

EFEITOS DE DIAFRAGMA RÍGIDO NA ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS MODULARES EM AÇO

PAOLA GABRIELA RODRÍGUEZ DA SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTÉCNIA

Orientador: Professor José Miguel de Freitas Castro

Coorientador: Engenheiro Alberto Manuel
Guimarães Brochado Teixeira

Coorientadora: Doutora Rita Cláudia Jorge
Peres

JULHO DE 2025

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2024/2025

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2024/2025 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2025*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus pais,
cuja força e sacrifício trouxeram-me aqui

*“Bien vale la pena sufrir contratiempos y penalidades
[...] si al cabo de ello, un buen día nos sale un rasgo de nobleza humana
que nos restituya la fe que hayamos perdido”*
Rómulo Gallegos

AGRADECIMENTOS

No final de um percurso tão importante como este, deixo a minha profunda gratidão a todos os que contribuíram para este momento.

Ao Professor José Miguel Castro, expresso o meu mais sincero apreço e carinho, por ser uma presença fundamental nos últimos anos da minha formação. Para além do conhecimento técnico que me transmitiu, levo comigo algo ainda mais valioso: o seu exemplo, o seu apoio e as lições de vida que partilhou comigo ao longo deste percurso. Uma vez disse que a maior alegria de um professor é ver os seus alunos crescerem e voarem rumo à vida profissional, e posso garantir que, como aluna, também é uma enorme motivação encontrar um professor assim, que nos desafia, apoia e acompanha.

À Doutora Rita Peres, deixo um agradecimento muito especial, pois foi um apoio muito grande durante toda a dissertação. A sua paciência e presença constante, sobretudo nos momentos mais difíceis, fizeram toda a diferença e espero que este trabalho honre o apoio e a dedicação que me deu.

Ao Engenheiro Alberto Teixeira, agradeço por abrir as portas da *Struconcept*. Foi o primeiro a dar-me uma oportunidade, ainda num estágio de verão, e hoje acompanha o final deste ciclo com a sua orientação. Agradeço pelo conhecimento partilhado, pelas visitas que facilitaram o enquadramento prático da dissertação e pela boa disposição que tornou o processo mais leve.

Aos Engenheiros Eugénio Maia e Miguel Guimarães, agradeço a disponibilidade, o acolhimento e a partilha de conhecimento. À equipa da *Struconcept* e em especial ao Engenheiro Tiago Magalhães, que procurou sempre o tempo para ajudar e responder às minhas dúvidas.

Ao Engenheiro Nuno Neves, da empresa *dst group*, agradeço a oportunidade de visitar a fábrica, onde pude ver os módulos já produzidos, e de acompanhar a sua aplicação numa obra real construída com este sistema.

Aos colegas de curso e de dissertação João Bernardo e Francisco Alves, agradeço a amizade e o apoio ao longo deste percurso. Obrigada pelas tardes de muito trabalho, pelas risadas, e pelas cerejas de Resende que sabiam a descanso merecido.

Aos meus colegas e amigos João Pinto e Nuno Ribeiro, deixo um grande agradecimento por tudo o que partilhámos ao longo destes anos. Obrigada pelo apoio, pela paciência, pelas conversas, pelas gargalhadas e pela amizade, que tornaram este caminho mais leve, mesmo nos momentos mais exigentes.

À minha família e amigos, perto ou espalhados pelo mundo, agradeço por nunca deixarem de me enviar o seu carinho e palavras de apoio, mesmo à distância. À minha amiga Caribay Villegas, que a vida me deu como irmã de coração. Em cada conquista minha está também o seu apoio incondicional e a certeza de que nunca estou sozinha.

Por fim, aos meus pais, a quem não existem palavras suficientes para agradecer. Foram, são e serão sempre o meu pilar. Abdicaram de tanto para me permitir crescer, sonhar e estudar. Ensinarão-me o valor do trabalho e, tal como Santiago em *O Velho e o Mar*, são para mim um exemplo de perseverança perante a adversidade. Agradeço também as constantes reflexões ao longo do meu percurso académico. Uma das que mais guardo é sobre o papel da sorte e da atitude nas coisas que nos acontecem. E, embora reconheçamos, por vezes, o lugar da sorte, há uma passagem do mesmo livro que me lembra muito eles: a resposta do rapaz ao velho, quando este dizia “eu não tenho sorte, já não volto a ter sorte” e ele respondia: “para o diabo a sorte. Eu levo a sorte comigo”. É assim que aprendi a construir a minha sorte.

RESUMO

A construção modular em aço tem-se afirmado como uma solução construtiva eficiente e sustentável. No entanto, o seu comportamento estrutural em situação sísmica continua pouco explorado. Neste contexto, a presente dissertação centra-se em avaliar e comparar a resposta sísmica de edifícios modulares em aço com diferentes modelos de diafragma rígido em configurações estruturais de geometria diferentes.

Com este objetivo em mente, procura-se compreender de que forma distintas abordagens de modelação do diafragma afetam o comportamento global da estrutura, contribuindo simultaneamente para aumentar a segurança sísmica deste sistema construtivo. A ausência de regulamentação específica para este tipo de estruturas, aliada à descontinuidade entre módulos, que afasta o seu comportamento do típico modelo monolítico, reforça a necessidade de investigar o papel das ligações intermodulares e da rigidez do diafragma na distribuição dos esforços horizontais.

Para dar resposta a estas questões, a metodologia baseou-se em modelações numéricas realizadas na ferramenta de análise estrutural SAP2000, onde se analisaram diversas configurações em planta e em altura. Testaram-se várias formas de representar o diafragma rígido, nomeadamente mediante elementos de biela, elementos de casca e da ferramenta específica do programa para simular o efeito de diafragma rígido. Foram ainda avaliadas variantes com e sem diafragma em determinados pisos, o impacto da cobertura e a relevância das ligações entre módulos. As análises incluíram estudos modais, deslocamentos induzidos por ação sísmica e esforços ao nível da base.

Os resultados obtidos permitiram verificar que o recurso ao diafragma rígido do SAP2000 permite simular a transmissão dos esforços horizontais de forma eficaz, contribuindo para uma distribuição coerente ao longo da estrutura. Verificou-se que a aplicação do diafragma ao nível dos pisos é fundamental, sendo, no entanto, dispensável nos tetos dos módulos, com exceção da cobertura, cuja presença revelou-se determinante na limitação dos deslocamentos laterais.

Por fim, com base nas limitações identificadas durante o desenvolvimento do trabalho, são propostas várias linhas de investigação futura. Destaca-se a necessidade de recorrer a ferramentas de modelação que permitam a aplicação de cargas em superfícies sem rigidez associada, como o recurso “*cladding*” da ferramenta de análise estrutural *Robot Structural Analysis*, e o aperfeiçoamento da modelação das lajes com elementos de casca, evitando sobreposição com as vigas. Sugere-se ainda o estudo mais aprofundado das ligações, bem como a análise de estruturas com um número superior de pisos ou com geometrias irregulares. Finalmente, propõe-se a comparação de estruturas semelhantes localizadas em diferentes zonas sísmicas, de modo a avaliar o cumprimento dos requisitos do Eurocódigo 8, o que permitirá consolidar as conclusões obtidas e aproximar os modelos numéricos do comportamento real esperado.

PALAVRAS-CHAVE: Construção modular volumétrica, Diafragma rígido, Ligações intermodulares, Análise sísmica, Análise modal

ABSTRACT

Modular steel construction has established itself as an efficient and sustainable building solution. However, its structural behavior in seismic situations remains largely unexplored. In this context, this dissertation focuses on evaluating and comparing the seismic response of modular steel buildings with different rigid diaphragm models in structural configurations with different geometries.

With this objective in mind, we seek to understand how different diaphragm modeling approaches affect the overall behavior of the structure, while contributing to increasing the seismic safety of this construction system. The absence of specific regulations for this type of structure, combined with the discontinuity between modules, which distances their behavior from the typical monolithic model, reinforces the need to investigate the role of intermodular connections and diaphragm stiffness in the distribution of horizontal forces.

To address these issues, the methodology was based on numerical modeling performed in the SAP2000 structural analysis tool, where various configurations in plan and height were analyzed. Several ways of representing the rigid diaphragm were tested, namely using tie rod elements, shell elements, and the program's specific tool to simulate the rigid diaphragm effect. Variants with and without diaphragms on certain floors, the impact of the roof, and the relevance of the connections between modules were also evaluated. The analyses included modal studies, displacements induced by seismic action, and forces at the base of the structure.

The results obtained showed that the use of the SAP2000 rigid diaphragm allows the transmission of horizontal forces to be simulated effectively, contributing to a consistent distribution throughout the structure. It was found that the application of the diaphragm at floor level is essential, but unnecessary on module ceilings, with the exception of the roof, whose presence proved to be decisive in limiting lateral displacements.

Finally, based on the limitations identified during the development of the work, several lines of future research are proposed. Of particular note is the need to use modeling tools that allow the application of loads on surfaces without associated rigidity, such as the “cladding” feature of the Robot Structural Analysis tool, and the improvement of slab modeling with shell elements, avoiding overlap with beams. A more in-depth study of connections is also suggested, as well as the analysis of structures with a greater number of floors or with irregular geometries. Finally, we propose comparing similar structures located in different seismic zones in order to assess compliance with Eurocode 8 requirements, which will consolidate the conclusions obtained and bring the numerical models closer to the expected actual behavior.

KEYWORDS: Volumetric modular construction, Rigid diaphragm, Intermodular connections, Seismic analysis, Modal analysis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS.....	XV
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. ÂMBITO DA INVESTIGAÇÃO E OBJETIVOS	2
1.3. METODOLOGIA DA INVESTIGAÇÃO.....	3
1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO	3
2. BASES DA CONSTRUÇÃO MODULAR	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. CONSTRUÇÃO MODULAR EM AÇO: PRINCÍPIOS E ENQUADRAMENTO	5
2.2.1. DEFINIÇÃO DA CONSTRUÇÃO MODULAR	5
2.2.2. CONSTRUÇÃO MODULAR FACE À TRADICIONAL: VANTAGENS E DESAFIOS	7
2.2.3. EXEMPLOS DE APLICAÇÕES REAIS	8
2.3. ELEMENTOS DA CONSTRUÇÃO MODULAR: CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL.....	9
2.3.1. MATERIAIS GERALMENTE UTILIZADOS E ESCOLHA DO AÇO	9
2.3.2. CLASSIFICAÇÕES DOS MÓDULOS DE AÇO	11
2.4. A RELEVÂNCIA DAS LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS MODULARES: MODELAÇÃO E COMPORTAMENTO DO DIAFRAGMA.....	12
2.4.1. IMPORTÂNCIA DAS LIGAÇÕES.....	12
2.4.2. TIPOS DE LIGAÇÕES	12
2.4.3. TIPOS DE LIGAÇÕES INTERMODULARES	13
2.4.4. MODELAÇÃO DE LIGAÇÕES INTERMODULARES	16
2.4.5. IMPLICAÇÕES ESTRUTURAIS DA DESCONTINUIDADE MODULAR	18
2.4.6. CONCEITO DE RIGIDEZ DO DIAFRAGMA (DIAFRAGMA RÍGIDO VS FLEXÍVEIS)	18
2.5. SÍNTESE DO CAPÍTULO	19
3. MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS MODULARES EM AÇO ... 21	

3.1. INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO	21
3.1.1. DESCRIÇÃO GERAL DAS ESTRUTURAS.....	21
3.1.2. NOTA SOBRE O DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	23
3.2. MODELAÇÃO DAS ESTRUTURAS NO SAP2000	23
3.2.1. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO DAS LIGAÇÕES INTER E INTRAMODULARES.....	23
3.2.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS, MATERIAIS E CONDIÇÕES DE APOIO	24
3.2.3. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE CARGA E COMBINAÇÕES DE AÇÕES	29
3.3. MODELAÇÃO DOS DIAFRAGMAS	33
3.3.1. MODELAÇÃO DOS DIAFRAGMAS	33
3.4. SÍNTESE DO CAPÍTULO	35
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	37
4.1. INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO	37
4.2. ESTRUTURA 2X4.....	37
4.2.1. COMPARAÇÃO DE PERÍODOS DE VIBRAÇÃO E DA PARTICIPAÇÃO MODAL DE MASSA	38
4.2.2. COMPARAÇÃO DE DESLOCAMENTOS.....	40
4.3. ESTRUTURA 2X20	44
4.3.1. IMPORTÂNCIA DO CONTRAVENTAMENTO	45
4.3.2. LIGAÇÕES RÍGIDAS NA ESTRUTURA 2X20	46
4.3.3. VALIDAÇÃO DA ESCOLHA DO MODELO 3 COM BASE NO CORTE BASAL.....	55
4.3.4. LIGAÇÕES NORMAIS VS LIGAÇÕES RÍGIDAS	57
4.4. ESTRUTURA 3X20	60
4.4.1. COMPARAÇÃO DE PERÍODOS DE VIBRAÇÃO E DA PARTICIPAÇÃO MODAL DE MASSA	60
4.4.2. COMPARAÇÃO DE DESLOCAMENTOS.....	61
4.5. SÍNTESE DO CAPÍTULO	63
5. CONCLUSÕES	65
5.1. INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO	65
5.2. SÍNTESE DE RESULTADOS E CONCLUSÕES.....	66
5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	67
5.4. REFLEXÃO PESSOAL SOBRE O PROCESSO DE INVESTIGAÇÃO.....	67
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
6. ANEXOS	71
A1.....	73

A2.....	77
A3.....	91
A4.....	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Representação esquemática de dois módulos com suporte em pilar (Lacey et al., 2018)	6
Figura 2 - Instalação de módulos na construção da Croydon Tower (Thai et al., 2020)	8
Figura 3 - B2 Tower: a) Aspecto final e b) Módulos utilizados na sua construção (Thai et al., 2020)	9
Figura 4 – Construção modular em betão: montagem dos módulos (DDN Gestão de Projetos, s.d) ..	10
Figura 5 - Construção modular em madeira: estrutura, paredes e acabamentos (Moreira, 2021)	10
Figura 6 – Construção modular em aço: módulo (PF Modular, 2021)	11
Figura 7 - Tipos de módulos de aço: a) Módulo com paredes estruturais;) Módulo com estrutura de apoio nos cantos (Thai et al., 2020)	12
Figura 8 – Exemplos dos três tipos de ligação em estruturas modulares (Rajanayagam et al., 2021)	13
Figura 9 - Exemplo de ligação intermodular com dispositivos de bloqueio (Corfar and Tsavdaridis, 2022)	14
Figura 10 - Exemplo de ligação intermodular com união por pós-tensionamento (Corfar and Tsavdaridis, 2022)	14
Figura 11 -Exemplo de ligação intermodular aparafusada do tipo tiplar-a-pilar (Corfar and Tsavdaridis, 2022)	15
Figura 12 – Exemplo de ligação intermodular aparafusada do tipo viga-viga (Corfar and Tsavdaridis, 2022)	15
Figura 13 -Exemplo de ligação intermodular aparafusa do tipo “ <i>fitting-to-fitting</i> ” (Corfar and Tsavdaridis, 2022)	15
Figura 14 - Vista explodida de uma ligação intermodular, com a identificação dos seus mecanismos essenciais (Chua et al., 2020)	16
Figura 15 - Representação e modelação simplificada de uma ligação intermodular: a) Vista real da ligação; b) Vista esquemática do modelo simplificado; c) Modelação com apoios verticais articulados e horizontais rígidos; d) Modelação com apoios verticais e horizontais articulados (Chua et al., 2020)	17
Figura 16 – Edifícios modulares modelados no SAP2000: a) <i>Estrutura 2x4</i> ; b) <i>Estrutura 2x20</i> ; c) <i>Estrutura 3x20</i>	22
Figura 17 - Detalhe da modelação de uma ligação intermodular no SAP2000	24
Figura 18 - Detalhe da modelação de uma ligação intramodular no SAP2000	24
Figura 19 - Módulo estrutural e suas dimensões: a) Configuração tridimensional do módulo; b) Eixos de cada secção de pilar e viga, importantes para a definição geométrica no SAP2000	24
Figura 20 - Plantas das configurações estruturais a considerar: a) Planta da <i>Estrutura 2x4</i> ; b) Planta da <i>Estrutura 2x20</i> e <i>Estrutura 3x20</i>	25
Figura 21 - Representação dos eixos locais 2 e 3 utilizados na configuração de articulação dos pilares	28

