

Como regra geral, não se recomenda o emprego de concreto armado em reforços de edifícios históricos de alvenaria. Além disso, ressalta-se a importância de se avaliar a alteração de rigidez local que materiais introduzidos em reforços possam acarretar na estrutura.

Arcos e abóbadas de alvenaria são discutidos em seguida. Os empuxos que esses elementos geram em seus apoios podem deslocá-los horizontalmente e, conseqüentemente, levar ao surgimento de fissuras associadas ao incremento de esforços de tração, frente aos quais a resistência dessas estruturas em alvenaria é limitada. Em geral, indica-se que essa situação provém de problemas executivos, de geometria inadequada ao carregamento solicitante e também de falhas relacionadas à resistência e rigidez dos elementos responsáveis por absorver os empuxos (como tirantes e juntas, por exemplo).

No caso das abóbadas, recomenda-se atentar para rachaduras que levam à separação de suas partes, na medida em que a redistribuição de cargas acarretada por essa circunstância pode provocar o aparecimento de tensões de tração e/ou alívios nas tensões de compressão em determinadas zonas até que, sucessivamente, a propagação desse mecanismo resulte no colapso progressivo da estrutura. Ressalta-se que falha similar é constatada devido à adição ou remoção de cargas nessas estruturas, pois suas geometrias decorrem do carregamento para o qual foram concebidas originalmente.

Quanto ao reparo de estruturas formadas por arcos e abóbadas, indica-se que esse deve buscar remediar as razões pelas quais seus comportamentos estruturais, descritos anteriormente, foram alterados, como por exemplo, evitar a movimentação horizontal dos apoios mediante substituição de tirantes ou implementação de escoras e contrafortes, equilibrar tensões mediante correção de carregamento vertical atuante, entre outros.

Em torres de alvenaria – estruturas altas, sensíveis a tremores de terra – assinala-se a predominância de elevadas tensões de compressão, cujas distribuições podem ser afetadas, entre outros fatores, pela condição de solidarização entre os panos de alvenaria que a constituem e por alterações derivadas de aberturas ou fechamentos de vãos originais. Para melhoria da capacidade resistente dessas estruturas, apresenta-se como estratégia usual o emprego de correntes, tirantes horizontais e diafragmas.

Na sequência discute-se o uso da madeira em edifícios históricos. Trata-se de material cujo comportamento estrutural é influenciado por sua espécie botânica de origem; pelas características de crescimento da árvore; pelas operações de corte, secagem e desdobro realizadas; e pela degradação em função da utilização.

Quanto à importância de se reconhecer a espécie botânica de origem, apresenta-se o fato de que, a partir dela, estimam-se a propensão da madeira a ataques biológicos e também sua resistência, sendo essa, dependente ainda das características de crescimento da árvore, como por exemplo, quantidade e distribuição de nós. No que se refere às operações de corte, secagem e desdobro, indica-se que também influenciam a durabilidade das madeiras, no entanto, aponta-se como principal causa de danos no material, o ataque de fungos e insetos, proporcionado pelo alto teor de umidade e temperatura a que pode estar submetido.

Em relação à umidade, atenta-se para os elevados teores potencialmente presentes em alvenarias, nas quais membros estruturais de madeira podem estar inseridos, como por exemplo, extremidades de vigas suporte de piso ou telhado, para as quais se recomendam proteções químicas.

Apesar dos riscos quanto à danificação de peças e, conseqüentemente, possível perda de valores patrimoniais, operações de desmontagem e remontagem da estrutura de madeira são delicadas, mas também indicadas por propiciarem efetividade nos reparos de suas peças. Frequentemente, observa-se que falhas nessas estruturas manifestam-se localizadamente em nós de treliças ou pórticos que, geralmente, as formam e, nesses casos, são comuns medidas de reparos também localizadas, como por exemplo, reforço dos nós ou acréscimo de diagonais, em se tratando de treliças.

Sequencialmente, discute-se o uso de ferro e aço em edificações históricas. Do ponto de vista da resistência, o ferro fundido difere do aço por possuir baixa capacidade de absorver esforços de tração e por sua propensão em apresentar tensões residuais decorrentes de seu processo produtivo. No entanto, ambos são ligas de metal, cujas sensibilidades à corrosão decorrem de suas composições químicas. Como o processo de corrosão do ferro e do aço acarreta aumento volumétrico desses materiais, registra-se que componentes construtivos confeccionados a partir deles estão sujeitos a, quando corroídos, danificarem também – em decorrência das tensões geradas – materiais que os envolvem, como pedra ou concreto, por exemplo.

Outros danos citados que se podem observar em estruturas de ferro e aço ocorrem em suas ligações. Trata-se de regiões sujeitas à concentração de tensões e que merecem destaque, principalmente, em estruturas submetidas a cargas repetidas, nas quais o fenômeno de fadiga é relevante, como em pontes.

O reparo dos danos causados pela corrosão em elementos estruturais de ferro e aço envolve eliminação da ferrugem e repintura do elemento estrutural. Para casos em que são necessários reforços, indica-se que esses podem ser concebidos mediante acréscimo de componentes metálicos soldados à estrutura original.

O último grupo de materiais discutido abrange o concreto armado e protendido. Como se trata de tecnologia que ainda estava em desenvolvimento quando foi largamente utilizada nos edifícios modernos, notam-se problemas de

durabilidade decorrentes, por exemplo, de cobrimentos insuficientes das armaduras ou de misturas pobres em cimento.

Entre os principais fenômenos influentes na durabilidade dessas estruturas citam-se a carbonatação do concreto, sua deterioração devido à exposição à cloretos e corrosão das armaduras de aço. Para consolidação de um elemento estrutural de concreto armado recomenda-se, geralmente, a eliminação do concreto deteriorado, limpeza da armadura e, por fim, adição de reforço. Por vezes, destaca-se ainda a necessidade de se reconstruir partes da estrutura com emprego de concretos especiais.

Por fim, na **parte III**, destinada ao glossário, elucidam-se os significados de termos correntes em avaliações da estrutura do patrimônio arquitetônico.

B.2.2 Bases for design of structures: Assessment of existing structures – ISO 13822:2010

A Norma internacional ISO 13822:2010 discute a avaliação de estruturas existentes e traz, em seu Anexo I, recomendações voltadas especificamente às estruturas do patrimônio. Trata-se de anexo constituído de dez seções – apresentadas na TABELA B.2 e examinadas a seguir –, que utiliza a referência do ISCARSAH/ICOMOS (2001), apresentada em B.2.1, como uma de suas fontes bibliográficas.

TABELA B.2: Conteúdo do Anexo I – “Heritage structures” – da norma “ISO 13822 – Bases for design of structures: Assessment of existing structures” (ISO, 2010).

| |
|--|
| I.1. Introdução |
| I.2. Fundamentos |
| I.2.1. Pesquisa e Diagnóstico |
| I.2.2. Avaliação de estruturas do patrimônio |
| I.2.3. Limitações da intervenção estrutural |
| I.3. Termos e definições |
| I.4. Quadro geral de avaliação |
| I.4.1. Objetivos |
| I.4.2. Procedimento |
| I.4.3. Especificação dos objetivos da avaliação |
| I.4.4. Avaliação preliminar |
| I.4.5. Avaliação detalhada |
| I.4.6. Resultados da avaliação |
| I.5. Dados para avaliação |
| I.5.1. Geral |
| I.5.2. Condições do local |
| I.5.3. Autenticidade da fundação |
| I.6. Análise estrutural |
| I.6.1. Objetivo da análise estrutural |
| I.6.2. Estados-limite |
| I.6.3. Modelos |
| I.6.4. Abordagem comparativa |
| I.6.5. Abordagem histórica |
| I.6.6. Incertezas do modelo |
| I.7. Verificação |
| I.7.1. Avaliação da confiabilidade |
| I.7.2. Verificação de plausibilidade |
| I.7.3. Nível de confiabilidade desejado |
| I.8. Avaliação baseada em desempenho passado satisfatório |
| I.9. Intervenções |
| I.9.1. Cenários |
| I.9.2. Intervenção mínima |
| I.9.3. Abordagem incremental |
| I.9.4. Medidas removíveis |
| I.10. Relatório |
| I.10.1. Conteúdo do relatório |
| I.10.2. Revisão das opções de intervenção |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de ISO (2010). Tradução do autor.

A **seção I.1** introduz o anexo mediante apresentação de seu objetivo e da premissa que o fundamenta. O objetivo descrito é o de munir a avaliação estrutural de considerações adicionais necessárias nos casos em que a estrutura existente se refere a estrutura de um patrimônio. Quanto à premissa, baseia-se no fato de que o valor patrimonial da estrutura pode existir independentemente do valor do material histórico que a recobre e isso, por si só, justifica sua preservação.

Os fundamentos para análise das estruturas do patrimônio apresentam-se na **seção I.2**, os quais compreendem a consideração conjunta do desempenho estrutural e da preservação dos valores patrimoniais do bem. Sobre os valores patrimoniais a se preservar, diferencia-se que podem estar associados à própria estrutura – representativa do conhecimento, tecnologia e habilidades construtivas de determinado período – e/ou aos elementos (arquitetônicos, pinturas) para os quais servem de suporte e, nesse caso, não necessariamente a preservação da estrutura decorre de sua importância cultural. A seção discute também o alcance das intervenções estruturais, o qual é limitado pela descaracterização dos valores patrimoniais que suscitam.

Na **seção I.3** apresentam-se termos e definições específicos à preservação de estruturas de patrimônios.

O quadro geral de avaliação é discutido na **seção I.4**, na qual se apresentam os objetivos da avaliação estrutural e os procedimentos nela empregados. Os objetivos citados na normalização visam à garantia do nível de desempenho estrutural em relação à segurança dos usuários e também em serviço, considerando-se a conservação dos valores patrimoniais do bem. Quanto aos procedimentos, menciona-se que se devem realiza-los por equipe multidisciplinar e preconiza-se seguir as cinco etapas consecutivas listadas no corpo da norma: 1) especificação dos objetivos da avaliação; 2) estabelecimento de cenários; 3) avaliação preliminar; 4) avaliação detalhada; 5) análise dos resultados da avaliação; e repetição da sequência, se necessário. O anexo, no entanto, dedica-se a duas dessas etapas: a de avaliação preliminar e a de avaliação detalhada.

A avaliação preliminar tem por objetivo identificar a necessidade de intervenções urgentes no patrimônio e fundamentar a avaliação detalhada. As etapas que a constituem são: inspeção preliminar; monitoramento; verificações preliminares; ações imediatas; e recomendações para avaliação detalhada.

A etapa de “inspeção preliminar” pode contemplar ensaios não destrutivos ou ensaios destrutivos de baixo impacto, devidamente aprovados pela equipe multidisciplinar. A etapa de “monitoramento” objetiva detectar, por meio de dispositivos simples, problemas ativos que possam requerer ações imediatas. “Verificações preliminares” compreende etapa em que se identificam deficiências críticas que podem afetar os valores patrimoniais da edificação. A etapa de “ações imediatas” envolve a aplicação de possíveis intervenções provisórias que visam garantir a estabilidade de estruturas em risco. Por fim, caso se evidenciem ameaças aos valores patrimoniais a longo prazo, essas devem ser relatadas na última etapa da avaliação preliminar, a de “recomendações para avaliação detalhada”.

A avaliação detalhada tem seu escopo definido na avaliação preliminar e abrange, em geral, as seguintes etapas: relatório histórico; revisão e pesquisa documental detalhada; registro patrimonial; inspeção detalhada; amostragem; ensaios preferenciais; ensaios destrutivos; monitoramento; determinação das propriedades estruturais; análise estrutural; e verificação.

A etapa referente ao “relatório histórico” é essencial para análise detalhada e compreende a identificação da natureza da construção original, suas alterações posteriores e quaisquer eventos relevantes que lhe possam ter causado danos. A “revisão e pesquisa documental detalhada” compreende etapa em que se documenta a história dos usos pregressos do patrimônio mediante investigação de fontes diversas, como por exemplo, entrevistas, fotografias, histórico de manutenção, entre outras. O “registro patrimonial” refere-se à etapa que, na verdade, antecede a avaliação detalhada e serve de base para registro das observações de campo, para modelagem da estrutura e para desenhos explicativos de propostas de intervenção. A “inspeção detalhada” corresponde à etapa em que se realizam inspeções visuais e táteis, inclusive em elementos ocultos, a partir de aberturas no patrimônio ou por meio de sua desmontagem. A etapa intitulada “amostragem” refere-se à coleta de amostras para realização de testes e são geralmente extraídas de locais com menor valor patrimonial e em quantidade reduzida. Os “ensaios preferenciais” compreendem os ensaios não destrutivos e os destrutivos de baixo impacto. Trata-se de ensaios que visam à caracterização física, mecânica e química dos materiais, além de serem capazes de avaliar as tensões atuantes em elementos estruturais, suas propriedades mecânicas e descontinuidades. Quanto aos “ensaios destrutivos”, como causam danos aos elementos do patrimônio, são recomendados apenas quando a obtenção

de informações por outros meios é inviável. Nesses casos deve-se avaliar se as informações que se obtêm deles são capazes de promover intervenções cujos danos são inferiores aos causados pela própria execução do ensaio. O objetivo da etapa de “monitoramento” é o de se compreender melhor o comportamento da estrutura, a partir de correlações entre causas e efeitos registrados ao longo do tempo. Em seguida, apresenta-se a etapa intitulada “determinação das propriedades estruturais”, para a qual se recomendam testes e/ou provas de carga na estrutura, conjuntamente com a identificação dos efeitos prejudiciais que podem afetá-la. Na etapa de “análise estrutural” preconiza-se considerar incertezas quanto a incompletude dos dados; idade do patrimônio; danos e deformações; limitação do conhecimento sobre os sistemas estruturais passados; e variabilidade nas propriedades dos materiais. Segundo a normalização, a consideração dessas incertezas pressupõe a elaboração de modelos estruturais incrementais, na medida em que, caso não se alcance suficiente confiabilidade nos resultados obtidos, nova análise deve ser realizada e, dessa vez, alimentada por informações adicionais advindas de novos testes e/ou monitoramentos, e assim sucessivamente, até que se obtenha a confiabilidade requerida. Por fim, a última etapa mencionada na avaliação detalhada é a de “verificação”, a qual prescreve o equilíbrio entre segurança estrutural e proteção dos valores patrimoniais do bem.

Os resultados das avaliações preliminar e detalhada são discutidos em seguida mediante apresentação de premissas para formatação do relatório e indicações sobre seu conteúdo. Quanto à formatação do relatório, sugere-se consultar as diretrizes constantes no Anexo G³⁶¹ da norma e, em relação ao conteúdo, indica-se que deve contemplar recomendações para salvaguardar os elementos que caracterizam a significância do patrimônio e também medidas para controle ou alteração de risco frente a eventos potencialmente prejudiciais ao patrimônio.

A **seção I.5** enumera informações essenciais a se utilizar nas avaliações, como por exemplo, materiais, ações, condições ambientais e documentos existentes,

³⁶¹ No anexo G listam-se doze itens para formatação do relatório: 1) página de rosto; 2) identificação do profissional/empresa; 3) sinopse; 4) sumário; 5) escopo da avaliação; 6) descrição da estrutura; 7) investigação (documentos examinados, itens inspecionados, procedimentos de amostragem e teste); 8) análise; 9) verificação; 10) discussão dos resultados; 11) revisão das opções de intervenção; 12) conclusões e recomendações (conclusões, recomendações, anexos).

principalmente se referentes ao desempenho pregresso da estrutura ou que apresentem registros de desastres naturais ou influencias ambientais pelas quais a estrutura tenha passado. Nessa seção atenta-se ainda para o fato de que as fundações fazem parte da estrutura, possuem valor patrimonial e, portanto, devem também ser conservadas.

A análise estrutural é tratada na **seção I.6** mediante discussão de seus objetivos, estados-limites, modelos, abordagens (comparativa e histórica) e incertezas.

Quanto aos “objetivos”, o anexo faz referência aos indicados no corpo da norma, os quais compreendem a determinação dos efeitos das ações na estrutura e também da capacidade resistente dos elementos que a constitui. Recomenda-se que, para obtenção desses resultados, se considere a deterioração detectada na estrutura por meio de modelos dependentes do tempo, além de apresentar elucidações sobre os danos ou mau funcionamentos identificados. Além desses objetivos, para o caso específico das estruturas de patrimônio, requer-se ainda que se expliquem os efeitos tanto de ações quanto de alterações ocorridos no passado.

No que se refere aos “estados-limites”, preconiza-se considerar, além dos últimos e de serviço usuais, estados-limites de serviço voltados à preservação do patrimônio, como por exemplo, referentes à limitação de deformações que possam danificar pinturas e demais elementos artísticos.

Quanto aos “modelos” a se utilizar na análise estrutural, indica-se que devem representar precisamente a geometria dos elementos estruturais, das ações atuantes e das propriedades dos materiais, além de alterações e deteriorações quaisquer que possam influenciar os resultados. No caso da deterioração dos materiais reitera-se que se devem considerar processos de degradação dependentes do tempo e possíveis alterações nas condições ambientais a que os materiais estão submetidos. Quanto à calibração e validação dos modelos, sugere-se que sejam efetivadas a partir de evidências disponíveis sobre o comportamento e condições da estrutura, como por exemplo, decorrentes de eventos históricos pelos quais o patrimônio passou. Acrescenta-se que dados de ensaios não destrutivos ou destrutivos de baixo impacto podem ser empregados para calibração dos modelos, como por exemplo, os que aferem níveis de tensão atuantes na estrutura.

A “abordagem comparativa” e a “abordagem histórica” são discutidas em seguida. A primeira compreende método em que se aferem o desempenho e

capacidade de carga da estrutura por meio de comparação com outras similares, submetidas, inclusive, a ações atuantes semelhantes. Na segunda, busca-se compreender o comportamento do patrimônio a partir da análise dos efeitos associados aos eventos históricos pelos quais passou, como por exemplo, terremotos, reforços que lhe foram incorporados, entre outros.

“Incertezas do modelo”, discutidas na sequência, podem persistir mesmo com os esforços dispendidos nas calibrações e se devem à heterogeneidade dos materiais, detalhes construtivos ocultos, incertezas quanto à real extensão dos danos e também à limitação das informações que se obtêm nas inspeções. Para minimização dessas incertezas a normalização recomenda a avaliação conjunta fornecida pelas abordagens comparativa e histórica.

A **seção 1.7**, intitulada “verificação” discute a validade temporal da avaliação estrutural, a qual se restringe ao período em que a estrutura se mantém conservada segundo as condições para as quais a análise foi realizada. Outra verificação discutida na seção refere-se à validação dos resultados obtidos na análise e, nesse caso, citam-se que possíveis discrepâncias devem ser explicadas para que melhorias possam ser incorporadas aos modelos. Por fim, a seção se encerra com discussão sobre o nível de confiabilidade requerido na análise estrutural, a qual retoma considerações já realizadas sobre o equilíbrio entre segurança e valores patrimoniais a se preservar. Destaca-se que muitas vezes o nível de segurança que se obtêm em estruturas de patrimônio é inferior aos previstos em normalizações correntes, condição que implica adoção de medidas para limitar consequências de eventual falha estrutural, como por exemplo, restringindo condições de uso do patrimônio.

Na **seção 1.8** apresenta-se que avaliações baseadas em desempenho passado podem ser utilizadas mesmo que haja danos estabilizados na estrutura, desde que, nesse caso, a estabilização seja atestada por monitoração.

Intervenções são discutidas na **seção 1.9**, a qual recomenda que se estabeleçam cenários para que seus alcances não comprometam a preservação dos valores patrimoniais do bem. Com a finalidade de se provocar o mínimo dano ao patrimônio, sugere-se que o nível de intervenção seja também reduzido ao mínimo necessário ao atendimento dos requisitos estruturais. Por fim, discutem-se para as intervenções, suas diretrizes básicas, as quais discorrem sobre a necessidade de que: decorram de um plano integrado que atenda aos requisitos arquitetônicos, estruturais

e funcionais; utilizem materiais compatíveis com os existentes, mesmo a longo prazo; e evitem, sempre que possível, remoção ou alterações no material histórico ou nas características arquitetônicas do patrimônio. Além dessas diretrizes, citam-se que a reversibilidade da intervenção é, sempre que possível, desejada e que intervenções incrementais podem ser adotadas nos casos em que não se tenha alcançado, no tempo disponível, uma estratégia de conservação ideal.

Finalmente, a **seção I.10**, destinada ao relatório de avaliação, sugere elaborá-lo conforme as diretrizes contidas no Anexo G³⁶² da norma. Em relação ao conteúdo, indica-se que deve abranger o relatório histórico, registros patrimoniais, metodologia e resultados da inspeção, metodologia e resultados do monitoramento, considerações em relação ao patrimônio e limitações da avaliação. Reitera-se ainda, ao final da seção, que a análise das opções de intervenção deve considerar os impactos que geram no patrimônio.

³⁶² Cf. nota 361.

B.3 Produção brasileira sobre análise estrutural do patrimônio edificado em concreto armado

Entre as escassas produções bibliográficas brasileiras que trazem análises estruturais de edifícios históricos em concreto armado, doze foram revisadas para composição do referencial teórico da pesquisa. Publicadas entre 2002 e 2017, as referências consultadas reúnem análises estruturais dos quinze patrimônios edificados apresentados na TABELA B.3, a qual traz também os respectivos autores de seus projetos arquitetônico e estrutural.

TABELA B.3: A autoria dos projetos arquitetônico e estrutural dos patrimônios edificados discutidos nas publicações brasileiras consultadas. Trata-se de edifícios em concreto armado para os quais se realizaram, depois de concluídos, análises estruturais mediante emprego de modelos computacionais.

Destaque para o Museu de Arte de São Paulo (MASP), o qual compartilha com o Edifício Vilanova Artigas o mesmo autor de projeto estrutural: o Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz.

| | <i>Patrimônio</i> | <i>Autoria</i> | |
|----|---|---|--|
| | | <i>projeto arquitetônico</i> | <i>projeto estrutural</i> |
| 1 | Catedral de Brasília | Oscar Niemeyer | Joaquim Cardozo |
| 2 | Estádio Magalhães Pinto (Mineirão) | Eduardo M. Guimarães Jr. e Gaspar Garreto | Serviço de Engenharia Emilio Baumgart – SEEBLA |
| 3 | Palácio do Itamaraty | Oscar Niemeyer | Joaquim Cardozo |
| 4 | Palácio da Justiça | Oscar Niemeyer | Escritório Técnico Arthur Luiz Pitta – ETALP |
| 5 | Instituto Central de Ciências (ICC) da UnB | Oscar Niemeyer | Escritório Sergio Marques de Souza (Bruno Contarini) |
| 6 | Monumento a Caxias | Oscar Niemeyer | Pedro Parga (original) e COPPE (revisão) |
| 7 | Teatro Pedro Calmon | Oscar Niemeyer | Projectum Eng. (Promon) e SEEBLA (revisão) |
| 8 | Teatro Nacional Claudio Santoro | Oscar Niemeyer | Bruno Contarini |
| 9 | Catedral da Sé | Maximiliano Hehl | (?) |
| 10 | Igrejinha de Nossa Senhora de Fátima | Oscar Niemeyer | Joaquim Cardozo |
| 11 | Palácio do Congresso Nacional (cúpula invertida) | Oscar Niemeyer | Joaquim Cardozo |
| 12 | Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) | Oscar Niemeyer | Joaquim Cardozo |
| 13 | Pavilhão de Exposições da Gameleira | Oscar Niemeyer | Joaquim Cardozo |
| 14 | Torre de TV Digital de Brasília | Oscar Niemeyer | José Carlos Sussekind |
| 15 | Museu de Arte de São Paulo (MASP) | Lina Bo Bardi | Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz |

Fonte: tabela elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de: Pessoa (2002); Angelo (2004); Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007); Moreira (2007); Fonseca (2007); Silva (2008); Souza (2009); Ramirez (2010); Inojosa (2010); Pereira (2012); Soares (2017); e Oksman et al. (2018).

O Museu de Arte de São Paulo (MASP), destacado na TABELA B.3, possui, assim como o Edifício Vilanova Artigas, o Escritório Técnico J. C. de Figueiredo Ferraz como responsável por seu projeto estrutural. Essa equivalência possibilita investigar

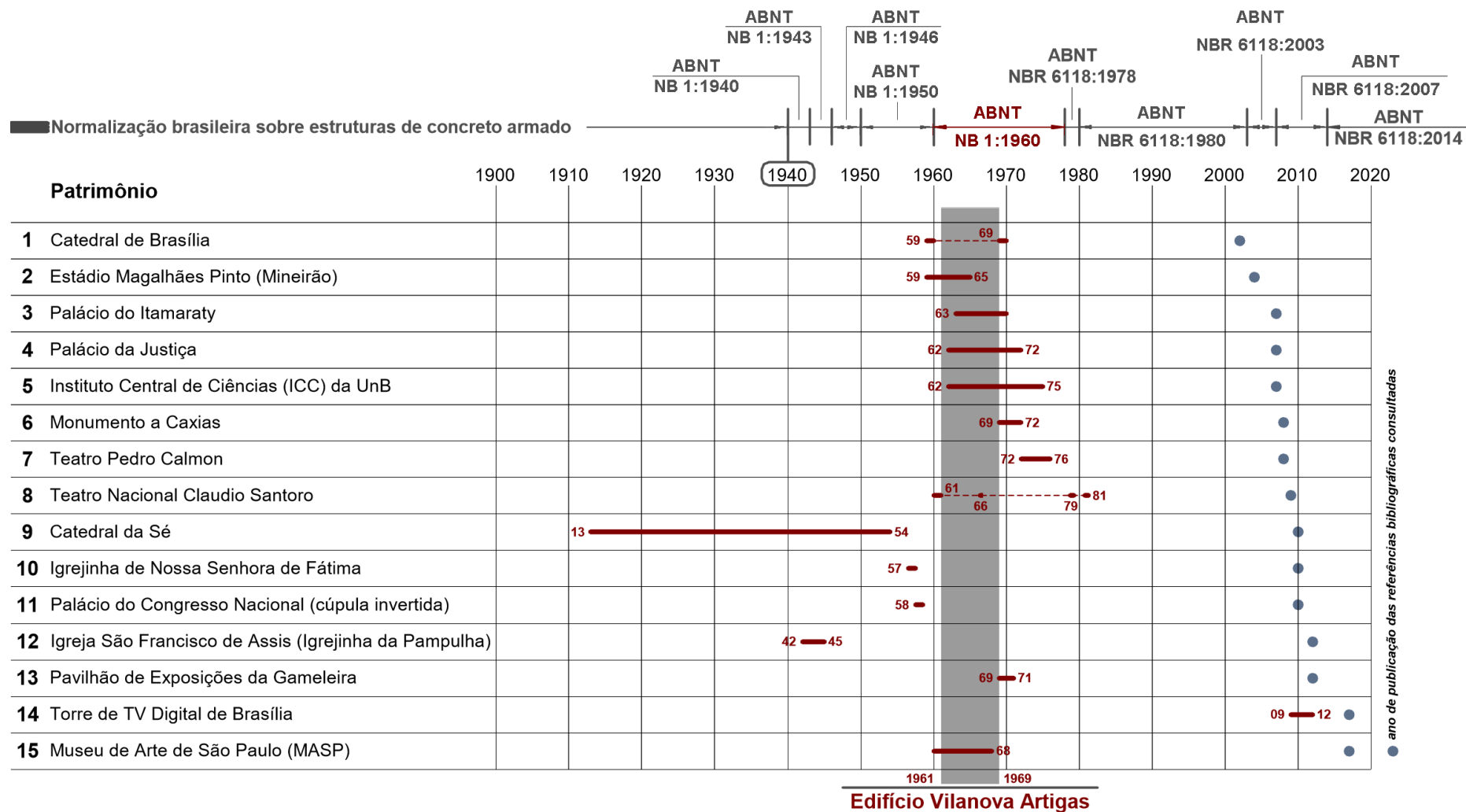
a adoção de soluções de projeto que possam ser similares a ambas as edificações, sobretudo em função dos períodos, praticamente simultâneos, em que foram projetadas e construídas.

Ainda em relação à simultaneidade em que foram realizados os patrimônios discutidos nas publicações brasileiras consultadas, elaborou-se a FIGURA B.1 apresentada a seguir com a finalidade de situá-los cronologicamente a partir das informações coletadas na bibliografia revista. Conforme pode-se notar, seis dos quinze edifícios investigados tiveram o início da execução de suas obras ou o desenvolvimento de parte delas no período em que se realizaram as do Edifício Vilanova Artigas (1961-1969): Estádio Magalhães Pinto (1959-1965), Palácio do Itamaraty (1963-1970), Palácio da Justiça (1962-1972), Instituto Central de Ciências da UnB (1962-1975), Teatro Nacional Claudio Santoro (1960-1961, 1966, 1979, 1981) e Museu de Arte de São Paulo (1960-1968). Além disso, a figura mostra que dez deles também tiveram seus períodos de projeto ou execução de obras inseridos parcial ou integralmente no período de vigência da mesma versão da norma ABNT NB 1:1960, a qual trata do “cálculo e execução de obras de concreto armado”.

Esse levantamento possibilita tomar esses edifícios também como fontes de informações que eventualmente possam preencher lacunas ou dirimir dúvidas a respeito de práticas correntes na época da realização do Edifício Vilanova Artigas, como, por exemplo, em relação a especificação de materiais e soluções de projeto e de execução de obras.

FIGURA B.1 – Cronologia de execução das obras dos patrimônios edificados discutidos nas publicações brasileiras consultadas.

Destaque para relação com o período de execução das obras do Edifício Vilanova Artigas (1961-1969), para o histórico da normalização brasileira sobre estruturas de concreto armado (com início em 1940, com a fundação da ABNT), para a normalização vigente durante a realização do Edifício Vilanova Artigas (NB 1:1960) e para o ano de publicação das referências consultadas.



Fonte: figura elaborada pelo autor a partir de dados extraídos de: Pessoa (2002); Angelo (2004); Santos, Clímaco e Nepomuceno (2007); Moreira (2007); Fonseca (2007); Silva (2008); Souza (2009); Ramirez (2010); Inojosa (2010); Pereira (2012); Soares (2017); e Oksman et al. (2018).

Em relação às publicações examinadas, doze dos quinze patrimônios discutidos foram objetos de pesquisas desenvolvidas na Universidade de Brasília – dez na Faculdade de Tecnologia e duas na de Arquitetura e Urbanismo. Entre as dez análises estruturais produzidas na Faculdade de Tecnologia, oito são oriundas da linha de pesquisa nomeada “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília (PECC/UnB), a qual se propõe a preencher a lacuna de publicações voltadas à caracterização estrutural dos edifícios notáveis de Brasília e ainda lhes aplicar metodologia desenvolvida na própria linha de pesquisa destinada à avaliação quantitativa do grau de deterioração de suas estruturas de concreto.

Além dos doze patrimônios constantes nas pesquisas desenvolvidas na UnB, revisaram-se os trabalhos sobre o Estádio Magalhães Pinto (Mineirão), Catedral da Sé de São Paulo e Museu de Arte de São Paulo (MASP), vinculados, respectivamente, à Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (EEUFMG), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Getty Foundation.

A revisão dessa literatura abrange, portanto, edificações históricas brasileiras em concreto armado para as quais se realizaram, depois de concluídas, análises estruturais mediante emprego de modelos computacionais. Os objetivos do exame são evidenciar e discutir as simplificações adotadas nos modelos computacionais que representam as características reais das estruturas – quanto à geometria, vínculos, materiais, carregamentos e métodos de análise – e os resultados obtidos com as aproximações idealizadas. Por fim, a investigação inclui ainda subsidiar a elaboração dos modelos computacionais da estrutura do Edifício Vilanova Artigas – objeto de estudo dessa pesquisa – mediante identificação de características similares entre sua estrutura e as dos edifícios consultados nessa revisão bibliográfica.

B.3.1 Catedral de Brasília – PESSOA, D. F. (2002)

Intitulada “A estrutura da Catedral de Brasília: aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e proposta de manutenção”, a dissertação de mestrado de Diogo Fagundes Pessoa, sob orientação de João Carlos Teatini de Souza Clímaco, foi apresentada em outubro de 2002 ao

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como requisito para obtenção do título de mestre em estruturas e construção civil.

Projetada pelo arquiteto Oscar Niemeyer e inaugurada em 1970, a Catedral de Brasília teve o engenheiro Joaquim Cardozo como responsável pelo projeto estrutural. Segundo Pessoa (2002, p. 8-15), a execução da obra, realizada em duas fases pela Companhia Urbanizadora da Nova Capital (NOVACAP), contemplou entre 1959 e 1960, a estrutura em concreto armado da nave e por fim, entre 1969 e 1970, a conclusão do edifício e construção dos anexos do complexo (batistério, campanário e espelho d'água).

O **primeiro** dos sete capítulos que constituem a dissertação destina-se à introdução do trabalho. Nele, apresentam-se a motivação e objetivos da pesquisa, além da descrição dos capítulos. Destaca-se como motivação para seu desenvolvimento a carência de publicações voltadas à caracterização estrutural dos edifícios notáveis de Brasília e, quanto aos objetivos, apresenta-se como principal o de reunir dados sobre concepção, execução e intervenções realizadas na catedral com a finalidade de avaliar sua condição atual e propor um programa de manutenção preventiva para o edifício.

O **segundo capítulo** apresenta inicialmente o contexto histórico em que o edifício foi projetado e sua breve descrição a partir do viés arquitetônico. Em seguida, discutem-se a geometria e função das peças estruturais que o constituem – pilares; anéis inferior e superior de tração e compressão, respectivamente; laje e casca circulares de cobertura; tubulões, blocos de arrasamento, vigas baldrame e aparelhos de apoio dos pilares; e treliças espaciais suportes dos vitrais. Na sequência procede-se para caracterização das formas, escoramentos, aços³⁶³ e concreto³⁶⁴, além de

³⁶³ Não se encontraram registros da especificação do aço na documentação levantada. No entanto, a partir de análise de fotografia em que se mostram placas de fornecedores da obra, suspeita-se que foi empregado o aço CAT-50 produzido pela empresa Aço Torsima S/A sob a marca *Torstahl 50* (PESSOA, 2002, p. 20).

³⁶⁴ De acordo com o projeto estrutural, a resistência especificada para o concreto aos 28 dias era de 350 kgf/cm². Quanto à dosagem, levantou-se que era realizada no local, empregando-se cimento oriundo de Belo Horizonte e Mato Grosso, areia da própria região de Brasília e agregado graúdo (brita de pedreira e seixo) de região próxima à Sobradinho (PESSOA, 2002, p. 22).

alguns dos procedimentos executivos empregados em obra. Por fim, encerra-se o capítulo com a descrição dos itens contemplados nas intervenções de 1987 e 2000.

O comportamento estrutural da Catedral de Brasília é discutido no **terceiro capítulo** a partir de modelos estruturais analíticos desenvolvidos nos programas comerciais SAP2000® e ANSYS®.

No SAP2000® representaram-se as vigas do anel inferior³⁶⁵, as do superior³⁶⁶, a viga suporte³⁶⁷ da laje de cobertura e os pilares³⁶⁸ como elementos lineares (*frames*). A laje de cobertura³⁶⁹ e as mesas superior e inferior das lajes do anel inferior³⁷⁰ foram representadas por elementos de superfície (*shells*). Quanto aos vínculos, adotaram-se apoios articulados³⁷¹ nos nós que unem os pilares ao anel

³⁶⁵ Segundo Pessoa (2002, p. 10, 13, 28), de acordo com o projeto da catedral, o anel inferior (de tração) é constituído de 4 vigas longitudinais (4 anéis) e 128 vigas transversais. A viga longitudinal externa (anel externo com 60 m de diâmetro) foi representada no modelo por meio de 128 barras (*frames*) com seção transversal em formato retangular com dimensões constantes de 200 cm de base e 50 cm de altura, conforme projeto. As demais vigas longitudinais (anel interno e 2 anéis intermediários) – com seção transversal em formato trapezoidal constante ao longo do comprimento – foram também representadas no modelo por meio de elementos de barra (*frame*), no entanto, com seções transversais simplificadas em formato retangular de base 20 cm e alturas médias dos trapézios originais que as definem. No caso das 128 vigas transversais, que possuem, de acordo com o projeto, base constante de 20 cm e altura variável de 20 a 42 cm ao longo do comprimento, foram também representadas no modelo por meio de elementos de barra (*frame*), porém, com seção transversal em formato retangular com dimensões constantes de 20 cm para base e 31 cm para altura (obtida pela média entre as alturas máxima e mínima).

³⁶⁶ O anel superior (de compressão) de aproximadamente 14 m de diâmetro, foi representado no modelo por meio de 32 barras (*frames*) com seção transversal em formato retangular de 22 cm de base e 90 cm de altura, conforme definido em projeto (PESSOA, 2002, p. 29).

³⁶⁷ A viga circular suporte da laje de cobertura possui seção transversal em formato aproximado de losango, seguindo a seção transversal dos pilares no trecho em que se apoia. No modelo, a viga foi representada por 16 elementos de barra (*frame*) entre pilares, com seção simplificada em formato retangular com 35 cm de base e 55 cm de altura (PESSOA, 2002, p. 29-30).

³⁶⁸ Cada um dos 16 pilares da catedral foi representado por 22 elementos de barra (*frame*) com comprimento de 2 m (exceto os trechos de base e topo, com comprimento de 1,14 m e 0,65 m, respectivamente). Como a seção transversal é variável ao longo do comprimento do pilar, adotou-se para cada *frame*, a seção média de seu comprimento. Segundo o autor, necessitou-se calcular as características geométricas dessas seções transversais e inseri-las no programa, pois não havia seções pré-definidas no SAP2000 com geometria similar (PESSOA, 2002, p. 30-31).

³⁶⁹ A laje de cobertura, que possui geometria circular e altura variável entre 15 cm (junto à viga suporte) e 22 cm (na abertura central), foi representada no modelo por meio de elementos de superfície de grande espessura (*shellthick*) com altura de 18,5 (obtida pela média entre as alturas máxima e mínima) (PESSOA, 2002, p. 30).

³⁷⁰ As lajes do anel inferior (caixão perdido com mesas de laje inferior e superior de alturas 3 cm e 5 cm, respectivamente) foram modeladas com elementos de superfície (*shell*) com $h = 3 + 5 = 8$ cm (PESSOA, 2002, p. 29).

³⁷¹ Não há transmissão de esforços horizontais aos pilares da infraestrutura devido às 16 placas de neoprene (50 x 50 x 2,5 cm) que os separam do anel de tração. No entanto, um dos 16 apoios foi suposto articulado fixo para que o programa não considerasse a estrutura hipostática. Os demais foram considerados móveis (PESSOA, 2002, p. 15, p. 31-32).

inferior de tração. Aplicaram-se cargas superficiais distribuídas na laje de cobertura³⁷² e lineares ao longo dos trechos dos pilares³⁷³. Cargas concentradas foram aplicadas em nós da laje de cobertura para representar os apoios da casca³⁷⁴ que veda o furo central dessa laje e os anjos³⁷⁵ pendurados nela. Para o concreto de que são constituídas as peças estruturais, idealizou-se um material isotrópico com resistência à compressão³⁷⁶ e módulo de deformação de, respectivamente, 21 e $3,2 \times 10^4$ Mpa. Como resultados, obtiveram-se deslocamentos³⁷⁷, reações de apoio³⁷⁸ e esforços internos solicitantes³⁷⁹ em cada barra do modelo, com e sem ação de vento³⁸⁰.

No ANSYS® foram desenvolvidos dois modelos: um formado por elementos finitos tridimensionais (*solid 95*) e outro formado por elementos finitos lineares (*beam4*) e de superfície (*shell63*).

³⁷² Supôs-se carregamento acidental de $0,5 \text{ kN/m}^2$, conforme ABNT NBR 6120:1982 (PESSOA, 2002, p. 31).

³⁷³ Empregou-se o processo de áreas de influência para determinação da carga referente ao peso próprio dos vitrais sobre cada trecho de pilar. Cada gomo, com área de 140 m^2 , pesa 800 kN . Dobrou-se o resultado obtido para consideração do peso da água da chuva e de cargas impostas durante a construção. (PESSOA, 2002, p. 11, p. 32).

³⁷⁴ A casca que veda o furo central, com diâmetro de 6 m e altura de 12 cm , apoia-se em quatro pontos na laje de cobertura. O peso próprio da casca e sua carga acidental foram aplicados como carregamento concentrado em 4 nós da laje de cobertura (PESSOA, 2002, p. 14, p. 32).

³⁷⁵ Aplicaram-se em 3 nós da laje de cobertura cargas concentradas de $1, 2$ e 3 kN referentes às esculturas em duralumínio (PESSOA, 2002, p. 10, p. 33).

³⁷⁶ A resistência do concreto especificada em projeto foi de $\sigma_{c28} = 350 \text{ kgf/cm}^2$. Segundo a normalização vigente (ABNT NB 1:1960), ao aplicar-se o coeficiente de redução referente ao controle tecnológico previsto para o concreto (“rigoroso”), resultava $\sigma_R = 350 \times 3/4 = 262,5 \text{ kgf/cm}^2$. No entanto, considerou-se como “regular” o controle tecnológico atribuído ao concreto para que se obtivesse, segundo o autor, um valor mais realista: $\sigma_R = 350 \times 3/5 = 210 \text{ kgf/cm}^2$. Por fim, adotou-se no modelo, o valor de 21 MPa para o concreto (PESSOA, 2002, p. 22, p. 33).

³⁷⁷ Os deslocamentos máximos obtidos foram de aproximadamente $8,5 \text{ cm}$ e situam-se nas seções 16 e 17 dos pilares (a aproximadamente 6 m de altura em relação à cota do anel inferior) (PESSOA, 2002, p. 34-35, p. 165).

³⁷⁸ Obtiveram-se reações horizontal nula e vertical de aproximadamente 1.600 kN em cada apoio (PESSOA, 2002, p. 38).

³⁷⁹ As forças normais obtidas nos anéis de tração e compressão foram de, respectivamente, 5.700 e 1.900 kN , aproximadamente e a compressão máxima obtida nos pilares, cerca de 1.600 kN (na base). Os momentos fletores máximos que tracionam a face externa e interna dos pilares são da ordem de, respectivamente, 5.100 kNm e 2.500 kNm , nas seções 7 (próximo à cota do anel de compressão) e 14 (a aproximadamente 9 m de altura em relação à cota do anel de tração). Junto ao anel de compressão, ocorrem os máximos esforços cortantes nos pilares (cerca de 1.100 kN) (PESSOA, 2002, p. 35-36).

³⁸⁰ Os valores indicados nas notas anteriores referem-se à simulação sem esforços de vento. O autor conclui, por meio de simulações no modelo, que os efeitos provocados por cargas de vento são desprezíveis (PESSOA, 2002, p. 39-36, 171-178).

No modelo formado por elementos finitos tridimensionais, os volumes que representam os anéis inferior³⁸¹ e superior³⁸², os pilares³⁸³ e a laje³⁸⁴ de cobertura com a viga que a suporta foram criados isoladamente e unidos em seguida para obtenção de um único sólido. Necessitou-se criar nós³⁸⁵ na face inferior do volume que representa o anel de tração junto ao alinhamento dos pilares para que neles se aplicassem os apoios articulados móveis do modelo. Quanto aos carregamentos³⁸⁶, consideraram-se apenas cargas concentradas referentes aos vitrais sobre os pilares que os suportam. O concreto aplicado às peças estruturais manteve as mesmas características³⁸⁷ daquele idealizado para o modelo gerado no SAP2000®. Com o

³⁸¹ Por questões de viabilidade de processamento, desprezaram-se 3 das 4 vigas longitudinais (4 anéis) e todas as 128 vigas transversais que constituem o anel inferior. Mediante sólido em formato de coroa circular (*hollow cylinder*) com altura de 50 cm e diâmetros externo e internos de 60 e 56 m, respectivamente, apenas a viga longitudinal externa (anel externo com 60 m de diâmetro) foi representada no modelo (PESSOA, 2002, p. 40-41).

³⁸² Mantendo-se as dimensões definidas em projeto (22 x 90 cm) para o anel superior (de compressão), o programa não permitia a união do sólido em formato de coroa circular (*hollow cylinder*) que o representava com os sólidos que formavam os pilares. Para tornar possível a união, alterou-se a dimensão da base do anel de 22 para 50 cm (PESSOA, 2002, p. 41-42).

³⁸³ Em princípio, os pilares foram modelados continuamente com seções variáveis e totalmente ocos ao longo do comprimento, pois não havia em projeto a indicação da posição dos caixões perdidos que permitisse modelar os septos internos das peças. Ao aplicar-se a divisão desse sólido em elementos finitos (*mesh*) não foi possível se obter uma divisão padronizada (*mapping mesh*) na qual se pudesse aplicar cargas concentradas em nós (*nodes*) de interesse, pois os nós foram distribuídos aleatoriamente ao longo do volume ou em pontos pré-definidos livre e manualmente (*free mesh*). Devido às pequenas espessuras da seção transversal vazada do pilar, a quantidade de elementos finitos geradas foi suficientemente elevada a ponto de inviabilizar o processamento do modelo. Para viabilizá-lo, simplificou-se a geometria da seção (as áreas e momentos de inércia da seção simplificada resultaram menores que os da seção original) e, para que se pudesse comparar os resultados desse modelo formado por sólidos com os demais formados por barras, dividiu-se o comprimento do pilar também em 22 trechos (PESSOA, 2002, p. 42-44).

³⁸⁴ O sólido que representa a laje de cobertura possui 7,75 m de raio, altura média de 18,5 cm (mesma altura adotada no modelo desenvolvido no SAP2000) e um furo central com 1,55 m de raio. A viga circular que suporta a laje de cobertura foi representada por meio de sólido com seção transversal em formato aproximado de losango com altura de 55 cm e base de 35 cm, seguindo a seção transversal dos pilares no trecho em que se apoia (PESSOA, 2002, p. 41).

³⁸⁵ Empregou-se como estratégia a criação de um paralelepípedo de 1,00 x 1,00 x 0,50 m sob a base do pilar (sobreposto ao anel) com o objetivo de se criarem nós para aplicação de apoios nessa região (PESSOA, 2002, p. 46-47).

³⁸⁶ O carregamento de 1.600 kN entre pilares referente ao peso próprio do vitral, ao peso da água da chuva e de cargas impostas durante a construção foi suposto concentrado (e não distribuído ao longo do comprimento do trecho de pilar, como no modelo concebido no SAP2000) em nós entre trechos adjacentes que formam o pilar. Foram desconsiderados os carregamentos acidentais atuantes na laje de cobertura, na casca que veda seu furo central e nas lajes do anel inferior, assim como o peso próprio dessas duas últimas. As cargas referentes aos anjos também não foram consideradas no modelo (PESSOA, 2002, p. 46).

³⁸⁷ Assim como no modelo desenvolvido no SAP2000, idealizou-se o concreto como um material isotrópico com resistência à compressão e módulo de deformação de, respectivamente, 21 e $3,2 \times 10^4$ Mpa. Nesse modelo mencionam-se também os valores atribuídos ao coeficiente de Poisson (0,2) e ao peso específico do concreto (25 kN/m³) (PESSOA, 2002, p. 40).

processamento³⁸⁸ do modelo, obtiveram-se deslocamentos verticais³⁸⁹, reações de apoio³⁹⁰ e esforços sob forma de tensões³⁹¹, as quais são visualizadas nas superfícies/seções das peças.

No modelo formado por elementos finitos lineares e de superfície elaborado no ANSYS®, os carregamentos aplicados são praticamente³⁹² os mesmos adotados no modelo sólido e todos os elementos estruturais, com exceção do anel superior³⁹³, foram representados com as mesmas características geométricas empregadas no modelo concebido no SAP2000®. Quanto aos vínculos, como o programa não acusou instabilidade, todos foram supostos articulados móveis³⁹⁴. Com o processamento³⁹⁵ do modelo, obtiveram-se deslocamentos³⁹⁶, reações de apoio³⁹⁷ e esforços internos solicitantes³⁹⁸ em cada barra que o constitui.

³⁸⁸ Os elementos finitos sólidos foram gerados no modelo por meio da ferramenta *free mesh*. Desse processamento, resultaram cerca de 57.500 elementos finitos, dos quais aproximadamente 1.000 foram considerados *bad solids*, devido à má formação geométrica (PESSOA, 2002, p.47). Não se considerou no processamento a não-linearidade geométrica. A rotina empregada para solução das equações no programa foi a *Precondition CG* com tolerância de 10^{-5} (PESSOA, 2002, p. 48).

³⁸⁹ Mesmo em elementos simétricos submetidos à carregamentos simétricos, os deslocamentos na estrutura não resultaram idênticos. O deslocamento máximo obtido nos pilares foi de aproximadamente 6 cm (PESSOA, 2002, p. 50).

³⁹⁰ A somatória das reações verticais obtidas nos apoios aplicados aos nós sobre o bloco suporte dos pilares junto à face inferior do anel de tração resultou em aproximadamente 1.300 kN (PESSOA, 2002, p. 53).

³⁹¹ Em modelos formados por elementos finitos sólidos, como nesse elaborado no ANSYS®, os esforços não são apresentados em termos de forças normais, cortantes, momentos fletores e torçores como no modelo de barras desenvolvido no SAP2000®. Nesses modelos os esforços apresentam-se sob forma de tensões, as quais são visualizadas nas superfícies/seções das peças. É possível, no entanto, relacionar ambos os resultados por meio de formulações matemáticas que, nesse caso, se mostraram muito trabalhosas em decorrência da complexidade geométrica da seção transversal do elemento estrutural. Posto isso, o autor elaborou novo modelo, formado por barras no ANSYS®, com objetivo de comparar seus resultados com os do SAP2000® (PESSOA, 2002, p. 50-53).

³⁹² Nesse modelo contemplou-se o peso próprio e o carregamento acidental da laje de cobertura com furo central. As demais cargas se mantiveram como no modelo sólido (cf. nota 386) (PESSOA, 2002, p. 58).

³⁹³ Nesse modelo, o anel superior foi segmentado em 16 trechos ao invés de 32 (como feito no SAP2000), mas mantendo a mesma seção (22 x 90 cm) (PESSOA, 2002, p. 55).

³⁹⁴ Diferentemente do modelo concebido no SAP2000, onde um dos vínculos foi considerado articulado fixo para que o programa não acusasse instabilidade (cf. nota 371).

³⁹⁵ Assim como no modelo de sólidos, não se considerou no processamento o efeito da não-linearidade geométrica. A rotina empregada para solução das equações também foi a mesma utilizada no modelo sólido (cf. nota 388) (PESSOA, 2002, p. 58).

³⁹⁶ Os deslocamentos máximos obtidos foram de aproximadamente 5 cm (PESSOA, 2002, p. 59).

³⁹⁷ Obtiveram-se reações verticais de aproximadamente 1.500 kN em cada apoio (PESSOA, 2002, p. 61).

³⁹⁸ A forças normais nos pilares foi obtida mediante composição das componentes nodais X e Z fornecidas pelo programa, e ângulo de cada segmento do pilar com a normal à seção. Não foram

Por fim, elaboraram-se isoladamente quatro modelos bidimensionais³⁹⁹ do pilar: dois deles (um no SAP2000® e outro no ANSYS®) com elementos lineares (barras) e dois com elementos tridimensionais (sólidos) no ANSYS® (com seção original e com seção simplificada). As reações de apoio⁴⁰⁰ e os deslocamentos⁴⁰¹ resultantes nesses quatro modelos bidimensionais foram comparados entre si e com os três modelos tridimensionais descritos anteriormente. Compararam-se também os esforços⁴⁰² obtidos nos modelos bidimensionais formados por barras nos dois programas.

O **quarto capítulo** dedica-se ao dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais de um pilar da catedral, segundo normalização vigente na época da dissertação (ABNT NBR 6118:1978) e segundo projeto de norma em revisão (PNBR 6118:2001) no período. Inicialmente, obtiveram-se dos modelos estruturais discutidos no terceiro capítulo os esforços solicitantes mais desfavoráveis⁴⁰³ atuantes em cada seção do pilar. Em seguida, simplificou-se a geometria das seções transversais de cada trecho de pilar, supondo-as em formato retangular com mesma área e altura da seção original. As propriedades do concreto e do aço empregados no cálculo decorrem do levantamento apresentado no segundo capítulo. Por fim, a partir

registradas no trabalho as forças normais obtidas nessa simulação atuantes nos anéis de tração e compressão. Nos pilares, a força normal de compressão máxima resultou semelhante à obtida no modelo desenvolvido no SAP2000 (1.600 kN na base), assim como os momentos fletores máximos atuantes (5.400 kNm tracionando a face externa junto à seção 7 e 2.400 kNm tracionando a face interna junto à seção 14) (PESSOA, 2002, p. 59-61).

³⁹⁹ Não se encontraram no trabalho considerações sobre os carregamentos empregados nesses modelos bidimensionais (suspeita-se que se considerou nessa análise apenas o peso próprio da peça). Quanto aos vínculos, mencionam-se apenas os aplicados no modelo formado por elementos tridimensionais com seção original (articulados fixos em todos os nós da base do pilar e em dois dos nós na altura do anel superior) (PESSOA, 2002, p. 61).

⁴⁰⁰ Resultaram semelhantes as reações de apoio nos quatro modelos bidimensionais (1.300 a 1.600 kN aproximadamente) (PESSOA, 2002, p. 67).

⁴⁰¹ Verificou-se nos modelos tridimensionais deslocamentos bem menores que nos modelos bidimensionais, com exceção do modelo bidimensional do pilar concebido no ANSYS como sólido com seção transversal simplificada. Nesse modelo, os deslocamentos obtidos apresentaram a mesma ordem de grandeza de seu equivalente no modelo tridimensional. Observou-se ainda que os deslocamentos obtidos em modelos formados por barras resultaram aproximadamente dobrados em relação aos obtidos em modelos formados por sólidos. Por fim, atesta-se a consistência dos modelos ao se observar em todos os casos a ocorrência de deslocamentos máximos em regiões semelhantes (PESSOA, 2002, p. 64).

⁴⁰² As forças normais e momentos fletores resultaram próximos em ambos os modelos (PESSOA, 2002, p. 65-67).

⁴⁰³ Os esforços obtidos no modelo desenvolvido no SAP2000 foram os mais desfavoráveis, por apresentarem forças normais de compressão menores (em módulo) e momentos fletores maiores. Os esforços obtidos consideraram a ação do vento (PESSOA, 2002, p. 69-70).

das prescrições constantes nas duas referências normativas, calcularam-se as áreas necessárias para armaduras longitudinais e transversais e as compararam com as especificadas em projeto. Como resultado, concluiu-se que a área de armaduras longitudinais especificada no projeto original dos pilares é superior à requerida nas referências normativas empregadas na análise. Por outro lado, para o caso das armaduras transversais, constatou-se que, a partir de algumas hipóteses⁴⁰⁴ quanto ao seu espaçamento e diâmetro, essas apresentam área inferior ao exigido. Destaca-se que neste capítulo foram também avaliados os deslocamentos máximos obtidos em análise linear, os quais foram comparados com os limites preconizados na normalização.

No **quinto capítulo** apresentam-se as duas intervenções e vistorias realizadas na catedral. Na primeira intervenção, datada de 1987, realizaram-se a substituição dos vitrais incolores e pintura dos pilares externos da catedral como ações principais. A segunda intervenção, em 2000, envolveu principalmente a implantação de sistema de condicionamento de ar na nave da catedral e a impermeabilização do espelho d'água e da base dos pilares, além de intervenções no batistério e campanário. Quanto às vistorias realizadas pelo autor, o propósito foi avaliar o estado atual da estrutura da catedral por meio das metodologias propostas por Brito⁴⁰⁵ (2002) e Castro (1994), essa modificada por Lopes (1998) e Boldo⁴⁰⁶ (2002). Por fim, obtiveram-se níveis de deterioração “baixo” para a estrutura do campanário; “médio” para a da nave da catedral e para a do batistério; e “crítico” para a estrutura do espelho d'água.

⁴⁰⁴ O diâmetro e espaçamento das armaduras transversais foram obtidos a partir de trechos do projeto original (PESSOA, 2002, p. 98-100).

⁴⁰⁵ Trata-se de metodologia para identificação e classificação de patologias. Após diagnóstico propõem-se fichas de intervenção com propostas para recuperação dos danos (PESSOA, 2002, p. 111-112).

⁴⁰⁶ Consiste em metodologia para avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto. Inicialmente, a estrutura é decomposta em famílias de elementos típicos, às quais se atribui um “fator de ponderação” (0 a 10) com o objetivo de quantificar as consequências dos danos levantados. O nível de intensidade do dano é medido por um “fator intensidade” (0 a 4). Dos dois fatores, resulta um “grau de dano” a partir do qual se determinam o “grau de deterioração do elemento” (ao qual se associam níveis de deterioração e respectivas ações a serem tomadas quanto ao planejamento de intervenções) e o “grau de deterioração da família de elemento” (ao qual se aplica numa escala de 1 a 5 um “fator de relevância estrutural da família”). Por fim, obtém-se o “grau de deterioração da estrutura”, ao qual se associam prazos máximos para realização de intervenções (PESSOA, 2002, p. 111-115).

O **sexto capítulo** apresenta uma proposta de manutenção preventiva para a estrutura da catedral. Sugere-se em princípio a monitoração dos deslocamentos da estrutura e a caracterização da resistência, homogeneidade e porosidade do concreto, bem como do cobrimento que oferece às armaduras, além do estado de corrosão dessas e da resistência do aço de que são constituídas. Com base em proposta da Federação Internacional de Protensão – FIP – (1988), a qual prescreve intervalos de inspeção a partir das condições ambientais em que a estrutura está exposta, do carregamento atuante e de classes de importância da estrutura, o trabalho sugere para o conjunto da catedral inspeções rotineiras e extensivas intercaladas e defasadas de três anos. Por fim apresentam-se cheklists desenvolvidos para os edifícios em estudo e pontos críticos listados por Souza e Ripper (1998) a serem contemplados nas inspeções.

A conclusão do trabalho apresenta-se no **sétimo capítulo**. Nesse, são sintetizados os capítulos da dissertação, bem como suas conclusões parciais. Por fim, como sugestões para trabalhos futuros, sugerem-se análises similares aplicadas a outros edifícios icônicos de Brasília.

Fotografias de obra e desenhos de fôrmas e armações do projeto estrutural da Catedral de Brasília são reunidos no **Apêndice A**.

O **Apêndice B** apresenta os cálculos para obtenção das características geométricas das seções transversais dos pilares (requeridas no desenvolvimento do modelo estrutural no programa SAP2000®), para determinação das cargas de vento atuantes no edifício e a simulação dos esforços que esses provocam no modelo concebido no SAP2000®.

As tabelas resultantes do dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais do pilar típico são reunidas no **Apêndice C**.

Por fim, o **Apêndice D** apresenta as tabelas empregadas na inspeção dos elementos estruturais do conjunto de edifícios da catedral e a proposta de *checklist* para futuras inspeções.

A revisão desta referência bibliográfica atentou para as diferenças na concepção e análise de resultados obtidos em modelos estruturais formados por elementos lineares/bidimensionais e nos formados por sólidos. Quanto à concepção dos modelos, foram relevantes as estratégias empregadas tanto para simplificação das seções transversais quanto para aplicação de carregamentos e vínculos da estrutura. Quanto à comparação dos resultados, ressalta-se a dificuldade em se

comparar esforços internos solicitantes obtidos de modelos formados por barras e de modelos sólidos no caso de seções transversais com geometria complexa.

Destaca-se que o trabalho não evidencia rebatimentos de resultados obtidos nos modelos estruturais sobre o programa de conservação proposto para o edifício. Como exemplo, mereceriam destaque em inspeções, regiões, identificadas no modelo computacional, cujos esforços de tração a que estão submetidas são capazes de fissurar a seção de concreto da peça e para a qual se poderiam realizar estudos referentes a aberturas de fissuras – sobretudo se localizadas em faces externas de peças estruturais sujeitas a intempéries – em verificações de durabilidade.

Exemplo de outras regiões de interesse que se poderiam obter do modelo computacional decorre de simulações que contemplem variações de temperatura capazes de provocar, eventualmente, concentração de tensões nos elementos estruturais as quais se poderiam mapear e enfatizar em inspeções no programa de conservação proposto.

Simulações de falhas em elementos estruturais para que se avalie o comportamento do edifício frente ao colapso progressivo também exemplifica resultados que se poderiam obter do modelo cujos rebatimentos contribuiriam com o programa de conservação da edificação. Nesse caso, o estudo compreenderia a verificação da estabilidade estrutural do conjunto, bem como os efeitos dos esforços redistribuídos nas peças remanescentes. Desse modo se identificariam elementos estruturais críticos frente ao estado-limite último de colapso progressivo e que, portanto, requerem atenção especial em inspeções.

B.3.2 Mineirão em Belo Horizonte – ANGELO, A. M. V. (2004)

Intitulada “Análise das patologias das estruturas em concreto armado do Estádio Magalhães Pinto – Mineirão”, a dissertação de mestrado de Ana Margarida Vieira Angelo, sob orientação de Ney Amorim Silva, foi apresentada em dezembro de 2004 ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais como requisito para obtenção do título de mestre em engenharia de estruturas.

Com projeto de arquitetura assinado pelos arquitetos Eduardo Mendes Guimarães Júnior e Gaspar Garreto, o Mineirão, inaugurado em 1965 em Belo Horizonte, teve suas fundações projetadas pelo engenheiro Euler Magalhães da

Rocha e superestrutura a cargo do escritório de projetos Serviços de Engenharia Emilio Baumgart (SEEBLA), sob incumbência de Arthur Eugenio Jermann e Selem Hissa Filho. Administrada e fiscalizada, respectivamente, pelos engenheiros Gil César Moreira de Abreu e Luiz Pinto Coelho, a construção, iniciada em fins de 1959, ficou, principalmente, sob responsabilidade dos engenheiros Francisco Abel Magalhães Ferreira, Ferdinando Vargas Leitão de Almeida, Gilberto Oswaldo de Andrade, Abílio Pereira Veiga e Plínio José Pureza, além de Mário Fox Drummond, diretor da empresa encarregada do controle tecnológico do aço e do concreto (dosagem, e testes de resistência) empregados no estádio (ANGELO, 2004, p. 178-185).

O **primeiro** dos quatro capítulos que constituem a dissertação destina-se à introdução. Após apresentação de breve panorama em que se evidenciam crescentes preocupações com a durabilidade de estruturas de concreto armado nas décadas de 80 e 90, aborda-se a síntese dos capítulos integrantes do trabalho, seus objetivos e justificativa. Como objetivo principal, apresenta-se a análise da estrutura do estádio do ponto de vista de sua durabilidade, a partir de estudos sobre aberturas de fissuras, seus espaçamentos e deformações em vigas. Quanto à justificativa da pesquisa destacam-se argumentos técnicos e econômicos referentes à durabilidade de estruturas de concreto armado.

O **segundo capítulo** compreende a revisão bibliográfica de assuntos relevantes à pesquisa, como a evolução da normalização referente às estruturas de

concreto armado no Brasil⁴⁰⁷, a durabilidade⁴⁰⁸ dessas estruturas e os principais fenômenos que a influenciam, como carbonatação⁴⁰⁹, corrosão de armaduras⁴¹⁰,

⁴⁰⁷ O panorama apresentado inicia-se com a chegada do concreto armado no Brasil, trazido pelas construtoras alemãs no final do século XIX. Em seguida, cita-se o “Código Saboya” de 1929 como marco regulatório de obras de cimento armado no país, seguido da criação da primeira revista técnica sobre o assunto, “Cimento Armado”, datada de 1930 e da fundação, no mesmo ano, da Associação Brasileira de Concreto – ABC, a qual produzia (a partir de normas alemãs e francesas) regulamentos para construções de concreto armado no Brasil. Com objetivo de unificar esses regulamentos, menciona-se que a Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP, criada em 1931, lançou em 1936 os “Regulamentos para Execução e Cálculo do Concreto Armado” (com inovações como o cálculo no Estádio III, aplicação de critérios semiprobabilísticos de segurança, e o controle de resistência do concreto e do aço). Em 1940, com a fundação da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT criou-se o primeiro conjunto de normas (ABNT NB 1 a ABNT NB 7) para subsidiar o cálculo e execução de estruturas de concreto no Brasil. A ABNT NB 1:1940, que tratava das obras de concreto armado em geral foi considerada uma das mais avançadas do mundo nesse período. Na Europa merecem destaque a publicação alemã traduzida como “Manual de Procedimentos e Técnicas Beton Kalender” e as normas do Deutsches Institut für Normung – DIN, além dos periódicos contendo pesquisas francesas desenvolvidas no Centre d’Etudes et des Recherches du Bâtiment et des Travaux Publics – CEBTP, na École des Ponts et Chaussées – ENPC e na École Centrale de Paris – ECP. Nos Estados Unidos a pesquisa sobre concreto armado coube principalmente ao American Concrete Institute – ACI. Na década de 50, pesquisadores europeus fundaram o Comitê Euro-Internacional do Beton – CEB, do qual eram membros engenheiros brasileiros atuantes na revisão da ABNT NB 1 publicada em 1960. Novas aplicações voltadas ao concreto armado foram discutidas nas décadas de 50 e 60, como por exemplo a protensão dos cabos de aço e o emprego de escória de alto forno em cimentos. Em 1978, influenciada pela publicação do CEB/70, a ABNT NB 1:1960 é atualizada e passa a ser conhecida como ABNT NBR 6118:1978. A ocorrência de falhas e deterioração precoce das estruturas de concreto armado produzidas nas décadas de 70 e 80 impulsionaram a edição do CEB/90 e da ABNT NBR 6118:2003, as quais passaram a contemplar exigências quanto à durabilidade em estruturas de concreto (ANGELO, 2004, p. 9-16).

⁴⁰⁸ Inicialmente, a partir de levantamento da quantidade de publicações sobre o tema durabilidade divulgadas ao longo da segunda metade do séc. XX, a autora evidencia o crescente interesse da comunidade científica no assunto. Em seguida, discutem-se o processo de deterioração das estruturas de concreto armado proposto por ROSTAM (1991) – que o divide em fase inicial, correspondente à degradação gradativa do concreto que cobre as armaduras (fenômenos de carbonatação, penetração de íons de cloro e sulfato) e fase de propagação (corrosão das armaduras) –, os fatores que influenciam sua durabilidade e as principais causas (corrosão nas armaduras; ataques químicos, como águas contaminadas, carbonatação, sulfatos e cloro; efeitos físico-químicos, como reação álcalis-agregados; efeito de gelo e degelo). A origem de falhas associadas ao projeto, execução, utilização e manutenção dos edifícios são discutidas na sequência e, por fim, apresentam-se as influências da agressividade do meio ambiente (e classificação segundo a ABNT NB 1:1960, CEB/90 e ABNT NBR 6118:2003), do cobrimento (com os valores mínimos preconizados na ABNT NB 1:1960, CEB/90 e ABNT NBR 6118:2003), do tempo de cura (de acordo com a ABNT NB 1:1960, CEB/90 e ABNT NBR 6118:2003) e da geometria das peças na durabilidade das estruturas de concreto armado (ANGELO, 2004, p. 16-41).

⁴⁰⁹ São discutidos os mecanismos da carbonatação do concreto, velocidades e espessuras atingidas pelo fenômeno, além de meios para suas aferições. O tema é introduzido mediante apresentação das proteções física (proporcionada pela integridade física do concreto e por sua baixa permeabilidade e porosidade) e química (alcançada mediante grau de alcalinidade da pasta de cimento) oferecidas pelo concreto às barras de aço que constituem o concreto armado. Em seguida, define-se o fenômeno da carbonatação, que consiste na reação química que transforma o hidróxido de cálcio – $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – existente no concreto em carbonato de cálcio – CaCO_3 –, na presença de ácido carbônico – H_2CO_3 (produto da reação da água com dióxido de carbono – CO_2). Com essa reação, como o PH do concreto acaba sendo reduzido de cerca de 12 para aproximadamente 8,5, perde-se a proteção química oferecida pelo concreto contra o início do processo de corrosão das armaduras de aço. Além

disso, cita-se que a carbonatação provoca no concreto a redução da porosidade/permeabilidade superficial; aumento no peso da massa; aumento da resistência mecânica e um pequeno aumento da retração volumétrica. Quanto aos fatores que influenciam a carbonatação, a autora destaca as condições ambientais (concentração de dióxido de carbono – CO_2 – na atmosfera, umidade relativa do ar e umidade interna do concreto), a permeabilidade do concreto e a quantidade de hidróxido de cálcio – $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – resultante da hidratação do cimento que o constitui. Aborda-se também a estabilização do fenômeno, ocasionada pela dificuldade de penetração do ácido carbônico – H_2CO_3 – em poros do concreto já preenchidos pelo carbonato de cálcio – CaCO_3 – (insolúvel) resultante do próprio processo de carbonatação. Outros fenômenos de carbonatação do concreto são também apresentados, como os característicos da eflorescência, no qual águas de chuva ou provenientes de infiltrações carregam a cal livre presente no concreto para a superfície da peça estrutural, que em contato com o dióxido de carbono – CO_2 – da atmosfera, a transforma em carbonato de cálcio – CaCO_3 – resultando danos estéticos caracterizados por manchas brancas superficiais. Na sequência, apresentam-se equações para estimativa da espessura de carbonatação do concreto segundo vários autores com o objetivo de discutir espessuras de cobrimentos suficientes a garantir estabilização do fenômeno antes que as armaduras sejam alcançadas. Por fim, discutem-se processos para determinação da espessura de carbonatação, como MEV, difração de raios X, análise térmica diferencial e, o mais simples, mediante aplicação de solução de fenolftaleína em amostras de concreto ao longo de sua profundidade em relação à superfície exposta – metodologia em que áreas com PH até aproximadamente 9 (carbonatadas) resultam incolores em contato com a solução, e acima desse valor, avermelhadas. (ANGELO, 2004, p. 41-70).

⁴¹⁰ São discutidos fatores que influenciam o processo corrosivo e mecanismos de corrosão das armaduras. Quanto aos fatores que influenciam o processo, abordam-se o tipo de cimento, o fator água/cimento do concreto, o cobrimento das armaduras, a abertura de fissuras e as condições ambientais a que está exposta a estrutura. Para introdução dos mecanismos de corrosão, apresenta-se inicialmente a proteção superficial das barras de aço estabelecida logo após o processo de laminação, a qual decorre da reação com o oxigênio – O_2 – do ar e se caracteriza por um filme de óxidos de ferro – Fe_2O_3 , Fe_3O_4 e $\gamma\text{FeO.O}$ – estável se mantido em PH acima de 11. Em contato com o hidróxido de cálcio – $\text{Ca}(\text{OH})_2$ –, presente na pasta de cimento hidratado, esses óxidos de ferro reagem formando o ferrato de cálcio – $\text{CaO.Fe}_2\text{O}_3$ –, que mantém a armadura protegida (passivada). Para despassivá-la necessita-se que o hidróxido de cálcio – $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – seja decomposto quimicamente ou removido mecanicamente nas adjacências da barra e que o filme de óxido de ferro ou de ferrato de cálcio – $\text{CaO.Fe}_2\text{O}_3$ – sejam destruídos, ou que o ferro seja desestabilizado por íons livres de cloro – Cl^- – ou de enxofre – S^{2-} . Em seguida apresentam-se as etapas do processo corrosivo, os pré-requisitos necessários ao processo de corrosão e o efeito danoso da corrosão das armaduras no concreto armado (com a transformação de ferro em óxido – cuja expansão volumétrica é de até 6 vezes – surgem tensões no concreto que podem chegar a 15 MPa e, como superam sua resistência à tração, geram deslocamentos no cobrimento da peça estrutural, aumentando ainda mais a exposição das armaduras). Por fim, discute-se o emprego da Lei de Faraday para estimativa da redução da seção transversal de armaduras em processo corrosivo com objetivo de se avaliar a capacidade resistente das peças estruturais (ANGELO, 2004, p. 128-149).

fissuração⁴¹¹ e deformação⁴¹² excessivas das peças. Por fim, o capítulo apresenta o histórico do Estádio Magalhães Pinto e a descrição de sua estrutura.

Na revisão bibliográfica sobre fissuração do concreto no estado endurecido, o estudo das fissuras geradas pela aplicação de carregamentos é particularmente relevante às simulações em modelos estruturais analíticos em curso nessa pesquisa. Nessa revisão discutem-se os mecanismos de formação de fissuras⁴¹³, as geometrias típicas em função dos esforços⁴¹⁴ que as originam e os modelos de cálculo – segundo as teorias clássica⁴¹⁵, do não-deslizamento⁴¹⁶ e combinada⁴¹⁷ – para estimativa da

⁴¹¹ Inicialmente a autora discute o severo controle para abertura de fissuras em estruturas de concreto armado previsto na normalização anterior à década de 70. Em seguida, apresentam-se os mecanismos de formação de fissuras no concreto no estado fresco e endurecido. Quanto às fissuras que surgem no estado fresco, abordam-se as decorrentes do assentamento plástico (retração plástica ocorrida entre lançamento e início de endurecimento do concreto, na qual barreiras físicas – agregados de grandes dimensões, armaduras ou moldes das fôrmas – impedem o movimento natural do concreto promovido pela ação da gravidade); da dessecação superficial (devido à velocidade de evaporação da água de amassamento ser superior à de percolação da água até a superfície da peça, ou devido à exsudação ou à elevada absorção de água pelos agregados ou pelas fôrmas); e da movimentação do sistema de formas que suporta o concreto nesse estado fresco. Quanto às fissuras formadas no estado endurecido, discutem-se as decorrentes de retração por secagem (retração volumétrica da peça estrutural – devido à saída de água da pasta de cimento do concreto – impedida por peças de maior inércia); de reações expansivas com álcalis ou sulfatos; de movimentação térmica ocasionadas por alterações térmicas internas (calor de hidratação) e externas (dilatações e retrações da estrutura de concreto tanto no estado fresco quanto endurecido); de recalques diferenciais em fundações; de falhas em detalhes construtivos de armaduras; e de esforços decorrentes de aplicação de carregamento (ANGELO, 2004, p. 70-128).

⁴¹² Segundo a autora, a limitação das deformações tem funções de garantir: validade das hipóteses da teoria da elasticidade, conforto visual aos usuários, funcionamento dos vínculos estruturais, integridade de elementos construtivos limítrofes à estrutura, operacionalidade de equipamentos apoiados na estrutura (ANGELO, 2004, p. 149).

⁴¹³ No momento da formação da fissura, a energia acumulada no concreto é transferida para o aço, resultando num aumento brusco de tensão denominado salto de tensão (diretamente proporcional à resistência à tração do concreto e inversamente proporcional à taxa de armadura da peça) (ANGELO, 2004, p. 101-102).

⁴¹⁴ Ilustram-se geometrias típicas de fissuras em peças submetidas a esforços de tração, compressão, flexão, cisalhamento e torção (ANGELO, 2004, p. 93-99).

⁴¹⁵ A teoria clássica – proposta por SALINGER em 1936 – pressupõe que a seção transversal permaneça plana na região fissurada; que haja deslizamento entre aço e concreto; e despreza a influência do cobrimento e do espaçamento entre barras. Seus resultados não são aplicáveis a barras de aço nervuradas (ANGELO, 2004, p. 105-106). Na teoria clássica apresentam-se formulações para abertura de fissuras, que decorre do espaçamento médio entre fissuras consecutivas e da deformação média do aço (ANGELO, 2004, p. 111-112).

⁴¹⁶ A teoria do não-deslizamento – proposta por BROMS em 1965 e BASE em 1966 – considera que a abertura de fissura na superfície da peça é bem maior do que junto às armaduras; que a seção transversal não permaneça plana na região fissurada; que não haja deslizamento entre aço e concreto; a existência da influência do cobrimento e do espaçamento entre barras. Não há menção se os resultados são aplicáveis a barras de aço nervuradas. Seus resultados não são aplicáveis a esforços de flexão (ANGELO, 2004, p. 106).

⁴¹⁷ A teoria combinada – proposta por FERRY-BORGES em 1966 em conjunto com outros pesquisadores do CEB – estima o espaçamento médio entre fissuras considerando tanto o

abertura⁴¹⁸ e distância⁴¹⁹ entre fissuras empregados na ABNT NB 1:1960⁴²⁰, ABNT NBR 6118:2003 e CEB/1990. Quanto à revisão bibliográfica sobre deformações em estruturas de concreto, discutem-se as imediatas⁴²¹ e devidas à fluência⁴²² do concreto, além dos processos para sua estimativa e limites prescritos nas três⁴²³ normas.

O **terceiro capítulo**, intitulado “levantamento e análise das patologias da estrutura do Mineirão” inicia-se mediante apresentação dos elementos estruturais

comportamento de não-deslizamento entre os dois materiais, que ocorre no início da formação da fissura, quanto o de deslizamento, característico da fissura já formada (ANGELO, 2004, p. 107).