Figura 22 – Representação da libertação de momentos nas bielas usadas no Modelo 1	28
Figura 23 - <i>Estrutura 2x4</i> : a) Vista no plano XZ; b) Vista no plano YZ	28
Figura 24 - Exemplo ilustrativo do comportamento unidirecional da laje	29
Figura 25 – <i>Estrutura 2x4</i> Modelo 1: a) Modelo 1.1; b) Modelo 1.2	34
Figura 26 - <i>Estrutura 2x4</i> Modelo 2: a) Modelo 2.1; b) Modelo 2.2	34
Figura 27 - <i>Estrutura 2x4</i> Modelo 3: a) Modelo 3.1; b) Modelo 3.2	35
Figura 28 - Modos de vibração do Modelo 1.1: a) Modo 1; b) Modo 2; c) Modo 3	39
Figura 29 - Comparação do primeiro modo de vibração para: a) Modelo 1.1 - bielas apenas no piso; b) Modelo 1.2 bielas no piso e teto.	39
Figura 30 - Primeiro modo de vibração para o Modelo 0 na direção Y	40
Figura 31 – Localização dos pilares analisados na planta da estrutura	41
Figura 32 - Deslocamentos do pilar central da <i>Estrutura 2x4</i> para o caso de carga sísmica: a) Direção X; b) Direção Y	41
Figura 33 - Deslocamentos do pilar de esquina da <i>Estrutura 2x4</i> para o caso de carga sísmica: a) Direção X; b) Direção Y	42
Figura 34 – Planta do piso dos módulos superiores sob ação sísmica: a) Modelo 1.1; b) Modelo 1.2	43
Figura 35 - Vista da planta de um módulo: a) Representação real das vigas; b) Representação da casca que simula a laje; c) Área de sobreposição à vermelho entre vigas e laje	44
Figura 36 – Identificação dos contraventamentos na estrutura: a) Vista em planta XY, assinalando a localização dos contraventamentos; b) Vista lateral ZY	45
Figura 37 - Comparação do segundo modo de vibração do modelo 3.2: a) Estrutura sem contraventamentos; b) Estrutura com contraventamentos	45
Figura 38 - Primeiro modo de vibração da <i>Estrutura 2x20</i> : a) Modelo 0; b) Modelo 3.2	48
Figura 39 – Segundo modo de vibração da <i>Estrutura 2x20</i> : a) Modelo 1.2; b) Modelo 3.2	48
Figura 40 - Identificação dos pilares analisados no modelo alongado	49
Figura 41 - Comparação dos deslocamentos em planta sob ação sísmica: a) Modelo 0; b) Modelo 3.2	50
Figura 42 – Deslocamentos do pilar central da <i>Estrutura 2x20</i> para o caso de carga sísmica: a) Direção X; b) Direção Y	50
Figura 43 - Deslocamentos do pilar da esquina da <i>Estrutura 2x20</i> para o caso de carga sísmica: a) Direção X; b) Direção Y	51
Figura 44 – Planta da <i>Estrutura 2x20</i> com os esforços resultantes da ação sísmica, na base e em cada nó, na direção Y	56
Figura 45 – Esforço transversal total por pórtico nos três modelos a estudar	56

Figura 46 – Esforço transversal total nos pórticos sem contraventamentos nos três modelos a estudar	57
Figura 47 – Deslocamentos registados no pilar da zona central da <i>Estrutura 2x20</i> sob ação sísmica, nos modelos com ligações normais e rígidas.	58
Figura 48 – Deslocamentos registados no pilar da esquina da <i>Estrutura 2x20</i> sob ação sísmica, nos modelos com ligações normais e rígidas.	59
Figura 49 – Segundo modo de vibração da <i>Estrutura 3x20</i> : a) Modelo 3.1; b) Modelo 3.2	61
Figura 50 - Deslocamentos na direção Y da <i>Estrutura 2x20</i> e <i>Estrutura 3x20</i> sob a ação sísmica: a) Pilar central; b) Pilar de esquina	62
Figura 51 – Deslocamentos na direção Y dos três modelos em estudo da <i>Estrutura 3x20</i> sob ação sísmica: a) Pilar central; b) Pilar de esquina	62

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo das configurações estruturais e modelos de análise	22
Tabela 2 - Dimensões genéricas do módulo.....	25
Tabela 3 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para o aço S355	25
Tabela 4 - Propriedades mecânicas do aço estrutural S355	26
Tabela 5 - Propriedades mecânicas da madeira CLT adotadas no modelo com casca	26
Tabela 6 - Características das secções dos elementos estruturais.....	27
Tabela 7 - Resumo das cargas permanentes nas vigas do piso devido ao peso da laje e revestimentos	30
Tabela 8 - Resumo das cargas permanentes nas vigas do teto devido ao peso da laje e revestimentos	30
Tabela 9 – Resumo da carga linear permanente aplicada nas vigas da fachada	30
Tabela 10 - Resumo das cargas variáveis aplicadas nas vigas do piso.....	31
Tabela 11 - Casos de carga considerados na modelação no SAP2000	32
Tabela 12 - Períodos de vibração por modelo para a Estrutura 2x4	38
Tabela 13 - Percentagens acumuladas de participação modal até o modo 3 por modelo, para a Estrutura 2x4.....	38
Tabela 14 - Deslocamentos no ponto da cobertura do pilar central da Estrutura 2x4 para os diferentes modelos	42
Tabela 15 - Deslocamentos no ponto da cobertura do pilar da esquina da Estrutura 2x4 para os diferentes modelos	43
Tabela 16 - Períodos de vibração do Modelo 3.2 da Estrutura 2x20 com contraventamentos	46
Tabela 17 - Períodos de vibração do Modelo 3.2 da Estrutura 2x20 sem contraventamentos	46
Tabela 18 - Percentagens acumuladas de participação da massa modal até ao modo 3, dos modelos com e sem contraventamento, da Estrutura 2x20	46
Tabela 19 – Períodos de vibração do modelo 0 da Estrutura 2x20.....	47
Tabela 20 – Períodos de vibração por modelo da Estrutura 2x20.....	47
Tabela 21 – Percentagens acumuladas de participação da massa modal até ao modo 3, por modelo, da Estrutura 2x20	47
Tabela 22 - Deslocamentos no ponto da cobertura do pilar central da Estrutura 2x20 para os diferentes modelos	51
Tabela 23 - Deslocamentos do ponto de cobertura do pilar da esquina da Estrutura 2x20 para os diferentes modelos	52

Tabela 24 – Diferença nos deslocamentos dos dois pilares nos pontos ao nível da cobertura da <i>Estrutura 2x20</i> na direção X	52
Tabela 25 – Diferença nos deslocamentos dos dois pilares nos pontos ao nível da cobertura da <i>Estrutura 2x20</i> na direção Y	53
Tabela 26 – Comparação entre deslocamentos medidos ao nível da cobertura do pilar central da <i>Estrutura 2x20</i> , na direção Y.	54
Tabela 27 – Comparação entre deslocamentos medidos ao nível da cobertura do pilar de esquina da <i>Estrutura 2x20</i> , na direção Y.	54
Tabela 28 – Períodos de vibração da <i>Estrutura 2x20</i> para os modelos com ligação normal e rígida..	58
Tabela 29 – Percentagens acumuladas de participação da massa modal até ao modo 3, para os modelos com ligação normal e rígida, da <i>Estrutura 2x20</i>	58
Tabela 30 – Diferença nos deslocamentos dos dois pilares nos pontos da cobertura da <i>Estrutura 2x20</i> , nas direções X e Y.....	59
Tabela 31 – Percentagens acumuladas de participação modal até ao modo 3, das variantes do Modelo 3, da <i>Estrutura 3x20</i>	60
Tabela 32 – Períodos de vibração da <i>Estrutura 3x20</i> para as variantes do Modelo 3	61
Tabela 33 – Diferença nos deslocamentos dos dois pilares nos pontos da cobertura entre variantes de cada modelo da <i>Estrutura 3x20</i> , na direção Y	63

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Nos últimos anos, a necessidade de otimizar os processos construtivos tem levado ao desenvolvimento de soluções mais rápidas e eficazes. A construção modular surge como uma resposta a essa procura e constitui uma alternativa viável à construção tradicional. Neste contexto, Corfar e Tsavdaridis (2022) destacam que os Sistemas Modulares de Construção representam uma abordagem de Método Moderno de Construção que integra princípios de produção e construção fora do local, permitindo a entrega de módulos estruturais totalmente acabados e prontos para instalação.

No entanto, embora considerada recente, a construção modular tem origens que remontam ao período colonial americano. O artigo *The (Surprisingly Long) History of Modular Construction*, publicado pelo Modular Building Institute (2021), relata um dos primeiros casos documentados: um pescador inglês que, ao emigrar para a América no período colonial, optou por transportar uma casa desmontada por barco desde a Inglaterra, utilizando técnicas construtivas inglesas confiáveis.

O conceito evoluiu ao longo do tempo, e, durante a Corrida do Ouro na Califórnia, a construção modular ganhou popularidade devido à necessidade urgente de habitação, expandindo-se desde então de habitações individuais para projetos comerciais em grande escala. Estes desafios, como o acolhimento de novas populações e o crescimento populacional continuam a persistir, tornando a construção modular uma solução viável devido às suas vantagens, entre as quais se destaca a aceleração do processo construtivo, que, como aponta Nick Bertram et al. (2019), ocorre porque uma parte significativa do processo é realizada fora do local de construção, garantindo não apenas maior rapidez, mas também um controlo de qualidade mais rigoroso.

Contudo, a construção modular também apresenta desafios técnicos e económicos, sendo que a eficiência deste método depende de vários fatores. Segundo Musa et al. (2016) para que seja económica, é essencial garantir a repetibilidade das unidades e a seleção cuidadosa dos materiais. Além disso, a ausência de diretrizes bem estabelecidas para a conceção e construção dessas estruturas, aliada à descontinuidade dos sistemas estruturais e à falta de ligações mecânicas eficientes, compromete a resistência às cargas laterais, representando um dos principais desafios deste método construtivo. Neste sentido, Srisangeerthan et al. (2018), alertam que a presença de sistemas descontínuos pode aumentar a flexibilidade global do edifício, impactando a distribuição das cargas laterais, o que pode resultar em projetos ineficientes.

Esta problemática assume especial relevância em países com alta sismicidade, onde o dimensionamento sísmico deve ser uma prioridade no projeto de edifícios modulares. Nestes contextos, a modelação adequada do diafragma e a garantia da continuidade e do bom desempenho das ligações intermodulares tornam-se essenciais, uma vez que estas influenciam significativamente a resposta global da estrutura às ações sísmicas.

1.2. ÂMBITO DA INVESTIGAÇÃO E OBJETIVOS

Tendo em consideração os desafios da construção modular, particularmente no que diz respeito à transmissão eficiente de ações horizontais para os elementos resistentes verticais, o presente estudo pretende avaliar e comparar a resposta sísmica de edifícios modulares em aço, com diferentes configurações estruturais em planta e em altura, usando várias técnicas de modelação de diafragma rígido.

Na construção modular volumétrica, cada módulo possui o seu próprio piso, o que significa que não existe um único piso contínuo a ligar todos os módulos. Esta descontinuidade contrasta com o que se observa na construção tradicional, onde os pisos são contínuos e garantem uma ligação estrutural eficaz entre os vários elementos do edifício.

De facto, conforme sublinha Srisangeerthan et al. (2018), em edifícios convencionais, os diafragmas são frequentemente idealizados como sistemas rígidos e contínuos. Contudo, na construção modular, as descontinuidades inerentes à sua conceção tendem a reduzir a rigidez do diafragma. Esta redução afeta a distribuição das cargas laterais e pode agravar os deslocamentos dos elementos estruturais, com potenciais implicações na integridade estrutural do edifício.

Neste contexto, e para abordar o tema proposto, definem-se os seguintes objetivos específicos:

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre os princípios da construção modular, com foco no comportamento estrutural de edifícios modulares em aço, o funcionamento do diafragma rígido e o papel das ligações intermodulares na resposta sísmica.
- Implementar modelos numéricos no programa de análise estrutural SAP2000 de edifícios modulares em aço com diferentes configurações estruturais, explorando técnicas de modelação de diafragmas rígidos e representações simplificadas das ligações intermodulares, para comparar o seu efeito na resposta da estrutura.
- Avaliar a resposta dinâmica dos modelos mediante uma análise modal, identificando os períodos e modos de vibração, bem como deslocamentos máximos e relativos e forças de corte basal da estrutura sob ação sísmica.
- Analisar a influência das diferentes modelações dos diafragmas na resposta sísmica, quantificando o impacto na distribuição das ações laterais entre os elementos resistentes verticais e nos deslocamentos da estrutura.
- Formular recomendações de projeto para otimizar o comportamento sísmico de edifícios modulares em aço, orientando a escolha da modelação de diafragma rígido mais adequada.

Assim, a presente investigação assume particular relevância e resulta da crescente necessidade de soluções construtivas que conciliem a eficiência e segurança estrutural. A análise comparativa da resposta sísmica de edifícios modulares com diferentes modelações de diafragma, considerando a influência das ligações intermodulares, visa contribuir para o desenvolvimento de práticas de projeto mais eficazes. Espera-se que os resultados obtidos permitam a modelação adequada destas estruturas, em particular dos seus diafragmas, de forma a garantir a sua estabilidade global, e promovendo uma utilização mais segura e eficiente da construção modular.

1.3. METODOLOGIA DA INVESTIGAÇÃO

A fim de compreender o impacto da modelação do diafragma no comportamento sísmico de edifícios modulares, optou-se por uma estratégia que combina o estudo de caso e a modelação numérica como principal ferramenta de análise.

Em primeiro lugar, o estudo de caso permite avaliar como diferentes modelações do diafragma influenciam o comportamento sísmico em configurações geométricas específicas, representando situações realistas e possibilitando o controlo de variáveis relevantes.

Por outro lado, a modelação numérica, realizada na ferramenta de análise estrutural SAP2000, possibilita a simulação detalhada da resposta sísmica, permitindo a análise de deslocamentos, esforços e modos de vibração, sem os custos e limitações associados aos métodos experimentais.

Esta metodologia integrada permite, assim, extrair conclusões e formular recomendações práticas que contribuam para o projeto mais eficaz de edifícios modulares, em particular no que respeita à modelação do diafragma e à sua materialização.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos, estruturados de modo a apresentar progressivamente o desenvolvimento da investigação, desde o enquadramento teórico até à análise dos resultados e às conclusões.

No Capítulo 1, é introduzido o contexto da investigação, abordando de forma sucinta a construção modular em aço, as motivações do estudo e os objetivos definidos. Além disso, apresenta-se a metodologia adotada, bem como uma visão geral dos conteúdos abordados ao longo do trabalho.

O Capítulo 2 dedica-se ao enquadramento teórico, onde se reúne e analisa o conhecimento existente sobre a construção modular em aço, estabelecendo comparações com a construção tradicional. Este capítulo enfatiza o comportamento dos diafragmas na transmissão das ações horizontais e destaca a importância das ligações intermodulares. Constitui a resposta ao primeiro objetivo da dissertação, que consiste numa revisão bibliográfica que fundamenta o estudo e sustenta o desenvolvimento do caso de estudo subsequente.

No Capítulo 3, o foco recai sobre a modelação dos casos de estudo. Descreve-se detalhadamente o processo de modelação, a classificação das estruturas e as subdivisões necessárias para representar adequadamente o comportamento do diafragma rígido. São ainda apresentados os casos de carga considerados, de modo a preparar a análise estrutural com a ferramenta SAP2000. Este capítulo corresponde ao desenvolvimento dos modelos numéricos essenciais para a investigação.

O Capítulo 4 apresenta e discute os resultados obtidos. São introduzidas as estruturas analisadas, justificada a sua seleção, e expostos os resultados da análise modal e da aplicação da ação sísmica, em termos de deslocamentos e esforços. Este capítulo responde ao objetivo de validar os modelos, avaliar a resposta dinâmica e estudar a influência das diferentes modelações do diafragma, evidenciando o impacto das decisões adotadas ao longo da modelação.

Por fim, o Capítulo 5 reúne as conclusões, onde são sintetizados os principais resultados do trabalho e verificado o cumprimento dos objetivos inicialmente propostos. Apresentam-se também recomendações para trabalhos futuros e considerações finais que possam orientar a continuação da investigação nesta área.

2

BASES DA CONSTRUÇÃO MODULAR

2.1. INTRODUÇÃO

Dando seguimento à apresentação da metodologia e das limitações do estudo delineadas no capítulo anterior, o presente capítulo visa cumprir o primeiro objetivo desta dissertação: a realização de uma revisão bibliográfica sobre os princípios da construção modular.