⁴¹⁸ A abertura de fissuras é limitada por normas para que não seja nociva ao concreto armado. A abertura decorre do alongamento das barras de aço na seção fissurada somado às deformações nas adjacências, onde houve ruptura da aderência entre aço e concreto. Menores junto à barra de aço do que na superfície da peça, a abertura de fissuras depende da tensão e espaçamentos de nervuras nas barras de aço, do espaçamento entre fissuras e das deformações na armadura e no concreto (desprezível) (ANGELO, 2004, p. 110-111).

⁴¹⁹ Segundo a autora, em todas os modelos teóricos, a distância entre fissuras consecutivas decorre da distância necessária à reconstituição da aderência entre aço e concreto destruída na fissura. São teorias que se fundamentam em modelos submetidos à tração pura ou de pequena excentricidade e, para aplicação em elementos submetidos à flexão, necessita-se corrigir a parcela referente ao deslizamento entre os materiais, a partir da posição da linha neutra da seção fissurada (ANGELO, 2004, p. 107-108).

⁴²⁰ Na verdade, a ABNT NB 1:1960 não prevê formulações para quantificação de fissuração em peças estruturais. A previsão de fissuração discutida pela autora consta no anexo da Especificação Brasileira Nº 3 de 1967 – ABNT EB 3:1967 – intitulada “condições de emprego das barras de aço destinadas à armadura de peças de concreto armado”, que altera dispositivos da ABNT NB 1:1960 e ABNT NB 2:1950.

⁴²¹ Segundo a revisão bibliográfica, a estimativa da deformação de elementos lineares fletidos pode ser realizado por meio da divisão da estrutura em trechos fissurados (Estádio II) e não fissurados (Estádio I). No Estádio I, caso se limitem as tensões de compressão do concreto em 30% a 40% da resistência máxima à compressão, o material apresenta-se em regime elástico linear (deformações reversíveis), sendo válido, portanto, o módulo de deformação secante – E_{CS} –, caso contrário, deve-se adotar o módulo de deformação tangente – E_{tg} – à curva tensão x deformação para a tensão atuante (ANGELO, 2004, p. 150-151).

⁴²² De acordo com a revisão bibliográfica, a fluência no concreto armado decorre de alterações das propriedades da pasta de cimento e é influenciada pela perda ou movimentação da água adsorvida pelos silicatos de cálcio hidratados – CSH –, por fissuras na região de transição entre pasta de cimento e agregados, pelo retardo da resposta elástica do agregado, pela dosagem dos materiais, pela temperatura (umidade relativa do ar) e pelas dimensões da peça estrutural (ANGELO, 2004, p. 157-161).

⁴²³ Na ABNT NB 1:1960 não constam formulações ou limites para deformação das peças estruturais. No entanto, a autora apresenta apontamentos do Prof. Telemaco Van Langendonck de 1962 para determinação do módulo de deformação do concreto segundo o CEB/1961 com a finalidade de empregá-lo na avaliação das deformações imediata e permanente das vigas em estudo (ANGELO, 2004, p. 162-163).

analisados⁴²⁴ na pesquisa. Na sequência discutem-se as falhas⁴²⁵ levantadas e respectivas análises. Por fim, particularizam-se estudos sobre carbonatação⁴²⁶ do concreto, fissuração⁴²⁷ e deformação⁴²⁸ provenientes de esforços solicitantes em algumas das peças estruturais do estádio.

⁴²⁴ Analisaram-se as principais peças estruturais de concreto armado aparente dos 28 setores que constituem o estádio. Cada setor compreende: pilar externo, viga da arquibancada, viga da cobertura, viga-parede, viga de composição de fachada e vigas periféricas das circulações (ANGELO, 2004, p. 212-218).

⁴²⁵ Levantaram-se fissuras (devido à movimentação das formas, ao assentamento plástico, à retração hidráulica, à movimentação térmica, aos esforços de flexão, aos esforços de cisalhamento, à corrosão das armaduras), falhas no cobrimento das armaduras, corrosão de armaduras, deslocamentos, falhas de concretagem, carbonatação, eflorescências e manchas pretas causadas pela ação de micro-organismos (ANGELO, 2004, p. 219-293).

⁴²⁶ Mediante emprego de solução de fenolftaleína, mediram-se as profundidades de carbonatação em quinas de elementos estruturais desbastados para essa finalidade e em testemunhos de concreto retirados para avaliação da resistência à compressão. Com os resultados, elaboraram-se gráficos em que se pode comparar, para cada elemento estrutural, a profundidade de carbonatação e a posição dos centros das armaduras longitudinais e transversais especificados em projeto. A autora evidencia com os resultados obtidos que em elementos estruturais internos (secos) a profundidade de carbonatação é maior do que em elementos expostos à água da chuva. Quanto à corrosão das armaduras, concluiu-se que todos os elementos vistoriados cujos cobrimentos atendiam aos valores mínimos preconizados na ABNT NB 1:1960 não se encontraram casos de corrosão. Como se obteve acesso aos ensaios de resistência à compressão realizados em 1993 e às respectivas profundidades de carbonatação medidas nesses corpos de prova, desenvolveu-se um gráfico em que se evidencia a relação linear inversa entre as duas variáveis. Para algumas das peças estruturais analisadas – pilares externos, vigas da cobertura, vigas da arquibancada e pilares internos –, desenvolveram-se gráficos com a expectativa da profundidade de carbonatação ao longo do tempo de acordo com Sitter (1982), Parrott (1987), Helene (1993) e monógrafo de Meyer. Por fim, de acordo com as profundidades de carbonatação coletadas, obtiveram-se os coeficientes médios de carbonatação das principais peças estruturais do estádio (ANGELO, 2004, p. 294-310).

⁴²⁷ Comparando-se os dados coletados e os calculados (segundo ABNT NB 1:1960, ABNT NBR 6118:2003, CEB/78 e CEB/90) para abertura e espaçamento de fissuras das vigas de cobertura e da arquibancada, concluiu-se que as normas não trazem resultados similares entre si e nem em relação ao medido no local. Constatou-se que as aberturas de fissuras medidas eram superiores tanto em relação às calculadas quanto em relação às máximas preconizadas nas normas para garantir a durabilidade das estruturas. No entanto, as aberturas obtidas mediante cálculo atenderam aos limites máximos estabelecidos nas normas (ANGELO, 2004, p. 310-329).

⁴²⁸ Inicialmente, apresentaram-se dados históricos acerca das operações de escoramento, concretagem, cura e desforma das vigas da arquibancada e cobertura do estádio, além dos registros de monitoração das deformações realizados desde a época da construção. Em seguida analisaram-se as deformações das vigas da cobertura e da arquibancada mediante emprego de modelo estrutural reticulado do tipo pórtico plano, no qual se adotaram para seções transversais das vigas o formato de Tê invertido (com colaboração das lajes). Quanto aos módulos de elasticidade, calcularam-se os módulos secantes aos 10 e 21 dias conforme preconizados no CEB/61, ABNT NBR 6118:2003 e CEB/90. Por fim, obtiveram-se as flechas imediatas das vigas a partir de simulações no modelo estrutural analítico combinando-se os módulos de elasticidade calculados e as inércias das seções transversais no estádio I, II e conforme indicado por Branson (inércia equivalente na ABNT NBR 6118:2003). Como resultado, constatou-se que o modelo em que se considerou a inércia da seção transversal proposta por Branson foi o que resultou flechas imediatas mais próximas das registradas na época da construção (após descimbramento). Para análise das deformações totais (considerando-se a fluência do concreto) nas idades de 0, 30, 1.000 e 11.000 dias, todas as estimativas prescritas nas normalizações resultaram superestimadas em relação às deformações medidas (ANGELO, 2004, p. 329-386).

O **quarto capítulo**, dedicado à conclusão, encerra o trabalho. Nele são retomadas conclusões parciais obtidas em capítulos anteriores e apresentadas recomendações quanto à manutenção do estádio.

A análise desta referência bibliográfica contribuiu principalmente com o levantamento de conhecimentos sobre o concreto armado vigentes na década de 60 e com a revisão de teorias acerca das principais falhas influentes na durabilidade dessas estruturas.

Indicações de fontes de pesquisa contidas no trabalho, possibilitaram ampliar investigações voltadas à caracterização do conhecimento que se tinha sobre o concreto armado na época da realização do estádio. Além do levantamento de normalizações vigentes, substituídas e em processo de elaboração, encontraram-se conteúdos relevantes em exemplares de uma revista especializada bastante difundida no meio técnico, a Revista Estrutura, como se pode constatar adiante.

Na ocasião de sua publicação, não havia na ABNT NB 1:1960 – “Cálculo e execução de obras de concreto armado” –, procedimentos voltados à previsão de abertura de fissuras, seus espaçamentos ou mesmo de deslocamentos (flechas) imediato e diferido no tempo. No entanto, documentos complementares visavam preencher essa lacuna, como por exemplo a pesquisa realizada pelo Prof. Fernando Lobo Carneiro, intitulada “Teoria da Fissuração em Peças de Concreto Armado” publicada em 1960 na Revista Estrutura Nº 26 e Nº 27, a qual embasou a atualização desse tópico no Projeto de Revisão da ABNT PNB 2 – “Cálculo e execução de pontes de concreto armado” –, datado do mesmo ano. Mais tarde, em 1965, a Especificação Brasileira ABNT EB 3:1965 – “Barras de aço destinadas a armadura de peças de concreto armado” – publicada em estágio experimental na Revista Estrutura Nº 58, além de substituir a ABNT EB 3:1939 (barras laminadas de aço comum para concreto armado), ABNT EB 130:1960 (barras torcidas a frio para concreto armado) e ABNT EB 130A⁴²⁹, alterou diversos itens da ABNT NB 1:1960 e ABNT NB 2:1950, dentre os quais os referentes à fissuração. Por fim, após dois anos, com a publicação efetiva da

⁴²⁹ Não se encontraram referências sobre a Especificação Brasileira ABNT EB 130A. No entanto, na Revista Estrutura Nº 52 publicada em 1963, há um texto da ABNT com o objetivo de apresentar o Projeto de Norma intitulado “barras laminadas de aço com saliências, torcidas a frio, para concreto armado, CA-T58”, apresentado como um complemento à ABNT EB 3:1939. Acredita-se que esse complemento corresponda à ABNT EB 130A (Cf. REVISTA ESTRUTURA Nº 52, 1963, p. 434-437).

ABNT EB 3:1967 – intitulada “Barras e fios de aço destinados a armadura de peças de concreto armado” – passaram a vigorar, conforme indicado em seu anexo, as alterações previstas para as duas normas até que fossem incorporadas no texto de suas futuras revisões. Assim como no caso da fissuração, a ABNT NB 1:1960 não previu procedimentos voltados à estimativa dos deslocamentos verticais (flechas) em vigas. No entanto, estudos realizados pelo Prof. Telemaco Van Langendonck, publicados na Revista Estrutura Nº 49 de 1963 – sobre peças de concreto armado com aço *Peristahl*⁴³⁰ – além de apresentar novos processos para estimativa da fissuração, contribuiu com procedimentos para previsão de flechas em vigas de concreto armadas com esse tipo de barra de aço.

Ainda que a autora dispusesse de base de dados abrangente – como por exemplo, resultados de resistência do concreto à compressão, registro do tempo em que a estrutura permaneceu escorada durante a construção, mensuração das deformações de vigas – coletados ao longo do tempo, o trabalho não se propôs a desenvolver e calibrar modelos analíticos para simulações do comportamento estrutural do estádio. A proposta direcionou-se a aplicar ao caso do estádio procedimentos referentes à durabilidade das estruturas de concreto armado, principalmente em relação à fissuração e deformação das peças, preconizados na normalização vigente na época do trabalho (ABNT NBR 6118:2003) e validar os resultados obtidos mediante comparação com os dados levantados.

B.3.3 Palácio do Itamaraty em Brasília – SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO (2007)⁴³¹

Intitulado “A Estrutura do Palácio do Itamaraty em Brasília: aspectos históricos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e manutenção”, o artigo de Evaristo C. Rezende Santos, João Carlos Teatini Clímaco e Antônio Alberto

⁴³⁰ *Peristahl* era a marca das “barras encruadas a frio por mordeduras em duas direções normais” fabricadas pela Peristal S. A. Laminação e Comércio (REVISTA ESTRUTURA Nº 58, 1965, p. 182-183).

⁴³¹ Como não se encontrou em meios digitais a dissertação de mestrado de Santos (2004), que trata da estrutura do Palácio do Itamaraty, optou-se por realizar a revisão bibliográfica do artigo derivado da pesquisa e publicado pelo autor no mesmo ano.

Nepomuceno foi apresentado em 2007 na Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil.

Com projeto de arquitetura assinado por Oscar Niemeyer e estrutural a cargo Joaquim Cardozo, o Palácio do Itamaraty, inaugurado em 1970, teve suas obras iniciadas em 1963 sob responsabilidade da Construtora Pederneiras (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 230).

O **primeiro** dos seis itens que constituem o artigo destina-se a sua introdução. Apresentam-se uma breve caracterização do edifício, a motivação e objetivos do artigo, além de síntese dos itens seguintes. Assim como no trabalho de Pessoa (2002), discutido em B.3.1, a carência de publicações sobre estrutura de edifícios icônicos destaca-se como motivação para o desenvolvimento da pesquisa. Quanto aos objetivos, o principal foi o de caracterizar a estrutura do Palácio do Itamaraty a partir de informações acerca de sua concepção, projeto estrutural e tecnologia construtiva. Cita-se ainda como objetivo a criação de proposta para o desenvolvimento de um programa de recuperação e manutenção preventiva para a estrutura do edifício a partir de sua avaliação física atual.

As características do edifício e dos materiais empregados em sua estrutura são discutidas no **segundo item** do artigo. Com planta quadrada de aproximadamente 84 x 84 m sem juntas de dilatação, o edifício, que possui vãos internos de até 36 m⁴³², apresenta em cada uma de suas quatro fachadas 15 pilares em concreto armado

⁴³² Nesses vãos, as vigas – que possuem altura máxima de 120 cm – necessitaram de contraflechas para controle das deformações (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 231).

aparente⁴³³ afastados 6 m entre si. Quanto aos materiais, caracterizam-se os aços⁴³⁴ e concretos⁴³⁵ empregados na estrutura.

O comportamento estrutural do Palácio do Itamaraty é discutido no **terceiro item** do artigo a partir de modelos estruturais analíticos desenvolvidos no programa comercial SAP2000®. Apresentam-se no artigo dois modelos de pórticos planos⁴³⁶ representativos de seções interiores do edifício, um na direção Norte-Sul e outro na direção Leste-Oeste. Os pórticos na direção N-S⁴³⁷, com 15 pilares⁴³⁸ espaçados de 6 m, possuem vigas faixa⁴³⁹ em todos os pavimentos e servem de suporte às vigas

⁴³³ Para a concretagem da estrutura aparente das fachadas empregaram-se ripas de Pinho do Paraná com largura de 5 cm para confecção do molde das formas. De acordo com o responsável técnico pela obra, projetaram-se as juntas de concretagem coincidentes com as juntas entre ripas para evitar vestígios na superfície das fachadas (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 231).

⁴³⁴ De acordo com a documentação levantada, empregaram-se aços torcidos e corrugados. Os torcidos foram do tipo CAT-50 nos diâmetros, em polegadas, de 1/8, 3/16, 1/4, 1/2, 5/8, 3/4, 7/8, 1, com resistência mínima ao escoamento de 500MPa. Os corrugados foram do tipo CA-37, empregados em estribos nos diâmetros, em polegadas, de 3/16, 5/16, 3/8 e 1/2, com resistência mínima ao escoamento de 370MPa. Segundo profissionais atuantes na obra, as barras de aço das armaduras longitudinais (CAT-50) das vigas com grandes comprimentos (30 a 36 m) eram, devido às suas reduzidas dimensões de seção transversal, emendadas por solda de topo. O controle tecnológico dessas armaduras soldadas foi realizado pela empresa Tecnosolo nos laboratórios da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 231).

⁴³⁵ Não se encontraram registros da resistência do concreto na documentação levantada. No entanto, relatos do engenheiro responsável pelo controle tecnológico da obra (empresa Tecnosolo), indicam resistência à compressão de 30 MPa aos 28 dias para o concreto empregado na estrutura do palácio em geral, exceto para área da biblioteca, que foi de 40 MPa. Quanto à dosagem, o técnico informou ainda que se empregaram aditivo retardador de pega (Plastment-VZ fornecido pela SIKA), cimento produzido em Belo Horizonte (da marca Campeão), seixo rolado como agregado graúdo (presente no entorno de Brasília) e areia grossa proveniente do rio Corumbá e/ou do rio Areias como agregado miúdo (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 231-232).

⁴³⁶ Nesses modelos, representaram-se as vigas e pilares por elementos lineares do tipo *frame* (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 232).

⁴³⁷ Conforme figuras 6 e 7 apresentadas no artigo, na direção N-S há seis pórticos principais: dois internos centrais, dois internos de extremidade e dois externos referentes às arcadas das fachadas. Além dos seis pórticos, há – entre os dois internos centrais – um sétimo pórtico que se estende desde o subsolo até o segundo pavimento, não incluindo a cobertura (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 233).

⁴³⁸ Dos 15 pilares, dois são externos (com seção trapezoidal de bases de 5 e 40 cm e altura de 150 cm) e recebem carga apenas da cobertura, os demais são internos e recebem cargas dos pavimentos térreo, primeiro, segundo e cobertura. Dos 13 pilares internos, dois deles são de extremidade (recuados 6 m em relação à arcada da fachada) com seção retangular de 20 x 100 cm e os demais com seção de 25 x 120 cm. Para representação dos pilares externos no modelo estrutural, testaram-se duas alternativas para simplificação de sua seção transversal trapezoidal (ambas com formato retangular e mantendo a mesma área da seção original): uma com o mesmo momento de inércia referente à maior direção, e outra, com altura da seção correspondente a 2/3 da altura real. Como resultado, para obtenção dos esforços solicitantes, as diferenças foram desprezíveis. (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 232-233).

⁴³⁹ De seção retangular com 4 m de base e 60 cm de altura (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 232).

que lhes são ortogonais⁴⁴⁰, formando pórticos na direção L-O. Como resultados⁴⁴¹, apresentam-se reações de apoio⁴⁴² e esforços internos solicitantes⁴⁴³ obtidos nos dois pórticos representativos da estrutura do palácio.

O **quarto item** dedica-se ao dimensionamento das armaduras longitudinais de peças estruturais típicas do edifício segundo a normalização vigente na época da dissertação (ABNT NBR 6118:2003)⁴⁴⁴. A partir dos esforços solicitantes obtidos nos modelos estruturais, das simplificações de seção transversal⁴⁴⁵ e das propriedades do concreto⁴⁴⁶ e aço⁴⁴⁷ empregados na estrutura do edifício, calcularam-se as áreas necessárias para armaduras longitudinais de dois pilares⁴⁴⁸ e duas vigas⁴⁴⁹ do palácio e as compararam com as especificadas em projeto. Para o caso das vigas, estimaram-se também suas flechas⁴⁵⁰ imediata e diferida no tempo. Como resultado, concluiu-se que a área de armaduras longitudinais especificada no projeto original é superior à

⁴⁴⁰ As vigas na direção L-O possuem altura de 70 cm e bases variando entre 20 e 30 cm, exceto no vão central de 36 m da cobertura, onde possuem altura de 120 cm, conforme se observa na figura 6 do artigo (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 233).

⁴⁴¹ O artigo não traz informações sobre o módulo de deformação, vínculos e carregamentos adotados no modelo.

⁴⁴² A cargas verticais obtidas para os pilares da fachada foram de 814 kN, cerca de 13% menores do que as previstas no projeto original (940 kN); para os pilares internos centrais, cerca de 5.500 kN, em torno de 5% menores do que os 5.800 kN previstos; para os pilares internos de extremidade (recuados 6 m em relação aos pilares da fachada), 3.400 kN, cerca de 10% menores do que os 3.800 kN previstos (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 234).

⁴⁴³ Os momentos fletores positivo e negativo máximos obtidos para as vigas foram de, respectivamente, 855 kNm e 619 kNm. No caso dos pilares, resultou 305 kNm como momento máximo referente ao nó de pórtico (L-O) com a viga da cobertura. As forças cortantes máximas obtidas foram de 166 kN e 846 kN nos pórticos L-O e N-S, respectivamente. Nos pilares, o máximo esforço cortante foi de 27 kN (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 233-234).

⁴⁴⁴ Além da ABNT NBR 6118:2003 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento), empregaram-se a ABNT NBR 6120:1980 (Cargas para o cálculo de estruturas de edificações) e a ABNT NBR 6123:1988 (Forças devidas ao vento em edificações) (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 234).

⁴⁴⁵ Para o caso dos pilares externos. Cf. nota 438.

⁴⁴⁶ Conforme apontado na nota 435, adotou-se como resistência do concreto aos 28 dias $\sigma_{c28} = 300 \text{ kgf/cm}^2$. Supôs-se, segundo a normalização vigente (ABNT NB 1:1960), controle tecnológico “rigoroso” para o concreto, resultando $\sigma_R = 300 \times 3/4 = 225 \text{ kgf/cm}^2$ (valor adotado para o f_{ck} do concreto no dimensionamento das armaduras) (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 235).

⁴⁴⁷ Para o aço CAT-50, a resistência ao escoamento adotada foi a máxima permitida pela ABNT NB 1:1960, portanto $f_{yd} = 300 \text{ MPa}$ (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 235).

⁴⁴⁸ Calcularam-se as armaduras dos pilares internos centrais e dos pilares da fachada (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 235).

⁴⁴⁹ Calcularam-se as armaduras e deformações imediata e total das vigas que vencem o vão de 30 m na cobertura (120 x 20 cm) e nos demais pavimentos (70 x 20 cm) (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 235-236).

⁴⁵⁰ Para estimativa das flechas, empregou-se o método da rigidez equivalente de Branson prescrito na ABNT NBR 6118:2003 (SANTOS; CLÍMACO; NEPOMUCENO, 2007, p. 236).

requerida na referência normativa empregada na análise e, como a estimativa dos deslocamentos verticais obtidos para as vigas são significativos, acredita-se que foram adotadas contraflechas já que nas inspeções não se verificaram deslocamentos excessivos.

O diagnóstico da situação física da estrutura do palácio, desenvolvido a partir de inspeções realizadas pelos autores apresenta-se no **quinto item**. Mediante emprego da metodologia GDE/UnB⁴⁵¹, mesma utilizada por Pessoa (2002) e descrita em B.3.1, dividiu-se a estrutura do edifício em três famílias, para as quais se determinaram graus de deterioração e recomendações quanto ao prazo para realização de intervenções. Como resultado, obtiveram-se níveis de deterioração “médio” para a estrutura principal do edifício; “baixo” para a estrutura das fachadas; e “crítico” para a estrutura das passarelas de acesso sobre o lago circundante do palácio.

O **sexto item** apresenta as considerações finais do artigo. Retomam-se os objetivos e as realizações apresentadas no corpo do trabalho e reúnem-se as conclusões parciais apontadas nos itens anteriores.

Assim como discutido para a referência sobre a Catedral de Brasília (PESSOA, 2002), não se evidenciam nesta, rebatimentos dos resultados obtidos no modelo estrutural sobre o programa de conservação proposto para o edifício. Portanto, valem para este trabalho as mesmas considerações sobre o assunto já realizadas em B.3.1.

No entanto, acrescenta-se que a ampliação do estudo dos deslocamentos verticais (flechas) em vigas representa avanço em relação à pesquisa sobre a Catedral de Brasília. No caso do Palácio do Itamaraty, assim como no do Mineirão (referência discutida em B.3.2), os deslocamentos obtidos não decorrem apenas do comportamento elástico linear do concreto (Estádio I), mas também da consideração dos efeitos de sua fissuração (Estádio II) e das armaduras presentes na peça estrutural (conforme proposto por Branson e incorporado na normalização vigente na época desses dois trabalhos). Porém, como não se obteve acesso à dissertação que originou o artigo analisado, supõe-se que algumas informações foram omitidas e/ou

⁴⁵¹ A metodologia GDE/UnB visa à avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto. Cf. nota 406.

resumidas para que se adequassem ao formato da publicação. Portanto, quanto à simulação dos deslocamentos imediatos e diferidos no tempo, não há menção acerca do programa computacional empregado ou se foram realizadas manualmente após o processamento do modelo no SAP2000®.

B.3.4 Palácio da Justiça de Brasília – MOREIRA, A. L. A. (2007)

Intitulada “A estrutura do Palácio da Justiça em Brasília: aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e proposta de manutenção”, a dissertação de mestrado de André Luis Andrade Moreira, sob orientação de João Carlos Teatini de Souza Clímaco e coorientação de Antônio Alberto Nepomuceno, foi apresentada em junho de 2007 ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como requisito para obtenção do título de mestre em estruturas e construção civil.

Com projeto de arquitetura assinado por Oscar Niemeyer e estrutural⁴⁵² a cargo do Escritório Técnico Arthur Luiz Pitta (ETALP) de São Paulo, o Palácio da Justiça, inaugurado em 1972, teve suas obras formalmente iniciadas em 1962, sendo a estrutura de concreto armado executada entre 1966 e 1969 pela construtora Civilsan – Engenharia Civil e Sanitária S/A (MOREIRA, 2007, p. 39-45).

O **primeiro** dos oito capítulos que constituem a dissertação destina-se à introdução do trabalho, na qual se apresentam a motivação, objetivos e organização da pesquisa. Destaca-se como motivação a escassez de publicações voltadas à caracterização estrutural dos edifícios notáveis de Brasília, tema que vem sendo investigado na linha de pesquisa nomeada “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília (PECC/UnB), da qual resultaram as referências discutidas em B.3.1 e B.3.3. Quanto aos objetivos, aponta-se como principal a avaliação das condições atuais da estrutura do Palácio da Justiça.

⁴⁵² A fase inicial do projeto estrutural foi desenvolvida por engenheiros da Companhia Urbanizadora da Nova Capital – NOVACAP (MOREIRA, 2007, p. 45).

O **segundo capítulo** traz uma descrição de alguns dos edifícios icônicos de Brasília a partir do enfoque estrutural. Após breve discussão sobre o plano piloto da cidade, apresentam-se considerações referentes à estrutura dos palácios da Alvorada, do Planalto, do Congresso Nacional, do Itamaraty, a Catedral Metropolitana e o Instituto Central de Ciências da Universidade de Brasília.

No **terceiro capítulo** discutem-se princípios gerais da avaliação de estruturas de concreto armado, principalmente a partir de recomendações constantes em documento publicado em 2001 pelo International Council on Monuments and Sites (ICOMOS). Inicialmente, apresentam-se a pesquisa histórica, inspeção, ensaios/procedimentos e monitoração como etapas constituintes da investigação estrutural. Em seguida abordam-se fatores influentes na análise do desempenho estrutural (modelo estrutural, propriedades dos materiais e ações a considerar) e por fim, conteúdos a serem contemplados em diagnósticos para avaliação das condições da estrutura.

A apresentação do Palácio da Justiça, realizada no **quarto capítulo**, compreende aspectos referentes a sua concepção, projeto estrutural, construção e alterações posteriores. Com planta retangular de aproximadamente 84 x 75 m sem juntas de dilatação, o palácio possui núcleo central em formato quadrado com 61,10 m de lado e cinco pavimentos, formando recuos entre 7 e 11 m em relação às fachadas⁴⁵³. Quanto à estrutura de concreto armado, o edifício emprega tubulões⁴⁵⁴ nas fundações, vigas convencionais, vigas faixa, lajes maciças rebaixadas em áreas destinadas a sanitários e lajes nervuradas dotadas apenas de mesa superior⁴⁵⁵. São

⁴⁵³ As fachadas do edifício diferem entre si. A fachada sul (principal) possui 9 “semiarcos” espaçados 6,50 entre si, nos quais se apoiam 6 cascatas em balanço que deságuam no jardim projetado por Roberto Burle Marx. Essa fachada, construída com arcos plenos, foi alterada por Oscar Niemeyer em 1985 (que estava exilado na Argélia na época da construção) sob alegação de que não estava em acordo com o projeto original (essa alteração estrutural ficou também a cargo do escritório ETALP). A fachada oeste possui proteções solares verticais fixas (brises) em concreto armado que se estendem desde o térreo até a cobertura (o projeto estrutural inicial realizado pela NOVACAP não previu fundações para esses brises, dimensionadas posteriormente pelo escritório ETALP). A fachada leste é formada apenas por 7 pilares retangulares de concreto armado espaçados de 13 m. Por fim, a fachada norte espelha a sul, com a diferença de que os 9 arcos de vão 6,50 m são plenos e sem cascatas (MOREIRA, 2007, p. 47-51).

⁴⁵⁴ Os tubulões, assentados em solo silto-argiloso e acima do nível d’água, foram escavados a céu aberto e apresentam profundidade média em torno de 25 m com diâmetros variados (MOREIRA, 2007, p. 51).

⁴⁵⁵ Vigas convencionais, vigas faixa e nervuras possuem altura de 50 cm (exceto na cobertura). O espaçamento entre nervuras é de 130 cm e as mesas superiores possuem alturas entre 6 e 7 cm.

também apresentadas especificações de concretos⁴⁵⁶ e aços⁴⁵⁷ contidas no projeto estrutural, além dos carregamentos⁴⁵⁸ previstos. Por fim, citam-se a inserção de elevadores⁴⁵⁹, alterações nos arcos da fachada sul⁴⁶⁰ e remoção do revestimento de mármore⁴⁶¹ dos pilares como modificações realizadas posteriormente às obras do edifício.

O quinto capítulo apresenta a avaliação do grau de deterioração da estrutura do palácio. Inicialmente dividiu-se a estrutura em dois grupos⁴⁶² para os quais se compararam a qualidade do concreto⁴⁶³ e cobrimento de armaduras⁴⁶⁴ especificados em projeto e previstos na ABNT NBR 6118:2003, vigente na época da pesquisa. Mediante emprego da metodologia GDE/UnB⁴⁶⁵, determinaram-se os graus

Na cobertura, vigas contínuas (invertidas com seção transversal de 15 x 70 cm, exceto no trecho que forma o pergolado do jardim central, que possuem seção de 15 x 100 cm e vencem vãos de até 32 m) dispostas na direção norte-sul, com espaçamento de 130 cm entre si apoiam-se em vigas-faixa que lhes são ortogonais (posicionadas na direção leste-oeste, essas vigas possuem altura de 50 cm e base variável entre 85 e 115 cm) e que, por sua vez, descarregam em pilares com espaçamento variável, alcançando até 13 m de vão (MOREIRA, 2007, p. 51-58).

⁴⁵⁶ De acordo com o projeto estrutural, os concretos foram especificados conforme art.89 da ABNT NB 1:1960, com $\sigma_R \geq 160 \text{ kgf/cm}^2$ para a cobertura e $\sigma_R \geq 200 \text{ kgf/cm}^2$ para os demais pavimentos (MOREIRA, 2007, p. 51-58).

⁴⁵⁷ A nomenclatura dos aços CAT50 e CAT 60 (com $\sigma_e \geq 5.000 \text{ kgf/cm}^2$ e $\sigma_e \geq 6.000 \text{ kgf/cm}^2$, respectivamente) especificados no projeto estrutural conforme art.86 da ABNT NB 1:1960 foi alterada (pelo item 13 da ABNT EB 3:1967) para CA 50 e CA 60 (com f_{yk} de, respectivamente, 500 e 600 MPa) (MOREIRA, 2007, p. 51-58).

⁴⁵⁸ Os carregamentos previstos para sobrecarga e revestimentos de piso foram de 300 e 80 kgf/m², respectivamente. Para os enchimentos e alvenarias previram-se, respectivamente, 1.300 e 1.600 kgf/m³. Na cobertura, previram-se carregamentos superficiais de 50, 100, 100, 50 e 80 kgf/m² para sobrecarga, placas pré-moldadas, vermiculite, impermeabilização e pumex ou forro, respetivamente. De acordo com o autor, os carregamentos estão em acordo com a atual ABNT NBR 6120:1980 (MOREIRA, 2007, p. 51-58). *Obs: na descrição dos carregamentos aplicados no modelo estrutural, adota-se o valor de 1.800 kgf/ m³ para as alvenarias (MOREIRA, 2007, p. 98).

⁴⁵⁹ Em 1971 iniciaram-se obras para inserção de elevadores, pois não se dispunham em quantidade suficiente e também não atendiam o quinto pavimento, onde se situava o gabinete do ministro (MOREIRA, 2007, p. 58-59).

⁴⁶⁰ Conforme apresentado na nota 453.

⁴⁶¹ Realizado na ocasião da recomposição dos arcos da fachada sul (MOREIRA, 2007, p. 60).

⁴⁶² Essa divisão partiu da Classe de Agressividade Ambiental – CAA – a que os ambientes/elementos do edifício estão expostos: garagem, fachadas, jardim interno e cobertura (CAA II) e ambientes interiores (CAA I). Empregaram-se as CAA definidas na ABNT NBR 6118:2003, vigente na época do desenvolvimento da dissertação (MOREIRA, 2007, p. 61-63).

⁴⁶³ Compararam-se as resistências mecânicas dos concretos previstas em projeto e as recomendadas na ABNT NBR 6118:2003 para as CAA levantadas. Como não se dispunham de dados acerca das relações água/cimento dos concretos empregados na obra, não foi possível compará-las às prescritas na normalização para as CAA levantadas. (MOREIRA, 2007, p. 63).

⁴⁶⁴ Os cobrimentos de armaduras especificados em projeto são significativamente inferiores aos prescritos na ABNT NBR 6118:2003 para as CAA levantadas (MOREIRA, 2007, p. 63).

⁴⁶⁵ A metodologia GDE/UnB visa à avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto. Cf. nota 406.

de deterioração das sete famílias em que o edifício foi subdividido e o nível de deterioração global da estrutura do palácio antes e após intervenções⁴⁶⁶ em curso no momento da dissertação. Por fim, apresentam-se os ensaios realizados para determinação da resistência à compressão⁴⁶⁷, absorção por capilaridade⁴⁶⁸ e absorvidade⁴⁶⁹ do concreto, além da profundidade de carbonatação⁴⁷⁰.

O comportamento estrutural⁴⁷¹ do edifício é discutido no **sexto capítulo**, a partir de modelos estruturais desenvolvidos no programa comercial CAD/TQS®. Após discussão sobre modelos de analogia de grelha⁴⁷² e pórtico espacial⁴⁷³ empregados

⁴⁶⁶ Durante o desenvolvimento da pesquisa, realizaram-se a limpeza do concreto aparente das fachadas e a recuperação de vigas (com armaduras expostas) que formam o pergolado da cobertura sobre o jardim interno. Mesmo após as intervenções, obteve-se o nível de deterioração “crítico” para a estrutura do palácio (MOREIRA, 2007, p. 87-91).

⁴⁶⁷ A partir dos os procedimentos estabelecidos na ABNT NBR 7680:1983 (Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – procedimento), vigente na época da pesquisa, extraíram-se 10 testemunhos de concreto com diâmetro de 75 mm (3 de pilares externos da fachada sul, 3 da fachada norte e 4 de vigas que formam o pergolado da cobertura na região do jardim interno). Para se evitar o corte de armaduras durante a operação de extração, empregou-se detector de metais (pacômetro) com objetivo de mapeá-las. Com as rupturas dos corpos de prova, realizadas de acordo com a então vigente ABNT NBR 5739:1994 (Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos), obtiveram-se 28 MPa para os exemplares extraídos dos pilares e 33 MPa para os da cobertura (MOREIRA, 2007, p. 76-77, p. 81).

⁴⁶⁸ O ensaio, executado de acordo com os procedimentos prescritos na ABNT NBR 9779:1995 (Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade), vigente na época da pesquisa, visou à estimativa da porosidade da superfície do concreto. O programa de ensaios abrangeu os dez corpos de prova provenientes dos testemunhos extraídos e foi realizado na superfície que ficava em contato com o meio externo. Como resultado, obtiveram-se, em média, após 72 h, absorção de 1,05 g/cm² para os exemplares extraídos dos pilares e 0,74 g/cm² para os da cobertura (MOREIRA, 2007, p. 78-80).

⁴⁶⁹ O ensaio, realizado em conjunto com os procedimentos do ensaio para determinação da absorção capilar, visa à avaliação indireta da velocidade do fluxo de água para o interior da microestrutura do concreto. Como resultado, obtiveram-se índices de absorvidade menores para os exemplares extraídos da cobertura e maiores para os dos pilares (MOREIRA, 2007, p. 80).

⁴⁷⁰ Obtida mediante aspersão de solução de fenolftaleína, conforme apresentado na nota 409, a avaliação da profundidade de carbonatação foi realizada apenas em algumas das vigas que formam o pergolado da cobertura sobre o jardim interno (MOREIRA, 2007, p. 77-78).

⁴⁷¹ Objetiva-se com a compreensão do comportamento estrutural do edifício, a identificação de áreas críticas, obtidas a partir de análise de simulações em modelos estruturais, os quais podem indicar tendências e fluxos de tensões (MOREIRA, 2007, p. 92-93).

⁴⁷² A analogia de grelha consiste no modelo em que se atribui à barra (representativa de uma viga ou nervura do edifício) rigidez que considere as mesas colaborantes das lajes, resultando em seção transversal com formato Tê (MOREIRA, 2007, p. 93-95).

⁴⁷³ O pórtico espacial consiste em modelo de barras representativas de pilares, vigas e tirantes (unidas por meio de nós) no qual é possível aplicação de cargas verticais e horizontais. No programa comercial CAD/TQS® é possível, conforme realizado pelo autor, associar o modelo de pórtico espacial ao de analogia de grelha (MOREIRA, 2007, p. 95-96).

nas simulações, apresentam-se as ações⁴⁷⁴ (peso próprio⁴⁷⁵, peso dos elementos construtivos fixos e instalações permanentes⁴⁷⁶, carregamento accidental⁴⁷⁷, vento⁴⁷⁸ e variação de temperatura⁴⁷⁹) e respectivas combinações⁴⁸⁰ que lhes foram aplicadas. Em seguida, discutem-se as propriedades idealizadas para o concreto⁴⁸¹ empregado nos modelos e por fim, apresentam-se os resultados obtidos na análise isolada dos pavimentos (segundo a analogia de grelha) e na análise espacial da estrutura (combinada com a analogia de grelha).

⁴⁷⁴ Adotaram-se os mesmos carregamentos especificados no projeto original (conforme apresentado na nota 96), pois atendem a normalização atual vigente (MOREIRA, 2007, p. 98).

⁴⁷⁵ Calculado automaticamente pelo programa computacional, a partir do volume das peças estruturais e do peso específico do concreto armado (25 kN/m³) (MOREIRA, 2007, p. 98).

⁴⁷⁶ Revestimento (0,8 kN/m²), enchimento (1,3 kN/m³) e alvenarias (1,8 kN/m³) (MOREIRA, 2007, p. 98).

⁴⁷⁷ Pisos (3 kN/m²) e cobertura (0,5 kN/m²) (MOREIRA, 2007, p. 99).

⁴⁷⁸ Calculado automaticamente pelo programa computacional a partir da ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Os parâmetros empregados foram $V_0 = 35$ m/s (Brasília); Fator topográfico $S_1 = 1$; Fator S_2 (considerando “categoria III” para rugosidade do terreno e “classe C” para dimensões da edificação), Fator estatístico $S_3 = 1$ e coeficiente de arrasto $C_a = 0,9$ (de acordo com as dimensões da edificação, o C_a resultou fora dos domínios indicados na ABNT NBR 6123:1988) (MOREIRA, 2007, p. 99).

⁴⁷⁹ A suscetibilidade do concreto frente aos esforços decorrentes de variação de temperatura é significativa devido à natureza frágil de sua ruptura e de sua baixa resistência à tração. A partir de análise de gráfico das normais climatológicas de Brasília coletadas pelo Instituto Nacional de Meteorologia – INMET – entre 1961 e 1990, considerou-se realista a variação uniforme de temperatura de $\pm 15^\circ\text{C}$ para aplicação nos elementos de cobertura do edifício (MOREIRA, 2007, p. 99-101).

⁴⁸⁰ Empregaram-se as combinações de serviço “quase permanentes” (verificação do estado limite de deformações excessivas), “frequentes” (verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras, de vibrações e deformações excessivas) e “raras” (verificação do estado limite de formação de fissuras) para avaliação do comportamento estrutural do edifício. Essas combinações, geradas automaticamente pelo programa computacional, decorrem da ABNT NBR 6118:2003 (MOREIRA, 2007, p. 101-102).

⁴⁸¹ A análise admitiu comportamento elástico linear para os materiais, usualmente empregado na verificação dos estados limites de serviço, conforme item 14.5.2 da ABNT NBR 6118:2003. Segundo o autor, o tempo de processamento necessário a uma análise mais rigorosa (considerando o comportamento não linear dos materiais, áreas e disposição reais de armaduras) inviabilizaria a pesquisa. Como não se realizaram ensaios para determinação dos módulos de elasticidade do concreto nos exemplares extraídos, esses foram obtidos a partir do f_{ck} (σ_R informado em projeto: 20 MPa para os pavimentos e 16 MPa para a cobertura), conforme disposições contidas na ABNT NBR 6118:2003. Foram inseridos no modelo os módulos de elasticidade secante ($E_{cs} = 2,13 \times 10^4$ Mpa para os pavimentos e $E_{cs} = 1,94 \times 10^4$ Mpa para a cobertura), transversal ($G_c = 8,88 \times 10^4$ Mpa para os pavimentos e $G_c = 8,09 \times 10^4$ Mpa para a cobertura) e o coeficiente de Poisson ($\nu = 0,2$) (MOREIRA, 2007, p. 103).

Para o caso da análise dos pavimentos⁴⁸² e da cobertura⁴⁸³ com o modelo de analogia de grelha, compararam-se os deslocamentos verticais máximos obtidos (flechas imediatas) aos limites estabelecidos na ABNT NBR 6118:2003. Para a cobertura desenvolveu-se ainda modelo adicional⁴⁸⁴ para obtenção de deslocamentos horizontais provenientes da variação de temperatura.

A análise espacial visou à avaliação, nos estados limites de serviço, do grau de deslocabilidade da estrutura frente aos esforços horizontais provenientes da ação do vento⁴⁸⁵ e da variação de temperatura⁴⁸⁶ aplicada à cobertura. Os deslocamentos horizontais máximos obtidos nos nós de topo do edifício para cada simulação foram comparados aos limites estabelecidos na ABNT NBR 6118:2003. Como resultado, como os deslocamentos horizontais oriundos da variação de temperatura na cobertura superam os máximos admitidos na normalização, aponta-se essa como uma das causas prováveis para os problemas identificados nos forros fixados a essa laje.

⁴⁸² Na análise dos pavimentos com o modelo de analogia de grelha obtiveram-se, para a combinação de serviço mais desfavorável (Combinação frequente com próprio da estrutura + carregamentos permanentes + 70% dos carregamentos acidentais), deslocamentos verticais (flechas imediatas) máximos da ordem de 3 cm (em vãos de 13 m), o qual atende aos limites máximos estabelecidos na ABNT NBR 6118:2003 ($l / 250 = 1.300 / 250 = 5,2$ cm). (MOREIRA, 2007, p. 104-107).

⁴⁸³ No caso da cobertura, o modelo de analogia de grelha resultou para a combinação de serviço mais desfavorável (combinação frequente com próprio da estrutura + carregamentos permanentes + 60% dos carregamentos acidentais + 50% dos esforços referentes à variação de temperatura), deslocamento vertical máximo (flecha imediata) de aproximadamente 11 cm no maior vão (32 m). (MOREIRA, 2007, p. 107).

⁴⁸⁴ Nesse modelo adicional discretizaram-se vigas e lajes para avaliação dos deslocamentos horizontais causados pela variação de temperatura ($\pm 15^\circ\text{C}$). Como resultado, obtiveram-se deslocamentos pouco expressivos (5 mm) entre as simulações de -15°C e $+15^\circ\text{C}$, devido à elevada rigidez da estrutura. No entanto, mesmo com pequenos deslocamentos, os esforços normais nas vigas da cobertura resultaram significativos, sobretudo os de tração na simulação de $+15^\circ\text{C}$, com valores de até 435 kN (MOREIRA, 2007, p. 108-110).

⁴⁸⁵ A partir de simulações com cargas de vento atuantes nas fachadas leste (0°) e norte (90°), obtiveram-se deslocamentos horizontais no topo do edifício de aproximadamente 2 mm (1,7 e 1,9 mm, respectivamente). De acordo com a ABNT NBR 6118:2003, 30% do deslocamento obtido pelas cargas de vento (em combinação frequente) não deve superar o limite estabelecido para garantia da integridade de elementos não estruturais da edificação (deslocamento limite = altura do edifício / 1.700 = $2.325 \text{ cm} / 1.700 = 1,36$ cm). Portanto, para o caso do Palácio da Justiça, a recomendação prescrita ($0,30 \times 0,19 \text{ cm} = 0,06 \text{ cm} < 1,36 \text{ cm}$) é atendida com folga (já previsto devido à elevada rigidez e pequena altura do edifício) (MOREIRA, 2007, p. 110-111).

⁴⁸⁶ No caso dos deslocamentos devido à variação de temperatura de $\pm 15^\circ\text{C}$ simulado no modelo de pórtico espacial, esses superaram os do modelo isolado da cobertura, pois consideram as deformações conjuntas dos pilares. Como resultado, o deslocamento máximo obtido (8,4 mm) supera o limite estabelecido na normalização para assegurar o desempenho dos forros presentes na edificação (deslocamento limite = desnível entre dois pavimentos / 500 = $345 \text{ cm} / 500 = 0,69$ cm) (MOREIRA, 2007, p. 112-113).

Realizou-se ainda, a partir do modelo de pórtico espacial, análise da estabilidade global⁴⁸⁷ do edifício, a qual indicou serem desprezíveis os efeitos globais de 2ª ordem atuantes.

No **sétimo capítulo** apresentam-se estratégias para proposta de programa de manutenção do edifício. Inicialmente discute-se a importância da manutenção como estratégia para prolongamento da vida útil de edificações e conceituam-se manutenções preventiva e corretiva. Em seguida, sugerem-se prazos para realização de manutenção corretiva em elementos das famílias em que o edifício foi subdividido, conforme metodologia GDE/UnB, apresentada no quinto capítulo. Por fim, partindo da mesma referência⁴⁸⁸ empregada para o caso da Catedral de Brasília (PESSOA, 2002), discutida em B.3.1, estabelecem-se intervalos de três anos para realização alternada entre inspeções rotineiras e extensivas.

A conclusão do trabalho apresenta-se no **oitavo capítulo**, onde são resumidos conteúdos de capítulos anteriores e respectivas conclusões parciais, além de indicações, como sugestão para trabalhos futuros, de análises similares aplicadas a outros edifícios icônicos de Brasília.

Tabelas empregadas para avaliação do grau de deterioração dos elementos estruturais do Palácio da Justiça são apresentadas no **Apêndice A**.

O **Apêndice B** compreende planilhas propostas para realização de inspeções rotineiras em elementos típicos do edifício.

Mensagens recebidas de um dos engenheiros participantes do projeto estrutural do edifício são reunidas no **Apêndice C**.

Por fim, o **Apêndice D** traz texto extraído da metodologia empregada para avaliação do grau de deterioração da estrutura do Palácio da Justiça, visando à caracterização de danos correntes em estruturas de concreto armado.

Assim como discutido para as demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB

⁴⁸⁷ Análise da estabilidade global do edifício, realizada a partir do coeficiente γ_z previsto na ABNT NBR 6118:2003, indicou que os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis. Isso porque o maior valor de γ_z obtido (1,09) para a combinação de ações mais desfavorável (combinação para estado limite último com peso próprio da estrutura + carregamentos permanentes + 80% dos carregamentos acidentais + 86% dos esforços referentes à variação de temperatura + 60% ação de vento a 0°) é inferior a 10%, levando a estrutura a ser classificada como de nós fixos (MOREIRA, 2007, p. 113-114).

⁴⁸⁸ Proposta da Federação Internacional de Protensão – FIP – (1988).

discutidas em B.3.1 e B.3.3, não se evidenciam nesta, rebatimentos dos resultados obtidos nos modelos estruturais sobre o programa de conservação proposto para o edifício. Portanto, valem para este trabalho as mesmas asserções sobre o assunto já realizadas em B.3.1.

Como inovações em relação às referências bibliográficas estudadas anteriormente, identificaram-se nesta, análises em que se consideram efeitos de variação de temperatura e análises que empregam os deslocamentos horizontais obtidos nos modelos computacionais em verificações de estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) e também de estado-limite último (ELU) relativo à estabilidade global da estrutura.

Quanto ao emprego dos deslocamentos obtidos no modelo em verificações de ELS-DEF ou de estabilidade global no ELU, consideraram-se nas combinações de carregamento das simulações realizadas, além das cargas verticais, as atuações do vento e da variação de temperatura. No entanto, como os deslocamentos obtidos decorrem de análise em que não se considera a rigidez efetiva dos elementos estruturais lineares – a qual depende das armaduras existentes, da fissuração do concreto e das deformações diferidas no tempo, conforme apontado em ABNT NBR 6118 (2014, p. 125) –, seus valores resultam subestimados, inviabilizando, portanto, comparações com os deslocamentos-limites estabelecidos na ABNT NBR 6118 (2014, p. 76-78).

Em relação à avaliação da estabilidade global da estrutura, acrescenta-se que a análise linear de primeira ordem que se pode empregar para obtenção do coeficiente γ_z pressupõe a consideração da não-linearidade física de forma aproximada mediante redução direta da rigidez das peças estruturais conforme apresentado em ABNT NBR 6118 (2014, p. 105-106). Essa consideração, no entanto, como não foi mencionada no trabalho, deixa lacunas quanto à validade dos coeficientes γ_z obtidos, os quais podem, com a redução da rigidez das peças, superar o valor de 1,1 e levar a estrutura à condição de nós móveis, na qual os efeitos de 2ª ordem globais são significativos. Além dessa incerteza quanto à consideração da redução das rigidezes, também há dúvidas quanto à consideração da formulação da segurança aplicada ao coeficiente γ_z , a qual estabelece que o coeficiente de majoração dos esforços de segunda ordem seja inferior ao aplicado aos esforços de primeira, conforme aponta Kimura (2018, p. 391-392).

Portanto, essa revisão bibliográfica atentou para o fato de que a consideração adequada das rigidezes dos elementos estruturais é fundamental para verificações de estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) e também de estado-limite último (ELU) relativo à estabilidade global da estrutura.

B.3.5 Instituto Central de Ciências em Brasília (ICC-UnB) – FONSECA, R. P. (2007)

Intitulada “A estrutura do Instituto Central de Ciências: aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e propostas de manutenção”, a dissertação de mestrado de Régis Pamponet da Fonseca, sob orientação de Antônio Alberto Nepomuceno e coorientação de João Carlos Teatini de Souza Clímaco, foi apresentada em junho de 2007 ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como requisito para obtenção do título de mestre em estruturas e construção civil.

O Instituto Central de Ciências da Universidade de Brasília, inaugurado em 1975, teve respectivamente, Oscar Niemeyer e Bruno Contarini como responsáveis pelos projetos arquitetônico e estrutural. A execução das obras, iniciada em 1962, mesmo ano em que os projetos foram elaborados, ficou a cargo da construtora Rabello S/A, sob responsabilidade técnica do engenheiro Murilo S. Andrade (FONSECA, 2007, p. 57-58).

Seguindo a mesma organização das publicações produzidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB – apresentadas em B.3.1, B.3.3 e B.3.4 – o **primeiro** dos sete capítulos que constituem a dissertação destina-se à introdução do trabalho, na qual se apresentam a motivação, objetivos e organização da pesquisa. A motivação e objetivo geral mantêm-se os mesmos dos trabalhos supracitados e quanto aos objetivos específicos, destacam-se, entre outros, o aperfeiçoamento da metodologia GDE/UnB⁴⁸⁹ do PECC e o estudo da

⁴⁸⁹ A metodologia GDE/UnB visa à avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto. Cf. nota 406.

ação da temperatura na cobertura dessa edificação, de grande porte e sem juntas de dilatação.

O **segundo capítulo** compreende a revisão bibliográfica referente ao desempenho de estruturas e a metodologias para suas inspeção e avaliação. Entre as metodologias revistas, particulariza-se a GDE/UnB, para a qual se discutem origens, formulação, revisões, casos de aplicação e limitações.

No **terceiro capítulo**, apresentam-se contribuições ao aperfeiçoamento da metodologia, a qual passa a considerar a versão da norma de estruturas de concreto vigente na época do trabalho – ABNT NBR 6118:2003. Entre as alterações, destacam-se ajustes na terminologia e conceituação dos danos, reformulações na quantificação de danos associados à corrosão de armaduras e fissuração, além da inserção do quinto nível para caracterização do grau de deterioração da estrutura. Por fim, a partir da avaliação dos resultados obtidos com a aplicação da metodologia ao ICC/UnB – na qual se mostraram necessários ajustes estatísticos para adequação da representatividade amostral, evidentes devido à grande repetição de elementos estruturais presentes no edifício –, o autor propõe reformulação matemática na quantificação do grau de deterioração das famílias em que se deve subdividir as edificações para aplicação da metodologia.

A descrição do ICC/UnB é apresentada no **quarto capítulo**. De acordo com Fonseca (2007, p. 58-62), trata-se de edifício com 720 m de extensão, constituído por dois blocos paralelos com larguras de 29,60 m – ala dos laboratórios – e 26,65 m – ala dos auditórios –, espaçados entre si por área ajardinada descoberta de 16,50 m. Ambos os blocos possuem pavimentos inferior, térreo e superior com estrutura em concreto pré-moldado. As vigas de cobertura, espaçadas a cada 3 m, são protendidas e apoiam-se em par de pilares de seção retangular de 20 x 150 cm posicionados nas extremidades de cada bloco. Aproximadamente 4/5 do comprimento⁴⁹⁰ dessas vigas possuem trecho com seção transversal em formato de Tê com altura total de 104 cm e mesa superior de 290 cm – formando as áreas cobertas dos blocos – e cerca de 1/5 mantém a continuidade da alma da viga sem, no entanto, prosseguir com a mesa, resultando em seção trapezoidal com altura de 104 cm e bases inferior e superior de

⁴⁹⁰ Como o autor não menciona os comprimentos dos trechos da viga referentes a cada seção transversal, as proporções 4/5 e 1/5 foram obtidas a partir de fotografias contidas no trabalho.

19 e 45 cm, respectivamente – formando os pergolados junto às ruas de pedestres existentes ao longo do comprimento dos blocos. Essas vigas transversais de cobertura – que possuem dentes em suas extremidades para que se encaixem tanto nos pilares, quanto sobre as vigas longitudinais⁴⁹¹ que os unem na região de topo – descarregam em aparelhos de apoio de neoprene situados nos topos dos pilares e possuem três septos enrijecedores transversais ao longo do comprimento⁴⁹², sob a mesa da seção em formato de Tê, que as solidarizam entre si, mediante trecho complementar concretado no local. Além dessa solidarização, há nas extremidades das mesas das vigas Tê, perfis metálicos de ligação espaçados ao longo do comprimento, que também as solidarizam no topo (FONSECA, 2007, p. 89-90).

As extremidades dos trechos em que as vigas de cobertura possuem seção Tê recebem peças de acabamento pré-moldadas com seção transversal em formato curvo que se estendem por 3 m entre uma e outra viga adjacente. Segundo Fonseca (2007, p. 67-68), por apresentarem risco de se desprenderem, a fixação dessas peças foi reforçada em meados da década de 90 por meio de quatro tirantes de aço galvanizado que passaram a pendura-las nas mesas das vigas Tê que as limitam.

Quanto à estrutura de concreto pré-moldada dos pavimentos⁴⁹³ térreo e superior dos blocos, vigas transversais de seção em formato trapezoidal, vazadas para passagem de instalações e dotadas de mesa superior são recebidas por vigas longitudinais retangulares apoiadas em linha de pilares externos e em linha de pilares internos, que morrem no nível do pavimento superior. Sobre as duas entradas do edifício há, no pavimento superior, laje nervurada do tipo caixão perdido com altura de 60 cm – aparentemente⁴⁹⁴ moldada no local – com nervuras protendidas de largura de 10 cm, dispostas em uma direção e espaçadas 50 cm entre eixos, com mesas superior e inferior de 8 cm. Com planta em formato trapezoidal, essa laje possui

⁴⁹¹ Não há menção às dimensões da seção transversal dessas vigas longitudinais. No entanto, de acordo com as fotografias e desenhos presentes no trabalho, estima-se que seja quadrada com aproximadamente 30 cm de lado.

⁴⁹² Não são informadas as dimensões dos septos. Por meio de análise das fotografias e desenhos existentes na dissertação, estima-se que possuem altura de aproximadamente 75 cm e espessura de cerca de 15 cm.

⁴⁹³ Não há informações sobre as dimensões das seções transversais dessas peças estruturais.

⁴⁹⁴ O autor não informa se essa laje é moldada no local, nem o arranjo de suas nervuras. No entanto, a partir das figuras 4.18 (p. 66) e 4.23 (p. 69), conjectura-se que se trata de laje nervurada em uma direção e moldada no local.

balanço de aproximadamente 12,85 m, o qual apoia rampa curva de 2 m de largura e 12 m de comprimento. Segundo o autor, por apresentarem flechas da ordem de 20 cm na extremidade em balanço, as nervuras dessa laje receberam protensão adicional no início da década de 90⁴⁹⁵ com previsão de se recuperar metade do deslocamento medido (FONSECA, 2007, p. 63-70).

O **quinto capítulo** apresenta a avaliação do grau de deterioração da estrutura do ICC/UnB, considerando a reformulação da metodologia GDE/UnB apresentada no terceiro capítulo. A partir dos agrupamentos das famílias de elementos estruturais empregados em trabalho anterior realizado por Andrade (2006)⁴⁹⁶, Fonseca (2007, p. 71-86) obtém, com aplicação da metodologia proposta, avaliação mais realista das condições de deterioração da estrutura, o que se evidencia com resultados de graus de deterioração inferiores aos alcançados inicialmente, com a metodologia de Boldo (2002).

A influência da variação de temperatura nas vigas de cobertura do edifício é discutida no **sexto capítulo**, por meio de modelo estrutural desenvolvido no programa comercial SAP2000®. Inicialmente apresentam-se breve introdução sobre o método numérico empregado no programa computacional – método dos elementos finitos (MEF) – e os elementos disponíveis para modelagem de elementos lineares (*frames*) e superficiais (*shells*). Em seguida, discutem-se as simplificações adotadas para a geometria das seções transversais das vigas de cobertura, além da modelagem dos elementos de ligação em aço que as solidarizam. Quanto à seção transversal em formato de Tê das vigas de cobertura, a simplificação adotada eliminou as variações na largura da alma e na altura da mesa, assumindo-as retangulares, com mesma área de seção transversal e mesmas largura de mesa e altura totais. Igual simplificação foi realizada para o trecho em que a alma dessa viga se prolonga, com interrupção da mesa, sobre porção do jardim interno. No trecho em que a seção transversal possui formato de Tê, a solidarização entre vigas adjacentes dá-se por meio de sete perfis de aço espaçados a cada 3 m ao longo do comprimento da viga nas extremidades

⁴⁹⁵ Segundo o autor, apenas a laje sobre a entrada Sul recebeu reforço (FONSECA, 2007, p. 70).

⁴⁹⁶ A monografia de Projeto Final de Andrade, apresentada em 2006 ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, aplica a metodologia GDE/UnB ao edifício do ICC, com objetivo de avaliar estatisticamente os resultados que se obtém ao se considerar diferentes modos de agrupamentos de famílias de elementos estruturais.

das mesas, modelados no programa computacional com seção U 8x4⁴⁹⁷. A linha de sete ligações, que conectam duas vigas adjacentes, repete-se três vezes, solidarizando, portanto, quatro vigas. Esse módulo, formado pelas quatro vigas, liga-se ao seguinte por intermédio de uma quinta viga de seção Tê dotada de apenas duas dessas ligações, posicionadas nas mesas e afastadas cerca de 3 m de suas extremidades (FONSECA, 2007, p. 87-90).

No modelo estrutural, simplificou-se a seção transversal curva de peças que arrematam as extremidades da área coberta da edificação, atribuindo-lhes comportamento de viga, com seção quadrada de mesma área que a original. No entanto, como discutido na análise do quarto capítulo do trabalho, essas peças estruturais não são solidárias em suas extremidades às almas das vigas de cobertura que as delimitam e não oferecem, portanto, continuidade longitudinal, pois são peças de acabamento apenas penduradas nas mesas dessas vigas de cobertura. Conseqüentemente, de acordo com as informações apresentadas pelo autor (2007, p. 67-68), acredita-se que a modelagem desse elemento como viga não representa a realidade estrutural da edificação.

Os carregamentos e as condições de apoio das vigas de cobertura são discutidos na sequência. Atribuíram-se arbitrariamente apoios articulados móveis às extremidades das vigas que descarregam sobre os pilares posicionados junto ao jardim central da edificação e apoios articulados fixos à extremidade oposta, recebida pelos pilares externos. Acredita-se que tal consideração decorra do fato de o programa SAP2000® indicar instabilidade⁴⁹⁸ da estrutura ao se atribuir articulações móveis a ambos os apoios, ou então de incertezas quanto à real existência⁴⁹⁹ de apoios que limitam os deslocamentos horizontais.

Quanto aos carregamentos, Fonseca (2007, p. 90) considerou no modelo apenas a atuação do peso próprio da estrutura e da variação de temperatura, já que

⁴⁹⁷ Segundo o autor, não foi possível caracterizar a geometria desses perfis em levantamento no local devido ao sistema de impermeabilização que os recobria (FONSECA, 2007, p. 90).

⁴⁹⁸ Conforme explicado no trabalho de Pessoa (2002), sobre a Catedral de Brasília, o programa SAP2000® acusa instabilidade ao se considerar todos os apoios como articulados móveis (cf. nota 371).

⁴⁹⁹ A partir de análise de fotografias da época, Fonseca (2007, p. 92-95) infere que as ligações sejam do tipo articuladas fixas ou móveis. Ou seja, não há clareza se os apoios de neoprene presentes nas ligações dos pilares com as vigas de cobertura liberam ou restringem os deslocamentos horizontais.

a ação das cargas de vento e acidentais são, segundo o pesquisador, pouco relevantes nesse caso. Para a consideração do efeito da temperatura, constatou-se, a partir de medições⁵⁰⁰ realizadas com termômetro infravermelho, variação média de 34,5°C na superfície do concreto. No entanto, conforme aponta o autor, é recomendado por Lima (2005) a adoção de 2/3 dessa variação para análise do efeito da temperatura na estrutura, resultando em 23°C. Ao se avaliar as oscilações de temperatura registradas pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) no período de 1961 a 1990 na cidade de Brasília, obteve-se como 2/3 da oscilação média o valor de 15,3°C. Como a ABNT NBR 6118 (2003, p. 45) recomenda o máximo de 15°C como variação uniforme de temperatura, Fonseca (2007, p. 99) considerou nos modelos estruturais ambas as oscilações, 23°C e 15°C. Destaca-se que de acordo com essa versão da norma a redução preconizada para o gradiente de temperatura resultante da diferença entre as médias das temperaturas máximas e mínimas é de 50% (ABNT NBR 6118, 2003, p. 45) e não de 1/3, conforme adotado pelo autor.

Como não se obtiveram informações sobre os materiais estruturais, considerou-se o concreto como material isotrópico com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa e módulo de deformação secante (E_{cs}) de $2,6 \times 10^4$ MPa, conforme preconizado na normalização vigente⁵⁰¹ na época do trabalho. Para os perfis de aço que solidarizam as vigas de cobertura, supôs-se o aço MR-250⁵⁰² (FONSECA, 2007, p. 91-92).

Valores de reações, deslocamentos e rotações dos apoios nas três direções (x, y, z) foram fornecidos pelo modelo computacional para as duas variações uniformes de temperatura simuladas em conjunto com o peso próprio da estrutura. Os máximos deslocamentos obtidos na direção longitudinal, ao longo dos 720 m de extensão do edifício, foram de 3,2 cm e 4,8 cm para as variações de 15°C e 23°C,

⁵⁰⁰ As medições foram realizadas nas mesas das vigas de cobertura (não se informa se na superfície superior, exposta à radiação, ou inferior) em dois horários diários, às 14:00h e às 7:30h, durante 15 dias no mês de março de 2007. Como resultado, obtiveram-se as médias das temperaturas máximas e mínimas de, respectivamente, 54°C e 19,5°C (FONSECA, 2007, p. 97-99).

⁵⁰¹ De acordo com a ABNT NBR 6118 (2003, p. 20), emprega-se o módulo de deformação secante (E_{cs}) em análises elásticas para obtenção dos esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço. Quando não se dispõe de dados mais precisos, estima-se o E_{cs} tomando-o como $0,85 E_{ci}$, onde $E_{ci} = 5.600 f_{ck}^{1/2}$.

⁵⁰² Com resistência ao escoamento (f_y) de 250 MPa, resistência de ruptura do aço à tração (f_u) de 400 MPa e módulo de elasticidade (E) de 210 GPa.

respectivamente. Contudo, o autor aponta que não se observam na estrutura real tais deslocamentos devido à ocorrência de restrições horizontais de movimento causadas pela ausência ou má colocação dos aparelhos de apoio de neoprene sobre os pilares que recebem as vigas. Presume-se que essa evidencia levou o autor a aprimorar o modelo inicial, o qual passou a contemplar, nos apoios dessas vigas, restrição ao movimento horizontal na direção longitudinal (y), gerando componentes horizontais de aproximadamente 16 kN nas vigas das extremidades da edificação. Quanto às reações de apoio verticais obtiveram-se, para ambas as simulações, valores entre 220 kN e 240 kN aproximadamente (FONSECA, 2007, p.101-103, p. 202-206).

Em seguida, apresentam-se revisão bibliográfica sobre dimensionamento de aparelhos de apoio em neoprene simples e fretado, além dos resultados de sua aplicação ao caso das vigas de cobertura do ICC, mediante emprego dos valores de reações e rotações de apoio obtidos no modelo computacional.

A conclusão do trabalho apresenta-se no **sétimo capítulo**, onde são retomados conteúdos de capítulos precedentes e respectivas conclusões parciais, além de sugestões para trabalhos futuros. Quanto às conclusões acerca dos deslocamentos da cobertura, Fonseca (2007, p. 116) cita resultados de simulação, não contemplada no corpo da dissertação, em que suprime os elementos de aço que solidarizam as mesas das vigas Tê. Nessa simulação, afirma que as deformações longitudinais da edificação se propagam por meio das peças de acabamento com seção curva posicionadas entre vigas de cobertura. Por fim, o autor acredita que ambos os apoios da viga de cobertura são, na verdade, articulados móveis, ou seja, ambos permitem deslocamento horizontal – em oposição ao desenvolvido no modelo computacional – e ainda, que o dimensionamento dos aparelhos de apoio existentes não considerou atuação de esforços horizontais provenientes da variação de temperatura.

O **Apêndice A**⁵⁰³ compreende o roteiro de inspeção elaborado por Boldo (2002), como parte da metodologia que visa quantificar o grau de deterioração de estruturas de concreto. Esse roteiro, alterado por Fonseca neste trabalho, apresenta-se no **Apêndice B**.

⁵⁰³ Como o texto não é de autoria de Fonseca, trata-se na verdade de um anexo – e não apêndice – do trabalho.

Resultados de deslocamentos e rotações dos apoios fornecidos pelo modelo computacional da estrutura são apresentados no **Apêndice C** e resultados referentes às reações de apoio, no **Apêndice D**.

Por fim, o **Apêndice E** compreende a memória de cálculo alusiva ao dimensionamento dos aparelhos de apoio em neoprene simples, cujos resultados foram apresentados no sexto capítulo do trabalho.

Assim como discutido para as demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB discutidas em B.3.1, B.3.3 e B.3.4, não se evidenciam nesta, rebatimentos dos resultados obtidos no modelo estrutural sobre o programa de conservação proposto para o edifício. Portanto, valem para este trabalho as mesmas considerações sobre o assunto já realizadas em B.3.1.

Como principais contribuições desta referência bibliográfica ao tema em estudo citam-se a importância da investigação dos vínculos na estrutura real para que sejam corretamente representados no modelo, assim como a importância do levantamento de hipóteses para explicação de resultados que se podem obter do modelo e para os quais, eventualmente, não se verificam rebatimentos na estrutura real.

Quanto aos vínculos estruturais acredita-se que a atribuição de comportamento de viga às peças de acabamento de seção transversal curva – supostas vinculadas às almas das vigas de cobertura – não representa a realidade estrutural do edifício, pois na verdade, de acordo com o apresentado no trabalho, estão apenas penduradas em suas mesas. Ainda quanto à solidarização entre vigas de cobertura, destaca-se a importância de estudo da influência de alguns dos septos contínuos que lhes são transversais e as unem mediante concretagem no local, os quais aparentemente não foram contemplados no modelo.

Quanto a resultados fornecidos pelo modelo estrutural analítico cujos rebatimentos não se verificam na estrutura real, acredita-se ser conveniente o levantamento de hipóteses que os expliquem para que seja possível aprimorá-lo. Nesse contexto, o autor aponta que os deslocamentos horizontais obtidos em decorrência da variação de temperatura nas vigas de cobertura não foram, muitas vezes, observados na estrutura real e atribui essa condição à ausência ou mau posicionamento dos aparelhos de apoio que as suportam. A partir dessa constatação, o modelo inicial foi realimentado mediante imposição de restrição de movimento

horizontal aos apoios das vigas de cobertura na direção longitudinal (y). Tal alteração implica desdobramentos relevantes à análise estrutural, como por exemplo, o de que os pilares têm recebido componentes horizontais para as quais não foram dimensionados e, somado a essa consideração, têm-se como agravantes o fato de que a direção dessas componentes se refere àquela de sua menor inércia, além de se ter constatado em levantamento de campo que alguns deles apresentam grau crítico de conservação, com armaduras expostas e em processo de corrosão nas bases. A partir dessas considerações, torna-se oportuna a avaliação da segurança desses pilares considerando-se os esforços de flexão adicionais aos quais supostamente estão submetidos e ainda, que se suponha na análise, modelos simplificados representativos dos efeitos da corrosão mediante, por exemplo, redução da área de armadura e/ou diminuição do grau de aderência entre essas armaduras e o concreto que as envolve. Trata-se, portanto, de encaminhamento no qual os rebatimentos dos resultados fornecidos pelo modelo sobre a estrutura real o realimentam, possibilitando seu aprimoramento e tornando-o mais realista.

Destaca-se ainda que o trabalho deixa lacunas quanto a premissas consideradas na análise estrutural, como por exemplo, combinações de carregamento adotadas, estados-limites examinados, justificativa do método de análise estrutural empregado (linear) e suas implicações.

B.3.6 Monumento a Caxias e Teatro Pedro Calmon em Brasília – SILVA, L. S. P. (2008)

Intitulada “Estruturas do Monumento a Caxias e do Teatro Pedro Calmon em Brasília: Histórico de projeto, execução e intervenções e estratégias para manutenção”, a dissertação de mestrado de Lyssya Suelen Pereira da Silva, sob orientação de João Carlos Teatini de Souza Clímaco e coorientação de Antônio Alberto Nepomuceno, foi apresentada em dezembro de 2008 ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como requisito para obtenção do título de mestre em estruturas e construção civil.

Projetado pelo arquiteto Oscar Niemeyer e construído de 1969 a 1972 pela Kosmos Engenharia S. A., o Monumento a Caxias, situado no Setor Militar Urbano (SMU) de Brasília, teve seu projeto estrutural original desenvolvido por Pedro Parga.

Ainda durante as obras, devido a rupturas ocorridas em elementos estruturais, o projeto foi revisto pela Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) sob responsabilidade dos professores Fernando Luiz Lobo Carneiro, Paulo Alcântara Gomes e Sergio Ferreira Villaça. No mesmo setor da cidade situa-se também o Teatro Pedro Calmon, igualmente projetado por Niemeyer, mas construído de 1972 a 1976 pela Cia. de Construção Indústria e Comércio (CONIC). O projeto estrutural, que ficou a cargo da Projectum Engenharia Ltda.⁵⁰⁴, foi revisto pelo SEEBLA, o qual prestava consultoria à empresa construtora (SILVA, 2008, p. 29-37, 52-54).

O **primeiro** dos oito capítulos introduz o trabalho segundo o mesmo arranjo adotado nas demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB discutidas em B.3.1, B.3.3, B.3.4 e B.3.5. São apresentados generalidades, motivação, objetivos e descrição dos capítulos da dissertação.

O **segundo capítulo** dedica-se à revisão bibliográfica acerca dos princípios para avaliação de estruturas de concreto, praticamente com mesma organização e conteúdos adotados no trabalho de Moreira (2007)⁵⁰⁵. Assim como nos demais trabalhos produzidos na linha de pesquisa, o capítulo se encerra com a costumeira apresentação da metodologia GDE/UnB⁵⁰⁶ para avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto, proposta por Castro (1994), alterada por Lopes (1998), Boldo (2002) e, nesta ocasião, também pelas então recentes contribuições de Fonseca (2007)⁵⁰⁷.

A apresentação do Monumento a Caxias, realizada no **terceiro capítulo**, compreende aspectos referentes ao seu histórico, projeto estrutural, construção e intervenções durante e após execução. Segundo Silva (2008, p. 48-50), o monumento consiste numa casca de concreto com espessura variável e dupla curvatura, apoiada

⁵⁰⁴ Segundo a autora, a Projectum Engenharia Ltda. foi, na década de 80, incorporada à Promon Engenharia, a qual seguiu desenvolvendo projetos estruturais em parceria com Niemeyer (SILVA, 2008, p. 52).

⁵⁰⁵ Revisão bibliográfica similar é realizada no terceiro capítulo do trabalho de Moreira (2007) sobre o Palácio da Justiça. Cf. item B.3.4.

⁵⁰⁶ Cf. nota 406.

⁵⁰⁷ No terceiro capítulo do trabalho sobre o Instituto Central de Ciências, desenvolvido por Fonseca (2007) apresentam-se suas contribuições ao aperfeiçoamento da metodologia GDE/UnB. Cf. item B.3.5.

em suas duas extremidades menores e em pilar intermediário. Possui planta com formato aproximadamente trapezoidal, de comprimento longitudinal em torno de 80 m e bases maior e menor com cerca de 24 m e 17 m. A base menor, com extensão de 17 m, corresponde a um dos apoios da casca, do qual o outro apoio de extremidade dista cerca de 66 m, resultando em balanço de aproximadamente 14 m que se projeta junto à extremidade do lado maior do trapézio e perfaz o comprimento total de 80 m de extensão longitudinal. Entre esses dois apoios de extremidade, distantes 66 m entre si e simétricos em relação ao eixo longitudinal da edificação, há um pilar intermediário afastado cerca de 1/3 do apoio referente ao lado menor da casca e também de 2 m em relação ao eixo longitudinal, acarretando assimetria em ambos os eixos da estrutura⁵⁰⁸. Quanto ao concreto e aço empregados, a documentação levantada por Silva (2008, p. 49) indica que se pressupôs, tanto em projeto quanto em obra, conformidade em relação às prescrições normativas estabelecidas na ABNT NB 1:1960⁵⁰⁹, além de especificar para projeto o valor de 230 kgf/cm² como tensão média de ruptura do concreto à compressão aos 28 dias (σ_{c28}) e aço do tipo CAT-50, com tensão de escoamento à tração (σ_e) mínima de 5.000 kgf/cm².

No primeiro semestre de 1970, ao se constatar, durante a remoção do escoramento da casca, o aparecimento de fissuras junto ao apoio central, interrompeu-se a obra e realizaram-se inspeções em que se comprovaram rupturas em estacas e tubulões sob o bloco que o recebe. De acordo com os padrões de ruptura observados nos elementos estruturais, a empresa Estacas Franki Ltda. – responsável pelo projeto e execução das fundações – concluiu que os elementos de fundação estavam submetidos a esforços não previstos no cálculo estrutural original a partir do qual foram dimensionados. Dada a necessidade de revisão do cálculo, essa foi confiada aos professores Fernando Luiz Lobo Carneiro, Paulo Alcântara Gomes e Sergio Ferreira Villaça da UFRJ, que obtiveram solicitações nos apoios bastante distintas das indicadas no projeto original, tanto em relação à quantificação quanto ao

⁵⁰⁸ Como a autora não menciona muitas das dimensões necessárias à caracterização geométrica do monumento, essas foram obtidas a partir de relações proporcionais aplicadas a imagens contidas no trabalho.