Nesta secção, explora-se o contexto da investigação, visando compreender a natureza da construção modular e a sua distinção face a outros métodos construtivos, tanto modernos quanto tradicionais. Serão analisados os desenvolvimentos significativos nesta área, com particular ênfase na importância dos seus distintos elementos estruturais. O objetivo deste capítulo é estabelecer as bases teóricas necessárias para a compreensão do estudo de caso que se seguirá, fornecendo a informação fundamental para abordar a análise específica da influência da modelação do diafragma na resposta sísmica de edifícios modulares em aço.

2.2. CONSTRUÇÃO MODULAR EM AÇO: PRINCÍPIOS E ENQUADRAMENTO

2.2.1. DEFINIÇÃO DA CONSTRUÇÃO MODULAR

A construção modular integra o conceito mais amplo da construção industrializada, que, tal como referido na introdução, surge como uma alternativa à construção tradicional. Apostando na aplicação de novas tecnologias e métodos produtivos com o objetivo de melhorar a eficiência, a qualidade e a sustentabilidade dos processos construtivos.

Ao longo da pesquisa realizada para compreender melhor o conceito de construção modular, verificou-se uma ambiguidade frequente na forma como o termo é utilizado na literatura e em fontes não académicas. Muitas vezes, a designação "construção modular" é usada para descrever um sistema baseado em módulos tridimensionais, geralmente formados por quatro pilares e oito vigas, construídos em ambiente fabril e posteriormente transportados para o local da obra. Esta definição encontra suporte no artigo de Qi et al. (2021) onde se afirma que a construção modular se refere ao processo de conceção e fabrico de unidades tridimensionais em ambiente controlado fora do local de construção, as quais são depois transportadas e montadas no terreno. A Figura 1 serve de exemplo para perceber estas unidades tridimensionais.

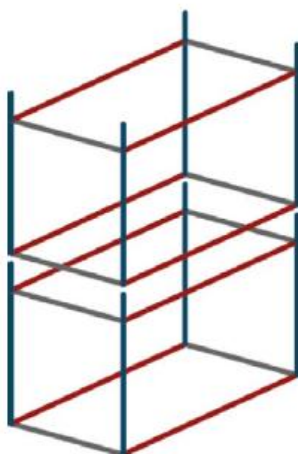


Figura 1 - Representação esquemática de dois módulos com suporte em pilar (Lacey et al., 2018)

Ainda segundo o mesmo autor, a pré-fabricação consiste na produção de componentes de uma estrutura em ambiente fabril, os quais podem ser transportados como elementos completos ou semicompletos para posterior montagem em obra. Esta definição levanta uma questão importante quanto aos limites entre os dois conceitos, porque a construção modular, tal como descrita por Nadeem et al. (2021) admite que os módulos possam ser parcial ou totalmente construídos em ambiente fabril.

Neste sentido, quando os elementos constituintes desses módulos, como vigas, paredes, ou pilares, são produzidos em fábrica, mas a sua montagem final ocorre no local da obra ou alternativamente, ainda dentro do ambiente fabril, verifica-se uma aproximação significativa ao conceito de construção pré-fabricada. Esta sobreposição de definições evidencia a necessidade de critérios mais rigorosos que permitam distinguir claramente entre ambas as abordagens. Entre os elementos diferenciadores mais relevantes, destaca-se o uso do termo “volumétrico”, o qual introduz uma dimensão essencial na caracterização da construção modular.

Esta distinção conceptual nem sempre é clara, como ilustrado pelo conteúdo do site da empresa PF Modular (2021), onde se reconhece que o termo “construção modular” é frequentemente usado de forma genérica para descrever qualquer estrutura composta por unidades ou secções padronizadas, independentemente da volumetria. Nesse mesmo sítio web, é salientado que, devido à amplitude da definição, a classificação atual mais precisa usada em documentos oficiais é a de “Estruturas Modulares Volumétricas”, incluídas na Categoria 1 dos Métodos Modernos de Construção (*MMC – Modern Methods of Construction*).

Para melhor compreender esta categorização, o Royal Institute of British Architects (2021), destaca que o Ministério da Habitação, Comunidades e Governo Local do Reino Unido, através do seu Grupo de Trabalho Conjunto da Indústria sobre MMC, identificou sete categorias de MMC, sendo as três primeiras particularmente relevantes para o presente estudo.

Segundo esta categorização, a Categoria 1, já anteriormente mencionada, corresponde à pré-fabricação de sistemas estruturais primários em 3D. Esta categoria inclui abordagens sistematizadas baseadas em construção volumétrica, envolvendo a produção de unidades tridimensionais em ambiente fabril controlado, prontas para instalação final no local da obra. As unidades podem apresentar diferentes níveis de acabamentos, desde a estrutura básica até soluções completas com todos os revestimentos, infraestruturas e equipamentos técnicos já instalados.

Por outro lado, a Categoria 2, designada pré-fabricação de sistemas estruturais primário em 2D, inclui abordagens sistematizadas baseadas em painéis planos, usados na construção de pisos, paredes e coberturas. Estes painéis, geralmente produzidos em fábrica, são posteriormente montados no estaleiro, dando origem a uma estrutura tridimensional final.

A Categoria 3, por sua vez, refere-se à pré-fabricação de componentes estruturais não sistematizados, como vigas, pilares, lajes, paredes ou núcleos estruturais. Ao contrário das categorias anteriores, os elementos desta categoria não integram um sistema construtivo modular completo e não são concebidos com base num desenho sistematizado.

Ao longo da pesquisa efetuada, foi possível verificar que a utilização do termo “construção modular” em fontes técnicas e não técnicas, nem sempre envia diretamente para os sistemas que correspondem à Categoria 1, baseados em unidades volumétricas. Em muitos casos, a designação é aplicada a soluções construtivas que, na prática, se enquadram melhor nas categorias 2 ou 3, o que contribui para o alargamento indevido do conceito e compromete a sua precisão técnica. Esta constatação reforça a importância de uma definição mais restrita e fundamentada, que permita delimitar com clareza o que se entende por construção modular.

2.2.2. CONSTRUÇÃO MODULAR FACE À TRADICIONAL: VANTAGENS E DESAFIOS

Compreendida esta distinção entre a construção modular e a pré-fabricação, importa agora explorar de que forma a construção modular difere da construção tradicional, tanto nos seus princípios como nos impactos ao nível do projeto e da execução.

Subramanya et al. (2020), num estudo comparativo entre construção modular e construção tradicional, realçaram o papel determinante da experiência prévia na escolha entre os dois métodos. O estudo destaca que uma das principais vantagens da construção modular reside na redução do tempo de execução, uma vez que, em ambiente fabril, é possível realizar simultaneamente diversas atividades construtivas. A redução de custos é também apontada como um benefício relevante, podendo resultar de vários fatores, como a diminuição do transporte de materiais para o estaleiro, a instalação eficiente dos componentes pré-fabricados e a gestão otimizada dos recursos em ambiente controlado.

Além disso, este tipo de construção apresenta-se como uma alternativa mais segura e sustentável face à construção tradicional. A menor presença de trabalhadores no estaleiro e o ambiente controlado da fábrica contribuem para a redução de acidentes e paralelamente, a possibilidade de reutilização e reciclagem dos componentes promove uma menor pegada ambiental.

Apesar das vantagens identificadas, existem várias limitações. O mesmo estudo assinala que os processos de conceção e planificação em fábrica são, geralmente, mais complexos e exigem um elevado grau de coordenação. O transporte dos módulos é outro desafio significativo: quando as dimensões dos elementos excedem os padrões habituais, surgem atrasos, custos adicionais e maiores exigências logísticas. Acresce que, em muitos contextos, a construção modular continua pouco conhecida, carecendo ainda de normalização técnica e de uma base científica consolidada.

Outro fator crítico está relacionado com a perceção pública e até mesmo de alguns especialistas da área da construção relativamente à construção modular. Segundo Rahman (2014), no artigo *Barriers of Implementing Modern Methods of Construction*, é frequente associar-se a leveza dos componentes e módulos utilizados nos métodos modernos de construção a uma suposta baixa qualidade, menor durabilidade e à necessidade de futuras intervenções de reabilitação. Esta perceção negativa compromete o interesse de potenciais clientes, sobretudo em contextos onde o imóvel é encarado como um investimento de longo prazo.

Estas limitações acabam por ter impacto nos custos do processo, que podem tornar-se elevados devido à complexidade técnica, à necessidade de profissionais especializados e à exigente componente de planeamento e investigação. Torna-se, por isso, fundamental que os profissionais do setor contribuam ativamente para a superação destes obstáculos, promovendo a confiança no sistema e assegurando que a construção modular seja aplicada de forma mais eficaz e com maior regularidade, sempre que se revele a solução mais adequada.

2.2.3. EXEMPLOS DE APLICAÇÕES REAIS

Após a análise das vantagens e desafios da construção modular, é importante explorar exemplos práticos que mostrem a aplicação deste método construtivo. Estes casos permitem não só compreender a evolução da sua implementação ao longo dos últimos anos, como também oferecer uma perspetiva mais concreta do seu potencial e limitações.

De acordo com Musa et al. (2016), as aplicações da construção modular são bastante diversificadas e equiparáveis às da construção tradicional. Esta metodologia tem sido adotada em edifícios com diferentes tipologias e escalas, desde estruturas de um único piso até edifícios de grande altura. A sua utilização estende-se a diferentes setores, nomeadamente a habitação, a educação como escolas e instituições de ensino, os serviços administrativos e de escritório, os cuidados de saúde, incluindo hospitais e clínicas, bem como o setor comercial.

Diversos exemplos relevantes de construção modular são apresentados por autores como Thai et al. (2020), sendo um dos mais emblemáticos o *Croydon Tower*, em Londres. À data da sua conclusão, este edifício era considerado o mais alto do mundo construído recorrendo a módulos volumétricos pré-fabricados, segundo o método *Prefabricated Prefinished Volumetric Construction* (PPVC). A Figura 2 ilustra o processo construtivo desta torre. Composto por 44 pisos, o projeto evidenciou diversas vantagens relativamente à construção tradicional, nomeadamente uma redução de 30% no tempo de execução e uma diminuição de 80% na quantidade de resíduos produzidos.



Figura 2 - Instalação de módulos na construção da Croydon Tower (Thai et al., 2020)

Outro exemplo significativo é a *B2 Tower*, situada em Nova Iorque. Composta por 363 apartamentos, distribuídos por 32 pisos, a *B2 Tower* também se destacou no campo da construção modular. À data da sua conclusão, em 2016, foi considerada a mais alta construção modular volumétrica do mundo, sendo os módulos utilizados fabricados em aço. O aspeto final da obra e os seus módulos individuais são ilustrados na Figura 3. No entanto, o projeto enfrentou atrasos significativos por cerca de quatro anos devido a um litígio entre o promotor e o seu parceiro.

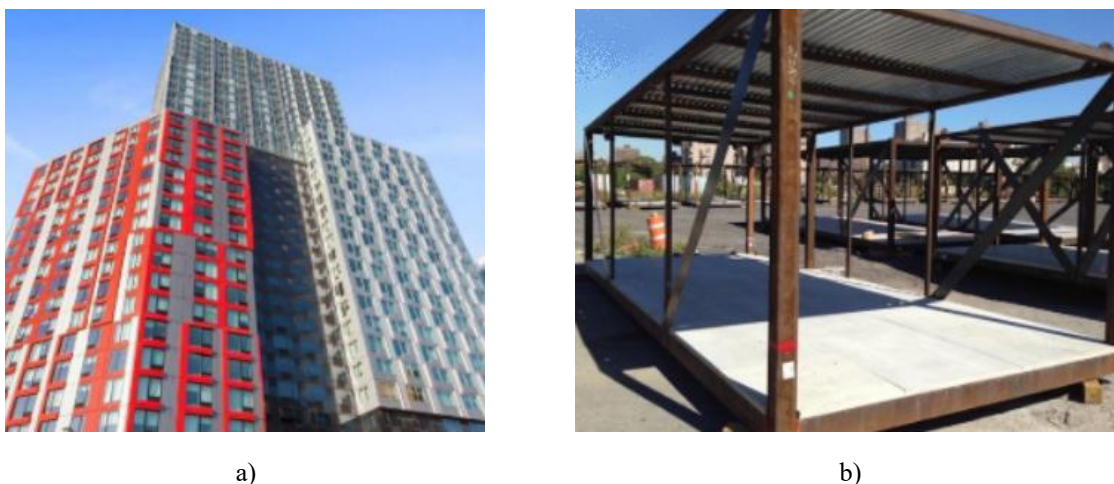


Figura 3 - B2 Tower: a) Aspeto final e b) Módulos utilizados na sua construção (Thai et al., 2020)

Estes exemplos ilustram o potencial da construção modular para responder a diferentes exigências sobretudo em termos de tempo e sustentabilidade. No entanto, também demonstram que a aplicação deste método construtivo requer um elevado grau de planeamento, coordenação e controlo técnico e reforça a necessidade de continuar a estudar, testar e regulamentar esta abordagem.

2.3. ELEMENTOS DA CONSTRUÇÃO MODULAR: CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL

2.3.1. MATERIAIS GERALMENTE UTILIZADOS E ESCOLHA DO AÇO

Após a caracterização geral da construção modular e da sua comparação com outros métodos construtivos, importa agora analisar os materiais normalmente utilizados na constituição dos módulos. A escolha do material está relacionada com os princípios-base da construção modular: leveza, facilidade de transporte, rapidez de montagem e manipulação simples em obra, de modo a garantir a eficiência do processo construtivo.

De acordo com Lim et al. (2022), entre as soluções construtivas existentes, o recurso ao betão tem mostrado resultados positivos, proporcionando um bom desempenho em termos de custo, qualidade e tempo de execução, superando, em alguns casos, as soluções tradicionais e pré-fabricadas. A montagem de módulos em betão para a construção de um edifício modular é ilustrada na Figura 4.



Figura 4 – Construção modular em betão: montagem dos módulos (DDN Gestão de Projetos, s.d)

A madeira, por sua vez, tem sido considerada principalmente em projetos modulares porque permite reduzir o impacto ambiental. Paralelamente, a sua leveza, combinada com a possibilidade de integrar diferentes soluções estruturais, pode traduzir-se numa resposta eficaz. Um exemplo deste tipo de construção, desde a estrutura aos acabamentos, é ilustrado na Figura 5.

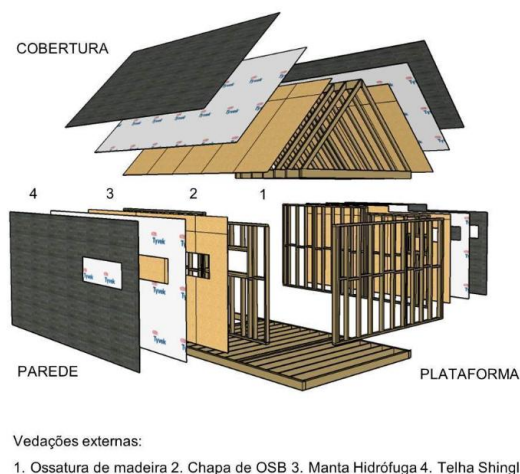


Figura 5 - Construção modular em madeira: estrutura, paredes e acabamentos (Moreira, 2021)

Apesar da existência destas alternativas, o aço tem-se afirmado como o material mais utilizado na construção modular, pela sua elevada resistência, facilidade de fabrico e montagem, bem como pelo controlo de qualidade mais rigoroso, reduz significativamente o tempo de execução e minimiza desperdícios de materiais o que o torna particularmente vantajoso face às restantes opções. Um exemplo representativo da construção modular em aço é ilustrado na Figura 6.



Figura 6 – Construção modular em aço: módulo (PF Modular, 2021)

2.3.2. CLASSIFICAÇÕES DOS MÓDULOS DE AÇO

Tendo sido analisadas as classificações dos módulos em função do tipo de material utilizado, importa agora aprofundar a classificação dos módulos especificamente construídos em aço, uma vez que esta dissertação incide sobre essa vertente da construção modular.

Segundo Lacey et al. (2018), os módulos em aço podem ser agrupados em três categorias principais: o Edifício Modular em Aço (*Modular Steel Building - MSB*), o Módulo de Aço Leve (*Light Steel Framed Module*), e o Módulo Contentor (*Container Module*). Cada uma destas categorias apresenta características distintas, bem como vantagens e limitações que condicionam a sua aplicação.