⁵⁰⁹ O quadro resumo apresentado por Silva (2008, p. 49) referencia o artigo 8 da ABNT NB 1:1960 como o que discute as propriedades do concreto e aço a serem empregados na estrutura. No entanto, os artigos que discutem as propriedades desses materiais são, respectivamente, 89 e 86, sendo que esse último menciona normas específicas para especificação de barras de aço.

tipo de esforço. Os apoios de extremidade, que no projeto original solicitavam as fundações apenas com carregamento vertical, em verdade solicitam-nas também à flexão oblíqua. O mesmo ocorreu no apoio central, que no projeto original previa solicitação da fundação apenas à flexão normal composta. Com o acréscimo de 46 tubulões, procedeu-se, no mesmo ano, ao reforço das fundações, o qual contou ainda com sistema de protensão⁵¹⁰ nos blocos para garantir o comportamento conjunto entre os tubulões existentes e propostos (SILVA, 2008, p. 33-40).

De acordo com Silva (2008, p. 40-48), a segunda intervenção, realizada em 2003 e 2004, iniciou-se com a investigação de fissuras, afloramento de água e manchas – características de depósitos de produtos de corrosão das armaduras – presentes nas superfícies interna e externa da casca. A partir de recortes realizados na casca, constatou-se a existência de ninho de concretagem pelo qual a água percolava sem, no entanto, identificar-se significativo processo de corrosão nas armaduras, confirmado inclusive mediante aplicação de solução de fenolftaleína no concreto, o qual não apresentou carbonatação. Para avaliar a qualidade do concreto realizaram-se, após remoção da argamassa presente no sistema de impermeabilização, ensaios para quantificar sua dureza superficial obtida pelo esclerômetro de reflexão a partir dos quais, por meio de correlações com sua resistência a compressão, resultaram os valores mínimo e máximo – satisfatórios – de aproximadamente 36 MPa e 46 MPa. Quanto às fissuras no concreto, não há menção a suas causas, apenas se informa que foram tratadas e o sistema de impermeabilização sobre a casca, refeito.

O **quarto capítulo** dedica-se à apresentação do Teatro Pedro Calmon, no qual se abordam aspectos referentes ao seu histórico, características da edificação, projeto estrutural, construção e intervenções estruturais ocorridas durante a execução. Segundo Silva (2008, p. 52-64), o teatro é formado por dez pórticos planos de concreto armado aparente constituídos por trechos retos e curvos que cobrem o auditório no pavimento térreo e a área técnica situada no subsolo. De acordo com a documentação

⁵¹⁰ De acordo com Silva (2008, p. 38-40), os serviços de protensão foram realizados pela Sociedade Técnica para Utilização da Protensão (STUP). A STUP francesa – Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte – firmou acordo com o Brasil em 1947, segundo Vasconcelos (2012, p. 258), para construção da Ponte do Galeão no Rio de Janeiro, a qual foi projetada pelo engenheiro francês Eugène Freyssinet.

levantada pela autora, desprezaram-se no cálculo estrutural da edificação as solicitações decorrentes do efeito do vento e também as componentes horizontais atuantes nos tubulões, os quais, ainda assim, mantiveram-se armados em toda sua extensão. Quanto ao concreto empregado no edifício, identificaram-se especificações segundo a ABNT NB 1:1960 com controle rigoroso e tensão média de ruptura à compressão aos 28 dias (σ_{c28}) de 150 kgf/cm² para as fundações e de 180 kgf/cm² para os demais elementos estruturais do edifício. Quanto ao aço, empregou-se o tipo CAT-50, com tensão de escoamento à tração (σ_e) mínima de 5.000 kgf/cm².

Após o início da construção, a Comissão de Obras solicitou à empresa Projectum Engenharia Ltda. – responsável pelo projeto estrutural do teatro – que aumentasse as bases dos tubulões para que se limitasse a pressão aplicada ao solo a 5 kgf/cm² ao invés de 8 kgf/cm², usualmente adotado pela empresa em outras edificações de Brasília implantadas em terrenos com perfis de sondagem similares. Outra alteração realizada durante a obra refere-se à inserção de quatro pilares em alguns dos pórticos do edifício. A alteração, sugerida pelo SEEBLA, que prestava consultoria à empresa construtora, foi atendida e seu objetivo, de acordo com as informações registradas pela autora, foi de, aparentemente, minimizar as deformações nos grandes vãos desses pórticos (SILVA, 2008, p. 64-65).

A avaliação quantitativa do grau de deterioração das estruturas de concreto do Monumento a Caxias e do Teatro Pedro Calmon é realizada no **quinto capítulo** mediante emprego da metodologia GDE/UnB na versão então recentemente modificada por Fonseca (2007). Inicialmente compararam-se, para o grau de agressividade ambiental das estruturas, a qualidade do concreto⁵¹¹ e cobrimento de armaduras⁵¹² especificados em projeto e previstos na ABNT NBR 6118:2003, vigente na época da pesquisa. Em seguida determinaram-se os graus de deterioração das famílias em que os edifícios foram subdivididos e o nível de deterioração global da estrutura de cada um deles. Como resultado obteve-se nível de deterioração médio

⁵¹¹ Compararam-se as resistências mecânicas dos concretos previstas em projeto e as recomendadas na ABNT NBR 6118:2003 para a CAA levantada. Como não se dispunham de dados acerca das relações água/cimento dos concretos empregados no Teatro Pedro Calmon, não foi possível compará-las às prescritas na normalização. (SILVA, 2008, p. 78).

⁵¹² Os cobrimentos de armaduras especificados em projeto são significativamente inferiores aos prescritos na ABNT NBR 6118:2003 para a CAA levantada (SILVA, 2008, p. 69, 78).

para ambos os edifícios e recomendação de se realizar nova inspeção em período de no máximo dois anos.

O **sexto capítulo** apresenta a análise estrutural realizada para o Monumento a Caxias e para o Teatro Pedro Calmon a partir de modelos analíticos desenvolvidos no programa comercial SAP2000®. De acordo com Silva (2008, p. 88) as estruturas foram inicialmente representadas graficamente⁵¹³ no programa comercial AutoCAD® na versão 2007 e posteriormente importadas pelo SAP2000®.

A autora menciona que se aplicou aos modelos computacionais a tensão de escoamento à tração de 5.000 kgf/cm² para o aço CAT-50 presente nas armaduras das peças estruturais das edificações. No entanto, como consta que a análise foi realizada em regime elástico com concreto suposto isotrópico, surgiram incertezas quanto ao modelo na medida em que essa idealização pressupõe linearidade física do material e despreza, portanto, sua interação com as armaduras. Quanto às propriedades do concreto, empregou-se no modelo do Monumento a Caxias 22,55 MPa como resistência característica à compressão (f_{ck}) e módulo de deformação secante (E_{cs}) de $2,23 \times 10^4$ MPa, conforme preconizado na normalização vigente⁵¹⁴ na época do trabalho. Para o Teatro Pedro Calmon, o f_{ck} e E_{cs} empregados foram de, respectivamente, 25 MPa e $2,38 \times 10^4$ MPa.

No caso do modelo estrutural do Monumento a Caxias, não há clareza quanto aos elementos empregados pela autora para representa-lo no SAP2000®. Em princípio cita-se que se realizou a concepção da casca mediante emprego de elemento superficial (*shell*). No entanto, em seguida, há menção ao emprego de elementos lineares (*frames*) para análise da estrutura como pórtico espacial. Supõe-se, portanto, que se utilizaram ambos os elementos na modelagem da casca: grelha de vigas, representadas por *frames*, sobre as quais se apoiam lajes (*shells*). Segundo a autora, as vinculações, tanto da casca quanto do pilar às fundações, foram representadas por meio de engastes⁵¹⁵ e, como não se obtiveram no projeto original

⁵¹³ A autora não esclarece se a representação elaborada em AutoCAD® foi bi ou tridimensional.

⁵¹⁴ Cf. nota 501.

⁵¹⁵ Segundo Silva (2008, p. 90) foram empregados no modelo apoios elásticos do terceiro gênero. No entanto, supõe-se que os apoios utilizados são do tipo engastes simples e não elásticos. Essa suposição partiu do exame de imagens contidas no trabalho, nas quais se pôde identificar o vínculo adotado a partir do reconhecimento da simbologia utilizada pelo programa computacional para representação desse tipo de apoio. Ainda sobre o exame das figuras, nota-se divergências entre os

dados sobre carregamento acidental incidente na estrutura, aplicaram-se no modelo os 50 kgf/m² indicados no relatório técnico realizado pela COPPE/UFRJ na ocasião do reforço da estrutura. Além desse carregamento acidental, o modelo contemplou o peso próprio da estrutura e desprezou esforços ocasionados pelo vento. Como resultado, obtiveram-se deslocamentos de alguns dos nós da estrutura nas três direções, além das reações de apoio (verticais e momentos em duas direções), essas, praticamente coincidentes com as obtidas no relatório de reforço (SILVA, 2008, p. 89-94).

No caso do modelo estrutural do Teatro Pedro Calmon, como também não há clareza quanto aos elementos empregados para representá-lo no SAP2000®, supõe-se que – devido à menção de que a análise estrutural se realizou segundo modelo de pórtico espacial – se utilizaram elementos lineares (*frames*) para formar cada um dos dez pórticos que constituem sua estrutura principal. Não há registro quanto à representação das lajes no modelo computacional, nem quanto aos tipos de apoios empregados nos pórticos. Em relação aos carregamentos, menciona-se que se desprezou a ação do vento e não se apresentam valores dos demais carregamentos atuantes, exceto os referentes à carga acidental aplicada no palco (500 kgf/m²) e na plateia (300 kgf/m²). Como resultado, obtiveram-se deslocamentos dos apoios nas três direções e apresentaram-se valores de reações apenas verticais, essas, praticamente coincidentes com as indicadas no projeto estrutural (SILVA, 2008, p. 94-98).

Por fim, no encerramento do capítulo, Silva (2008, p. 98-100) afirma que ao se comparar os deslocamentos obtidos nos modelos computacionais das duas estruturas com os limites estabelecidos na ABNT NBR 6118:2003, vigente na época do desenvolvimento da dissertação, ambas atendem ao requisito de aceitabilidade sensorial previsto.

No **sétimo capítulo** apresentam-se estratégias para proposta de programa de manutenção do edifício. Após breve revisão bibliográfica sobre o tema, o capítulo

apoios adotados: nas figuras 6.1 e 6.2 do trabalho de Silva (2008, p. 91) a simbologia utilizada remete ao emprego de engastes e nas figuras 6.3 e 6.4 Silva (2008, p. 91-92) indica a utilização de apoios articulados fixos. Esse impasse é esclarecido na tabela 6.2 da dissertação de Silva (2008, p. 94), na qual a autora traz momentos fletores e torçores como reações de apoio, evidenciando a adoção de engastes como condição de vínculo da estrutura com o meio externo.

se encerra com a retomada das ações já descritas no quinto capítulo, no qual se avaliou o grau de deterioração das estruturas dos edifícios.

A conclusão do trabalho apresenta-se no **oitavo capítulo**, segundo o mesmo arranjo adotado nas demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB discutidas em B.3.1, B.3.3, B.3.4 e B.3.5, no qual se resumem os conteúdos de capítulos anteriores e respectivas conclusões parciais, além de indicações, como sugestão para trabalhos futuros, de análises similares aplicadas a outros edifícios icônicos de Brasília.

Assim como discutido para essas publicações, também não se evidenciam nesta, rebatimentos dos resultados obtidos nos modelos estruturais sobre os programas de conservação propostos para os edifícios. Portanto, valem para este trabalho as mesmas asserções sobre o assunto já realizadas em B.3.1.

Quanto ao emprego dos deslocamentos obtidos nos modelos computacionais em verificações de estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF), essas são inviabilizadas em decorrência dos apontamentos já realizados em B.3.4 para a referência sobre o Palácio da Justiça (MOREIRA, 2007), aos quais se acrescenta ainda o fato de que as combinações de ações previstas para esse tipo de verificação não foram consideradas.

Por fim, o trabalho de Silva (2008) apresenta lacunas semelhantes às discutidas para a referência sobre o ICC-UnB (FONSECA, 2007) quanto a premissas consideradas na análise estrutural e já apontadas em B.3.5.

B.3.7 Teatro Nacional Claudio Santoro em Brasília – SOUZA, D. A. (2009)

Intitulada “A estrutura do Teatro Nacional Claudio Santoro em Brasília: histórico de projeto, execução, intervenções e estratégias para manutenção”, a dissertação de mestrado de Deise Aparecida Silva Souza, sob orientação de Antônio Alberto Nepomuceno e coorientação de João Carlos Teatini de Souza Clímaco, foi apresentada em outubro de 2009 ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como requisito para obtenção do título de mestre em estruturas e construção civil.

O teatro, parcialmente inaugurado em 1966, 1979 e definitivamente em 1981, teve respectivamente, Oscar Niemeyer e Bruno Contarini como responsáveis pelos projetos arquitetônico e estrutural. A execução das obras, iniciada em 1960, ficou a cargo da construtora Rabello S/A. e, após a conclusão da estrutura, a NOVACAP confiou ao arquiteto Milton Ramos o projeto e acompanhamento dos serviços de detalhamento necessários à finalização do teatro (SOUZA, 2009, p. 34-37).

O **primeiro** dos oito capítulos introduz o trabalho segundo o mesmo arranjo adotado nas demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB discutidas em B.3.1, B.3.3, B.3.4, B.3.5 e B.3.6. Expõem-se a apresentação, motivação, objetivos e estrutura da dissertação.

No **segundo** capítulo discutem-se brevemente temáticas referentes à preservação do patrimônio histórico, durabilidade, vida útil, manutenção e avaliação de estruturas de concreto armado, segundo arranjo e conteúdos similares aos dos trabalhos de Moreira (2007)⁵¹⁶ e Silva (2008)⁵¹⁷.

O **terceiro capítulo** apresenta, assim como no segundo capítulo da pesquisa desenvolvida por Moreira (2007), breve descrição do plano piloto de Brasília e de alguns de seus edifícios icônicos a partir do enfoque estrutural.

A apresentação do Teatro Nacional Claudio Santoro, realizada no **quarto capítulo**, compreende a descrição dos espaços que o constituem, além de aspectos referentes a seu projeto estrutural, construção, intervenções posteriores e medições realizadas no local para serem empregadas na avaliação estrutural do edifício.

Quanto à caracterização geométrica da estrutura do teatro, no pavimento térreo o edifício possui planta em formato trapezoidal com altura de cerca de 135 m e bases maior e menor de, respectivamente, 100 m e 45 m aproximadamente. Internamente a esse perímetro há um núcleo central também com planta em formato trapezoidal com altura, bases maior e menor de cerca de, respectivamente, 30 m,

⁵¹⁶ Revisão bibliográfica similar é realizada no terceiro capítulo do trabalho de Moreira (2007) sobre o Palácio da Justiça. Cf. item B.3.4.

⁵¹⁷ Conforme mencionado em B.3.6, o segundo capítulo da dissertação de Silva (2008), sobre o Monumento a Caxias e Teatro Pedro Calmon, também segue praticamente a mesma organização e conteúdos adotados no trabalho de Moreira (2007).

35 m e 25 m. Esse núcleo, que se estende desde o subsolo – a cerca de 20 m de profundidade em relação ao pavimento térreo – até o topo do edifício possui altura total de aproximadamente 40 m e 4 pilares posicionados próximos às extremidades, os quais são coroados com 4 vigas com seção transversal em formato I de altura 4,50 m. Na face oeste, ao longo da base maior do trapézio que forma a planta do teatro no nível térreo, descarregam 13 vigas inclinadas de seção transversal retangular com base de 50 cm e altura variável entre aproximadamente 30 cm e 280 cm, que se apoiam também na viga de topo posicionada ao longo da base maior do trapézio que forma o núcleo central da edificação. Essas vigas, pré-moldadas em trechos, atingem comprimentos de até 72 m e apoiam-se também em dois pilares intermediários afastados cerca de 25 m e 40 m em relação às fundações posicionadas ao longo da base maior da planta trapezoidal do teatro no pavimento térreo. Na face leste há solução similar na qual 13 vigas se apoiam ao longo das bases menores dos trapézios que formam as plantas do pavimento térreo e do núcleo central, com a variação de que essas vigas possuem comprimentos menores e apenas um apoio intermediário. No caso das fachadas norte e sul do teatro, não há clareza quanto às peças que as formam. Segundo a autora, vigas com seção transversal em formato L, espaçadas a cada 8 m, apoiam-se no topo das contenções que constituem os lados oblíquos da planta trapezoidal no nível do pavimento térreo e no coroamento do núcleo central, sobre as quais se fixam placas pré-moldadas de fechamento e por fim os blocos decorativos externos (SOUZA, 2009, p. 31-43)⁵¹⁸.

Dentre as inúmeras intervenções realizadas desde a completa abertura do teatro ao público em 1981, Souza (2009, p. 43-51) particularizou no trabalho a restauração das fachadas norte e sul, iniciada em 2008, as quais apresentavam manchas decorrentes de depósitos de produtos de corrosão das armaduras, principalmente nas de fixação dos blocos decorativos ao fechamento pré-moldado. Nessa ocasião, a pesquisadora colheu dados de temperatura e umidade relativa do ar no interior dos blocos decorativos, além da avaliação da profundidade de carbonatação dessas peças.

⁵¹⁸ Como a autora não menciona muitas das dimensões necessárias à caracterização geométrica do teatro, essas foram obtidas a partir de relações proporcionais aplicadas a imagens contidas no trabalho.

A avaliação quantitativa do grau de deterioração da estrutura de concreto do Teatro Nacional é realizada no **quinto capítulo** por meio da metodologia GDE/UnB⁵¹⁹ em sua última versão, modificada por Fonseca (2007). Como resultado obteve-se nível de deterioração baixo para a estrutura principal e nível médio para os muros de arrimo, levando, portanto, nesse caso, à recomendação de se realizar nova inspeção em período de no máximo dois anos.

O **sexto capítulo** objetiva avaliar a influência das variações de temperatura na estrutura principal do teatro mediante emprego de modelo analítico desenvolvido no programa comercial SAP2000®. De acordo com Souza (2009, p. 65-70), as vigas e pilares foram representados por meio de elementos lineares (*frames*) e, como não se obtiveram informações sobre os materiais estruturais, considerou-se o concreto como material isotrópico com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa e módulo de deformação secante (E_{cs}) de $2,6 \times 10^4$ MPa, conforme preconizado na normalização vigente⁵²⁰ na época do trabalho. Quanto aos vínculos, atribuíram-se arbitrariamente apoios articulados móveis aos pilares pertencentes ao núcleo central do teatro e apoios articulados fixos aos pilares intermediários, suportes das vigas inclinadas das fachadas leste e oeste (SOUZA, 2009, p. 68). Para as vinculações das extremidades dessas vigas inclinadas nas fundações do pavimento térreo, Souza (2009, p. 75)⁵²¹ as supôs tanto como articulações fixas quanto como engastes para que se comparassem os resultados obtidos.

No que se refere aos carregamentos, Souza (2009, p. 75) empregou no modelo a combinação de ações quase permanente de serviço (CQP) para avaliação do estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) da estrutura. Consideraram-se ações permanentes – referentes ao peso próprio da estrutura e ao fechamento de vidro aplicado sobre as vigas inclinadas –, acidentais e decorrentes da variação de

⁵¹⁹ Cf. nota 406.

⁵²⁰ Cf. nota 501.

⁵²¹ Não há clareza quanto às condições de vínculo adotadas para as vigas inclinadas. A autora indica que foram simuladas duas situações: uma supondo-as “bi-apoiadas” e outra supondo-as “engastadas e apoiadas”. Conjectura-se que o termo “biapoiada” refira-se à aplicação de apoios articulados fixos a ambas as extremidades da viga devido aos deslocamentos horizontais resultarem, de acordo com as tabelas 6.2 e 6.3 apresentadas no trabalho, nulos nesses pontos. Quanto à simulação em que a viga é “engastada e apoiada”, supõe-se, a partir das configurações deformadas indicadas nas figuras 6.10 e 6.11 apresentadas na pesquisa, que o engaste foi aplicado junto às fundações e que, por apresentarem deslocamentos horizontais nulos, o apoio aplicado na outra extremidade seja articulado fixo.

temperatura. Para a consideração do efeito da temperatura, adotaram-se as mesmas oscilações de 23°C e 15°C utilizadas no trabalho Fonseca (2007) sobre o ICC, pelas razões já expostas em B.3.5.

Outra consideração relevante a ser contemplada no modelo computacional refere-se às duas juntas de dilatação do teatro, as quais seccionam transversalmente cada uma das treze vigas inclinadas que constituem suas fachadas leste e oeste. No modelo computacional esses seccionamentos nas vigas inclinadas foram representados mediante inserção de nós nas barras que as representam, aos quais se atribuiu liberação de movimento (*releases*) com a finalidade de impedir a transmissão de momentos fletores e forças normais (SOUZA, 2009, p. 75).

Como resultado, Souza (2009, p. 76-80) apresenta para o primeiro trecho das vigas inclinadas da fachada oeste – no qual se obteve maiores deslocamentos –, para as da fachada leste e para os quatro pilares centrais, valores de reações de apoio, forças normais e deslocamentos para as duas condições de vínculo adotadas nas bases dessas vigas inclinadas (articulação fixa e engaste) e para as duas variações de temperatura (23°C e 15°C) simuladas no modelo computacional.

No **sétimo capítulo** apresentam-se estratégias para proposta de programa de manutenção do edifício, entre as quais particulariza-se a importância da formação de equipe técnica própria para realização de inspeções rotineiras (SOUZA, 2009, p. 81).

A conclusão do trabalho apresenta-se no **oitavo capítulo**, segundo o mesmo arranjo adotado nas demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB discutidas em B.3.1, B.3.3, B.3.4 e B.3.5 e B.3.6, no qual se resumem os conteúdos de capítulos anteriores e respectivas conclusões parciais, além de indicações, como sugestão para trabalhos futuros, de análises similares aplicadas a outros edifícios icônicos de Brasília.

Tabelas empregadas para avaliação do grau de deterioração dos elementos estruturais do Teatro Nacional são apresentadas no **Apêndice A**.

O **Apêndice B**⁵²² compreende a última versão do roteiro de inspeção alterado por Fonseca (2007), como parte da metodologia que visa quantificar o grau de deterioração de estruturas de concreto.

O **Apêndice C** refere-se à entrevista realizada com funcionária do teatro visando à obtenção de dados relevantes à avaliação estrutural do edifício e seu estado de manutenção.

O cálculo da flecha total de um dos trechos das vigas inclinadas e a comparação com o limite estabelecido na ABNT NBR 6118:2003, vigente na época do desenvolvimento da dissertação, apresentam-se no **Apêndice D**.

Por fim, o **Apêndice E** traz o histórico profissional do engenheiro Bruno Contarini, autor do projeto estrutural do Teatro Nacional

Assim como apresentado para as demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB discutidas em B.3.1, B.3.3, B.3.4, B.3.5 e B.3.6, também não se evidenciam nesta, rebatimentos dos resultados obtidos no modelo estrutural sobre o programa de conservação proposto para o edifício. Portanto, valem para este trabalho as mesmas considerações sobre o assunto já realizadas em B.3.1.

Quanto ao emprego dos deslocamentos obtidos nos modelos computacionais em verificações de estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF), valem as mesmas considerações realizadas para as referências sobre o Palácio da Justiça (MOREIRA, 2007) e sobre o monumento a Caxias e Teatro Pedro Calmon (SILVA, 2008), já discutidas em B.3.4, acerca da impossibilidade de se compará-los aos limites preconizados na normalização devido aos modelos desenvolvidos não contemplarem a rigidez efetiva das seções dos elementos estruturais.

Por fim, o trabalho de Souza (2009) apresenta lacunas quanto a premissas consideradas na análise estrutural e também quanto aos resultados obtidos. Em relação às premissas referentes à análise estrutural não há justificativa para a escolha das tipologias de vínculo adotadas nos pilares do teatro, nem do método de análise empregado (linear) e suas implicações. Quanto aos resultados, apresentam-se forças normais atuantes em trecho da viga em estudo, mas omitem-se, sem quaisquer

⁵²² Como o texto não é de autoria de Souza, trata-se na verdade de um anexo – e não apêndice – do trabalho.

justificativas, os valores obtidos para momentos fletores e forças cortantes, consideráveis para seu vão de aproximadamente 30 m. Além disso, destaca-se que, ainda que a pesquisa contemple simulações em que se variam as condições de vínculo dessas peças estruturais, não são realizadas análises críticas que comparem ou formulem hipóteses para explicar as diferenças nos resultados obtidos com vistas a aprofundar a compreensão do comportamento estrutural da edificação.

B.3.8 Catedral da Sé de São Paulo – RAMIREZ, K. N. (2010)

Intitulada “Análise do comportamento estrutural da Catedral da Sé de São Paulo”, a tese de doutorado de Karen Niccoli Ramirez, sob orientação de Henrique Lindenberg Neto, foi apresentada em setembro de 2010 ao Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo como requisito para obtenção do título de doutora em engenharia de estruturas. A pesquisa histórica referente à catedral, construída de 1913 a 1954 e projetada por Maximiliano Hehl, engenheiro-arquiteto alemão e professor da Escola Politécnica de São Paulo, foi realizada na dissertação de mestrado da autora, apresentada em 2005⁵²³.

O **primeiro** dos nove capítulos introduz a tese mediante apresentação da metodologia empregada, breve revisão da literatura e descrição dos capítulos que a constitui. Quanto à metodologia, apresentam-se resumida e precisamente as premissas consideradas na análise estrutural da catedral. Na revisão da literatura discutem-se os trabalhos sobre o comportamento estrutural da Igreja de São Francisco em Évora⁵²⁴, dos edifícios da Baixa Pombalina (região histórica de

⁵²³ Cf. RAMIREZ, K. N. **Catedral da Sé de São Paulo**: aspectos históricos, arquitetônicos e estruturais. 2005. 167 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

⁵²⁴ Cf. GAGO, A. S.; LAMAS, A. R. G. Structural Damages in the S. Francisco Church (Évora-Portugal). **Structural Analysis of Historical Constructions 2006**. New Delhi, 2006. Disponível em: <<http://www.hms.civil.uminho.pt/sahc/2006/1917.pdf>>. Acesso em: 15 Jul. 2019.

Lisboa)⁵²⁵, da Basílica de San Giovanni a Mare⁵²⁶, no centro histórico de Nápoles e do Teatro Lethes⁵²⁷, em Faro.

A apresentação dos elementos estruturais da catedral – cúpula, contrafortes, arcobotantes, pilares, arcos, abobadas e torres –, suas geometrias e simplificações adotadas para o modelo computacional são discutidas no **segundo** capítulo. Segundo Ramirez (2010, p. 34-37), a edificação possui cerca de 110 m de comprimento, 45 m de largura e alturas de aproximadamente 70 m no ponto mais alto do lanternim situado sobre a cúpula e 90 m nas torres frontais.

A cúpula, de concreto armado, coroa o espaço octogonal central da catedral com aproximadamente 30 m de vão e é contida na base por viga de seção transversal vazada com cerca de 1,25 m de largura e 3,50 m de altura, a qual descarrega em pilaretes de granito apoiados sobre o tambor de alvenaria de tijolos de barro recozido recebido pelos oito pilares situados nos vértices do octógono. Na verdade, a cúpula subdivide-se em externa e interna. A externa, sobre a qual se apoia a estrutura de madeira do telhado, é formada por oito meridianos com seção transversal retangular variável ao longo do comprimento e cinco paralelos de seção retangular constante, porém, com diferentes dimensões entre si. A cúpula interna é contínua, formada por oito segmentos de casca apoiados nos meridianos que descarregam no anel de base de seção vazada já descrito. No entanto, diferentemente dos meridianos da cúpula externa, os da interna apoiam-se no anel mediante ligação com placa de chumbo e ferro de ligação a qual impede que lhe seja transmitido momentos fletores (RAMIREZ, 2010, p. 40-46).

Ramirez (2010, p. 47-59) identificou oito tipologias de contrafortes na edificação. Além de apresentarem alargamentos nas bases e seções transversais

⁵²⁵ Cf. SILVA, V. C. et al. Accounting for the “block effect” in structural interventions in Lisbon’s old “Pombaline” downtown buildings. **Structural Analysis of Historical Constructions 2001**. Guimarães, 2001. Disponível em: <http://www.hms.civil.uminho.pt/sahc/2001/page%20943-952%20_112_.pdf>. Acesso em: 15 Jul. 2019.

⁵²⁶ Cf. MELE, E.; GATTO, D; LUCA, A. Structural analysis of basilica churches: A case study. **Structural Analysis of Historical Constructions 2001**. Guimarães, 2001. Disponível em: <http://www.hms.civil.uminho.pt/sahc/2001/page%20729-738%20_126_.pdf>. Acesso em: 15 Jul. 2019.

⁵²⁷ Cf. LOURENCO, P. **Análise do Teatro Lethes em Faro**: um exemplo do valor acrescentado do MEF, 2019. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/239572146_ANALISE_DO_TEATRO_LETHES_EM_FARO_UM_EXEMPLO_DO_VALOR_ACRESCENTADO_DO_MEF>. Acesso em: 15 Jul. 2019.

diferentes entre si, algumas tipologias possuem trechos com variação gradual na geometria da seção ao longo da altura de modo que seus centros de gravidade deixem de coincidir após sucedê-la. Nesse caso, os centros de gravidade foram ligados no modelo por meio de barra horizontal (variação brusca) devido à ferramenta computacional não contemplar a variação e deslocamento gradual da seção transversal. Outra simplificação adotada para a representação dos contrafortes no modelo computacional compreende a transformação da seção transversal original de geometria complexa em seção retangular equivalente de mesma área e mesmos momentos centrais principais de inércia à flexão.

Quanto aos arcobotantes, de granito e bifurcados, Ramirez (2010, p. 60) os representou no modelo por meio de elementos de barra com seções transversais retangulares de 75 cm de largura e alturas de 70 cm no trecho superior da bifurcação, 80 cm no trecho inferior e 150 cm no trecho anterior à bifurcação, ligado aos contrafortes.

Três tipologias de pilares foram identificadas na catedral. Analogamente ao caso dos contrafortes, as seções transversais de geometria complexa e variável por trecho ao longo dos comprimentos foram simplificadas e admitidas no modelo como seções circulares equivalentes às originais em termos de área e momentos de inércia (RAMIREZ, 2010, p. 61-66).

Como os arcos – em sua maioria com seção transversal aproximadamente trapezoidal – apoiam-se fora do eixo dos pilares que os suportam, empregaram-se, no plano horizontal em que se encontram, barras rígidas que conectam os centros de gravidade das seções transversais de ambos os elementos (RAMIREZ, 2010, p. 67-69).

No que se refere às 82 abóbadas existentes na catedral – ogivais e em geral quadripartidas – Ramirez (2010, p. 70-71) as identifica e apresenta as alturas de seus anéis de fecho, sem, no entanto, mencionar neste capítulo⁵²⁸ a geometria adotada no modelo para as seções transversais de suas nervuras, nem para a espessura dos panos que as constituem.

⁵²⁸ As dimensões adotadas para a geometria das nervuras das abobadas (formato retangular com 20 x 30 cm) e espessura dos panos das abóbadas de tijolos (22 cm) e de concreto armado (20 cm) apresentam-se no terceiro capítulo, intitulado “materiais e suas características mecânicas”. Cf. Ramirez (2010, p. 84).

Por fim, quanto à caracterização geométrica das torres frontais, simplificaram-se suas seções transversais segundo mesma metodologia empregada para os contrafortes e pilares sendo, nesse caso, a seção equivalente com formato retangular e vazada (RAMIREZ, 2010, p. 72-74).

No **terceiro** capítulo apresentam-se os materiais empregados nos elementos estruturais da catedral, respectivas características referentes a peso específico e propriedades elásticas (coeficiente de Poisson e módulo de deformação), além das estratégias para representação desses elementos no modelo desenvolvido no programa comercial SAP2000®.

Para os elementos estruturais em concreto simples, considerou-se o material como isotrópico com peso específico (γ) de 24 kN/m³, coeficiente de Poisson (ν) de 0,20, resistência característica à compressão (f_{ck}) de 12 MPa e módulo de deformação inicial (E_{ci}) de 2,0 x 10⁴ MPa⁵²⁹. Para o caso dos elementos em concreto armado, admitiu-se γ de 25 kN/m³, ν também de 0,20, f_{ck} de 15 MPa e E_{ci} de 2,2 x 10⁴ MPa. Para as alvenarias, adotou-se para as de granito, γ de 28 kN/m³, ν de 0,25 e módulo de deformação (E) de 3,2 x 10⁴ MPa; e para as de tijolos de barro, γ de 18 kN/m³, ν de 0,20 e E de 5 x 10³ MPa. No caso das alvenarias, suas resistências à compressão e tração são discutidas mais adiante, no sexto capítulo (RAMIREZ, 2010, p. 76-79).

Entre as estratégias empregadas por Ramirez (2010, p. 79-86) para representação dos elementos estruturais no modelo destaca-se a referente à aplicação de dois materiais ao mesmo elemento estrutural, situação típica no edifício, na qual se observa o núcleo da seção transversal com material distinto daquele que o reveste. Nesse caso, o elemento linear (pilar, contraforte ou torre) foi representado no modelo mediante emprego de duas barras afastadas 1 mm entre si e ligadas a cada 25 mm ao longo de seu comprimento por barras rígidas que as solidarizam. A cada barra associaram-se seções transversais distintas quanto a geometria e material, uma maciça correspondente ao núcleo e outra vazada correspondente ao revestimento.

⁵²⁹ Ao contrário do apresentado pela autora, a ABNT NBR 6118 (2003, p. 20), preconiza o emprego do módulo de deformação secante (E_{cs}) e não do módulo de deformação inicial (E_{ci}) em análises elásticas para obtenção dos esforços solicitantes ou verificação de estados limites de serviço. Cf. nota 501.

Quanto às cúpulas, os panos da interna foram representados por meio de elementos de casca e suas nervuras, assim como todos os meridianos e paralelos da cúpula externa, por meio de elementos de barra. No tambor que as recebem caracterizaram-se suas alvenarias por meio de elementos de casca e suas nervuras, situadas nas arestas do octógono que o delimita, mediante elementos de barra. Por fim, para o caso das abóbadas, foram representadas no modelo seguindo a mesma estratégia adotada para a cúpula interna da catedral: elementos de casca para os panos e de barra para as nervuras.

Apresenta-se no **quarto** capítulo a estimativa dos carregamentos atuantes. Consideraram-se a carga permanente referente ao peso próprio da estrutura e dos elementos fixos suportados, a carga acidental, ação do vento e desaprumo. No que se refere aos pesos próprios, os dos elementos representados no modelo são calculados automaticamente pelo programa computacional e os dos elementos não modelados – como paredes de alvenaria que se apoiam sobre os arcos, coberturas, pináculos, cornijas, laje do coro e porção superior dos torreões – foram estimados e aplicados às peças estruturais por meio de carregamentos distribuídos linearmente, superficialmente ou concentrados. Quanto ao carregamento acidental, estimaram-se 15 kgf/m² e 300 kgf/m² para cobertura e áreas de acesso ao público, respectivamente. Para ação do vento, as forças estáticas equivalentes foram estimadas segundo ABNT NBR 6123:1988 e o efeito do desaprumo, segundo a ABNT NBR 6118:2003, vigente na época do desenvolvimento do trabalho (RAMIREZ, 2010, p. 87-98).

O **quinto** capítulo traz a análise dos deslocamentos obtidos no modelo. Inicialmente apresentam-se os deslocamentos decorrentes da atuação das cargas permanentes e em seguida, adicionam-se os efeitos, secundários, do vento e desaprumo à análise. Para compreensão da influência dos elementos estruturais frente ao comportamento global da estrutura da catedral em termos de deslocamentos, simularam-se situações em que se suprimem do modelo os arcobotantes e também as torres frontais (RAMIREZ, 2010, p. 113-122).

Em seguida, após apresentação de diversos exemplares de catedrais, prossegue-se à simulação do comportamento estrutural de trecho essencialmente gótico da Catedral da Sé, isto é, isolado tanto das torres frontais quanto do octógono com sua cúpula. (RAMIREZ, 2010, p. 123-141).

Por fim, Ramirez (2010, p. 141-143) investiga os deslocamentos horizontais nos pilares da catedral em decorrência do empuxo que o tambor lhes

transmite. Para se evidenciar esse efeito no modelo, a autora empregou como estratégia a atribuição de peso nulo aos elementos estruturais da catedral, com exceção apenas dos elementos constituintes do octógono e das cargas que lhes são aplicadas.

Entre as conclusões decorrentes das simulações realizadas, particulariza-se a de que o carregamento referente às alvenarias existentes sobre os arcos da catedral tem importância significativa na redução dos deslocamentos horizontais dos pilares, contribuindo com os arcobotantes e contrafortes (RAMIREZ, 2010, p. 99-141).

No **sexto** capítulo são analisadas as tensões atuantes em pilares, contrafortes, cúpulas e abóbadas. Inicialmente apresentam-se expressões para quantificação de tensões normais na flexão composta em seções transversais circulares e retangulares, maciças e vazadas, presentes no edifício. Como a maioria das peças estruturais da catedral é constituída de materiais pouco resistentes à tração – concreto simples, alvenaria de granito e de tijolos – Ramirez (2010, p. 154) destaca que a validade das expressões apresentadas se limita a casos em que as tensões normais de tração atuantes são inferiores às admissíveis dos materiais.

O estudo realizado para quantificação das tensões normais atuantes nas seções transversais dos pilares e contrafortes empregou os valores de esforços internos solicitantes obtidos no modelo computacional considerando-se carregamentos permanentes, efeito do desaprumo e ação do vento, conforme descrito no quarto capítulo. Como resultado, verificou-se que as seções transversais desses elementos estão totalmente submetidas à compressão e com tensões inferiores às admissíveis. Nas simulações em que se removeram os arcobotantes e as torres frontais do edifício, obtiveram-se tensões normais de tração nas seções transversais de alguns poucos pilares da catedral, inferiores, no entanto, às de ruptura dos materiais de que são constituídos (RAMIREZ, 2010, p. 156-190).

Para o estudo das tensões atuantes na cúpula e nas abóbadas recorreu-se às tensões principais máximas (σ_1) e mínimas (σ_2) fornecidas pelo programa computacional para as faces superior e inferior dos elementos de superfície que as representam. Mediante utilização do critério de resistência de Mohr-Coulomb, empregado para identificar falhas em materiais frágeis, traçou-se a envoltória de segurança para alvenaria de tijolos de que as abóbadas são constituídas. Em seguida verificou-se se os círculos de Mohr construídos para cada par de tensões principais (σ_1, σ_2) obtido do modelo resultaram internos ou externos à área envoltória

estabelecida pelo critério de resistência adotado. Caso o círculo traçado tenha resultado interno à área envoltória, assumiu-se que não houve ruptura do material, caso contrário admitiu-se que os carregamentos aplicados implicaram fissuras na abobada de alvenaria de tijolos. Como resultado, apresentam-se mapas com demarcação de fissuras provenientes dessa análise os quais são comparados à fissuração levantada na documentação do edifício. Tal estudo permitiu identificar quais das fissuras documentadas associam-se ao carregamento aplicado no modelo e quais se associam a outras naturezas de solicitação, como recalques diferenciais, variações de temperatura, entre outras (RAMIREZ, 2010, p. 195-207).