Os módulos do tipo MSB, são frequentemente utilizados em edifícios de grande altura, como hotéis ou residências, sendo recomendados para estruturas que exijam elevada resistência. No entanto, enfrentam desafios associados à corrosão dos elementos metálicos, bem como à escassez de regulamentação específica que oriente o seu dimensionamento e execução.

Os módulos de aço leve (*Light Steel Framed Module*) permitem a construção de edifícios até cerca de 10 pisos, podendo atingir até 26 pisos quando complementados com núcleos estruturais adicionais. Estes módulos destacam-se pela leveza dos materiais e facilidade de montagem, sendo mais comuns em construções de baixa e média altura.

Por fim, os do tipo Módulo Contentor (*Container Module*) resultam de contentores marítimos e são maioritariamente aplicados em emergências ou condições extremas, como alojamento temporário pós-catástrofe ou instalações militares. A sua principal vantagem reside na facilidade de transporte e na reutilização de contentores existentes, contribuindo para a sustentabilidade do processo construtivo. Contudo, quando se pretende adaptar os contentores através da abertura de vãos nas paredes, torna-se necessário reforçar estruturalmente os elementos.

Por outro lado, dentro dos edifícios modulares em aço, há uma distinção adicional com base nos mecanismos de transferência de carga. O autor Thai et al. (2020) menciona que podem ser classificados como módulo com paredes estruturais (Figura 7.a) e módulo com estrutura de apoio nos cantos (Figura 7.b).



a)



b)

Figura 7 - Tipos de módulos de aço: a) Módulo com paredes estruturais; b) Módulo com estrutura de apoio nos cantos (Thai et al., 2020)

No caso dos módulos com paredes estruturais, as cargas gravíticas são transferidas para a base através das quatro paredes laterais. Enquanto no caso do módulo com estrutura de apoio nos cantos, as cargas gravíticas são transferidas através das suas vigas de bordo e dos quatro pilares de canto. Este último é frequentemente utilizado em edifícios de grande altura devido à sua elevada capacidade de suporte de carga.

2.4. A RELEVÂNCIA DAS LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS MODULARES: MODELAÇÃO E COMPORTAMENTO DO DIAFRAGMA

2.4.1. IMPORTÂNCIA DAS LIGAÇÕES

Após a caracterização dos módulos enquanto elementos individuais, importa agora considerar o modo como estes se ligam entre si para formar um edifício modular. Esta transição de unidades independentes para um sistema estrutural interligado depende essencialmente das ligações. Estas assumem um papel fundamental no comportamento global do edifício, na facilidade de montagem em obra e na durabilidade do sistema.

Conforme referido por Rajanayagam et al. (2021) devido à influência das ligações na distribuição dos esforços internos e nas deformações estruturais, o comportamento das ligações deve ser considerado de forma rigorosa na análise e dimensionamento de edifícios. No entanto, os estudos existentes sobre o comportamento estrutural das ligações atualmente utilizadas em sistemas modulares em aço ainda são limitados, sendo necessário aprofundar a investigação nesta área para melhorar o conhecimento e o desempenho destas soluções.

2.4.2. TIPOS DE LIGAÇÕES

Tendo em conta a importância das ligações no desempenho estrutural dos edifícios modulares, bem como a escassez de investigação existente nesta área, torna-se essencial compreender os diferentes tipos de ligações que podem ser adotadas. De forma geral, estas classificam-se em três categorias principais: ligações intramodulares, intermodulares e ligações entre os módulos e a fundação.

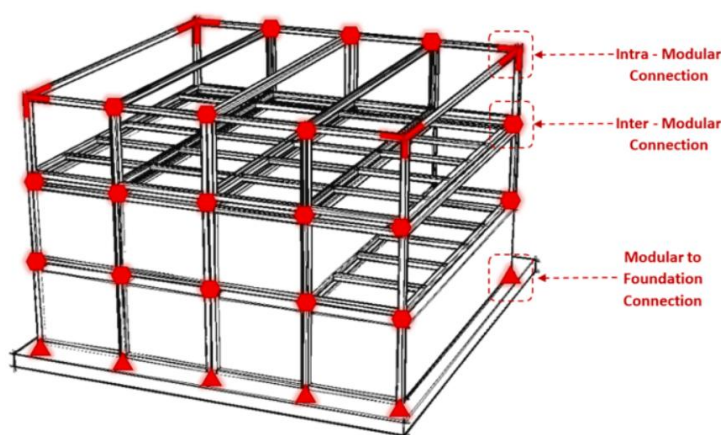


Figura 8 – Exemplos dos três tipos de ligação em estruturas modulares (Rajanayagam et al., 2021)

Segundo Rajanayagam et al. (2021) as ligações intermodulares correspondem às ligações horizontais entre módulos adjacentes, em duas direções do plano, e às ligações verticais entre módulos empilhados. Estas asseguram a continuidade estrutural entre as unidades modulares, permitindo a transmissão eficaz dos esforços até à fundação. O mesmo autor refere também que as ligações intramodulares referem-se às ligações internas de cada módulo e são geralmente, semelhantes às ligações convencionais utilizadas em sistemas estruturais tradicionais. Já as ligações entre os módulos e a fundação controlam fenómenos como o deslizamento da estrutura, podem assumir diversas formas, como fundações em betão in situ ou pré-fabricado, estacas metálicas, entre outros, e são particularmente relevantes em edifícios de média e grande altura ou localizados em zonas sujeitas a ações laterais intensas, como o vento.

Como referido anteriormente, entre os três tipos de ligações, as intermodulares assumem particular relevância nos casos de estudo deste tipo de construção. A sua flexibilidade, aliada ao facto de os módulos serem concebidos como unidades estruturais independentes, faz com que as ligações intermodulares sejam responsáveis por garantir a continuidade do sistema. Esta função torna-se ainda mais crítica em estruturas sujeitas a ações laterais, como o vento ou os sismos.

2.4.3. TIPOS DE LIGAÇÕES INTERMODULARES

Após ter sido destacada a importância das ligações intermodulares na integridade estrutural dos edifícios modulares, importa agora aprofundar os diferentes tipos existentes. A literatura apresenta diversas classificações para estas ligações, que variam consoante o critério adotado.

De acordo com Corfar e Tsavdaridis (2022) as ligações intermodulares podem ser classificadas com base no principal método de acoplamento, distinguindo-se entre dispositivos de bloqueio (*locking devices*), uniões com pós-tensionamento (*post-tensioning joints*) e ligações aparafusadas (*bolted connections*). Os dispositivos de bloqueio utilizam mecanismos acionados por ferramentas ou pela ação da gravidade, sendo altamente práticos e projetados para suportar fortes forças laterais.

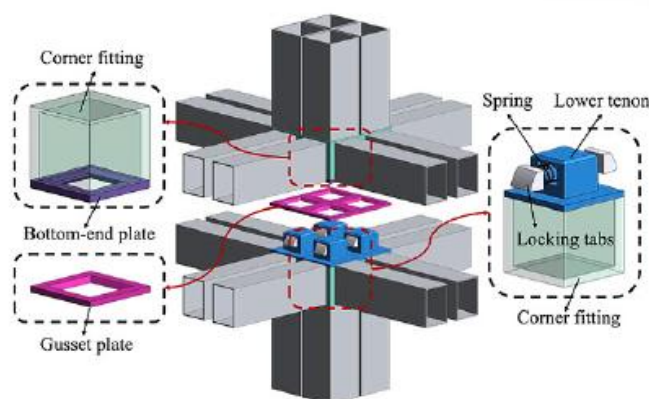


Figura 9 - Exemplo de ligação intermodular com dispositivos de bloqueio (Corfar and Tsavdaridis, 2022)

As uniões com pós-tensionamento consistem em varões inseridos nos cantos dos módulos através de secções ocas. Embora eficazes, estas uniões podem retardar o tempo de construção no local quando comparadas às ligações totalmente aparafusadas. Além disso, caso sejam necessárias aberturas de acesso, podem criar regiões frágeis em locais críticos.

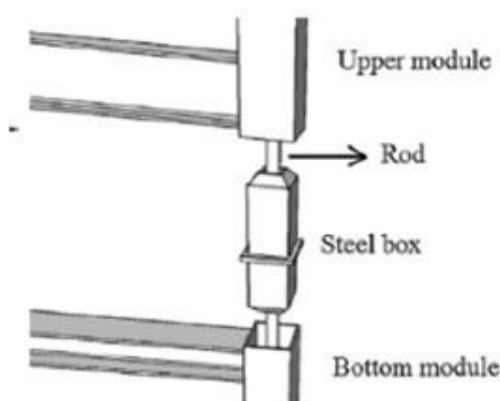


Figura 10 - Exemplo de ligação intermodular com união por pós-tensionamento (Corfar and Tsavdaridis, 2022)

As ligações aparafusadas são consideradas, as mais diversificadas das três categorias. Com uma grande variedade de tipologias, estas uniões utilizam componentes de aço comum e fáceis de fabricar. Devido à enorme diversidade de configurações existentes, as ligações aparafusadas podem ser subdivididas em três tipos principais: pilar-a-pilar, viga-a-viga e “*fitting-to-fitting*”.

Corfar e Tsavdaridis (2022), explicam que a ligação pilar-a-pilar é muito comum, derivando das juntas clássicas de união de secções tubulares. Estas incluem placas soldadas nas extremidades das secções ocas e apertadas entre si por parafusos. Alguns sistemas fornecem conectividade vertical e horizontal de forma independente, enquanto outros, mais avançados, permitem a transferência simultânea de cargas verticais e horizontais por meio de uma placa intermediária entre as extremidades dos pilares.

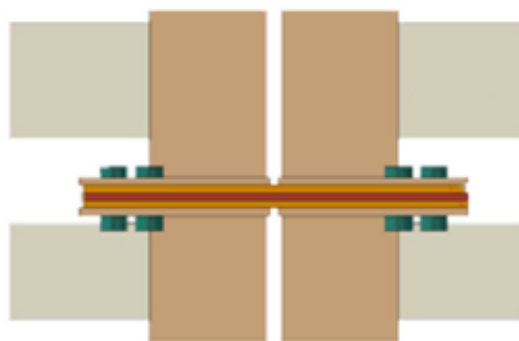


Figura 11 -Exemplo de ligação intermodular aparafusada do tipo tiplar-a-pilar (Corfar and Tsavdaridis, 2022)

As ligações viga-a-viga também são mencionadas como bastante comuns, sendo utilizadas para deslocar a união dos módulos entre as vigas de piso e de teto. Os elementos comuns neste tipo de ligação são as placas de reforço de várias geometrias, projetadas para preencher de forma precisa os espaços entre os módulos, otimizando o espaço não utilizável entre as lajes de piso e teto.

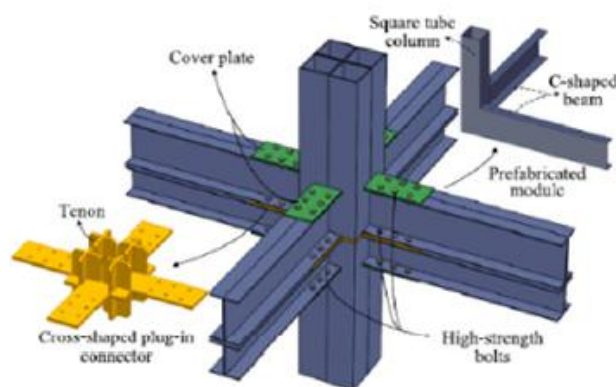


Figura 12 – Exemplo de ligação intermodular aparafusada do tipo viga-viga (Corfar and Tsavdaridis, 2022)

O terceiro tipo de ligação aparafusada surge da característica comum de unir módulos mediante acessórios de canto. A forma desses cantos moldados varia desde o “*design*” clássico ISSO adotado por contentores de carga até topologias mais refinadas e otimizadas computacionalmente.

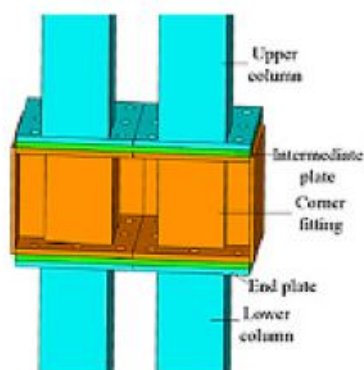


Figura 13 -Exemplo de ligação intermodular aparafusa do tipo “*fitting-to-fitting*” (Corfar and Tsavdaridis, 2022)

2.4.4. MODELAÇÃO DE LIGAÇÕES INTERMODULARES

Após a análise dos tipos de ligações intermodulares, aborda-se agora a sua modelação simplificada. Uma ligação intermodular típica é composta por componentes verticais e horizontais.

Segundo Chua et al. (2020), um tipo específico de ligação intermodular é ilustrado na Figura 14. Neste arranjo, dado que os pilares dos módulos superior e inferior não são contínuos, a sua continuidade estrutural vertical é assegurada exclusivamente pelo varão de aço (*rod*). Consequentemente, os pilares são dimensionados para resistir predominantemente a cargas de compressão, enquanto o varão é responsável por resistir às forças de tração, prevenindo a separação vertical dos módulos sob elevadas ações laterais. O esforço transversal entre os módulos é resistido pela ação de apoio da chapa superior do pilar adjacente sobre a *shear key*. A força horizontal entre módulos é, por sua vez, transferida por uma placa de ligação horizontal (*tie plate*), que também desempenha a função de chave de corte.

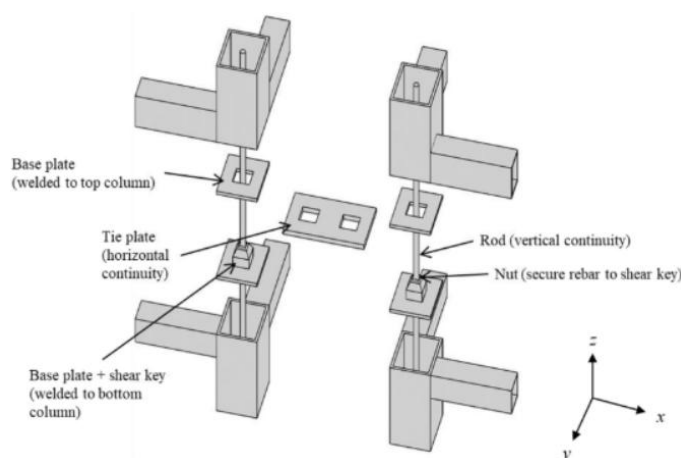


Figura 14 - Vista explodida de uma ligação intermodular, com a identificação dos seus mecanismos essenciais (Chua et al., 2020)

O mesmo artigo apresenta uma imagem esquemática da conexão intermodular em estudo e três modelos simplificados para a sua modelação (Figura 15). Nestes modelos simplificados, são consideradas ligações articuladas (*pinned*) ou rígidas (*rigid*). A escolha destes modelos baseia-se na sua capacidade de captar com fidelidade o comportamento da ligação em estudo.

Em termos gerais, a ligação vertical entre módulos é concebida para se estender além do ponto de interseção com a viga do piso, antes de se conectar verticalmente ao pilar inferior. Assim, a ligação vertical é frequentemente modelada como uma articulação, visto que a ligação real é predominantemente assegurada pelo varão de aço. Contudo, esta suposição é considerada conservadora e discutível, uma vez que pode subestimar a rigidez real da ligação. A alternativa extrema seria, conforme o artigo, assumir uma ligação completamente rígida entre os pilares.