As considerações finais são discutidas no **sétimo** capítulo, no qual se retomam os principais resultados da pesquisa e se apresentam sugestões para trabalhos futuros. Ramirez (2010, p. 213-214) conclui que a análise linear desenvolvida se mostrou válida por representar adequadamente o comportamento estrutural da catedral, mas propõe como continuidade da pesquisa uma análise não linear e sugere simulações em que se variam as propriedades mecânicas dos materiais, se considere atuação assimétrica do carregamento e também a influência dos recalques sofridos pelo edifício ao longo do tempo. Por fim é sugerida a avaliação probabilística da segurança estrutural da catedral por meio do método dos estados limites, no qual se consideram variabilidades tanto nas ações quanto nas resistências dos materiais.

O **oitavo** e **nono** capítulos encerram a pesquisa com apresentação da lista de referências e as referências consultadas, respectivamente.

Como principais contribuições desta referência bibliográfica ao tema em estudo destacam-se as estratégias utilizadas no modelo computacional para representação de algumas singularidades em elementos estruturais lineares do edifício, assim como para consideração de esforços decorrentes de imperfeições geométricas nos eixos de elementos verticais e, por fim, os procedimentos empregados para demarcação, a partir de dados extraídos do modelo, de fissuras devidas ao carregamento aplicado, que se revelam nas faces dos elementos de superfície da catedral.

Em relação às estratégias empregadas no modelo para representação de elementos lineares citam-se a substituição de seções transversais originais, de geometria complexa, por seções retangulares ou circulares equivalentes de mesma área e mesmos momentos centrais principais de inércia à flexão; a divisão do

comprimento de elementos lineares em trechos aos quais se atribuem seções transversais constantes e distintas entre si com a finalidade de se representar variação gradual na geometria da seção ao longo da extensão da barra; o emprego de barras rígidas para conectar os centros de gravidade das seções transversais de elementos estruturais que descarregam fora do eixo daquele que os suportam; o emprego de par de barras paralelas afastadas 1 mm entre si e conectadas a cada 25 mm por barras rígidas que as solidarizam para representar núcleo e revestimento de seção transversal com materiais distintos.

Quanto aos esforços decorrentes de imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais lineares verticais da catedral, obteve-os mediante aplicação de cargas horizontais fictícias cujos deslocamentos horizontais produzidos no edifício correspondem àqueles ocasionados pela rotação da peça em função do ângulo de desaprumo, determinado conforme prescrição da ABNT NBR 6118:2003, vigente na época do desenvolvimento do trabalho. Diferentemente da versão atual da norma, não se previa para a análise global da edificação a superposição dos efeitos de desaprumo e carregamento de vento, devendo-se adotar apenas o mais desfavorável entre os dois, comparados em termos de momentos totais produzidos na base da edificação.

Em relação ao mapeamento de fissuras devidas ao carregamento aplicado, que se revelam nos elementos de superfície da catedral devido à baixa resistência à tração do material de que são constituídos, obteve-o mediante traçado dos círculos de Mohr para as tensões principais máximas e mínimas fornecidas pelo programa computacional em ambas as faces do elemento, os quais foram sobrepostos à envoltória expressa pelo do critério de resistência de Mohr-Coulomb elaborado para o material. Com a sobreposição, tornou-se possível verificar para cada elemento finito sua condição de segurança e mapear a ocorrência de falhas.

Por fim, destaca-se que a pesquisa de Ramirez (2010) apresenta lacunas quanto às tipologias de vínculo estrutural adotadas no modelo computacional. A partir do exame de algumas imagens⁵³⁰ contidas no trabalho torna-se evidente que

⁵³⁰ Na tese de Ramirez (2010, p. 132-136, 138-140), as figuras 5.28 a 5.31, 5.33, 5.35 e 5.36 indicam rotação nula nas bases dos pilares e contrafortes em suas configurações deformadas, evidenciando a condição de engaste. Outro indício de que se tratam de engastes apresenta-se nas figuras 6.3 e 6.4, em que Ramirez (2010, p. 157-158) exhibe os momentos fletores não nulos nas bases desses elementos. Por fim, as figuras possibilitam reconhecer a simbologia utilizada no SAP2000® para representar esse tipo de apoio.

engastes foram aplicados nas bases dos pilares, mas não são, no entanto, discutidas justificativas para essa escolha.

B.3.9 Igrejinha de Nossa Senhora de Fátima e cúpula invertida da Câmara dos Deputados no Palácio do Congresso Nacional – INOJOSA, L. S. P. (2010)

Intitulada “O sistema estrutural na obra de Oscar Niemeyer”, a dissertação de mestrado de Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa, sob orientação de Márcio Augusto Roma Buzar, foi apresentada em setembro de 2010 à Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília como requisito para obtenção do título de mestre em Arquitetura e Urbanismo.

Com auxílio de modelos computacionais, a pesquisa compreende análises estruturais de duas obras de Oscar Niemeyer em Brasília, as quais tiveram Joaquim Cardozo como projetista estrutural: a Igrejinha Nossa Senhora de Fátima, inaugurada, segundo Inojosa (2010, p. 98), em 1958 após 100 dias de obras realizadas pela Construtora Ibira e supervisão da NOVACAP; e a cúpula invertida da Câmara dos Deputados no Congresso Nacional, de 1958.

Os três capítulos iniciais da dissertação dedicam-se, respectivamente, ao arquiteto Oscar Niemeyer, à revisão teórica sobre sistemas estruturais com destaque aos empregados nas obras de Brasília e, por fim, aos engenheiros calculistas, parceiros do arquiteto.

O **quarto capítulo**, último da dissertação e particularmente relevante ao tema em estudo, apresenta os dois edifícios selecionados como estudos de caso da pesquisa. Para cada edificação discutem-se os respectivos aspectos históricos, arquitetônicos, estruturais e, por fim, análises das estruturas por meio de modelos computacionais desenvolvidos no programa comercial SAP2000®, os quais contemplam apenas o carregamento permanente referente ao peso próprio dos elementos estruturais que as constituem.

Com planta em formato de triângulo isósceles com cerca de 25 m e 30 m de base e altura, respectivamente, a cobertura da igreja é formada por lajes, com alturas entre 10 cm e 30 cm, as quais se apoiam em cinco vigas de concreto armado curvas com seção transversal retangular de altura variável entre 25 cm e 90 cm ao

longo de seus comprimentos. As cinco vigas descarregam no pilar frontal, posicionado no vértice principal do triângulo que delimita a cobertura, sendo que as três internas apoiam-se também nas duas paredes estruturais de 12 cm de espessura e seguem em balanço de aproximadamente 4 m na porção posterior da edificação. Quanto às outras duas vigas, de extremidade, além de descarregarem no pilar frontal apoiam-se, cada uma, num dos pilares posteriores situados nos dois outros vértices do triângulo que delimita a cobertura (INOJOSA, 2010, p. 100-106).

O pilar principal, frontal, com seção transversal em formato trapezoidal no nível térreo, possui bases maior e menor de 50 cm e 20 cm, respectivamente, e altura de 4,50 m. No nível da cobertura, a 8 m de altura em relação ao nível térreo, sua seção transversal apresenta formato retangular com 20 x 30 cm. Os dois pilares posteriores, possuem o mesmo formato de seção transversal, também variável ao longo da altura. No entanto, trazem como dimensões da seção trapezoidal no nível térreo, bases maior e menor de 50 cm e 15 cm, respectivamente, e altura de 3,50 m. No nível da cobertura, a 5 m de altura em relação ao nível térreo, sua seção transversal apresenta formato retangular com 15 x 30 cm (INOJOSA, 2010, p. 105).

Em relação ao modelo computacional da estrutura da igreja, há lacunas em relação à representação de seus elementos estruturais, às propriedades dos materiais que lhes foram aplicados, além das condições de vínculo adotadas.

Quanto à representação dos elementos estruturais no SAP2000®, há imagens⁵³¹ contidas no trabalho que indicam paredes e pilares retratados por meio de elementos de superfície enquanto outras imagens⁵³² trazem a suspeita de que se empregaram elementos lineares para descrever os pilares. Não há clareza também quanto à geometria dos elementos, pois há imagens⁵³³ em que se notam pilares representados por meio de barras verticais e outras em que são retratados por meio

⁵³¹ Na dissertação de Inojosa (2010, p. 108), a figura 109 se propõe a ilustrar, por meio de cores, a geometria das peças estruturais da Igrejinha, segundo os trechos definidos na tabela 1. No entanto, não se verificam para os pilares representados na figura os quatro trechos apresentados na tabela. Com base na figura 109, conjectura-se que os pilares foram representados por meio de elementos de superfície.

⁵³² Na dissertação de Inojosa (2010, p. 109-114), as figuras 110 a 121 indicam que se representaram os pilares por meio de barras.

⁵³³ Na dissertação de Inojosa (2010, p. 109-112), as figuras 110 a 113 indicam que se representou o pilar frontal por meio de barra vertical, diversamente do apresentado nas figuras 114 a 117, as quais o indicam inclinado.

de barras inclinadas. Quanto às lajes da cobertura, que se apoiam nas cinco vigas invertidas, suspeita-se que foram representadas por meio de elementos de superfície (*shells*) e as vigas, por sua vez, por elementos lineares (*frames*), ambos comumente empregados nesses casos.

Quanto às propriedades dos materiais empregados no modelo computacional, o autor não as menciona na pesquisa. No entanto, extrai do modelo e apresenta dados referentes a deslocamentos, os quais dependem das propriedades elásticas do material aplicado às peças.

Por fim, também não são informadas as condições de vínculo da estrutura. No entanto, a partir de imagens⁵³⁴ contidas na pesquisa é possível constatar que se empregaram apoios articulados fixos nas paredes estruturais e engastes nos pilares. A respeito dessa questão, ainda que Inojosa (2010, p. 107) apresente a reprodução de uma planta de fundações do edifício, na qual se identifica que os pilares e paredes estruturais são recebidos por fundações rasas, não são justificados os motivos que levaram o autor a representa-las por meio de engastes no modelo analítico elaborado.

No caso da cúpula invertida da Câmara dos Deputados no Congresso Nacional, Inojosa (2010, p. 121-133) explica que é formada por três cascas de concreto armado. A primeira, com geometria descrita por trecho de elipsoide de revolução, situa-se na porção inferior da cúpula e possui diâmetros de cerca de 32 m na base e de 52 m no topo. Na base, com espessura de aproximadamente 86 cm, essa primeira casca apoia-se no anel de compressão situado no nível da plataforma de cobertura do congresso (esplanada), o qual descarrega em paredes de concreto armado com 35 cm de espessura. Em seu topo, onde apresenta espessura de 60 cm, situa-se o anel de tração, nomeado intermediário, o qual corresponde ao nível de tangência entre essa e a segunda casca, ao nível de apoio da terceira casca e também ao nível do forro de concreto armado que cobre a Câmara dos Deputados. A segunda casca, tangente à primeira e apoiada no anel intermediário, possui geometria em

⁵³⁴ Na dissertação de Inojosa (2010, p. 110-111), a figura 112 indica momentos fletores não nulos nos apoios dos pilares frontal e posterior. Já a figura 116 indica momentos fletores nulos nos apoios das paredes estruturais e não nulos no pilar frontal. Portanto, constata-se que os pilares modelados admitem momentos fletores em seus apoios (engastes) e as paredes estruturais permitem o giro (apoios articulados). Supõe-se que nas paredes estruturais os apoios são do tipo articulados fixos (e não móveis) devido à simbologia identificada nessas figuras para representa-los (característica do programa computacional para a representação de apoio articulado fixo).

forma de tronco de cone invertido, espessura de cerca de 25 cm e diâmetro de aproximadamente 62 m no topo, onde é arrematada pelo anel superior. A terceira casca, uma calota esférica com espessura variável entre, aproximadamente, 10 cm (topo) e 35 cm (base), apoia-se no anel intermediário e dela partem tirantes e pilaretes, ambos verticais, de seção quadrada de 10 x 10 cm em concreto armado. Os tirantes penduram a trama inferior de vigas (invertidas com altura de cerca de 38 cm) em que se apoiam as lajes de forro e os pilaretes apoiam a trama superior de vigas (não invertidas, mas também com altura de cerca de 38 cm) em que se apoiam as lajes de cobertura. Essa trama de vigas superior da cobertura é interrompida na região em que tangenciaria a calota esférica, resultando um vão de cerca de 22 m de diâmetro, cuja cobertura se faz pela própria casca. Além da estrutura da cúpula, o autor também caracteriza a da esplanada no trecho em que essa a recebe. Trata-se de vigas com altura variável entre 40 cm (nas extremidades em balanço) e 200 cm (junto ao anel de compressão da cúpula), as quais se apoiam em pilares e na parede estrutural que também serve de apoio ao anel de compressão.

Em relação à simulação do comportamento da estrutura no modelo computacional, realizaram-se cinco análises no SAP2000®: uma tridimensional e quatro bidimensionais em que a estrutura é seccionada verticalmente no plano que contém o centro da cúpula. Em quaisquer das análises realizadas não se mencionam os meios empregados para representação dos elementos estruturais no modelo computacional ou as propriedades dos materiais que lhes foram aplicados. A partir de algumas imagens⁵³⁵ contidas no trabalho, supõe-se que os elementos estruturais foram retratados nos modelos bidimensionais por meio de barras (*frames*) e no modelo tridimensional, também por meio de elementos superficiais (*shells*). Quanto às condições de vínculo, cita-se o emprego de engastes nos modelos bidimensionais

⁵³⁵ Na dissertação de Inojosa (2010, p. 134-140), as figuras 147 a 162 sugerem que nos modelos bidimensionais os elementos estruturais foram representados no SAP2000® por meio de barras (*frames*). Nas figuras 166 a 176, observam-se que as cascas, paredes estruturais e lajes de forro e cobertura foram representados no modelo tridimensional por meio de elementos superficiais (*shells*).

e, de acordo com algumas imagens⁵³⁶ existentes na dissertação, deduz-se que foram adotados apoios articulados fixos no modelo tridimensional.

O primeiro modelo apresentado, bidimensional, compreende todos os elementos estruturais caracterizados na pesquisa: paredes estruturais e pilares, os quais suportam as vigas da esplanada e o anel de compressão, primeira casca, anel intermediário, segunda casca, terceira casca, tirantes, trama inferior de vigas, pilaretes, trama superior de vigas e anel superior. Nesse modelo, e nos demais bidimensionais desenvolvidos, representaram-se com largura de 1 m os elementos que se desenvolvem fora do plano (ou seja, cascas foram descritas no plano como arcos de seção transversal com base igual a 100 cm). Como resultado, apresentam-se diagramas de forças normais, momentos fletores e deslocamentos, cujos valores são comparados aos obtidos nas demais análises bidimensionais (INOJOSA, 2010, p. 133-135).

Na análise seguinte, Inojosa (2010, p. 136-137) suprime do modelo bidimensional o arco que representa a calota esférica (terceira casca) e os elementos que nela se apoiam – tirantes, trama inferior de vigas (suporte da laje de forro), pilaretes e trama superior de vigas (suporte da laje de cobertura) – resultando em configuração na qual os elementos lineares representativos das primeira e segunda e cascas se projetam em balanço a partir do engaste no anel de compressão. Da simulação obtêm-se momentos fletores junto aos apoios engastados praticamente dobrados em relação aos obtidos no primeiro modelo, além de valores igualmente superiores para os deslocamentos verticais nas extremidades dos balanços.

Em seguida, com o objetivo de evidenciar a importância da trama inferior de vigas (suporte da laje de forro) no comportamento da cúpula, suprime-se no modelo bidimensional a barra que a define e, como resultado, além de permanecerem elevados os momentos fletores junto ao engaste da primeira casca, o deslocamento vertical no topo do arco que representa calota esférica de cobertura (terceira casca) atinge valor superior a 200 cm (INOJOSA, 2010, p. 137-139).

⁵³⁶ Na dissertação de Inojosa (2010, p. 142-148), identifica-se nas figuras 166 a 176 a simbologia característica do programa computacional para a representação de apoio articulado fixo aplicada nas bases das paredes estruturais do modelo analítico elaborado.

Por fim, a última simulação realizada por Inojosa (2010 p. 139-140) em modelo bidimensional traz apenas o arco representativo da calota esférica e os elementos lineares que nela se apoiam – tirantes, trama inferior de vigas (suporte da laje de forro), pilaretes e trama superior de vigas (suporte da laje de cobertura). Para esse arranjo, em que se interrompe a estrutura no nível do anel intermediário, onde são empregados engastes como condição de vínculo, obtém-se aproximadamente 2 cm de deflexão máxima na barra horizontal que define a trama inferior de vigas, reforçando sua importância como tirante para impedir a abertura do arco (cúpula) e consequentemente minimizar seu deslocamento vertical.

Quanto ao modelo tridimensional, Inojosa (2010 p. 142-148) apresenta perspectivas extraídas do programa computacional contendo o mapeamento de forças normais e momentos fletores atuantes nos elementos de superfície, momentos fletores atuantes nas barras representativas da trama de vigas de forro e cobertura, além dos deslocamentos máximos obtidos no centro e na extremidade da cúpula, junto ao anel superior. No entanto há lacunas quanto às unidades em que são expressas as grandezas nas escalas de cores que acompanham as imagens e também em relação aos eixos a que se referem os esforços nos elementos de superfície apresentados.

A **conclusão** do trabalho, apresentada ao final como capítulo à parte, retoma as conclusões parciais dos capítulos da dissertação e apresenta como sugestão para trabalhos futuros, análises similares com objetivo de divulgar a contribuição tecnológica de importantes arquitetos e engenheiros brasileiros.

Entre as principais contribuições deste trabalho ao tema em estudo citam-se a estratégia didática empregada pelo autor para apresentar, no caso da cúpula invertida do Congresso Nacional, seu comportamento estrutural a partir de modelos bidimensionais simplificados, precedentes ao modelo tridimensional completo e, portanto, mais complexo da estrutura. Nas simulações bidimensionais simplificadas, destaca-se também o artifício de se suprimir elementos do modelo com objetivo de se evidenciar suas contribuições no comportamento estrutural do edifício, assim como realizado por Ramirez (2010) na referência sobre a Catedral da Sé.

Por fim, o trabalho de Inojosa (2010) apresenta lacunas quanto a premissas consideradas na análise estrutural e também quanto aos resultados obtidos. Em relação às premissas referentes à análise estrutural, não se mencionam os elementos empregados para representação das peças estruturais nos modelos computacionais

(*frames, shells* ou *solids*), os materiais que lhes foram aplicados, as tipologias de vínculo adotadas na maioria dos modelos apresentados, nem justificativas para a escolha do método de análise empregado (linear) e suas implicações. No que se refere aos resultados obtidos, muitas imagens não indicam as unidades em que as grandezas são expressas junto às escalas de cores que as acompanham, nem trazem a posição dos eixos aos quais se associam as direções dos esforços descritos nas legendas.

B.3.10 Igreja São Francisco de Assis (Igrejinha da Pampulha) e Pavilhão de Exposições da Gameleira – PEREIRA, N. C. (2012)

Intitulada “Concepção arquitetônica e estrutural de duas obras de Oscar Niemeyer: Igreja da Pampulha e Pavilhão da Gameleira”, a dissertação de mestrado de Nathalia Coelho Pereira, sob orientação de Luciano Mendes Bezerra e coorientação de Márcio Augusto Roma Buzar, foi apresentada em julho de 2012 ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como requisito para obtenção do título de mestre em estruturas e construção civil.

Por meio de modelos computacionais, a pesquisa traz análises estruturais de duas obras de Oscar Niemeyer em Belo Horizonte, as quais tiveram Joaquim Cardozo como projetista estrutural: a Igreja São Francisco de Assis, conhecida como Igrejinha da Pampulha, inaugurada em 1943 e o Pavilhão de Exposições da Gameleira, que em 1971 entrou em colapso ainda durante a construção (PEREIRA, 2012, p. 8-9, 64).

Os três capítulos iniciais da dissertação dedicam-se, respectivamente, à introdução; à apresentação da obra do arquiteto Oscar Niemeyer, com enfoque nos edifícios que projetou em Minas Gerais; e à fundamentação teórica da pesquisa, a qual envolve discussões sobre concepção estrutural, arquitetônica, estética e também aspectos históricos e inovadores propiciados pelo concreto armado.

O **quarto capítulo**, penúltimo da dissertação e particularmente relevante ao tema em estudo, apresenta os dois edifícios selecionados como estudos de caso da pesquisa. Com arranjo similar ao adotado na dissertação de Inojosa (2010),

discutido em B.3.9, apresentam-se para cada edificação, breve histórico, caracterização do entorno em que está inserida, geometria dos principais elementos estruturais, descrição de suas representações no modelo computacional, carregamentos aplicados e resultados obtidos nas análises. Para o caso da igreja, a autora traz ainda alguns estudos do arquiteto datados da época da concepção e também menciona o artigo de Aguiar et al. (2003), no qual se apresenta um estudo realizado para recuperação da estrutura da nave da igreja. No caso do pavilhão de exposições, a pesquisa inclui a documentação que apura as causas do desabamento.

De acordo com Pereira (2012, p. 31-33), elaboraram-se preliminarmente, a partir de dados obtidos em pesquisas documental e bibliográfica, modelos computacionais tridimensionais dos dois edifícios no programa comercial sketchup® visando à compreensão dos elementos estruturais que os constituem. Em seguida, a autora desenvolveu, para ambos os edifícios, modelos tridimensionais simplificados em autoCAD®, os quais foram importados pelo SAP2000®.

No caso da Igrejinha da Pampulha, Pereira (2012, p. 42-45) a divide em três partes principais: o conjunto frontal referente à torre e marquise; a abóbada principal, que cobre a nave; e a casca posterior, que cobre a sacristia da igreja, banheiro, capela e altar.

A torre, em formato de tronco de pirâmide invertido com 14 m de altura e base quadrada com lados de 1,20 m no nível térreo e 2,30 m no topo, corresponde ao campanário da igreja e serve de apoio à marquise de pequena inclinação, com aproximadamente 17 m de extensão, a qual também descarrega em trecho da abóbada principal e em dois pilares bifurcados com seção tubular de aço (PEREIRA, 2012, p. 42-43).

Conforme descrito por Pereira (2012, p. 43-46), a abóbada principal, com espessura de 33 cm em concreto armado, possui seção transversal parabólica com alturas de vértice variando entre 6,50 m e 9 m aproximadamente. Sua planta, em formato trapezoidal com bases maior e menor com cerca de 15,50 m e 8,80 m, respectivamente, corresponde à nave da igreja, com aproximadamente 20 m de comprimento. Na nave, apoiado em quatro pilares e também na própria abóbada posiciona-se o mezanino, elevado em relação ao térreo, destinado ao coro da igreja. Já a casca posterior, também em concreto armado, possui seção transversal formada pela combinação de trecho parabólico – com base de cerca de 10,50 m, altura do vértice de aproximadamente 7 m e espessura de 20 cm – e trechos em arcos de

circunferência e em retas inclinadas, com espessuras de 15 cm. Em planta, com formato retangular de aproximadamente 23 m de comprimento e 8 m de largura, essa casca abriga a sacristia da igreja, banheiro, capela e altar.

Como não se obteve acesso ao projeto estrutural da igreja, realizou-se investigação em campo com emprego de detector de metais a fim de se confirmar a existência de vigas e pilares a partir de evidências quanto à presença de barras de aço supostamente constituintes de suas armaduras. Como resultado, constatou-se a presença de elementos estruturais lineares embutidos na laje do mezanino e nas paredes longitudinais situadas sob a casca posterior. No mezanino, identificaram-se duas vigas longitudinais e duas transversais embutidas na laje, as quais se cruzam nos pilares que as suportam. No par de paredes longitudinais situadas sob a casca posterior também se identificaram vigas e pilares que lhe servem de apoio (PEREIRA, 2012, p. 48-51).

A consecução do modelo estrutural no SAP2000® partiu, segundo Pereira (2012, p. 51-52), da importação dos *layers* em que se representou cada elemento estrutural no modelo auxiliar simplificado desenvolvido tridimensionalmente em autoCAD®. No SAP2000®, a casca da nave (abóbada principal), a casca posterior, as paredes da torre e as lajes da marquise e mezanino foram representadas por meio de elementos superficiais (*shells*) e, para o caso das vigas e pilares suportes da casca posterior, do mezanino e da marquise, além do par de vigas situado no topo da torre, empregaram-se elementos lineares (*frames*).

Em relação às condições de vínculo da estrutura, a autora não as menciona. No entanto, a partir de imagens⁵³⁷ contidas na pesquisa é possível inferir que se empregaram apoios articulados fixos nas bases das cascas (ao longo de seus comprimentos) e também nas bases dos pilares e das paredes da torre.

Quanto às cargas aplicadas no modelo, considerou-se como permanente apenas o peso próprio da estrutura – calculado automaticamente pelo programa computacional – e estimaram-se como acidentais 200 kgf/m² para a cobertura e 90 kgf/m² para as forças estáticas horizontais representativas da ação do vento. Para

⁵³⁷ Na dissertação de Pereira (2012, p. 56-59), as figuras 4-38, 4-39 e 4-42 trazem as reações F_1 , F_2 e F_3 nos vínculos estruturais. Segundo Computers & Structures, Inc. (p. 395) essa designação corresponde no SAP2000® a forças de reação referenciadas a eixos locais do elemento estrutural.

essas ações realizaram-se, conforme apresentado por Pereira (2012, p. 53), quatro combinações de carregamento: três referentes ao estado-limite último (ELU) e uma ao estado-limite de serviço (ELS). No entanto, apresentam-se na dissertação análises para apenas duas das combinações, as quais não esclarecem a direção em que se aplicou o carregamento horizontal referente à ação do vento.

No que se refere às propriedades do concreto aplicado aos elementos estruturais, obtiveram-nas da pesquisa de AGUIAR, J. E. et al (2003), a qual traz 24,60 MPa e $2,8 \times 10^4$ MPa como valores médios, respectivamente, de suas resistência à compressão e módulo de deformação, obtidos por meio de ensaios de ultrassom (PEREIRA, 2012, p. 53).

Quanto ao comportamento estrutural da igreja, Pereira (2012, p. 53-59) o apresenta mediante imagens extraídas de três modelos computacionais: dois em que se simula a estrutura da casca posterior da igreja e um em que se simula o conjunto frontal constituído pela nave, mezanino, marquise e torre.

Os dois modelos da estrutura da casca posterior diferem quanto a presença de vigas e pilares, cujas armaduras se revelaram em pesquisa de campo mediante emprego de detector de metais. Assim, com base nesse levantamento, Pereira (2012, p. 53-56) compara os comportamentos da estrutura posterior em ambos os casos – com e sem as vigas e pilares suportes da casca que a constitui – em termos de deslocamentos, forças normais e reações de apoio. Para o caso da simulação em que se obtêm os deslocamentos, empregou-se a combinação de carregamento referente ao ELS e para as demais, uma das combinações realizadas para o ELU. No entanto, destaca-se que não se menciona o tipo de análise realizada (provavelmente linear) e ainda, quanto aos resultados obtidos para as forças normais (forças de membrana) nos elementos de casca e para as reações de apoio da estrutura não se identificam as direções a que se referem.

Do modelo elaborado por Pereira (2012, p. 56-59) para o conjunto frontal da igreja – constituído pela nave, mezanino, marquise e torre – também se obtiveram deslocamentos, forças normais e reações de apoio. As legendas das perspectivas extraídas do programa computacional e inseridas na pesquisa para apresentação dos deslocamentos (supostamente verticais) e das forças normais indicam que se empregou na simulação uma das combinações referentes ao ELU e, para o caso das reações de apoio, não há menção à combinação de carregamento utilizada. Além das lacunas já apontadas nos resultados que se apresentaram para a casca posterior,

acrescenta-se nesse caso ainda a omissão das unidades em que são expressas as forças normais nos elementos finitos de casca.

Quanto ao Pavilhão de Exposições da Gameleira, como foi demolido e não se obteve acesso ao projeto, Pereira (2012, p. 60) elaborou o modelo estrutural com base em informações constantes principalmente nos trabalhos de Borba (2007)⁵³⁸, Galvane Jr. (2004)⁵³⁹ e Vasconcelos (1996)⁵⁴⁰.

A construção do edifício, iniciada em 1969 e cuja fiscalização ficou sob responsabilidade da Companhia Urbanizadora Serra do Curral (CIURBE)⁵⁴¹, foi realizada por duas empresas: a S.A. Brasileira de Fundações (SOBRAF) e a Serviços Gerais de Engenharia (SERGEN), responsáveis, respectivamente, pela execução das fundações e superestrutura (NÓBREGA, 2018, p. 47-48).

Segundo Vasconcelos (1996, p. 23) e Galvane Jr.⁵⁴² (2005 apud Pereira, 2012, p. 62), duas empenas de concreto armado com altura de 9,80 m e espessura predominante⁵⁴³ de 40 cm delimitam longitudinalmente o edifício em toda sua extensão de 240 m. Elevadas 3 m em relação ao pavimento térreo, cada uma dessas empenas é formada por trechos isostáticos de 60 m, 30 m, 65 m e 85 m apoiados sobre cinco pilares com formato tronco piramidal de base e topo quadrados com lados de 3 m e 1,50 m, respectivamente. Com exceção dos trechos extremos, de 60 m e 85 m, os quais não possuem pilares numa das extremidades por se projetarem em balanço de 20 m arrematando os limites da empena, os demais são biapoiados sem

⁵³⁸ Cf. BORBA, A. L. D. **A reconstrução histórico-sociológica da tragédia da gameleira em Belo Horizonte e seus reflexos na trajetória de vida dos atores sociais nela envolvidos**. 2007. 395 f. Tese (Doutorado em Educação) – Faculdade de Educação, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

⁵³⁹ Cf. GALVANE JUNIOR, J. **A engenharia de estruturas na arquitetura de Oscar Niemeyer**. 2005. Dissertação (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

⁵⁴⁰ Cf. VASCONCELOS, A. C. O desabamento do Pavilhão da Gameleira. In: CUNHA, A. J. P.; SOUZA, V. C. M.; LIMA, N. A. (Coord.). **Acidentes estruturais na construção civil**. São Paulo: PINI, v. 1, 1996.

⁵⁴¹ De acordo com Nóbrega (2018, p. 47), a CIURBE foi sucedida pela Companhia de Desenvolvimento Urbano (CODEURB), que era responsável pela fiscalização da obra à época do acidente.

⁵⁴² GALVANE JR., J. **A engenharia de estruturas na arquitetura de Oscar Niemeyer**. 2005. 138 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

⁵⁴³ Ao longo de toda a extensão da empena, nos primeiros 1,50 m de altura – trecho em que recebe as cargas das vigas transversais suporte do primeiro pavimento – sua espessura é de 80 cm.

balanço, resultando na configuração em que cada pilar recebe dois trechos adjacentes da empena.

Com afastamento de 30,50 m entre si, as empenas servem de suporte ao primeiro pavimento, às sobrelojas e à cobertura. De acordo com corte transversal esquemático apresentado na pesquisa de Galvane Jr.⁵⁴⁴ (2005 apud Pereira, 2012, p. 63), o primeiro pavimento, que se estende ao longo dos 240 m da edificação, apoia-se em vigas transversais de 1,50 m de altura alinhadas à face inferior das empenas nas quais descarregam. Sem menção a seus espaçamentos, essas vigas transversais de 30,50 m de comprimento e 1,50 m de altura recebem simultaneamente lajes nervuradas apoiadas em seu topo e em sua base. As lajes nervuradas que se apoiam no topo da viga formam o piso do primeiro pavimento e as que se apoiam na base, com nervuras invertidas, formam o que parece servir de espaço técnico ao longo de toda a extensão da edificação. As sobrelojas, que também descarregam nas empenas, compreendem duas lajes nervuradas⁵⁴⁵ do tipo caixão perdido com 50 cm de altura e extensões de 30,5 m x 40 m e 30,5 m x 35 m. Além de descarregarem diretamente nas empenas, essas sobrelojas também apoiam-se em parede estrutural disposta sobre a laje do primeiro pavimento ou em tirantes fixados em vigas de cobertura. Quanto às vigas de cobertura, sobre as quais se apoiariam elementos translúcidos de vedação, possuem altura de 1,50 m, alinham-se à face superior das empenas que lhes servem de suporte e não há informações quanto a sua largura e espaçamentos.

O acidente, ocorrido em fevereiro de 1971, ainda durante as obras, consistiu no desabamento dos dois trechos de empena de maior comprimento (com 85 m, dos quais 20 m se projetavam em balanço). Na ocasião, toda a estrutura já estava descimbrada, exceto os dois referidos trechos, cujas escoras que os sustentavam apresentavam grande dificuldade para serem removidas. Na visão de Vasconcelos (1996, p. 24) atribuiu-se, equivocadamente, tal dificuldade ao acréscimo de carga a que essas escoras estariam submetidas em decorrência de recalques na fundação dos pilares que sustentavam esses trechos da empena. Segundo o autor, a

⁵⁴⁴ Cf. nota 542.

⁵⁴⁵ Nem o texto de Vasconcelos (1996) e nem a própria dissertação de Pereira (2012) trazem informações quanto às direções, espaçamentos e larguras das nervuras ou espessuras das mesas das lajes das sobrelojas. Não se obteve acesso à pesquisa de Galvane Junior (2005).

orientação fornecida pelo representante do escritório de Cardozo – durante vistoria no próprio dia do acidente – de que as escoras deveriam ser removidas em sentido não usual – dos apoios para o meio do vão – já seria motivo suficiente para justificar a dificuldade de remoção devido à compressão adicional que sofreriam, independentemente da existência de recalques.

Vasconcelos (1996, p. 25-27) aponta como causa principal do acidente as elevadas tensões a que estavam submetidos, na região dos apoios, os trechos das empenas que desabaram. Nessas regiões constataram-se por um lado, quantidade insuficiente de aço e concreto para absorção dos esforços atuantes e por outro, elevada densidade de barras de aço de grande diâmetro impossibilitando condições adequadas de concretagem e também o comportamento solidário dessas com o concreto que as envolvia. Entre outros apontamentos, o relatório publicado pela comissão que investigava o acidente à época – formada por José Carlos Figueiredo Ferraz, Victor F. B. de Melo e Joaquim Marcelo Klein Teixeira –, acrescenta ainda o comportamento hipostático da estrutura em decorrência de sua insuficiente rigidez transversal (JORNAL ESTADO DE MINAS⁵⁴⁶, 1971 apud BORBA, 2007, p. 136-137).

No modelo computacional desenvolvido por Pereira (2012, p. 70-75) para o Pavilhão de Exposições da Gameleira, identificaram-se lacunas e inconsistências na representação dos elementos estruturais, nos materiais que lhes foram aplicados, em suas condições de vínculo, nos carregamentos atuantes e também nos resultados obtidos.

De acordo com Pereira (2012, p. 70-71), quanto à representação dos elementos estruturais no SAP2000®, estimaram-se as dimensões e posições de alguns deles a partir de imagens, pois os trabalhos consultados não as contemplavam. Para descrição de pilares, vigas de cobertura e tirantes empregaram-se elementos lineares (*frames*) e para o caso das empenas e lajes nervuradas do primeiro pavimento e da sobreloja, elementos superficiais (*shells*). No entanto, a representação dessas lajes como maciças (de 150 cm de altura no primeiro pavimento e de 50 cm nas sobrelojas) não condizem com a estrutura real, nem em termos de comportamento estrutural, nem de carregamentos atuantes pois, como o programa computacional

⁵⁴⁶ JORNAL ESTADO DE MINAS, Belo Horizonte, 03 mar. 1971, Caderno 1, p. 11.

calcula automaticamente o peso próprio dos elementos a partir de seus volumes, resultam para essas lajes pesos próprios excessivamente superiores aos reais.

No que se refere às cargas aplicadas no modelo, contemplaram-se, além do peso próprio (superestimado) da estrutura, 400 kgf/m² relativos ao carregamento acidental atuante no primeiro pavimento e nas sobrelojas. Não há menções a cargas aplicadas na cobertura e, quanto às combinações de carregamento utilizadas, Pereira (2012, p. 71) apenas cita a combinação de serviço sem, no entanto, descrevê-la.

Quanto aos materiais aplicados aos elementos estruturais do modelo, há imprecisão quanto a suas propriedades. Segundo Pereira (2012, p. 71), empregou-se o material definido pela configuração padrão do programa computacional para simular o concreto armado.

Assim como para o caso do modelo da Igrejinha da Pampulha, são igualmente omissas as condições de vínculos empregadas no modelo do Pavilhão da Gameleira. No entanto, também é possível, a partir de imagens⁵⁴⁷ contidas na pesquisa, inferir que se admitiram apoios articulados fixos nas bases dos pilares.

Por fim, para discutir os resultados obtidos na simulação, Pereira (2012, p. 71-74) apresenta figuras que contemplam deslocamentos, forças normais, momentos fletores e reações de apoio. No entanto, como já mencionado para o caso da Igrejinha da Pampulha, não há, também neste caso, clareza quanto à direção a que se referem os resultados indicados nas imagens.

Ao final do capítulo, a autora afirma que não houve conflito entre os dados coletados nas referências bibliográficas e os resultados obtidos no modelo, sem, no entanto, mencionar os dados a que se refere ou as comparações realizadas (PEREIRA, 2012, p. 75).

As considerações finais, apresentadas no **quinto capítulo**, retomam as discussões iniciais da pesquisa acerca da interação entre arquitetura e estrutura, recuperam os resultados obtidos nos dois estudos de caso investigados e, finalmente, propõem, como recomendações para trabalhos futuros, continuidade das análises

⁵⁴⁷ Na dissertação de Pereira (2012, p. 74), a figura 4-62 traz as reações F_1 , F_2 e F_3 nos pilares. Conforme indicado na nota 537 essa designação corresponde no SAP2000® a forças de reação referenciadas a eixos locais do elemento estrutural.

estruturais de edifícios projetados por Niemeyer e o desenvolvimento de acervo de projeto de construções históricas (PEREIRA, 2012, p. 76-77).

Como principais contribuições desta referência bibliográfica ao tema em estudo destacam-se as estratégias empregadas para aquisição de informações sobre elementos estruturais de edifícios a cujos projetos não se obteve acesso. Neste caso, cita-se a descoberta de vigas e pilares ocultos, possibilitada mediante emprego de detector de metais com o qual se constatou a presença de barras de aço supostamente constituintes de suas armaduras.

No entanto, quanto aos modelos computacionais, além de inconsistências na representação de elementos estruturais – em que se adotaram maciços os vazios de lajes nervuradas de concreto armado, para as quais os pesos próprios resultaram excessivamente superiores aos reais –, possuem lacunas que prejudicam a avaliação do comportamento estrutural das edificações investigadas. Identificaram-se omissões em relação ao método de análise adotado (provavelmente linear), às condições de vínculo empregadas, às direções de aplicação das forças estáticas equivalentes à ação do vento, às propriedades do concreto aplicado aos elementos estruturais (no caso do pavilhão de exposições), à direção a que se referem os resultados obtidos do modelo (deslocamentos, forças normais, momentos fletores e reações de apoio) ou mesmo em relação às unidades em que são expressos.

B.3.11 Torre de TV digital de Brasília – SOARES, F. S. (2017)

Intitulada “A Estrutura da Torre de TV Digital de Brasília: aspectos históricos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e propostas de manutenção”, a dissertação de mestrado de Fellipe Sobreira Soares, sob orientação de Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo e coorientação de Carlos Eduardo Luna de Melo, foi apresentada em março de 2017 ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília como requisito para obtenção do título de mestre em estruturas e construção civil.

Inaugurada em 2012, após 3 anos em construção a cargo do Consórcio Mendes Junior/Atrium, a torre de TV digital foi a última obra de Niemeyer em Brasília e teve o engenheiro José Carlos Sussekind como responsável pelo projeto estrutural (SOARES, 2017, p. 60-61,67).

O **primeiro** dos oito capítulos introduz o trabalho segundo o mesmo arranjo adotado nas demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB discutidas em B.3.1, B.3.3, B.3.4, B.3.5, B.3.6 e B.3.7. São apresentados motivação, objetivos, metodologia e descrição dos capítulos da dissertação.

O **segundo capítulo**, intitulado “Referencial Teórico”, apresenta o histórico sucinto de Brasília⁵⁴⁸, pesquisas realizadas sobre alguns edifícios icônicos da cidade⁵⁴⁹, princípios gerais para avaliação de estruturas de concreto⁵⁵⁰, a metodologia GDE/UnB⁵⁵¹ e, por fim, traz as considerações finais sobre o tema manutenção de estruturas.

A apresentação da torre de TV digital de Brasília, realizada no **terceiro capítulo**, compreende aspectos referentes à concepção, execução e intervenções posteriores.

Segundo Gorgulho⁵⁵² (2012 apud Soares, 2017, p. 62-64), a estrutura de concreto armado da torre é composta de fuste, cálice, braços e cúpulas. O fuste, com altura de 86 m em relação ao pavimento térreo, possui seção circular vazada de 12 m de diâmetro externo e três espessuras diferentes ao longo de sua extensão: 50 cm (base), 40 cm (trecho intermediário) e 30 cm (topo). A partir do topo, na cota 86 m, o fuste alarga-se de 12 m para 20 m de diâmetro ao longo de uma extensão de 34 m, constituindo o cálice, com espessuras de parede de 30 cm, 35 cm, 45 cm, 55 cm e 65 cm. Internamente ao cálice, na cota de 110 m, posiciona-se o mirante coberto e, a partir da cota de 120 m, referente ao topo do cálice, eleva-se a torre metálica suporte da antena de TV, arrematando a estrutura de 182 m de altura total.

⁵⁴⁸ O arranjo em que Soares (2017, p. 9-17) apresenta o histórico da cidade de Brasília e alguns de seus edifícios icônicos é similar ao exposto no segundo capítulo do trabalho de Moreira (2007) e no terceiro capítulo do trabalho de Souza (2009), conforme discutido em B.3.4 e B.3.7, respectivamente.

⁵⁴⁹ Apresentam-se trabalhos desenvolvidos na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB, já discutidos em B.3.1, B.3.3, B.3.4 e B.3.7. Além desses, o autor traz a síntese do artigo de Bessa et al. (2013) sobre a análise de estabilidade global da torre de TV digital de Brasília.

⁵⁵⁰ Os princípios gerais apresentados por Soares (2017, p. 39-49) para avaliação de estruturas de concreto seguem conteúdo e organização similares ao apresentado no terceiro capítulo do trabalho de Moreira (2007) e nos segundos capítulos dos trabalhos de Silva (2008) e de Souza (2009), já discutidos em B.3.4, B.3.6 e B.3.7, respectivamente.

⁵⁵¹ A metodologia GDE/UnB, comum aos demais trabalhos produzidos na linha de pesquisa, visa à avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto. Cf. nota 406.

⁵⁵² GORGULHO, S. **A Flor do Cerrado**: Torre de TV digital de Brasília. 1. ed. Brasília: folha do meio ambiente, 2012.

Destaca-se que, internamente ao fuste e ao cálice, há lajes e pilares não mencionados na descrição da torre realizada na pesquisa de Souza (2017)⁵⁵³.

Quanto aos braços de concreto, vinculados lateralmente ao fuste e protendidos nos topos, servem de apoio às cúpulas de 21 m de diâmetro posicionadas a 60 m e 80 m de altura, as quais abrigam, respectivamente, o centro de exposições e o bar/café. Esses braços são formados por paredes externas de concreto com 25 cm de espessura vinculadas ao fuste e solidarizadas por meio de nervuras com 20 cm de base. Nos topos, onde são protendidos, os braços recebem as vigas que servem de suporte às cascas esféricas que formam as superfícies inferiores dos pisos em que as estruturas tubulares das cúpulas geodésicas se apoiam.

Em relação às cúpulas, não há clareza quanto a suas geometrias. A descrição inicial de que a estrutura metálica tubular que as formam resulta em triângulos equiláteros derivados do icosaedro regular diverge da informação apresentada por Gorgulho⁵⁵⁴ (2012 apud Soares, 2017, p. 74) de que a cúpula é constituída por mais de cem triângulos de diferentes dimensões, não se tratando, portanto, de poliedro regular.

No que se refere às fundações da torre, Soares (2017, p. 67-69) informa que o fuste se prolonga até aproximadamente 14 m de profundidade em relação ao nível térreo, onde apoia-se em bloco de 25 m de diâmetro e 4,5 m de altura, o qual, por sua vez, coroa as 246 estacas raiz com 41 cm de diâmetro e 12 m de profundidade.

A descrição das etapas e procedimentos executivos adotados na construção é também objeto do capítulo. Abordam-se as obras das estacas, fuste, cálice, braços, calotas esféricas, cúpulas, torre metálica, rampas de acesso e instalações voltadas ao reuso de água e esgoto sanitário (SOARES, 2017, p. 64-76).

Por fim, o capítulo é encerrado mediante apresentação de intervenções realizadas na torre após sua inauguração, as quais compreendem basicamente reparos em forros e ajustes nos sistemas de proteção e combate a incêndios, de condicionamento de ar e de coleta de águas pluviais (SOARES, 2017, p. 77-78).

⁵⁵³ Alusão aos pilares e às 15 lajes circulares (cobertura inclusive) – cujos usos não são indicados no trabalho – encontra-se apenas no quinto capítulo, na ocasião em que se descreve a representação dos elementos estruturais da torre no modelo desenvolvido no SAP2000®.

⁵⁵⁴ Cf. nota 552.

A avaliação quantitativa do grau de deterioração da estrutura de concreto torre de TV digital de Brasília é realizada no **quarto capítulo** por meio da metodologia GDE/UnB em sua última versão, modificada por Fonseca (2007). Como resultado obteve-se nível de deterioração médio para a estrutura, do qual decorre a recomendação de se realizar nova inspeção em período de no máximo dois anos.

A avaliação estrutural do edifício é discutida no **quinto capítulo**, a partir de modelo estrutural desenvolvido no programa comercial SAP2000®. Segundo Soares (2017, p. 95), o objetivo da avaliação estrutural proposta compreende a verificação do desempenho da estrutura frente aos estados-limites último e de serviço.

Inicialmente apresentam-se breve introdução sobre o método de discretização empregado no programa computacional – método dos elementos finitos (MEF) – e os elementos disponíveis para modelagem de elementos lineares (*frames*), superficiais (*shells*) e volumétricos (*solids*). De acordo com Soares (2017, p. 96-98), empregaram-se *shells* para representação do fuste, cálice, braços, bases das cúpulas e lajes; *solid* para o bloco sobre estacas na fundação; e *frames* para os tubos de aço constituintes da torre metálica, bem como para os pilares e vigas de concreto⁵⁵⁵.

Quanto às condições de vínculo do monumento, como não se representaram no modelo as estacas ligadas ao bloco circular que as coroa, optou-se por aplicar-lhe apoios articulados fixos sem, no entanto, apresentar outras informações além da disposição radial em que foram inseridos (SOARES, 2017, p. 96), como por exemplo sua quantificação e posicionamento.

Em relação às cargas atuantes, consideraram-se como permanentes o peso próprio da estrutura – calculado automaticamente pelo programa computacional –, revestimento de piso (150 kgf/m²) e divisórias (100 kgf/m²). Para o caso das cargas variáveis referentes ao uso, aplicaram-se 500 kgf/m² e para as referentes à ação horizontal do vento, estimaram-nas segundo ABNT NBR 6123:1988 e proporcionalmente às áreas de influência dos nós onde foram aplicadas. Por fim, Soares (2017, p. 98-100) apresenta as quatro combinações últimas e as quatro de

⁵⁵⁵ Soares (2017, p. 97) apresenta em tabela as características geométricas e os materiais empregados nos pilares e vigas de concreto da torre, sem, no entanto, identificar esses elementos no modelo.

serviço empregadas na pesquisa para verificação da segurança estrutural em relação ao ELU e ELS, respectivamente.

As propriedades atribuídas ao concreto no modelo estrutural foram obtidas do projeto da edificação e variam de acordo com os elementos estruturais que a compõem. No bloco de fundação adotou-se 25 MPa como resistência característica à compressão (f_{ck}), módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}) e de deformação secante (E_{cs}) de, respectivamente, 28 GPa e 24,15 GPa, módulo de elasticidade transversal (G_c) de 10,06 GPa, resistência média à tração ($f_{ct,m}$) de 2,57 MPa e tensão à compressão (σ_c)⁵⁵⁶ de 15,20 MPa. No caso das paredes internas, lajes e vigas, adotaram-se f_{ck} de 35 MPa, E_{ci} de 33,13 GPa, E_{cs} de 29,40 GPa, G_c de 12,25 GPa, $f_{ct,m}$ de 3,21 MPa e σ_c de 21,30 MPa. Por fim, para as paredes externas, f_{ck} de 50 MPa, E_{ci} de 39,60 GPa, E_{cs} de 36,63 GPa, G_c de 15,26 GPa, $f_{ct,m}$ de 4,07 MPa e σ_c de 30,4 MPa.

Os resultados apresentados pelo autor abrangem verificações em relação aos estados-limites último e de serviço. No caso do estado-limite de serviço, as verificações referem-se ao estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF), no qual os máximos valores obtidos no modelo computacional para os deslocamentos verticais, horizontais e rotações são comparados aos limites máximos estabelecidos na ABNT NBR 6118:2014, vigente na época da pesquisa. Segundo Soares (2017, p. 102-104), como os deslocamentos e rotações obtidos no modelo são inferiores aos limites preconizados na normalização, concluiu-se que o desempenho em serviço da estrutura foi atendido. No entanto, contesta-se a validade dessa afirmação em decorrência de que a comparação realizada pelo autor não considera, como previsto em normalização, a rigidez efetiva das seções dos elementos estruturais – a qual depende das armaduras existentes, da fissuração e fluência do concreto (ABNT NBR 6118:2014, p. 125).

Quanto às verificações em relação ao estado-limite último, Soares (2017, p. 104-110) apresenta, para a combinação de carregamento mais

⁵⁵⁶ Não há clareza quanto ao significado de σ_c adotado no trabalho de Soares (2017, p. 102). Acredita-se que se refira à tensão admissível adotada para o concreto, estimada em aproximadamente 60% de f_{ck} . Na tabela 32 (SOUZA, 2017, p. 104), os valores de σ_c são indicados como σ_{limite} , reforçando o pressuposto de que se trata da tensão limite de compressão adotada para o material.

desfavorável, as forças normais e momentos fletores atuantes em cada setor de 45° em que a base do fuste da torre foi dividida. O fuste, considerado como um pilar-parede, foi subdividido em faixas verticais as quais foram tratadas como pilares isolados para consideração dos efeitos locais e localizados de 2ª ordem. Com base nos esforços de 1ª e 2ª ordens obtidos, o autor dimensiona as armaduras do fuste no nível da base e as confronta com o especificado no projeto estrutural. As diferenças observadas são atribuídas à não consideração no modelo computacional dos efeitos da variação de temperatura, retração, imperfeições geométricas, colisões e terremotos.

Por fim, encerra-se o capítulo mediante comparações dos resultados obtidos na pesquisa com os apresentados no artigo de Bessa et al. (2013), o qual discute a estabilidade global da torre. Soares (2017, p. 111) atribui a variação dos resultados às diferenças nas condições de contorno, tipos de elementos finitos, formulações matemáticas e carregamentos adotados nos modelos.

Com conteúdo e organização similares aos dos trabalhos de Pessoa (2002), Moreira (2007), Silva (2008) e Souza (2009), discutidos, respectivamente, em B.3.1, B.3.4, B.3.6 e B.3.7, o **sexto capítulo** apresenta estratégias para proposta de programa de manutenção do edifício. Além de reforçar a importância da formação de equipe técnica própria para realização de inspeções, Soares (2017, p. 112-116) propõe intervalos de três anos para realização alternada entre inspeções rotineiras e extensivas na estrutura do edifício.

A conclusão do trabalho apresenta-se no **oitavo capítulo**, segundo o mesmo arranjo adotado nas demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB discutidas em B.3.1, B.3.3, B.3.4, B.3.5, B.3.6 e B.3.7, no qual se resumem os conteúdos de capítulos anteriores e respectivas conclusões parciais, além de indicações, como sugestão para trabalhos futuros, de análises similares aplicadas a outros edifícios icônicos (SOARES, 2017, p. 117-124).

Tabelas empregadas para avaliação do grau de deterioração dos elementos estruturais da torre de TV digital de Brasília são apresentadas no **Apêndice A**.

O **Apêndice B** detalha as combinações últimas e de serviço aplicadas ao modelo estrutural desenvolvido no SAP2000® para verificação da segurança estrutural em relação ao ELU e ELS.

O **Apêndice C** apresenta os cálculos para determinação das cargas de vento atuantes no edifício.

O **Anexo A** e **Anexo B** compreendem, respectivamente, o roteiro e planilhas de inspeção elaborados por Fonseca (2007) para quantificação do grau de deterioração de estruturas de concreto, conforme discutido em B.3.5.

Assim como apresentado para as demais publicações desenvolvidas na linha de pesquisa “Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas” do PECC/UnB, discutidas em B.3.1, B.3.3, B.3.4, B.3.5, B.3.6 e B.3.7, não se evidenciam nesta, rebatimentos dos resultados obtidos no modelo estrutural sobre o programa de conservação proposto para o edifício. Portanto, valem para este trabalho as mesmas asserções sobre o assunto já realizadas em B.3.1.

Quanto ao emprego dos deslocamentos obtidos nos modelos computacionais em verificações de estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF), valem as mesmas considerações realizadas para as referências discutidas em B.3.4, B.3.6 e B.3.7 acerca da impossibilidade de se compará-los aos limites preconizados na normalização devido aos modelos desenvolvidos não contemplarem a rigidez efetiva das seções dos elementos estruturais.

B.3.12 Museu de Arte de São Paulo (MASP) – OKSMAN, S. et al. (2018)⁵⁵⁷

Intitulado “Plano de Conservação da Estrutura do MASP”, o relatório produzido pela equipe Getty-MASP, sob coordenação geral de Silvio Oksman, foi emitido em dezembro de 2018 à *The Getty Foundation*, instituição que subvencionou a pesquisa por meio do programa *Keep it Modern*, o qual compreende iniciativa de alcance internacional cujo propósito é fomentar práticas interdisciplinares para conservação de edifícios modernos relevantes datados do século XX.

Com projeto de arquitetura assinado por Lina Bo Bardi – cujos primeiros estudos datam de 1957 – e estrutural a cargo do Escritório Técnico José Carlos de

⁵⁵⁷ Complementado com os trabalhos de Giannecchini (2009), Cárdenas (2015) e Maringoni (2018).

Figueiredo Ferraz, o Museu de Arte de São Paulo (MASP) teve suas obras iniciadas em 1960 e foi inaugurado em 1968 (OKSMAN et al., 2018, p. 10).

O plano de conservação da estrutura do MASP é composto por introdução, seis capítulos e três listagens (imagens, bibliografias e anexos).

Na **introdução** são apresentados os objetivos do plano e sua fundamentação teórica. Os objetivos descritos compreendem a confirmação dos valores patrimoniais do edifício; formulação de diretrizes e critérios voltados a sua conservação preventiva; elaboração de plano de monitoramento da estrutura; orientação de ações a respeito das patologias identificadas; e divulgação dos resultados obtidos. Quanto à fundamentação teórica, referenciam-se a Carta de Veneza, de 1964, e Carta de Burra, de 1980 e atualizada em 2013, com objetivo de se discutir os valores culturais atribuídos ao edifício e seu entorno, além de abordar alternativas para sua preservação (OKSMAN et al., 2018, p. 8-9).

O **primeiro capítulo** dedica-se à história e significado do museu. Trata-se de capítulo em que se apresentam a história da instituição; a formação e atuação profissional de Lina Bo Bardi; o panorama arquitetônico à época da concepção do museu; o contexto urbano em que foi implantado e respectivas alterações que se sucederam na cidade; a configuração espacial do edifício, histórico de sua construção, das transformações ocorridas e seu estado atual.

Em relação à configuração espacial do edifício, particularmente relevante a esta pesquisa, Oksman et al. (2018, p. 28) indicam que o museu é formado por um volume superior, afastado 8 m de altura em relação à Avenida Paulista, e por um volume inferior, cujo topo alinha-se ao nível da avenida e forma uma praça pública parcialmente coberta pelo volume superior.

O volume superior é constituído por dois pavimentos com formato retangular de aproximadamente 70 m de comprimento (paralelo à Avenida Paulista) e cerca de 30 m de largura⁵⁵⁸. No primeiro pavimento situam-se a administração e salas de exposições e no segundo, a pinacoteca (OKSMAN et al., 2018, p. 28, 32).

O volume inferior é formado pelos primeiro e segundo subsolos, interligados por um vazio central. Com formatos distintos entre si, os subsolos chegam

⁵⁵⁸ Como os autores não mencionam textualmente as dimensões, essas foram obtidas a partir de relações proporcionais aplicadas às figuras 42 e 43 do relatório (OKSMAN et al., 2018, p. 32).

a ocupar, longitudinalmente, cerca de 85 m⁵⁵⁹, quase a totalidade da quadra. No primeiro subsolo, situado imediatamente abaixo do nível da Avenida Paulista, distribuem-se os dois auditórios, áreas técnicas, recepção, mezanino, espaço expositivo, café e loja. No segundo, de área menor, é suprimida a porção ocupada, no primeiro subsolo, pelos auditórios e são praticamente mantidas as demais áreas, destinadas, nesse nível, ao espaço expositivo no vazio central, centro de pesquisas, restaurante e áreas técnicas (OKSMAN et al., 2018, p. 28, 33).

No que se refere às intervenções, duas das três pelas quais o museu passou são particularmente relevantes à investigação estrutural.

A primeira intervenção visou a sanar infiltrações que ocorriam na cobertura da pinacoteca. Em vistoria realizada em 1987 identificou-se que os pilares e as vigas que suportam a cobertura do volume superior apresentavam grave estado de deterioração e, por apresentarem grandes deformações, as vigas favoreciam o empoçamento de água na cobertura, a qual já apresentava danos na impermeabilização. Com a intervenção, repararam-se os danos no concreto armado⁵⁶⁰, removeram-se as sucessivas camadas de impermeabilização que ao longo do tempo foram aplicadas sobre à original – acarretando, portanto, acréscimo de carga – e, finalmente, aplicou-se nova impermeabilização na cobertura. No entanto, como as infiltrações não cessaram, constatou-se que a água penetrava pelos poros do concreto da viga de cobertura e dos pilares, ocupava seus vazios (formados por caixões perdidos) e então atingia a pinacoteca⁵⁶¹. Para solucionar o problema, em 1990, com anuência da arquiteta, pintaram-se as duas vigas e os quatro pilares aparentes do volume superior com tinta impermeabilizante vermelha (OKSMAN et al., 2018, p. 36).

A segunda intervenção, realizada entre meados de 1990 e início dos anos 2000, compreendeu compartimentações de espaços do museu; construção do terceiro

⁵⁵⁹ Como os autores não mencionam textualmente a dimensão, essa foi obtida a partir de relações proporcionais aplicadas às figuras 45 e 46 do relatório (OKSMAN et al., 2018, p. 33).

⁵⁶⁰ Não há clareza se, nessa intervenção de fins dos anos de 1980, os reparos foram realizados apenas no concreto ou nas armaduras também.

⁵⁶¹ Os autores não esclarecem como a água acumulada nos caixões perdidos das vigas e pilares aparentes do volume superior atingem a pinacoteca. Também não há menção quanto aos procedimentos empregados para remoção da água presente no interior desses elementos estruturais durante a intervenção ou mesmo se essa remoção foi realizada.

subsolo; modernização de instalações prediais; tratamento de armaduras e reparos no concreto; refazimento da impermeabilização da cobertura e do térreo; e protensão adicional das vigas de cobertura do volume superior (OKSMAN et al., 2018, p. 36-38).

Segundo Oksman et al. (2018, p. 38), essa protensão adicional, realizada em 1999, objetivou reduzir as deformações das vigas – já constatadas à época da inauguração em 1968 – que, segundo os monitoramentos realizados, vinham aumentando ao longo dos anos. O serviço, realizado pela Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projetos, previu a passagem dos novos cabos nos vazios presentes no interior das vigas, o qual, na ocasião das inspeções, se revelou bastante degradado. A intervenção incluiu, então, a remoção das formas de madeira que formavam os vazios interiores da viga e também a recuperação do concreto armado dessa região. Destaca-se que a vistoria também se realizou no interior das duas vigas longitudinais internas que suportam os pavimentos do volume superior, as quais apresentaram bom estado de conservação.

A partir de 2014, Oksman et al. (2018, p. 39-42) afirmam que, de modo geral, direcionaram-se as intervenções à retomada da configuração espacial originalmente prevista para o museu – que havia sido descaracterizada na intervenção anterior – e, em relação à conservação, manteve-se o monitoramento das deformações das duas vigas externas do volume superior, as quais foram, entre 2015 e 2016, repintadas em conjunto com os quatro pilares.

No **segundo capítulo** discute-se o reconhecimento oficial da edificação nas três instâncias patrimoniais: CONDEPHAAT em 1982, CONPRESP em 1992 e IPHAN em 2003 (OKSMAN et al., 2018, p. 48).

No **terceiro capítulo** apresenta-se a declaração de significância do patrimônio, na qual se discutem seus valores urbano, estético/arquitetônico, histórico e social, além das diretrizes para preservá-los.

A estrutura do MASP é apresentada no **quarto capítulo**. No volume superior do museu, o primeiro pavimento é formado por laje nervurada em caixão perdido com 50 cm de altura atirantada na face inferior do par de vigas longitudinais intermediárias de 74 m de comprimento, que se apoiam nos consoles dos pilares. Essas vigas, protendidas e com seção transversal vazada de 3,5 m de altura e largura de mesa variável entre 2,50 m e 5,15 m, apoiam, em seu topo, vigas transversais com 1,50 m de altura, as quais, por sua vez recebem a laje nervurada de

aproximadamente⁵⁶² 50 cm de altura que forma o segundo pavimento. Quanto à cobertura, é constituída por vigas transversais justapostas – com seção em formato aproximado de Tê invertido com cerca ⁵⁶³ de 1,50 m de altura –, as quais se apoiam na face inferior do par de vigas longitudinais superiores de seção transversal vazada com 3,5 m de altura, 2,50 m de largura, mesas superior e inferior de, respectivamente, 33 cm e 12 cm, paredes laterais de 25 cm e septos distribuídos a cada 3,5 m ao longo do comprimento de 78 m. Essas vigas, também protendidas, apoiam-se nos topos dos pilares por meio de articulações fixa numa extremidade e móvel na outra (OKSMAN et al., 2018, p. 56-59).

O sistema de protensão original empregado nas quatro vigas longitudinais foi desenvolvido por Figueiredo Ferraz e ficou conhecido como “Sistema Ferraz”. Nesse sistema, de acordo com Oksman et al. (2018, p. 58), na extremidade de cada bainha de protensão posicionada dentro das vigas, os cabos – contínuos – saem dela e a ela retornam formando um laço pelo qual se efetiva – quando concretada a peça – a ancoragem passiva e então seguem até a outra extremidade da bainha (ancoragem ativa), onde, após a concretagem, são tensionados e ancorados por meio de cunhas junto à seção de concreto. Finalmente, procede-se à injeção de nata de cimento no interior da bainha para se garantir aderência entre essa – já solidária ao concreto – e os cabos que aloja.

Em relação aos quatro pilares do volume superior do museu, apresentam seção transversal com formato retangular de 2,5 x 4 m e três variações quanto à geometria interna ao longo de seus comprimentos. O trecho inferior, compreendido entre a fundação e o pavimento térreo, é maciço e possui extensão aproximada de 14 m. O trecho intermediário, situado entre o pavimento térreo e o console – com cerca de 8 m de comprimento –, apresenta vazio central retangular com 1,5 x 2 m, do qual resultam paredes com espessuras de 50 cm e 1 m que delimitam sua seção transversal. Finalmente, no trecho superior do pilar, com comprimento de 10,35 m, a continuidade da geometria externa é garantida por meio de casca de concreto com

⁵⁶² Como os autores não mencionam textualmente a altura da nervura da laje do segundo pavimento, essa foi obtida a partir de relações proporcionais aplicadas à figura 70 do relatório (OKSMAN et al., 2018, p. 59).

⁵⁶³ Como os autores não mencionam textualmente a altura das vigas transversais que formam a cobertura, essa foi obtida a partir de relações proporcionais aplicadas à figura 50 do relatório (OKSMAN et al., 2018, p. 35).

6 cm de espessura, a qual recobre a seção transversal efetiva do pilar, maciça, com formato retangular de 2,5 x 1 m (OKSMAN et al., 2018, p. 60).

Segundo os autores, os consoles que apoiam as vigas intermediárias são protendidos, possuem a mesma largura do pilar (2,5 m), cerca de 3 m de altura e projetam-se 3 m em balanço em relação a face interna do pilar. Quanto às fundações, compreendem sapatas excêntricas com 9,5 x 12,5 m de base e 4 m de altura (OKSMAN et al., 2018, p. 60-61).

De acordo com Oksman et al. (2018, p. 62), a estrutura do volume inferior do museu é formada por lajes nervuradas em uma e duas direções, muros de arrimo e pilares junto à fachada voltada à Avenida 9 de julho. Com a criação do terceiro subsolo – na intervenção realizada entre meados de 1990 e início dos anos 2000 –, o piso do segundo subsolo que, originalmente, se apoiava no solo por meio de sapatas foi refeito com lajes maciças e novas fundações foram empregadas (estacas e tubulões).

No pavimento térreo as lajes são nervuradas na menor direção (20 m) na área que cobre os auditórios e em duas direções nas demais áreas. No primeiro caso as nervuras possuem altura de 1,20 m e no segundo, 1,50 m e, em ambas as situações, mantém-se o espaçamento de 3,20 m entre nervuras. Na região ocupada pelos auditórios, as nervuras unidirecionais apoiam-se em muros de arrimos dispostos longitudinalmente e paralelos entre si, sendo um deles apoiado no primeiro subsolo e outro que se estende desde o segundo. Nas demais áreas do pavimento, cobertas por grelhas, os pilares da fachada voltada à Avenida 9 de julho também lhes servem de apoios. No primeiro subsolo, a área destinada aos auditórios apoia-se diretamente no solo e as demais áreas, em grelha, seguem a mesma concepção do pavimento térreo (OKSMAN et al., 2018, p. 62).

No **quinto capítulo** discute-se o plano de conservação da estrutura do museu, mediante apresentação da metodologia utilizada; estabelecimento do grau de urgência e periodicidade em que as ações de conservação devem ser realizadas; e estratégias para mitigação dos riscos a que o patrimônio possa estar submetido. Destaca-se que neste capítulo há menção ao STRAP®, programa computacional em que se desenvolveu o modelo estrutural do edifício (OKSMAN et al., 2018, p. 65).

No **sexto capítulo**, por fim, apresenta-se o plano para conservação da estrutura do MASP, o qual abrange ações voltadas à obtenção de informações mais aprofundadas sobre a estrutura e materiais que a constituem; limpeza, recuperação,

monitoramento e tratamento de patologias identificadas, típicas de estruturas de concreto; à proteção da estrutura frente a ação da água; monitoramentos dos deslocamentos de elementos estruturais principais; inspeções em regiões críticas, como a de interface entre esquadria e cobertura no volume superior; às condições de uso para evitar danos acarretados por vibrações e sobrecargas, sendo essas limitadas a 300 kgf/m² (OKSMAN et al., 2018, p. 68-117).

Conforme apresentado, como a publicação de Oksman et al. (2018) não abarca questões referentes ao modelo estrutural desenvolvido na pesquisa, toma-se também como fonte bibliográfica, informações obtidas no curso – com duração de 12 horas – intitulado “MASP: uma estrutura, elementos, sistema, técnicas e processo executivo da obra”, ministrado pela engenheira civil Heloisa Martins Maringoni no Instituto de Arquitetos do Brasil – SP em novembro de 2018. A instrutora, que compôs a equipe Getty-MASP como consultora de estruturas, discutiu a estrutura do museu e apresentou algumas informações referentes à construção do edifício e ao modelo analítico que elaborou durante a pesquisa.

De acordo com Maringoni (2018), no modelo desenvolvido no STRAP®, os elementos estruturais foram representados por meio de barras, inclusive lajes nervuradas, as quais foram modeladas com seção transversal retangular e sem considerar as mesas (informação verbal)⁵⁶⁴.

Em relação aos vínculos, Maringoni (2018) os representou por meio de apoios articulados nas sapatas (informação verbal)⁵⁶⁵, sem menção, no entanto, quanto a serem fixos ou móveis. Também não se obteve informações sobre a representação, no modelo, da vinculação entre as vigas longitudinais e os pilares ou consoles que a apoiam.

A estratégia empregada para representação dos tirantes, que penduram a laje do primeiro pavimento, merece destaque. Como se constatou, mediante ensaios no local⁵⁶⁶, que os tirantes estão submetidos à diferentes tensões – variam entre 29% e 97% em relação à tração prevista, segundo Oksman (2018, p. 107) – Maringoni

⁵⁶⁴ Informação fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

⁵⁶⁵ Ibidem.

⁵⁶⁶ Oksman et al. (2018) não mencionam qual foi o ensaio realizado. Maringoni (2018) relatou durante o curso ministrado em novembro de 2018 que as tensões atuantes foram estimadas a partir do som emitido pelos tirantes quando submetidos a impacto.

(2018) os representou no modelo com diâmetros distintos para que as áreas de suas seções transversais se mantivessem proporcionais às tensões reais atuantes (informação verbal)⁵⁶⁷.

Segundo Maringoni (2018), a calibração do modelo foi realizada mediante redução do módulo de deformação do concreto até que se obtivessem deformações compatíveis com as mensuradas em campo por meio de levantamento geométrico instrumental. Na calibração realizada, não se contemplaram as armaduras presentes nos elementos estruturais e o comportamento do concreto foi admitido elástico-linear (informação verbal)⁵⁶⁸.

Não se registraram durante o curso menções quanto às resistências adotadas para o concreto no modelo computacional, nem o valor atribuído ao seu módulo de elasticidade para que se equalizassem os deslocamentos obtidos no modelo e os reais aferidos no local. Também não foram obtidas informações sobre a consideração da protensão no modelo matemático.

Com o objetivo de adquirir informações adicionais sobre o concreto e aço empregados no MASP, outras bibliografias foram consultadas, as quais, no entanto, trazem divergências quanto a alguns dos dados apresentados.

Giannecchini (2009, p. 105), indica que o concreto das vigas de cobertura do volume superior do museu atingiu resistência⁵⁶⁹ de 550 kgf/cm² aos 28 dias e tensão de ruptura de 430 kgf/cm². Em outro trecho Giannecchini (2009, p. 139) informa, genericamente, – sem fazer alusão a qualquer parte da estrutura – que o “concreto deveria ter cuidados especiais”, entre os quais, resistência mínima aos 28 dias de 450 kgf/cm². Por fim, autora menciona que foi prevista a resistência de 550 kgf/cm² aos 28 dias para o concreto dos consoles dos pilares (GIANNECCHINI, 2009, p. 163).

⁵⁶⁷ Informação fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

⁵⁶⁸ Ibidem.

⁵⁶⁹ De acordo com a ABNT NB 1:1960, vigente na época, supõe-se que 550 kgf/cm² refira-se a “tensão média de ruptura do concreto à compressão, determinada em corpos de prova cilíndricos normais com 28 dias de idade” (σ_{c28}). Segundo essa normalização, a “tensão mínima de ruptura do concreto à compressão” (σ_R) – empregada no dimensionamento dos elementos estruturais – prevê a aplicação de coeficiente de redução ao σ_{c28} , em função do controle tecnológico previsto para o concreto. Ao se supor controle “rigoroso” para o concreto empregado no MASP, resulta $\sigma_R = 550 \times 3/4 = 412,5 \text{ kgf/cm}^2$, ou seja, inferior à tensão de 430 kgf/cm² indicada pela autora.

Além dessas dúvidas quanto aos valores das resistências do concreto identificadas no trabalho de Giannecchini (2009), outras são apontadas ao se examinar os dados trazidos na pesquisa de Cárdenas (2015). Segundo a autora, a resistência média à compressão do concreto da viga de cobertura é de 250 kgf/cm² e, no caso da viga intermediária, mencionam-se 580 kgf/cm² de tensão média de ruptura aos 28 dias e 450 kgf/cm² de tensão mínima de ruptura à compressão (CÁRDENAS, 2015, p. 89).

Conforme apresentado nas referências bibliográficas consultadas, não há menção ou, quando mencionadas, não há consenso em relação às resistências à compressão do concreto empregado no MASP.

Quanto aos esforços atuantes, Giannecchini (2009, p. 136)⁵⁷⁰ e Cárdenas (2015, p. 89) registram momentos fletores de 9.000 tfm atuantes no meio do vão das vigas longitudinais da cobertura e indicam que 62 cabos – cada qual constituído por 36 fios de 5 mm de diâmetro – foram empregados como armadura de protensão. No caso das vigas intermediárias⁵⁷¹, as autoras relatam que se utilizaram, em cada uma, 122 cabos formados por 40 fios de aço⁵⁷² de 5 mm de diâmetro e que a força de protensão aplicada foi de 10.000 tf.

Em relação à carga que cada sapata recebe dos pilares do volume superior do edifício, Maringoni (2018) obteve aproximadamente 3.000 tf, sendo o carregamento acidental equivalente a 8% do permanente. Quanto ao peso da água que possa eventualmente ter preenchido a seção vazada da viga de cobertura, gerando sobrecarga, a engenheira afirma que é desprezível quando comparado ao peso próprio da estrutura. No que se refere aos deslocamentos reais, as flechas medidas nas vigas longitudinais da cobertura e intermediárias foram de, respectivamente, 54 cm e 24 cm e apresentam-se estáveis nos últimos três anos (informação verbal)⁵⁷³.

⁵⁷⁰ Quanto à quantidade de cabos de protensão utilizados nas vigas, a pesquisa de Giannecchini (2009) apresenta divergências. Cita-se, na página 136, o emprego de 62 e 122 cabos nas vigas longitudinais de cobertura e intermediária, respectivamente. Adiante, na página 165, a autora indica, respectivamente, 52 e 104 cabos.

⁵⁷¹ As vigas longitudinais intermediárias estão submetidas, segundo Cárdenas (2015, p. 89), a carregamento de 30 tf/m e, segundo Giannecchini (2009, p. 136), a momento fletor máximo de 20.000 tfm. Ambas as autoras indicam que essas vigas descarregam 1.200 tf em cada console dos pilares que as recebem.

⁵⁷² Segundo Cárdenas (2015, p. 89), a tensão atuante na armadura ativa das vigas longitudinais intermediárias é de 14.000 kgf/cm².

⁵⁷³ Informação fornecida por Maringoni no curso ministrado em novembro de 2018.

Quanto ao volume inferior do museu, Maringoni (2018) atenta para a baixa frequência própria que a estrutura possui – próxima de 2,5 Hz – a qual limita a atuação de ações dinâmicas (como shows) na praça do pavimento térreo. Segundo a consultora, a análise de vibrações na época do projeto do museu era realizada mediante incremento do carregamento atuante e limitação das deformações geradas. Foi relatado ainda que, após concluído, os projetistas chegaram a calcular a frequência própria da estrutura e, por constatarem ser baixa, proibiram a ocorrência de eventos que pudessem levar a vibrações indesejadas (informação verbal)⁵⁷⁴.

Como principais contribuições que as referências bibliográficas sobre o MASP forneceram ao tema em estudo – especialmente os depoimentos de Maringoni (2018) – destacam-se a interpretação da protensão especificada no projeto estrutural, similar à utilizada no edifício Vilanova Artigas; e as estratégias empregadas para calibração do modelo – por meio de variação do módulo de elasticidade do concreto – e para representação dos tirantes – em função das tensões reais a que estão submetidos.

⁵⁷⁴ Ibidem.