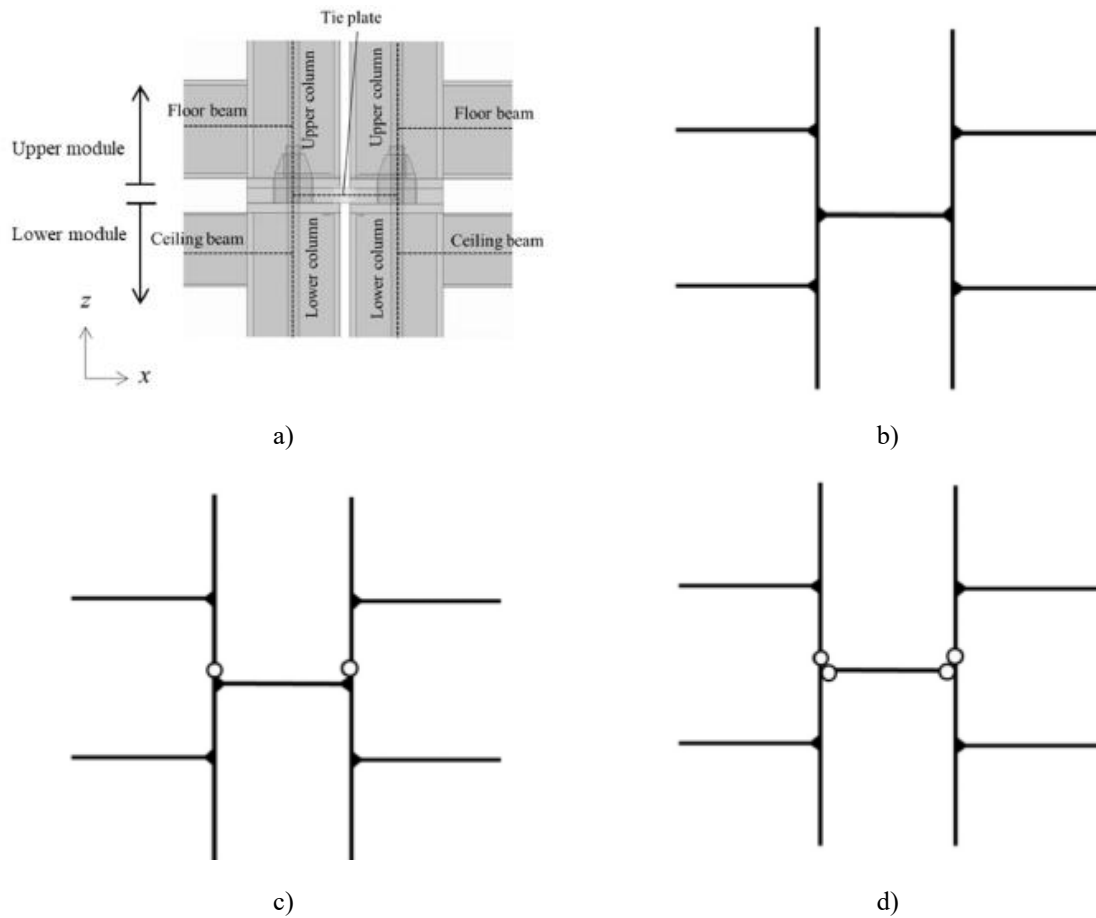


Figura 15 - Representação e modelação simplificada de uma ligação intermódulo: a) Vista real da ligação; b) Vista esquemática do modelo simplificado; c) Modelação com apoios verticais articulados e horizontais rígidos; d) Modelação com apoios verticais e horizontais articulados (Chua et al., 2020)

Por outro lado, a ligação horizontal (através da *tie plate*) é utilizada para conectar módulos adjacentes. Esta é modelada como um elemento de barra com as propriedades da própria placa de ligação, sendo frequentemente assumida como rígida nas extremidades. Esta suposição baseia-se nas forças de aperto aplicadas pelos pilares, que hipoteticamente impedem a rotação relativa da *tie plate*. Contudo, tal abordagem pode não ser conservadora, visto que, na realidade, a placa apenas repousa sobre os pilares inferiores e é mantida em posição pela chave de corte. Uma alternativa seria modelar a ligação horizontal com apoios articulados apenas para forças no plano, o que eliminaria a transferência de momento entre os pilares e as placas. No entanto, o mesmo artigo sugere que, ao assumir a ligação como articulada, a placa pode comportar-se predominantemente como um elemento axial, desconsiderando a sua rigidez ao corte no plano.

Em suma, a discussão destes modelos de ligação, nomeadamente das suas representações esquemáticas e simplificações, revela-se crucial pois oferece uma guia essencial para a seleção e justificação da abordagem de modelação a ser adotada nos modelos numéricos desenvolvidos nesta dissertação.

2.4.5. IMPLICAÇÕES ESTRUTURAIS DA DESCONTINUIDADE MODULAR

Após a abordagem dos tipos de ligações intermodulares e das suas subdivisões, torna-se pertinente analisar a descontinuidade dos pisos e a sua inerente relação com as ligações.

Conforme referido neste capítulo, cada módulo constitui uma “caixa” tridimensional fabricada separadamente e que posteriormente é montada no local. Esta metodologia construtiva origina descontinuidades físicas entre os módulos, o que implica que elementos estruturais como pavimentos e vigas não apresentam a mesma continuidade observada em edifícios tradicionais. Consequentemente, as ligações entre módulos, usualmente localizadas nos cantos, representam os únicos pontos de contacto, impedindo que os módulos partilhem esforços de forma natural, ao contrário do que ocorre em estruturas contínuas convencionais.

Segundo Sendanayake et al. (2021), as ligações permitem que as unidades modulares rodem e se deformem independentemente umas das outras, precisamente devido à descontinuidade entre elas. Esta particularidade sujeita as ligações verticais e horizontais a grandes deslocamentos e esforços entre pisos, uma vez que, ao poderem deslocar-se de forma independente, algumas ligações acabam por estar sujeitas a esforços maiores do que outras. Esta diferença resulta numa distribuição não uniforme das ações, o que pode comprometer a estabilidade global da estrutura, sobretudo sob ações dinâmicas como sismos. Consequentemente, a probabilidade de colapso aumenta caso alguma ligação falhe. Em cenários onde não existem paredes resistentes, núcleos ou contraventamentos, toda a resistência lateral recai unicamente sobre os módulos e respetivas ligações.

O mesmo autor refere que, durante ações dinâmicas, a estrutura necessita de dissipar energia para evitar a acumulação de tensões e o colapso. Contudo, a maioria das ligações intermodulares apresenta uma capacidade limitada e insuficiente de dissipação de energia, e esta inabilidade de deformar de forma dúctil conduz a mecanismo de rotura abruptos, que podem comprometer severamente a estabilidade global da estrutura.

Face a este contexto, torna-se imperativo que a importância das ligações intermodulares e o seu papel face à descontinuidade estrutural sejam estudados ao conceber e construir este tipo de edifícios.

2.4.6. CONCEITO DE RIGIDEZ DO DIAFRAGMA (DIAFRAGMA RÍGIDO VS FLEXÍVEIS)

Conforme abordado, em edifícios modulares, a resistência a ações é complexa devido à descontinuidade estrutural entre os módulos. O comportamento global da estrutura depende, assim, da rigidez das ligações intermodulares e da rigidez individual dos módulos. Embora a importância das ligações já tenha sido mencionada, a rigidez do diafragma de cada módulo assume igual relevância, dada a sua função crucial na distribuição de ações horizontais aos elementos resistentes.

Nesse sentido, torna-se essencial diferenciar entre o conceito de diafragma rígido e diafragma flexível. Em edifícios de construção tradicional com lajes de betão moldadas in situ, o diafragma é geralmente considerado rígido. Este tipo de diafragma transmite rapidamente os esforços horizontais aos pórticos resistentes e impede movimentos relativos entre pilares e vigas ao nível de cada piso. Um diafragma flexível, por sua vez, permite que diferentes partes do edifício se desloquem com amplitudes distintas.

No caso da construção modular, esta distinção adquire particular relevância. Pode levantar-se a questão de considerar cada piso de cada módulo como um diafragma rígido. No entanto, para que o piso de um edifício modular atue globalmente como um único diafragma rígido, é indispensável que exista uma colaboração eficaz entre os vários módulos, assegurada pelas ligações intermodulares. Na ausência desta

cooperação estrutural, os pisos tendem a comportar-se como diafragmas flexíveis, precisamente devido à natureza segmentada do sistema modular.

Segundo Srisangeerthan et al. (2018), o comportamento global do diafragma, seja ele rígido ou flexível, depende fortemente da rigidez e do tipo das ligações intermodulares. Sublinha ainda que, nos edifícios modulares, os pavimentos não são contínuos como nas construções tradicionais, o que favorece uma resposta mais flexível e descontínua. Tal comportamento compromete a correta distribuição das cargas horizontais, conduzindo a descargas desiguais sobre os elementos resistentes e, consequentemente, a sobrecargas localizadas. Adicionalmente, pode verificar-se um aumento dos deslocamentos laterais dos pórticos, afetando a estabilidade global da estrutura.

2.5. SÍNTESE DO CAPÍTULO

Este capítulo teve como propósito estabelecer as bases teóricas da dissertação, através de uma revisão bibliográfica centrada nos princípios fundamentais da construção modular. O estudo revelou que o termo “construção modular” é frequentemente utilizado de forma ambígua, o que evidenciou a importância de clarificar os conceitos envolvidos, tanto para orientar a investigação como para garantir uma comunicação técnica rigorosa. Neste sentido, algumas fontes propõem a designação Estrutura Modular Volumétrica para identificar sistemas baseados em unidades tridimensionais produzidas em ambiente fabril controlado.

Foi também possível distinguir com maior clareza as diferenças entre a construção modular e os métodos tradicionais, reconhecendo-se o potencial da primeira como solução eficiente, segura e sustentável, sobretudo quando suportada por um planeamento e coordenação adequados. Através da análise de aplicações reais, confirmou-se a crescente adoção deste sistema, inclusive em edifícios de grande altura.

Um dos temas centrais abordados foi o papel das ligações, em especial das intermodulares, que asseguram a continuidade estrutural do sistema. Estas ligações revelam-se particularmente relevantes em situações de ação sísmica, sendo responsáveis pela transferência de esforços entre módulos. A sua correta modelação é, por isso, essencial para garantir o desempenho global e a segurança de edifícios modulares em aço.

3

MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS MODULARES EM AÇO

3.1. INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO

Após a revisão bibliográfica, dispõe-se agora de uma base teórica suficiente para avançar no estudo de estruturas modulares, com foco na sua modelação e na análise dos resultados obtidos. Neste capítulo, apresentam-se as estruturas estudadas, destacando-se as suas principais características e a razão da escolha destas configurações. Segue-se a descrição do processo de modelação adotado, detalhando os critérios assumidos e as opções de representação estrutural.

3.1.1. DESCRIÇÃO GERAL DAS ESTRUTURAS

Foram analisadas três estruturas modulares em aço, com alturas de dois e três pisos. As duas estruturas com dois pisos diferem na configuração em planta: uma delas, designada por *Estrutura 2x20*, possui 20 módulos por piso, enquanto a outra, denominada *Estrutura 2x4*, dispõe apenas de 4 módulos por piso. A estrutura com três pisos, referida como *Estrutura 3x20*, apresenta a mesma configuração em planta que a *Estrutura 2x20*, com 20 módulos por piso. Para cada uma destas configurações, foram desenvolvidos diferentes modelos de análise, que diferem na forma como é feita a modelação do diafragma, tanto ao nível dos pisos como do teto.

A *Estrutura 2x4* corresponde a um edifício de dois pisos, com planta retangular em ambos os níveis. Em cada piso foram dispostos quatro módulos idênticos, totalizando um conjunto de oito módulos. Esta configuração apresenta simetria tanto do ponto de vista geométrico como na distribuição das cargas e nas características das secções transversais. Para uma melhor compreensão das suas características, a Figura 16.a ilustra a configuração geral desta estrutura.

Por outro lado, a *Estrutura 2x20* é constituída por duas filas de dez módulos cada, igualmente organizadas em dois pisos, conforme ilustrado na Figura 16.b. Esta estrutura apresenta regularidade tanto em planta como em altura. A geometria, as secções transversais e as cargas aplicadas são idênticas às da *Estrutura 2x4*. Nesta altura foram considerados dois tipos de ligações intermodulares, face à necessidade de analisar o efeito da rigidez dessas ligações no comportamento estrutural global. Foi desenvolvido um modelo com ligações intermodulares semelhantes às da *Estrutura 2x4*, ou seja, com rigidez correspondente aos elementos construtivos, e um segundo modelo no qual as ligações intermodulares são consideradas completamente rígidas, com o objetivo de avaliar o impacto de diferentes estratégias de modelação dos diafragmas na resposta global da estrutura.

A *Estrutura 3x20* consiste num edifício modular em aço com três pisos de altura, mantendo a mesma configuração em planta da *Estrutura 2x20*, ou seja, composta por duas filas de dez módulos por piso.

Tal como nas estruturas anteriores, apresenta regularidade geométrica em planta e em altura, bem como simetria na distribuição das cargas e uniformidade nas características das secções transversais. A Figura 16.c ilustra a configuração geral desta estrutura.

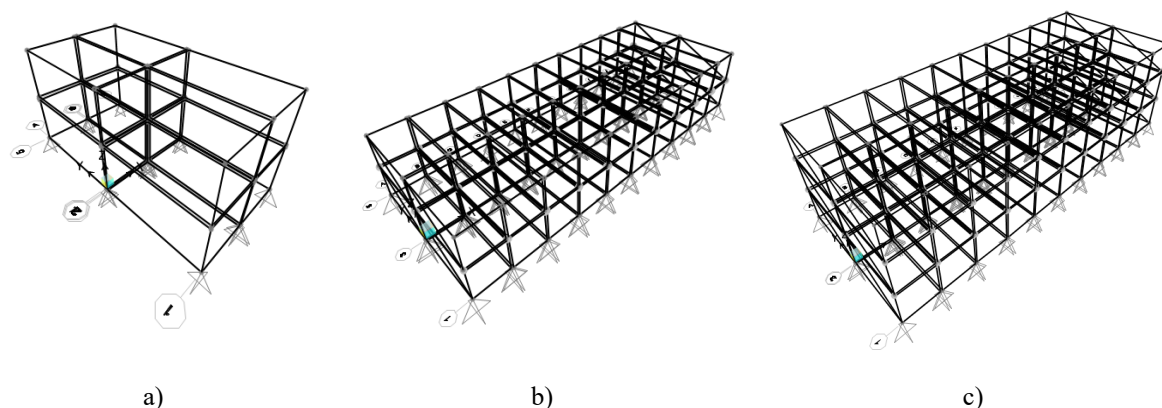


Figura 16 – Edifícios modulares modelados no SAP2000: a) *Estrutura 2x4*; b) *Estrutura 2x20*; c) *Estrutura 3x20*

No caso da *Estrutura 3x20*, importa clarificar que foi utilizado apenas um tipo de modelação: a opção de diafragma rígido disponível no SAP2000. Esta escolha deve-se ao facto de o objetivo principal desta análise não ser a comparação entre diferentes formas de modelar o diafragma rígido, mas sim avaliar a influência da altura das estruturas no comportamento global.

Ainda assim, introduziu-se uma variação adicional com o propósito de estudar a influência da localização dos diafragmas: além da hipótese com diafragmas rígidos apenas ao nível dos pisos ou simultaneamente nos pisos e tetos de todos os módulos, considerou-se também a aplicação do diafragma apenas na cobertura do edifício, isto é, no teto do módulo mais elevado.

Para uma melhor compreensão, a Tabela 1 apresenta um resumo das configurações estudadas e os respetivos modelos considerados, facilitando a compreensão das diferenças entre as abordagens adotadas.

Tabela 1 - Resumo das configurações estruturais e modelos de análise

Categoria Principal	Categoria Secundária	Modelo de Análise	Descrição do Diafragma
<i>Estrutura 2x4</i>	Ligações Normais	Modelo 0	Básico: Sem diafragmas no piso nem na cobertura
		Modelo 1.1	Bielas ao nível do piso
		Modelo 1.2	Bielas ao nível do piso e do teto
		Modelo 2.1	Casca ao nível do piso
		Modelo 2.2	Casca ao nível do piso e do teto
		Modelo 3.1	Diafragma ao nível do piso
		Modelo 3.2	Diafragma ao nível do piso e do teto

<i>Estrutura 2x20</i>	Ligações Rígidas	Modelo 0	Básico: Sem diafragmas no piso nem no teto
		Modelo 1.1	Bielas ao nível do piso
		Modelo 1.2	Bielas ao nível do piso e do teto
		Modelo 2.1	Casca ao nível do piso
		Modelo 2.2	Casca ao nível do piso e do teto
		Modelo 3.1	Diafragma ao nível do piso
		Modelo 3.2	Diafragma ao nível do piso e do teto
<i>Estrutura 3x20</i>	Ligações Normais	Modelo 3.2	Diafragma ao nível do piso e do teto
		Modelo 3.1	Diafragma ao nível do piso
		Modelo 3.3	Diafragma ao nível do piso e da cobertura

3.1.2. NOTA SOBRE O DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Importa referir que o dimensionamento dos elementos estruturais não foi considerado, uma vez que o objetivo principal deste trabalho é analisar o comportamento global da estrutura face a diferentes modelações de diafragma rígido, e não projetar os seus componentes. Neste contexto, as secções e materiais adotados baseiam-se num projeto existente.

Adicionalmente, no que respeita às ações a considerar, a estrutura foi dimensionada para a ação do vento. No entanto, para a localização em estudo, não foram verificados os estados limites para a ação sísmica, conforme indicado no Eurocódigo 8 (EC8).

3.2. MODELAÇÃO DAS ESTRUTURAS NO SAP2000

3.2.1. ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO DAS LIGAÇÕES INTER E INTRAMODULARES

Antes de detalhar a geometria das estruturas, nomeadamente as dimensões dos módulos e as secções transversais dos seus elementos estruturais é fundamental explicar a estratégia adotada para a modelação simplificada das ligações inter e intramodulares.

No que respeita às ligações intermodular, a abordagem escolhida baseia-se no estudo de Chua et al. (2020), já apresentado no capítulo anterior “Bases da Construção Modular”, na secção dedicada à modelação destas ligações. Para os modelos desta dissertação, optou-se pela ligação vertical articulada combinada com uma ligação horizontal rígida. Esta configuração pode ser observada em maior detalhe na Figura 15c do referido capítulo.

De seguida, apresenta-se a Figura 17 que ilustra a modelação da ligação intermodular na ferramenta de análise estrutural SAP2000 para os modelos analisados nesta dissertação. A chapa metálica tem as dimensões de 600x600x10mm, porém a distância horizontal entre eixos dos pilares é de 18 cm. A distância vertical é a distância entre eixos das vigas de piso e teto, cujo valor é de 20 cm.

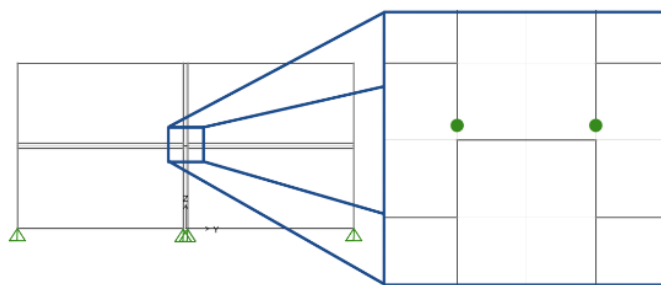


Figura 17 - Detalhe da modelação de uma ligação intermodular no SAP2000

No que diz respeito às ligações intramodulares, estas são consideradas soldadas, ou seja, rígidas, conforme ilustrado na Figura 18 a seguir. Esta representação evidencia que não existem quaisquer tipos de libertações ou descontinuidades aplicadas nestas ligações.

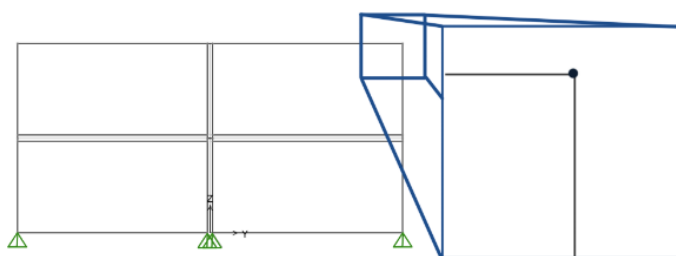


Figura 18 - Detalhe da modelação de uma ligação intramodular no SAP2000

3.2.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS, MATERIAIS E CONDIÇÕES DE APOIO

3.2.2.1. Definição da Geometria da Estrutura Modular

A definição da geometria das estruturas modulares analisadas baseou-se num protótipo preexistente, conforme mencionado anteriormente. Assim, utilizando como referência as linhas dos eixos das secções das vigas e dos pilares, cada módulo apresenta as dimensões indicadas na Figura 19 e descritas na Tabela 2.

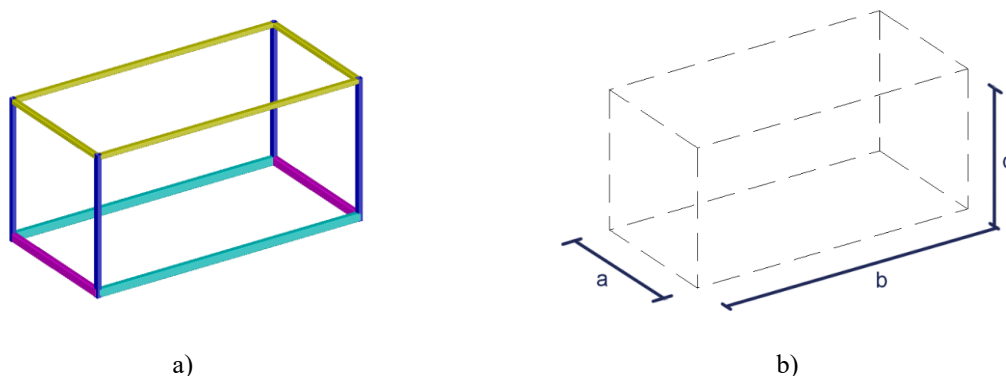


Figura 19 - Módulo estrutural e suas dimensões: a) Configuração tridimensional do módulo; b) Eixos de cada secção de pilar e viga, importantes para a definição geométrica no SAP2000

Tabela 2 - Dimensões genéricas do módulo

Parâmetro	Dimensão
a	3,18
b	6,5 m
c	3,14 m

Tendo em conta as dimensões de cada módulo, bem como os espaçamentos vertical e horizontal entre eixos de vigas e pilares, foi possível criar uma grelha no SAP2000 para os diferentes casos de estudo. Estas grelhas são apresentadas na Figura 20.

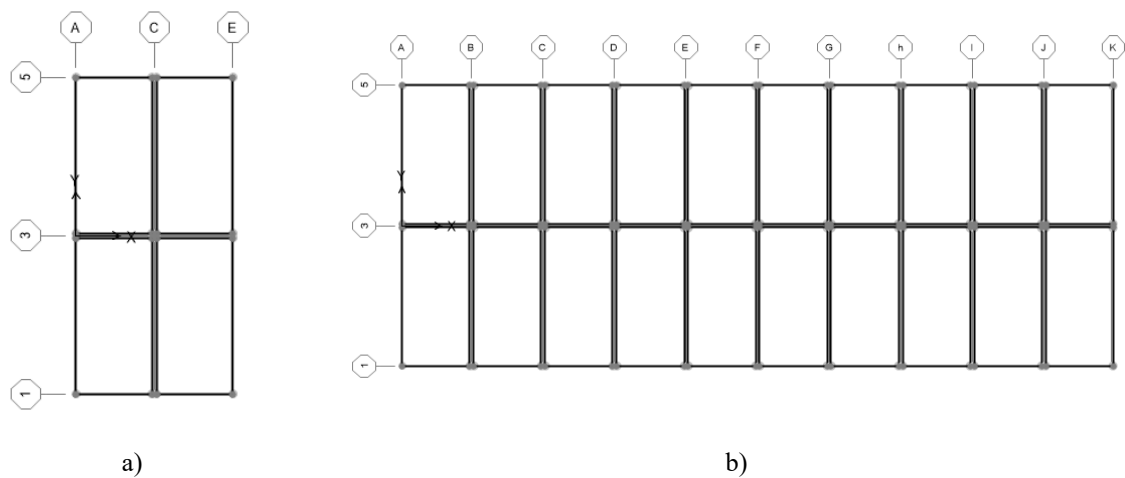


Figura 20 - Plantas das configurações estruturais a considerar: a) Planta da *Estrutura 2x4*; b) Planta da *Estrutura 2x20* e *Estrutura 3x20*

3.2.2.2. Propriedades dos materiais

Uma vez definida a geometria das estruturas modulares, segue-se a apresentação dos materiais utilizados. O aço estrutural é o S355. A letra “S” indica que se trata de um aço estrutural, enquanto o número “355” corresponde ao seu limite de cedência, expresso em MPa.

A Tabela 3 apresenta os valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para aços estruturais laminados a quente, especificamente para o aço S355, conforme a norma EN 10025-2.

Tabela 3 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para o aço S355

Classe de aço	Espessura Nominal t [mm]			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	F_y [N/mm ²]	F_u [N/mm ²]	F_y [N/mm ²]	F_u [N/mm ²]
S355	355	510	335	470

Apresenta-se de seguida a Tabela 4, que resume as propriedades do aço S355, conforme indicado na norma EN 1993-1-1:2010, que devem ser considerados nos modelos numéricos.

Tabela 4 - Propriedades mecânicas do aço estrutural S355

Propriedade	Símbolo	Valor	Unidade	Notas/Observações
Módulo de elasticidade	E	210000	N/mm ²	-
Módulo de distorção	G	81000	N/mm ²	Calculado como $G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)}$
Coefficiente de Poisson	ν	0,3	-	-
Coefficiente de dilatação térmica linear	α	12x10 ⁻⁶	/°C	Válido até 100°C
Massa volúmica	ρ	7850	kg/m ³	-

Além do aço S355, é necessário também caracterizar a madeira laminada cruzada (CLT – *Cross Laminated Timber*)., uma vez que um dos modelos de diafragma, os modelos de casca, necessitam da definição das lajes de piso e teto.

A madeira CLT é composta por várias camadas de madeira maciça coladas entre si com orientação ortogonal entre camadas sucessivas, o que lhe confere elevada rigidez e estabilidade dimensional. Segue-se a Tabela 5, onde se apresentam as propriedades mecânicas consideradas para a madeira CLT, nomeadamente o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e o coeficiente de dilatação térmica linear.

Tabela 5 - Propriedades mecânicas da madeira CLT adotadas no modelo com casca

Propriedade	Símbolo	Valor	Unidade	Notas/Observações
Módulo de elasticidade	E	12000000	kN/m ²	-
Coefficiente de Poisson	ν	0,3	-	-
Coefficiente de dilatação térmica linear	α	4x10 ⁻⁵	/°C	Válido até 100°C

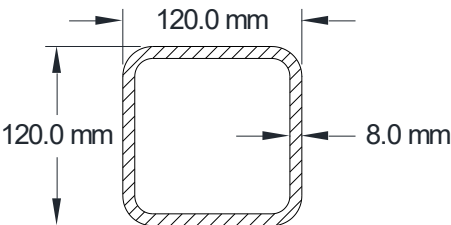
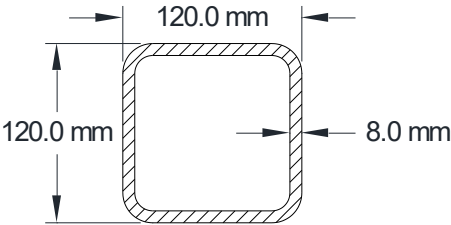
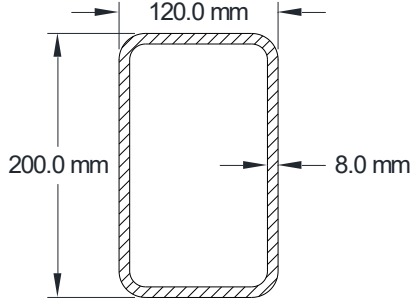
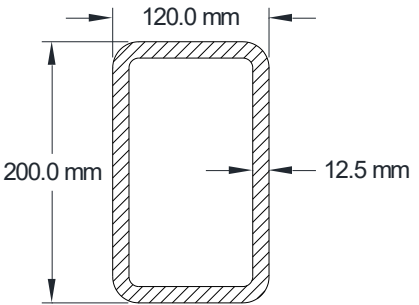
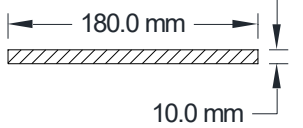
No SAP2000, definiu-se o peso por unidade de volume e a massa por unidade de volume como nulos, de forma a simplificar o processo de modelação, garantindo que os elementos tipo casca não considerem massa ou peso automaticamente. As cargas, e respetivas massas, foram consideradas distribuídas nas vigas.

3.2.2.3. Características Geométricas dos Elementos Estruturais

Após a definição dos materiais a utilizar, apresentam-se as secções transversais dos elementos estruturais. No caso dos pilares e das vigas, foram adotados perfis tubulares, cujas dimensões são

indicadas na Tabela 6. As chapas horizontais das ligações intermodulares também foram modeladas como elementos barra com as dimensões indicadas na tabela.

Tabela 6 - Características das secções dos elementos estruturais

Elemento Estrutural	Designação da Secção	Material	Dimensões	Figura
Pilar	SHS 120x120x8	Aço S355	$h = 0.120$ [m] $b = 0.120$ [m] $t = 0.008$ [m]	
Vigas do teto	SHS 120x120x8	Aço S355	$h = 0.120$ [m] $b = 0.120$ [m] $t = 0.008$ [m]	
Vigas do piso	RHS 200x120x8	Aço S355	$h = 0.200$ [m] $b = 0.120$ [m] $t = 0.008$ [m]	
	RHS 200x120x12,5	Aço S355	$h = 0.200$ [m] $b = 0.120$ [m] $t = 0.0125$ [m]	
Chapa	Secção retangular	Aço S355	$b = 0.180$ [m] $t = 0.01$ [m]	

3.2.2.4. Condições de Apoio e Ligações

Conforme mencionado anteriormente, a ligação intermodular considera a introdução de articulações na extremidade inferior dos pilares superiores, ou seja, imediatamente acima da chapa de ligação.

Na ferramenta de análise estrutural SAP2000, a introdução de rótulas faz-se através da libertação dos momentos em torno dos eixos locais 2 e 3, conforme ilustrado na Figura 21.

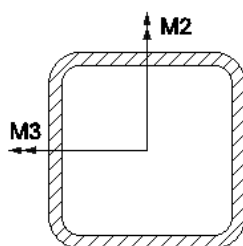


Figura 21 - Representação dos eixos locais 2 e 3 utilizados na configuração de articulação dos pilares

Importa referir que estes pilares não são os únicos elementos nos quais foi necessário libertar os momentos nesses eixos. Com efeito, e como já foi abordado, o Modelo 1 recorre a bielas com rigidez axial infinita, que também apresentam libertações de momentos nas suas extremidades, como se observa na Figura 22.

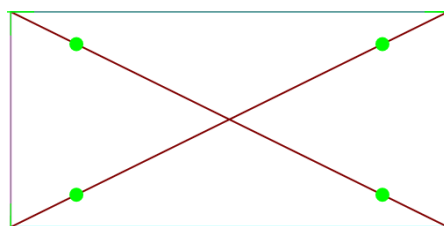


Figura 22 – Representação da libertação de momentos nas bielas usadas no Modelo 1

Relativamente às condições de apoio na base da estrutura, isto é, às ligações módulos-fundações, estas foram consideradas como apoios duplos, restringindo totalmente a translação nas três direções globais (U_1 , U_2 e U_3) e permitindo livre rotação em torno dos três eixos principais (R_1 , R_2 e R_3). A Figura 23 ilustra a modelação adotada.

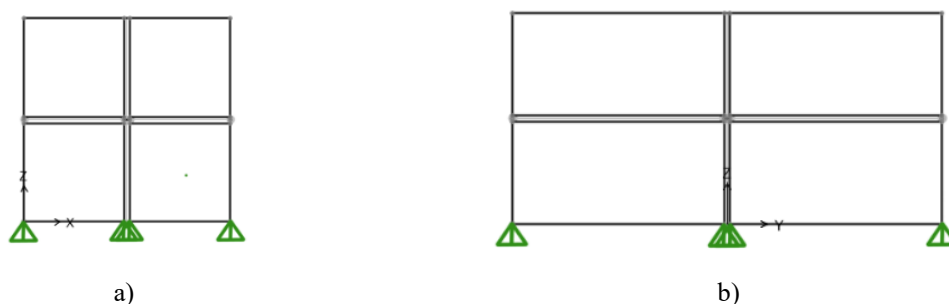


Figura 23 - Estrutura 2x4: a) Vista no plano XZ; b) Vista no plano YZ

Neste contexto, importa ainda destacar que, nos Anexos A1, se encontram as imagens que documentam o processo de modelação e as opções adotadas tanto para a articulação dos pilares como para as referidas bielas.

Por fim, torna-se necessário referir um pormenor adicional introduzido no modelo, relacionado com a forma como se tratam as ligações entre elementos estruturais, nomeadamente no que diz respeito à sobreposição geométrica entre os pilares e as chapas de ligação na ligação intermodular. No SAP2000 é possível usar o comando “*rigid end offset*” para fazer esta modelação de forma mais precisa. O “*rigid end offset*” corresponde a um segmento rígido na extremidade de um elemento, seja ele viga ou pilar, que transfere esforços sem deformações significativas. Este trecho representa a parte do elemento que vai do seu nó até o ponto onde a ligação física realmente ocorre.