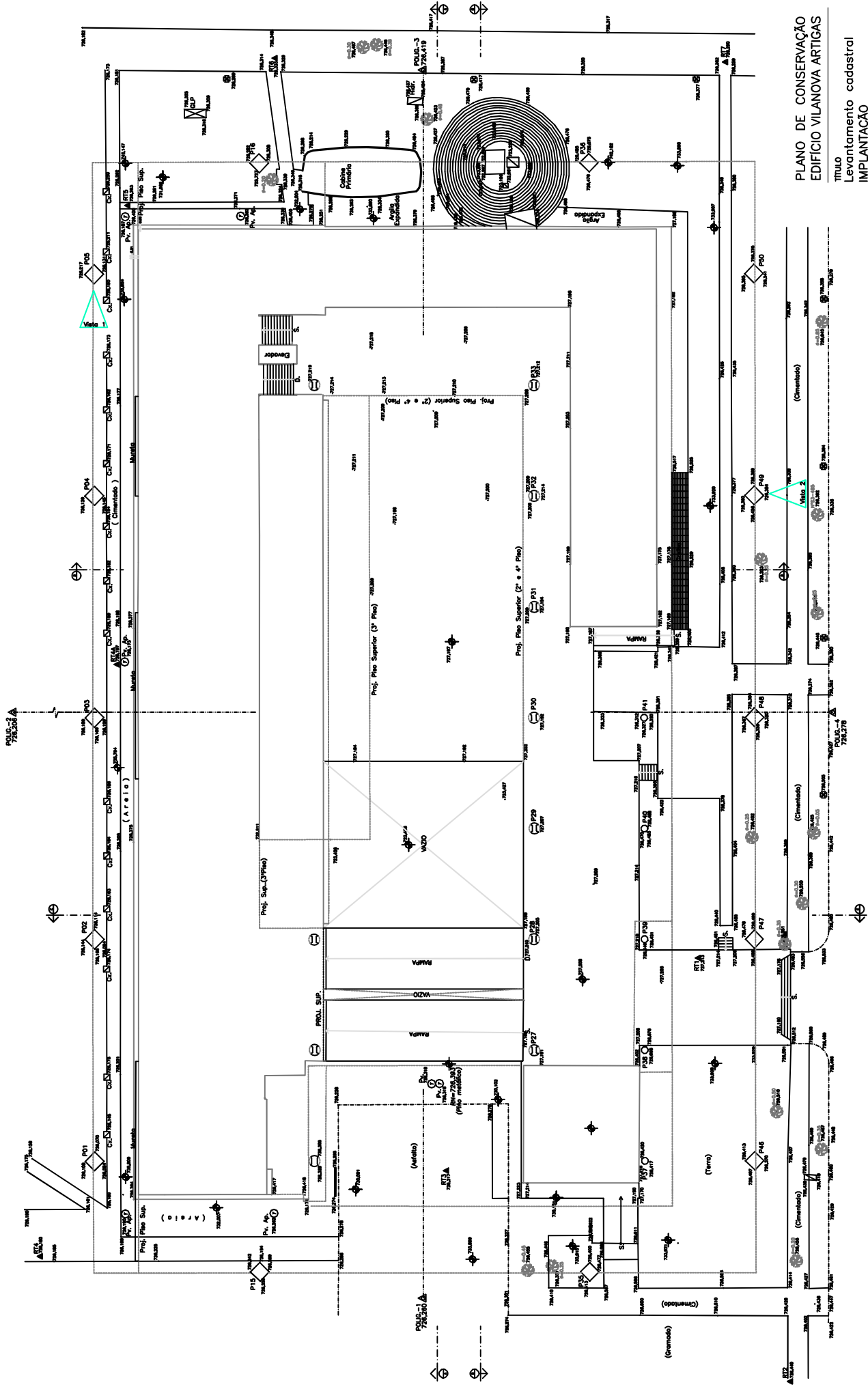
ANEXO

Levantamento cadastral do edifício Vilanova Artigas

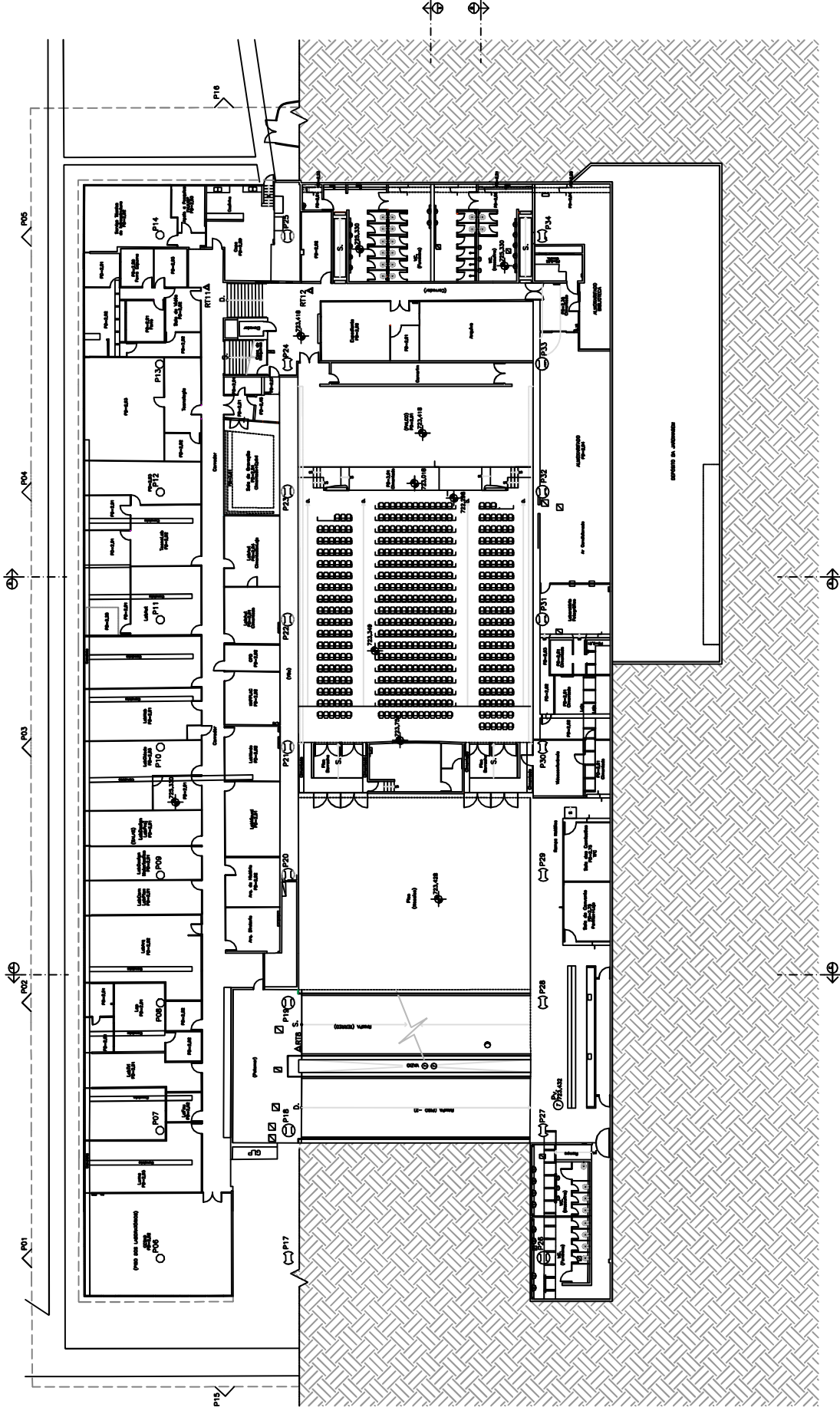
Descrição do anexo

O anexo apresenta o levantamento cadastral do edifício Vilanova Artigas, realizado entre 2015 e 2017 no âmbito do projeto subvencionado pela Getty Foundation para subsidiar a elaboração PGC do edifício.

Site plan



Floors -3.00 and -1.10



PAVIMENTOS -3,00 E -1,10
Pisos do auditório e dos laboratórios

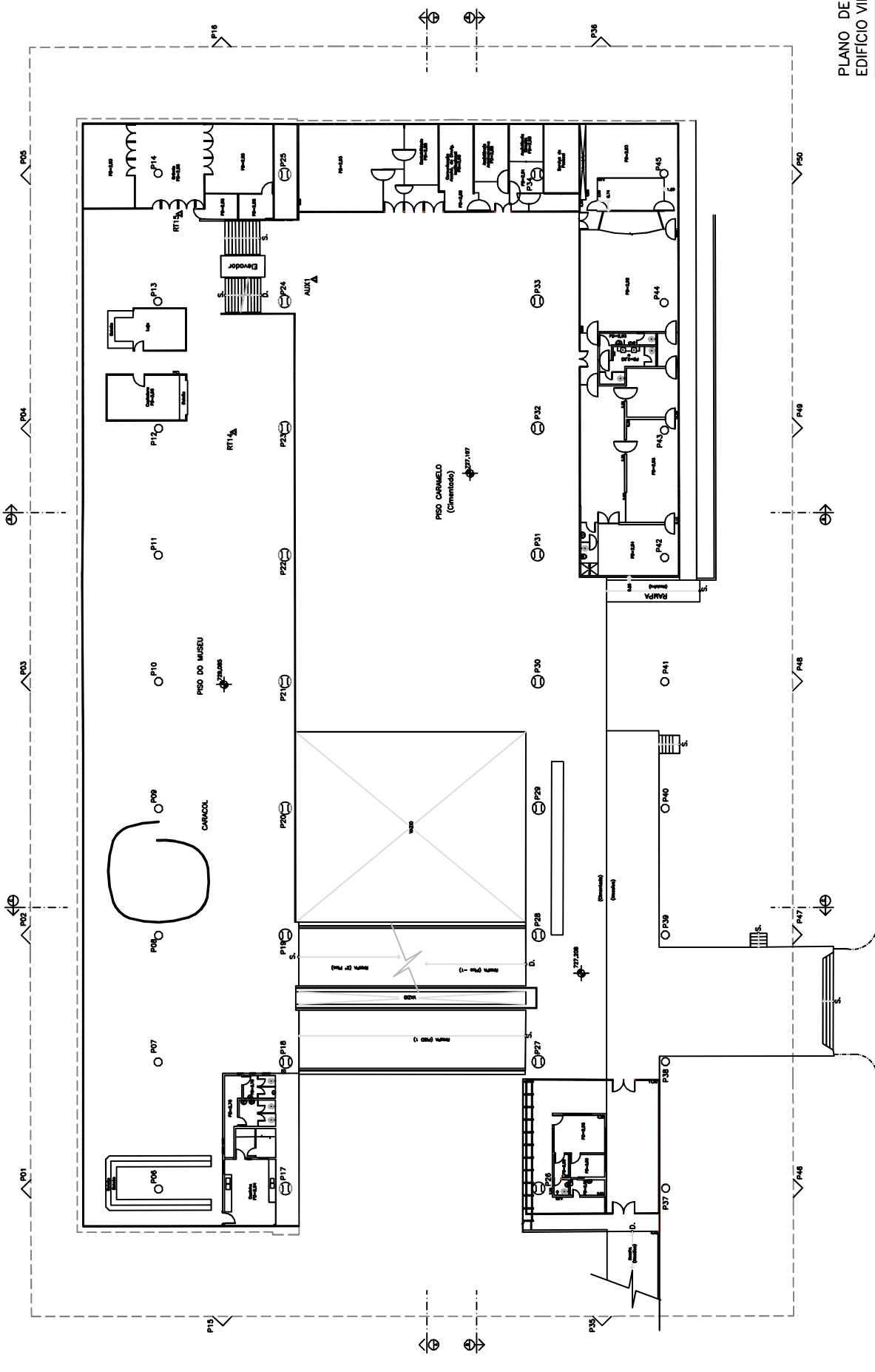
PLANO DE CONSERVAÇÃO
EDIFÍCIO VILANOVA ARTIGAS

TÍTULO
Levantamento cadastral
PAVIMENTOS -3,00 e -1,10
maio / 2017

DESENHO
2/10



Floors +0.80 and +2.70



PLANO DE CONSERVAÇÃO
EDIFÍCIO VILANOVA ARTIGAS

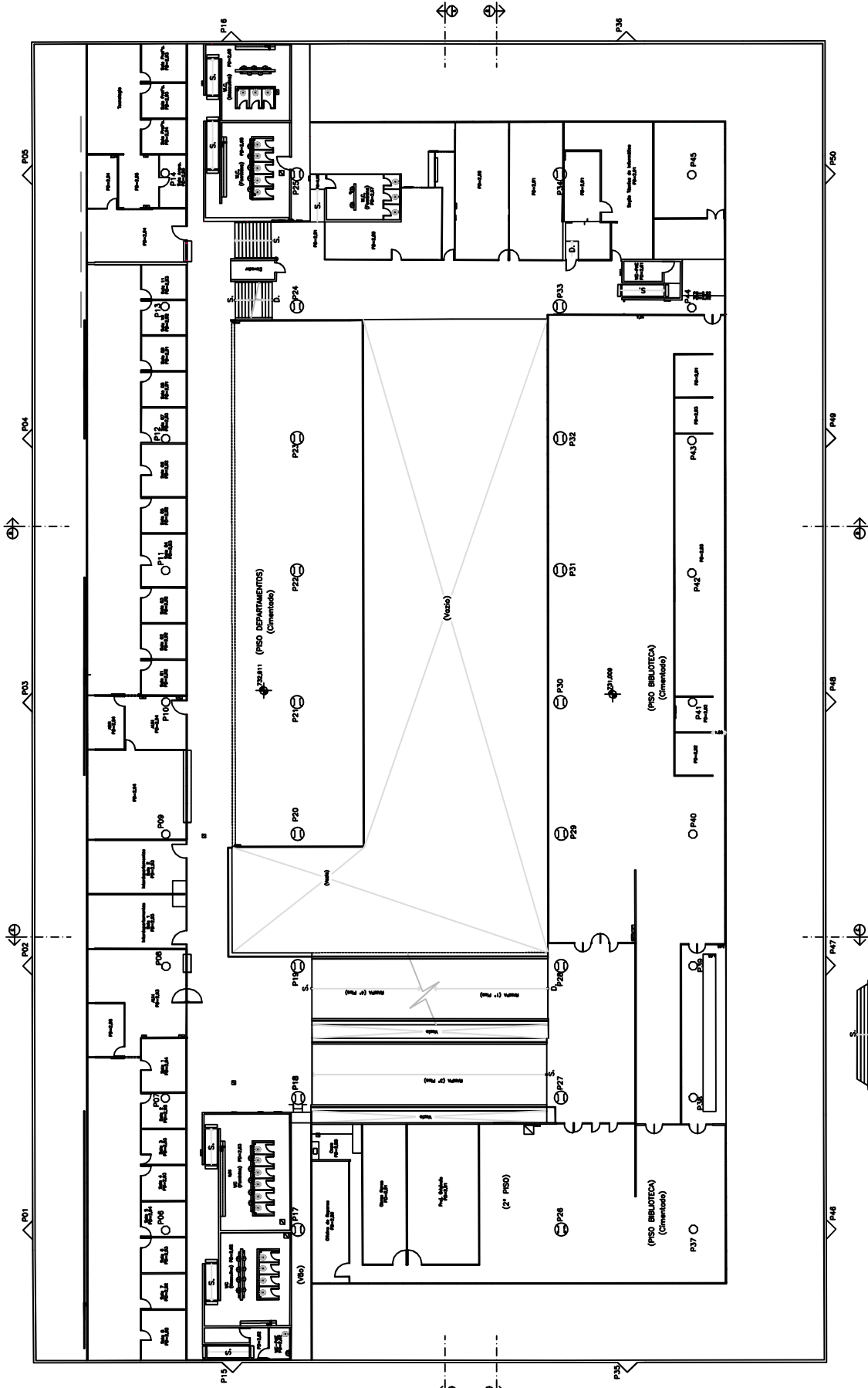
TÍTULO
Levantamento cadastral
PAVIMENTOS +0,80 e +2,70
maio / 2017

DESENHO
3/10



PAVIMENTOS +0,80 E +2,70
Pisos do Salão Carmelo e do Museu

Floors +4.60 and +6.50



PLANO DE CONSERVAÇÃO
EDIFÍCIO VILANOVA ARTIGAS

TÍTULO
Levantamento cadastral
PAVIMENTOS +4.60 e +6.50
maio / 2017

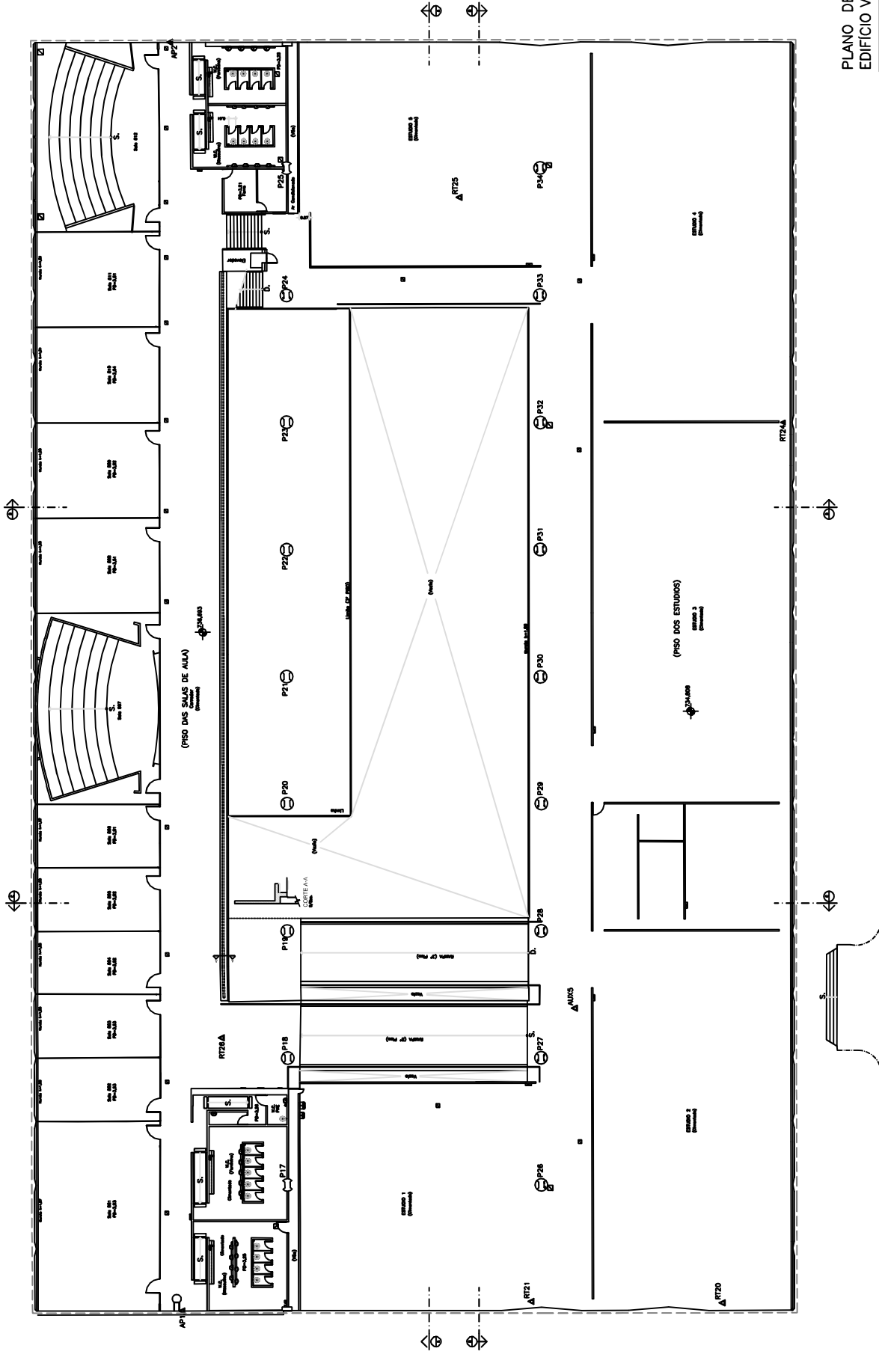
DESENHO
4/10

ESCALA



PAVIMENTOS +4.50 E +6.50
Pisos da biblioteca e dos departamentos

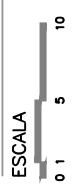
Floors +8.40 and +10.30



PLANO DE CONSERVAÇÃO
EDIFÍCIO VILANOVA ARTIGAS

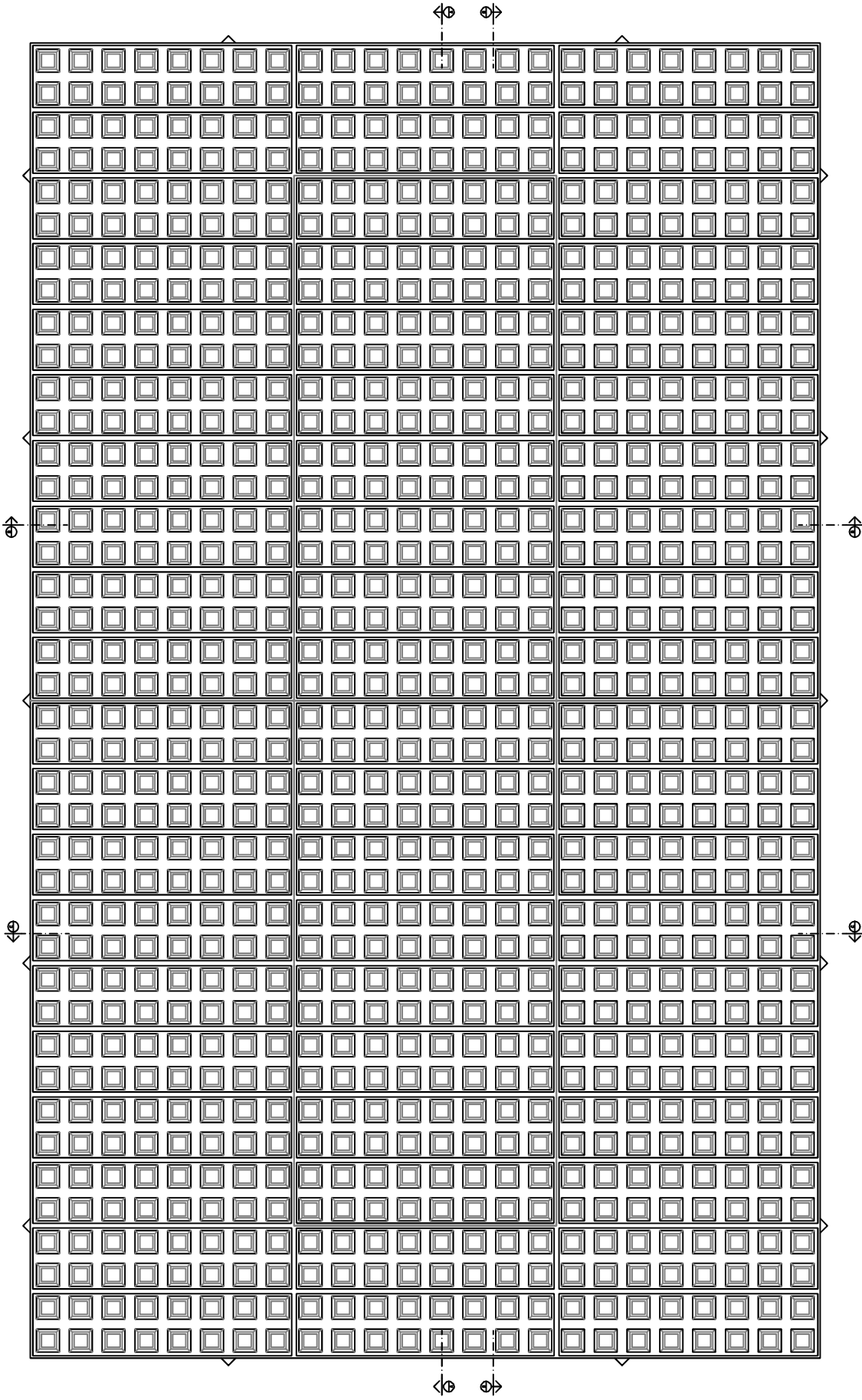
TÍTULO
Levantamento cadastral
PAVIMENTOS +8,40 e +10,30
maio / 2017

DESENHO
5/10



PAVIMENTOS +8,40 E +10,30
Pisos dos estúdios e das salas de aula

Roof



PLANO DE CONSERVAÇÃO
EDIFÍCIO VILANOVA ARTIGAS

TÍTULO
Levantamento cadastral
COBERTURA
maio / 2017

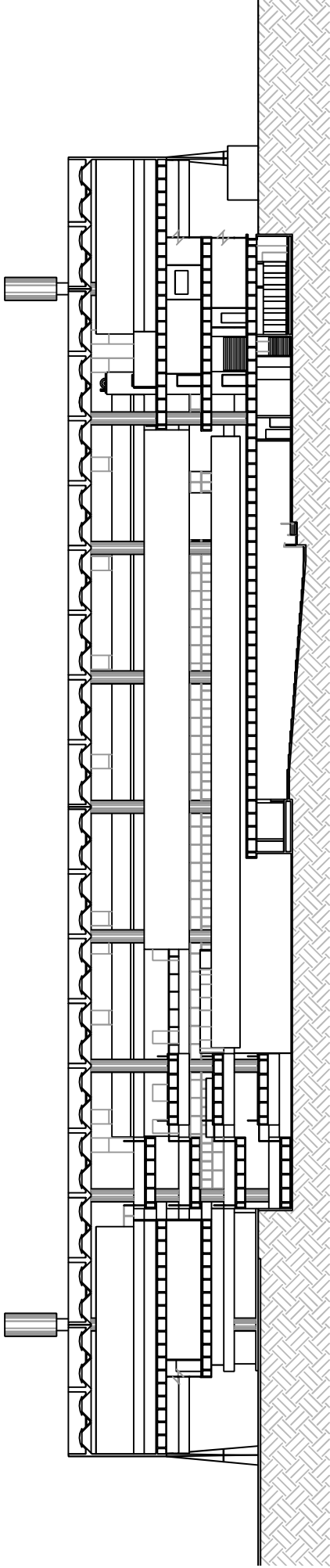
DESENHO
6/10

ESCALA

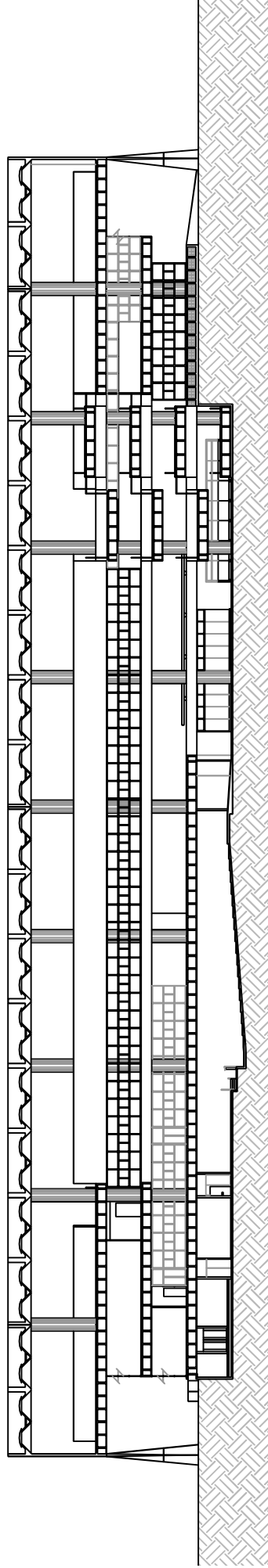


COBERTURA

A-A and B-B cross sections



CORTE LONGITUDINAL A-A



CORTE LONGITUDINAL B-B

PLANO DE CONSERVAÇÃO
EDIFÍCIO VILANOVA ARTIGAS

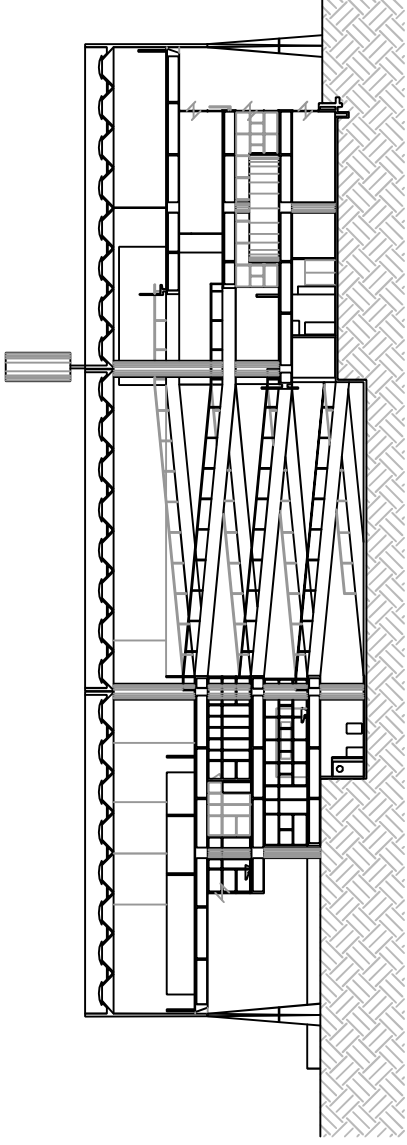
TÍTULO
Levantamento cadastral
CORTES A-A E B-B
maio / 2017

DESENHO
7/10

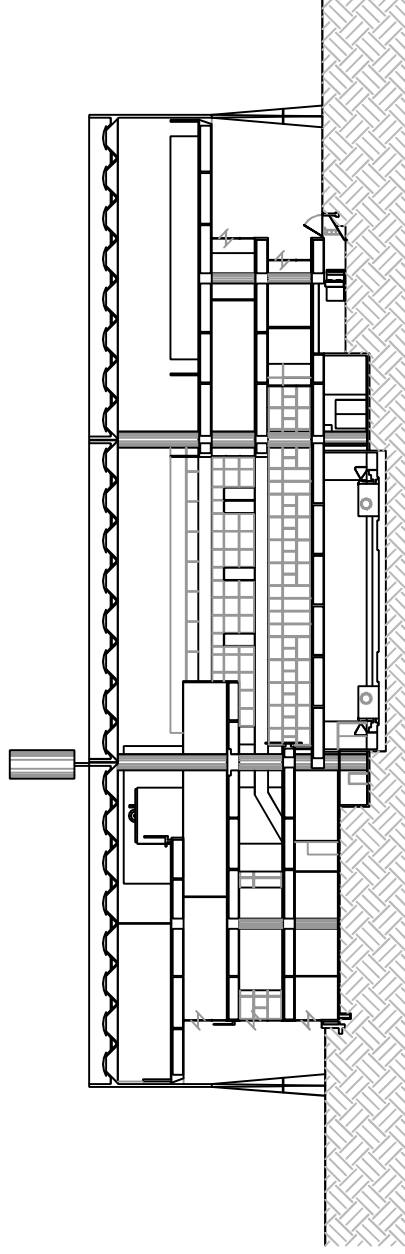
ESCALA



C-C and D-D cross sections



CORTE TRANSVERSAL C-C



CORTE TRANSVERSAL D-D

PLANO DE CONSERVAÇÃO
EDIFÍCIO VILANOVA ARTIGAS

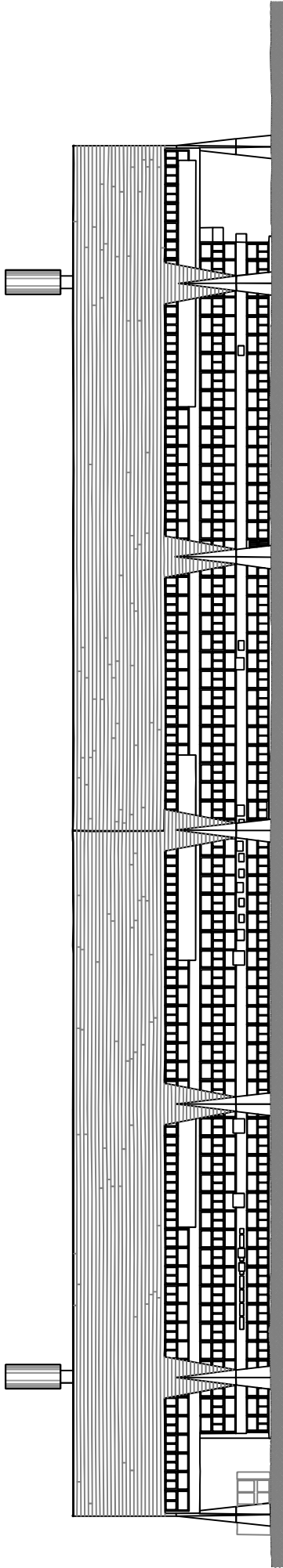
TÍTULO
Levantamento cadastral
CORTES C-C E D-D
maio / 2017

DESENHO
8/10

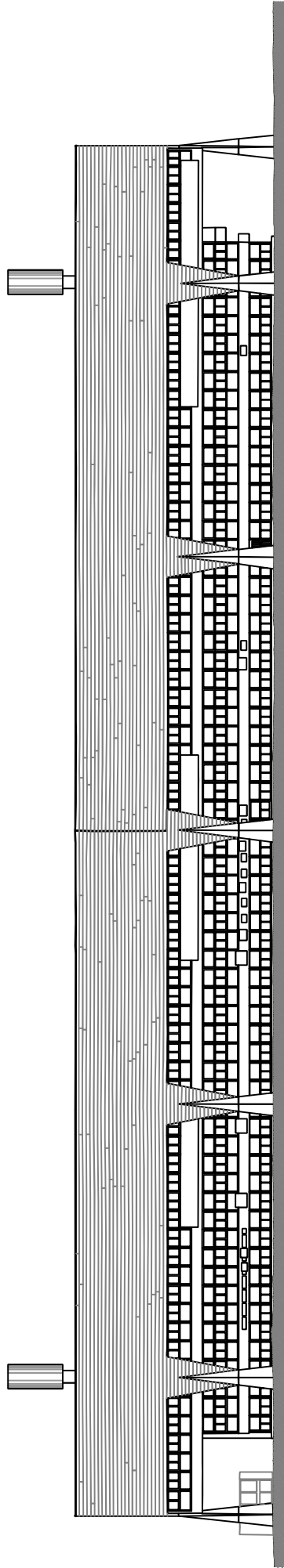
ESCALA



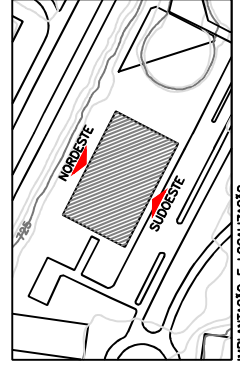
Southwest and Northeast Façades



ELEVAÇÃO 1 – FACHADA SUDOESTE



ELEVAÇÃO 2 – FACHADA NORDESTE



IMPLANTACÃO E LOCALIZAÇÃO
ESCALA 1:5000

PLANO DE CONSERVAÇÃO
EDIFÍCIO VILANOVA ARTIGAS

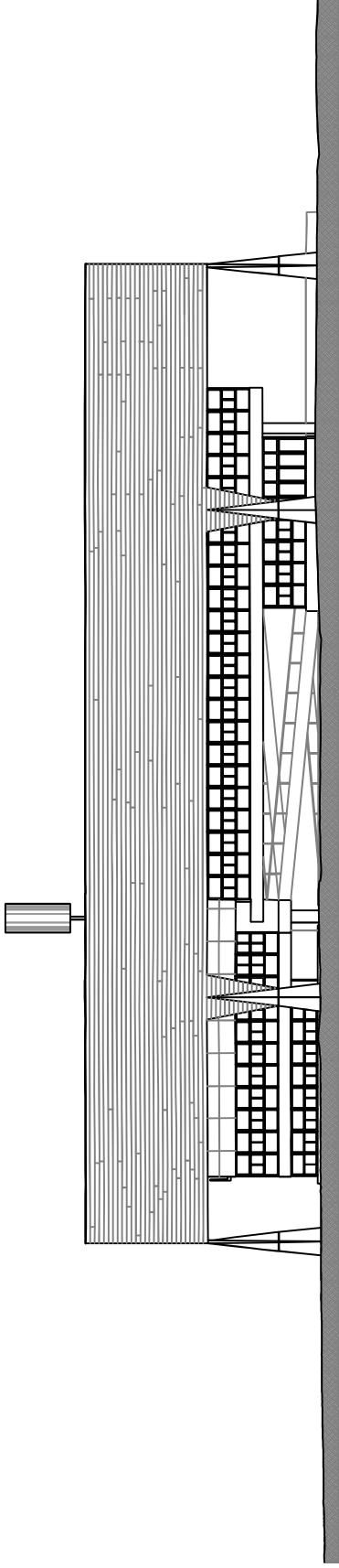
TÍTULO
Levantamento cadastral
FACHADAS SO E NE
maio / 2017

DESENHO
9/10

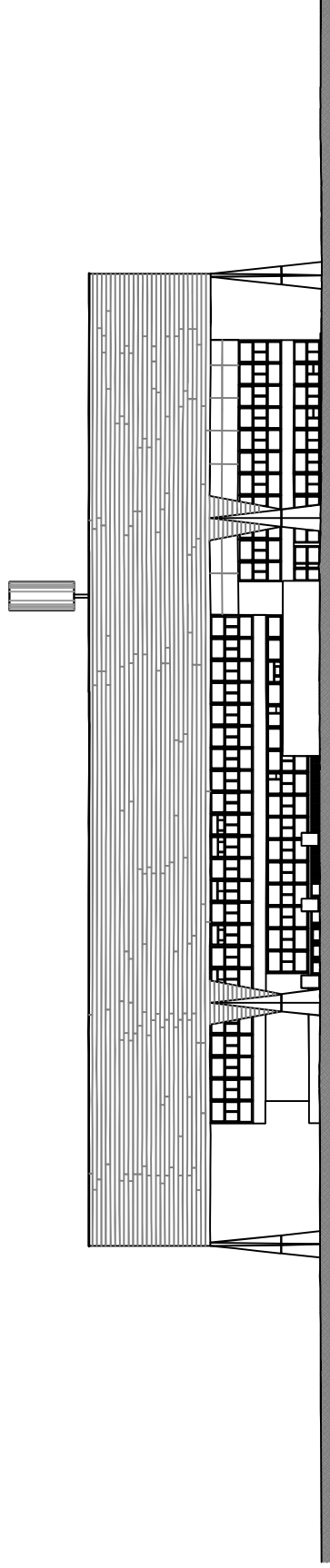
ESCALA



Northwest and Southeast Façades



ELEVAÇÃO 3 – FACHADA NOROESTE



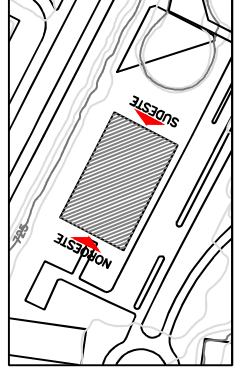
ELEVAÇÃO 4 – FACHADA SUDESTE

PLANO DE CONSERVAÇÃO
EDIFÍCIO VILANOVA ARTIGAS

TÍTULO
Levantamento cadastral
FACHADAS NO E SE
maio / 2017

DESENHO
10/10

ESCALA



IMPLANTAÇÃO E LOCALIZAÇÃO
ESCALA 1:5000