3.2.3. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE CARGA E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

3.2.3.1. Cargas Verticais: Permanentes e Variáveis

Atendendo à geometria da estrutura, as lajes foram consideradas com um comportamento unidirecional, isto é, a distribuição de cargas foi considerada nas vigas do vão maior. A Figura 24 que se segue exemplifica o comportamento unidirecional mencionado.

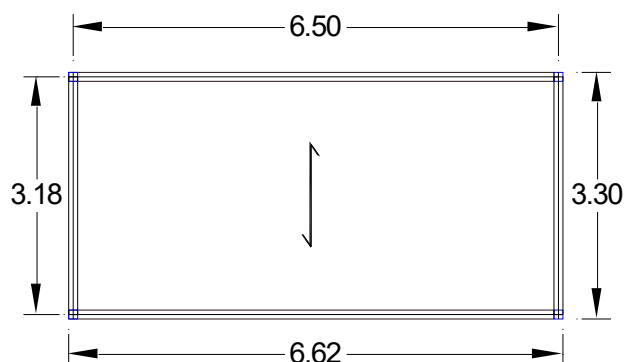


Figura 24 - Exemplo ilustrativo do comportamento unidirecional da laje

As cargas foram consideradas são cargas permanentes e cargas variáveis, cujos valores são apresentados nas tabelas que se seguem.

As cargas permanentes nas vigas do piso resultam da combinação do peso próprio das lajes consideradas como elementos CLT, com 0,16 m de espessura e uma densidade de $4,5 \text{ kN/m}^3$, o que corresponde a $0,72 \text{ kN/m}^2$. O valor da sobrecarga, correspondente a acabamentos, é de $1,60 \text{ kN/m}^2$. A carga total resulta do valor de $2,32 \text{ kN/m}^2$ distribuído nas vigas de maior vão que depois de convertida em carga linear, através de multiplicação pela metade da largura da laje (1,65 m), o que origina o valor de $3,83 \text{ kN/m}$. Estes valores encontram-se resumidos na Tabela 7.

Tabela 7 - Resumo das cargas permanentes nas vigas do piso devido ao peso da laje e revestimentos

Tipo de Carga	Valor por área [kN/m^2]	Valor Linear [kN/m]
Peso da laje (CLT)	0,72	
Sobrecarga	1,60	
Total permanente	2,32	3,83

Além das vigas do piso, importa ainda considerar as cargas permanentes atuantes nas vigas do teto dos módulos, cuja avaliação segue a mesma lógica anteriormente descrita. Neste caso, a laje superior é igualmente constituída por painéis CLT, mas com uma espessura inferior, de 0,12 m. Mantendo-se a densidade de $4,5 kN/m^3$, obtém-se um peso próprio de $0,54 kN/m^2$. A este valor acresce uma carga adicional de $0,50 kN/m^2$, relativa a sobrecargas permanentes associadas a elementos de acabamento e revestimento. A combinação de ambas origina uma carga total de $1,04 kN/m^2$, que, tal como no piso, é distribuída pelas vigas de maior vão. Após a conversão em carga linear, considerando metade da largura da laje (1,65 m), obtém-se o valor final de $1,72 kN/m$. A Tabela 8 apresenta o resumo dos valores adotados para esta análise.

Tabela 8 - Resumo das cargas permanentes nas vigas do teto devido ao peso da laje e revestimentos

Tipo de Carga	Valor por área [kN/m^2]	Valor Linear [kN/m]
Peso da laje (CLT)	0,54	
Sobrecarga	0,50	
Total permanente	1,04	1,72

Nas vigas da periferia, considerou-se ainda o peso próprio das paredes de fachadas, avaliado em $1,00 kN/m^2$, com base na composição dos materiais constituintes. Multiplicando este valor pela altura da parede (3,14 m), obtém-se uma carga linear de $3,14 kN/m$. Esta carga aplica-se exclusivamente às vigas localizadas junto a estas paredes, quer correspondam ao vão maior, quer ao vão menor, não se considerando nas vigas interiores.

Tabela 9 – Resumo da carga linear permanente aplicada nas vigas da fachada

Tipo de Carga	Valor Linear [kN/m]
Peso da parede	3,14
Carga total nas vigas do vão maior	$3,14 + 3,83 = 6,97$

No que respeita às cargas variáveis, estas incluem o valor atribuído ao tipo de ocupação e a consideração de divisórias interiores leves. Para a ocupação de corredores de hotel, foi considerada uma carga de $1,50 kN/m^2$ e para as divisórias interiores foi considerado o valor suplementar de $0,80 kN/m^2$. A carga

linear total de $3,80 \text{ kN/m}$ resulta da multiplicação da carga superficial total de $2,30 \text{ kN/m}^2$ pela largura de influência de $1,65 \text{ m}$. O resumo das cargas variáveis aplicadas nas vigas do piso encontra-se detalhado na Tabela 10.

Tabela 10 - Resumo das cargas variáveis aplicadas nas vigas do piso

Tipo de Carga	Valor por área [kN/m^2]	Valor Linear [kN/m]
Ocupação	1,50	
Divisórias interiores	0,80	
Total variável	2,30	3,80

3.2.3.2. Ações Laterais

Após a definição das ações verticais, torna-se necessário considerar as ações horizontais a atuar sobre a estrutura. Neste estudo, a única ação horizontal tida em conta é a ação sísmica, avaliada com base nas recomendações do Eurocódigo 8 (EN 1998-1:2004), conforme as especificações aplicáveis ao território português.

Dado que o objetivo é analisar o comportamento da estrutura em condições extremas e obter deslocamentos representativos, foi selecionada uma das zonas com maior risco sísmico em Portugal: a cidade de Lagos. Assim, adotou-se esta localização como referência para a definição da ação sísmica, considerando-se o valor da aceleração sísmica de projeto $a_g/g = 0,25$, conforme estabelecido no Eurocódigo.

Relativamente ao espectro de cálculo, considerou-se o espectro Tipo 1, assumindo-se um tipo de solo B, representativo de solos medianamente rígidos. No que diz respeito à capacidade de dissipação de energia da estrutura modular, considerou-se um fator de comportamento sísmico $q = 1,5$, compatível com sistemas estruturais com ductilidade limitada. Por fim, a ação sísmica foi introduzida nas duas direções horizontais principais do edifício, assegurando-se, desta forma, uma representação abrangente dos possíveis efeitos de excitação lateral.

3.2.3.3. Casos de Carga e Combinações de Ações

Após a definição e quantificação das ações atuantes na estrutura, torna-se necessário configurar os respetivos casos de carga no programa SAP2000. Esta etapa é fundamental para que o modelo interprete corretamente o tipo e a natureza de cada ação.

Na Tabela 11 apresenta-se a lista de casos de carga definidos, bem como a descrição das suas principais características, conforme implementado na ferramenta de análise estrutural.

Tabela 11 - Casos de carga considerados na modelação no SAP2000

Casos de Carga	Tipo de Análise	Notas
DEAD	Estática Linear	Representa as cargas permanentes aplicadas na estrutura
LIVE	Estática Linear	Representa as cargas variáveis aplicadas na estrutura
MODAL	Modal	Determinação dos modos e frequências naturais da estrutura
SISMO	Espectro de Resposta	Combinação modal CQC; Combinação direcional SRSS; Aceleração: $9,8 \text{ m/s}^2$ nas direções U_1 e U_2 .

Posteriormente, uma vez identificados os diferentes casos de carga, procedeu-se à sua combinação com o objetivo de representar adequadamente as diversas situações de projeto, conforme recomendado pelo Eurocódigo 0 (2002). Foram consideradas três combinações de ações distintas, associadas aos limites últimos e de utilização:

- Estado Limite Último (ELU)
 - Situações de projeto persistentes ou transitórias

$$F_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad (1)$$

Em que: $\gamma_G = 1,35$ e $\gamma_Q = 1,5$

- Situações de projeto de ações sísmicas

$$F_d = G_k + \gamma_E \cdot E_{Ek} + \psi_2 \cdot Q_k \quad (2)$$

Em que: $\gamma_E = 1,00$ e $\psi_2 = 0,3$ ou $\psi_2 = 0,0$ se o último piso é uma cobertura.

3.2.3.4. Definição das massas

A definição da massa no SAP2000 é uma etapa essencial para a realização da análise modal e da análise por espectro de resposta. Este procedimento determina como a massa da estrutura é calculada, especificando quais cargas contribuem para a massa total e com que fatores de ponderação.

Na modelação desenvolvida, foi criada uma combinação de cargas específica, utilizada como base para a definição da massa. Esta combinação foi escolhida com o objetivo de representar adequadamente a massa mobilizada em regime dinâmico, incluindo tanto cargas permanentes como uma fração das cargas variáveis, conforme recomendado pelo Eurocódigo 8.

A origem da massa foi assim configurada a partir dos casos de carga previamente definidos no modelo. Para o caso correspondente às cargas permanentes, foi aplicado um fator de ponderação de 1,0, ou seja, toda a carga permanente é considerada integralmente como massa. No caso das cargas variáveis, foi adotado um fator de 0,3, o que reflete a consideração parcial da sobrecarga como massa, atendendo ao seu carácter não permanente.

3.3. MODELAÇÃO DOS DIAFRAGMAS

3.3.1. MODELAÇÃO DOS DIAFRAGMAS

Após a definição da geometria da estrutura e das ações consideradas, foram desenvolvidos vários modelos numéricos com o objetivo de estudar o comportamento da estrutura sob diferentes hipóteses de definição de diafragma. Desta forma, todos os modelos partem de uma configuração base, designada como modelo 0, na qual não se considera qualquer tipo de diafragma, isto é, cada módulo não tem nem lajes nem teto. A partir deste, foram construídas variantes com diferentes abordagens para simular o efeito de diafragma rígido, conforme descrito a seguir.

A nomenclatura adotada permite distinguir claramente as diferentes configurações. Para cada solução de diafragma foram criadas duas variantes: uma com aplicação a consideração do diafragma apenas ao nível dos pisos e outra com consideração do diafragma ao nível dos pisos e dos tetos. Isto foi mencionado no início deste capítulo e, portanto, esta parte serve apenas para lembrar e recordar os modelos considerados na Tabela 1.

A lógica de numeração aplica-se tanto aos modelos da *Estrutura 2x4* como a *Estrutura 2x20*, sendo que aqui, por simplicidade, apenas o modelo da *Estrutura 2x4* será apresentado em termos de imagens. Contudo, o mesmo raciocínio estrutural foi seguido para o modelo da *Estrutura 2x20*.

O Modelo 1 simula a rigidez dos pisos através de elementos do tipo bielas, que ligam os pontos extremos de cada módulo. Esta abordagem visa representar de forma idealizada o comportamento de um diafragma rígido ao nível do módulo. Como já referido, para cada modelo existem duas variações, pelo que a Figura 25.a corresponde ao Modelo 1.1 ou seja, com bielas unicamente ao nível do piso e o Modelo 1.2, mostrado na Figura 25.b, com bielas ao nível do piso e do teto.

A razão para considerar esta variação resulta do facto de o projeto real que serve de base à *Estrutura 2x20* prever a presença de contraventamentos ao nível de todos os tetos de cada módulo. Esta particularidade motivou a análise comparativa entre as duas versões do modelo, com o objetivo de avaliar a real necessidade de incluir contraventamentos ao nível do teto, para além do piso, e compreender de que forma essa escolha influencia o comportamento global da estrutura.

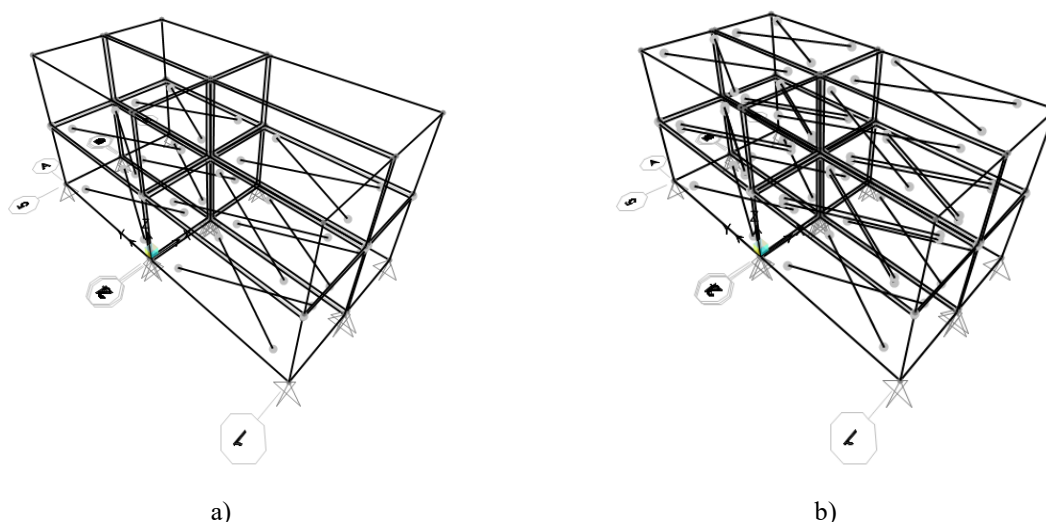


Figura 25 – Estrutura 2x4 Modelo 1: a) Modelo 1.1; b) Modelo 1.2

A segunda abordagem de modelação considerada foi a utilização de elementos do tipo casca. Este tipo de elemento permite representar de forma mais realista a rigidez da laje de madeira prevista na estrutura. Para tal, recorreu-se ao comando “*Shell Thick*” do SAP2000, que considera a rigidez tanto no plano como fora do plano, incluindo os efeitos de deformação por corte, sendo, por isso, mais adequado quando estas deformações são significativas.

As opções disponíveis no SAP2000, nomeadamente “*Shell Thin*” e “*Membrane*”, não foram consideradas por apresentarem limitações relevantes neste contexto. A formulação “*Shell Thin*” desconsidera os efeitos de corte, sendo adequada apenas quando as deformações por flexão dominam o comportamento. Já os elementos “*Membrane*” consideram apenas rigidez no plano, não sendo capaz de modelar adequadamente o comportamento da laje.

A Figura 26 ilustra os Modelos 2.1 e 2.2, correspondentes, respetivamente, à presença de laje apenas ao nível do piso e à presença de laje tanto ao nível do piso como do teto.

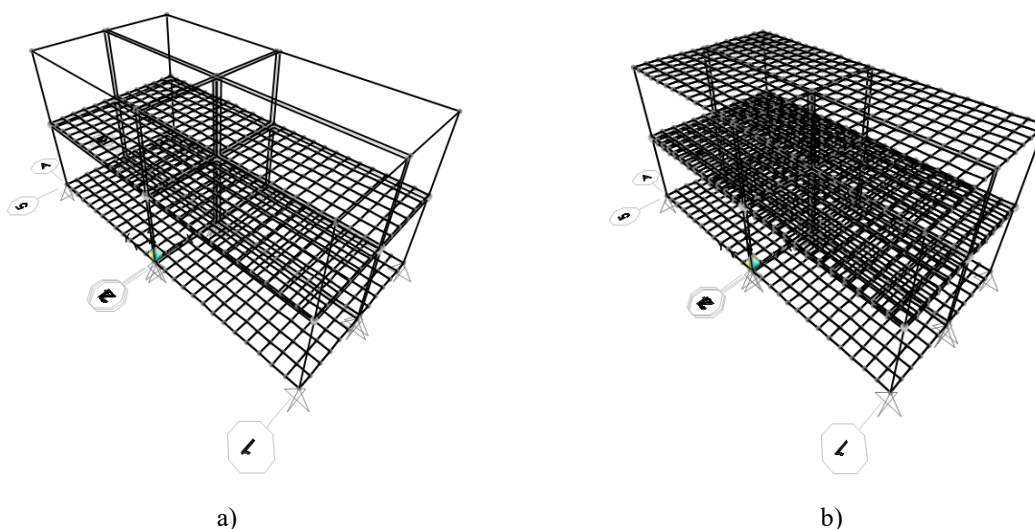


Figura 26 - Estrutura 2x4 Modelo 2: a) Modelo 2.1; b) Modelo 2.2

Por fim, o SAP2000 disponibiliza um comando específico para modelar o efeito de diafragma rígido, designado de “*Constraints*”. No menu deste comando é possível selecionar a opção de “*Rigid Diaphragm*” nos nós pretendidos. Desta forma, e como indicado na Figura 27, no Modelo 3.1 foram selecionados todos os nós ao nível do piso de cada módulo, enquanto no Modelo 3.2 foram selecionados todos os nós ao nível do piso e do teto, simultaneamente.

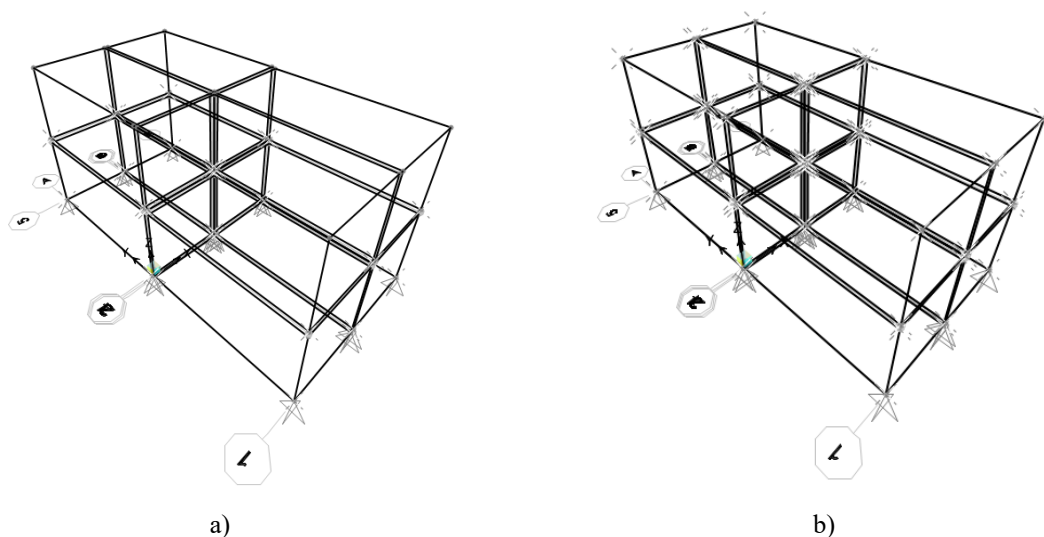


Figura 27 - Estrutura 2x4 Modelo 3: a) Modelo 3.1; b) Modelo 3.2

Finalmente, e como mencionado anteriormente, a modelação da *Estrutura 2x20* segue exatamente a mesma sequência de variações de modelos, sendo adicionalmente estudado com dois tipos de ligação intramodular: ligações com características normais e as ligações rígidas. Contudo, para as ligações rígidas foi necessário simular um comportamento praticamente indeformável, o que se traduziu, no SAP2000, na atribuição de valores muito elevados de rigidez axial, ao corte e à flexão das chapas de ligação.

Tal como mencionado no início deste capítulo, existe uma terceira estrutura que é a designada por *Estrutura 3x20*, que corresponde à *Estrutura 2x20* com a adição de um terceiro piso. No que respeita à modelação do diafragma, a única variação introduzida é o surgimento do Modelo 3.3, que consiste na aplicação do comando de diafragma rígido em todos os pisos da estrutura e apenas na cobertura do edifício, ou seja, nos tetos dos módulos do último piso.

3.4. SÍNTESE DO CAPÍTULO

Este capítulo centrou-se na descrição detalhada das estruturas estudadas, bem como na fundamentação das opções de modelação adotadas. Foram analisadas três configurações geométricas: *Estrutura 2x4*, *Estrutura 2x20* e *Estrutura 3x20*, com o objetivo de avaliar o comportamento de edifícios modulares com diferentes dimensões em planta e em altura. Esta seleção permitiu estudar de forma comparada o impacto das ligações intermodulares e da modelação dos diafragmas no desempenho sísmico das estruturas.

Para avaliar a influência das ligações intermodulares, consideraram-se dois tipos de modelação: ligações normais e ligações rígidas, com rigidez axial, transversal e à flexão significativamente elevada. A

modelação dos diafragmas foi abordada com diferentes estratégias, incluindo a representação por bielas com elevada rigidez axial, elementos de casca com propriedades equivalentes ao CLT, e a utilização direta da opção de diafragma rígido disponibilizada pelo SAP2000.

As ligações intermodulares seguiram um modelo numérico proposto por um autor referenciado no capítulo anterior, enquanto as ligações intramodulares foram assumidas soldadas, e as ligações módulo-fundação modeladas com apoios duplos. Por fim, definiu-se a ação sísmica como ação lateral, sendo a cidade de Lagos selecionada como zona de estudo, de forma a garantir resultados significativos.

4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1. INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO

Tendo já sido descrita a modelação adotada para as diferentes estruturas, passa-se agora à apresentação e análise dos resultados obtidos. Assim, para cada tipo de modelo e respetivas variações, serão discutidos os resultados correspondentes à análise modal e ao comportamento sob ação sísmica.

A análise dos períodos de vibração e da participação modal de massa constitui o ponto de partida essencial para compreender o comportamento dinâmico global das estruturas. Estes parâmetros permitem identificar quais os modelos estruturalmente mais rígidos, avaliar a deformabilidade natural das estruturas e, sobretudo, perceber as diferenças introduzidas pelas distintas abordagens de modelação.

Em complemento, a análise dos deslocamentos devido à ação sísmica fornece uma perspetiva adicional sobre o comportamento global da estrutura. Será particularmente relevante avaliar se os pisos se comportam como diafragmas rígidos e verificar se há coerência entre os resultados da análise modal e os deslocamentos observados. Esta comparação ajuda a consolidar a perceção sobre quais os modelos que, de facto, apresentam maior rigidez global e, consequentemente maior deformabilidade.

Por fim, importa referir que é com base nesta leitura que envolve modos de vibração, deslocamentos e esforços, que se poderão tirar conclusões fundamentadas sobre a eficácia e as limitações de cada método de modelação. Deste modo, o presente capítulo tem como objetivo apresentar, analisar e discutir os resultados obtidos, estabelecendo as bases para as conclusões finais do estudo.

4.2. ESTRUTURA 2x4

Como foi descrito no capítulo dedicado à modelação das estruturas, a *Estrutura 2x4* corresponde a um edifício de dois pisos, onde em cada piso foram dispostos quatro módulos idênticos. Para relembrar a configuração geométrica desta estrutura, poderá consultar-se novamente a Figura 16.a do referido capítulo.

Este modelo serve como ponto de partida para a análise, permitindo perceber de forma mais clara os efeitos das diferentes modelações adotadas para simular o efeito de diafragma rígido. Recorda-se que foram consideradas três abordagens distintas: a modelação com bielas, com elementos de casca e a opção de diafragma rígido disponibilizada pelo SAP2000. Adicionalmente, para cada uma destas abordagens, foram testadas duas variações: efeito de diafragma aplicado apenas ao nível do piso e efeito de diafragma aplicado simultaneamente ao nível do piso e do teto. Estas variações encontram-se sintetizadas na Tabela 1, apresentada no início do capítulo de modelação das estruturas.

Antes de avançar com a análise modal, foi realizada uma verificação preliminar das reações verticais para a combinação de ações designada por gravíticas (Ver Eq. (1)) Esta combinação inclui ações permanentes e variáveis, mas exclui a ação sísmica, permitindo confirmar a consistência dos modelos em termos de massa e carregamento.

Como resultado dessa verificação, constatou-se que todos os modelos apresentaram uma reação vertical total de 1902,54 kN, o que confirma a sua comparabilidade e assegura que eventuais diferenças nos resultados se devem exclusivamente às variações introduzidas na modelação.

4.2.1. COMPARAÇÃO DE PERÍODOS DE VIBRAÇÃO E DA PARTICIPAÇÃO MODAL DE MASSA

Concluída a fase de contextualização da *Estrutura 2x4* e das variações introduzidas, bem como a verificação da consistência entre modelos quanto às reações verticais, avança-se agora para a análise modal, com enfoque nos períodos de vibração e na participação modal da massa. Para esse efeito, indicam-se os valores dos três primeiros modos de vibração para cada modelo na Tabela 12, bem como as percentagens acumuladas de massa modal mobilizada até ao terceiro modo de vibração na Tabela 13.

Tabela 12 - Períodos de vibração por modelo para a Estrutura 2x4

Modelo	$T_1 = T_Y$ [s]	f [Hz]	$T_2 = T_X$ [s]	f [Hz]	$T_3 = T_{RZ}$ [s]	f [Hz]
0	0,3053	3,2750	0,2743	3,6450	0,2730	3,6632
1.1	0,3053	3,2758	0,2743	3,6453	0,2729	3,6639
1.2	0,3047	3,2818	0,2743	3,6451	0,2728	3,6658
2.1	0,2971	3,3663	0,2680	3,7318	0,2584	3,8697
2.2	0,2709	3,6914	0,2520	3,9686	0,2318	4,3133
3.1	0,3052	3,2763	0,2743	3,6458	0,2727	3,6665
3.2	0,3048	3,2810	0,2742	3,6474	0,2722	3,6736

Tabela 13 - Percentagens acumuladas de participação modal até o modo 3 por modelo, para a *Estrutura 2x4*

Modelo	Tipo	ID	U_X [%]	U_Y [%]	R_Z [%]
0	Básico	0	97,96	97,72	97,94
1	Bielas	1.1	97,96	97,71	97,95
		1.2	97,96	97,71	97,96
2	Casca	2.1	73,18	72,99	76,04
		2.2	73,23	73,11	74,81
3	Diafragma	3.1	97,95	97,71	97,94
		3.2	97,95	97,70	97,95

Adicionalmente, e com o objetivo de facilitar a interpretação dos resultados e ilustrar o comportamento dinâmico da estrutura, foram incluídas imagens representativas dos modos de vibração nos Anexos A2.

De um modo geral, observa-se que, em todos os modelos, o primeiro modo de vibração corresponde a uma translação no eixo Y, o segundo modo a uma translação no eixo X, e o terceiro modo representa predominantemente uma rotação em torno do eixo vertical. Esta sequência pode ser observada na Figura 28, que, embora diga apenas respeito ao modelo com bielas (modelo 1.1), permite ter uma noção clara da forma como a estrutura se deforma nos três primeiros modos de vibração, servindo, assim, como exemplo ilustrativo do comportamento modal global.

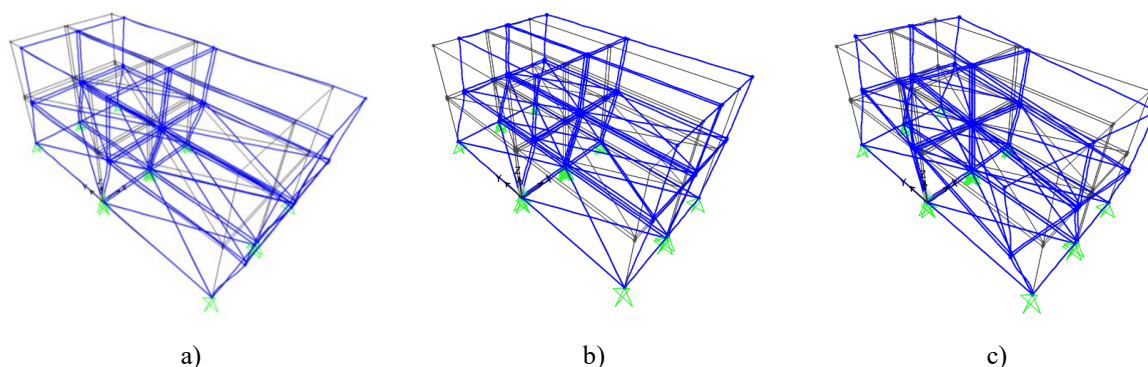


Figura 28 - Modos de vibração do Modelo 1.1: a) Modo 1; b) Modo 2; c) Modo 3

Apesar desta semelhança na natureza dos modos, os períodos de vibração revelam algumas diferenças. Os modelos 1 (bielas) e 3 (diafragma no SAP2000) apresentam valores praticamente coincidentes, distinguindo-se apenas ao nível das casas decimais. Por outro lado, o modelo 2 (cascas) evidencia um ligeiro decréscimo nos períodos, o que sugere um comportamento estrutural global mais rígido.

Especificamente, ao comparar os modelos 1.1 e 1.2, sendo o primeiro constituído por bielas apenas ao nível do piso de cada módulo, e o segundo com bielas tanto no piso como no teto, verifica-se que a inclusão de elementos adicionais no teto não tem impacto significativo na rigidez global da estrutura. De facto, este resultado é confirmado tanto pelos períodos de vibração como pelas deformadas obtidas. A título ilustrativo, apresenta-se de seguida a Figura 29 correspondente ao primeiro modo de vibração dos modelos 1.1 e 1.2, permitindo observar que, mesmo com a introdução de bielas no teto, as vigas mantêm uma deformação semelhante àquela verificada quando apenas o piso é modelado com bielas.

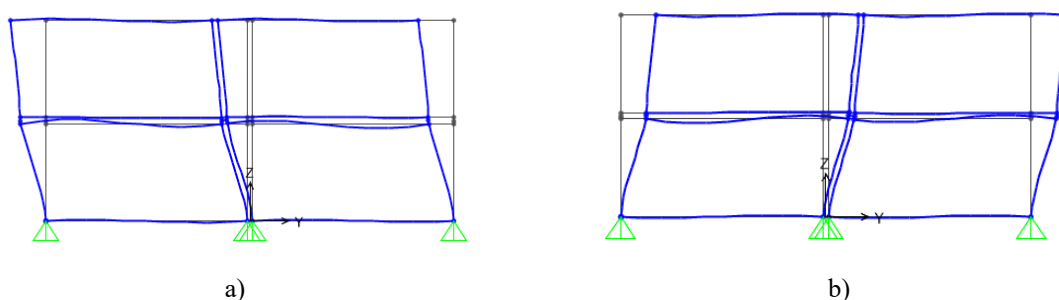


Figura 29 - Comparação do primeiro modo de vibração para: a) Modelo 1.1 - bielas apenas no piso; b) Modelo 1.2 bielas no piso e teto.

De forma análoga, o modelo 0, sem qualquer tipo de modelação de diafragma, apresenta períodos de vibração bastante próximos dos modelos anteriores. Tal resultado reforça a indicação de que, para este caso específico, a inclusão de elementos que simulam o comportamento de diafragma, quer ao nível do piso, quer em simultâneo no piso e no teto, não altera significativamente a rigidez global da estrutura. Na Figura 30 apresenta-se o primeiro modo de vibração do modelo 0, para efeito de comparação com os restantes resultados apresentados anteriormente.

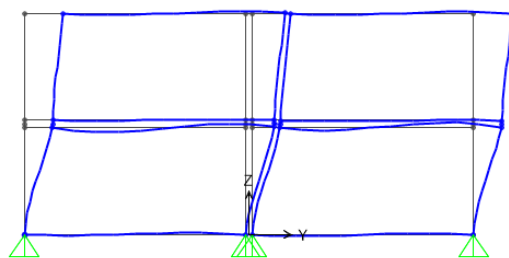


Figura 30 - Primeiro modo de vibração para o Modelo 0 na direção Y

Adicionalmente, o facto de o modelo 0 apresentar resultados muito semelhantes aos restantes modelos que incluem elementos que simulam o comportamento de diafragma rígido ao nível do piso e do teto, parece indicar que a estrutura em análise é suficientemente regular e simétrica para que as variações introduzidas não resultem em diferenças significativas ao nível da rigidez global. Esta constatação levanta a dúvida sobre a eficácia de cada tipo de modelação utilizada, nomeadamente quanto à sua capacidade de reproduzir adequadamente o comportamento de diafragma ao nível de cada piso e teto de cada módulo. Assim, torna-se pertinente avançar para a comparação entre modelos com base nos deslocamentos obtidos, de forma a complementar a análise e validar os efeitos das diferentes estratégias de modelação adotadas.

4.2.2. COMPARAÇÃO DE DESLOCAMENTOS

Após a comparação dos modos de vibração, procede-se agora à avaliação dos deslocamentos com o objetivo de confirmar se os diferentes elementos utilizados para simular o comportamento de um diafragma rígido estão efetivamente a funcionar conforme previsto.

Para esse efeito, optou-se por analisar os deslocamentos de dois pilares distintos pertencentes ao mesmo módulo: um localizado numa das esquinas da estrutura e outro na sua zona central, conforme ilustrado na Figura 31. Deste modo, em cada nível da estrutura (piso ou teto), serão avaliados os deslocamentos nestes dois pontos, com o objetivo de verificar se se deslocam de forma semelhante como seria expectável num comportamento de diafragma efetivamente rígido.

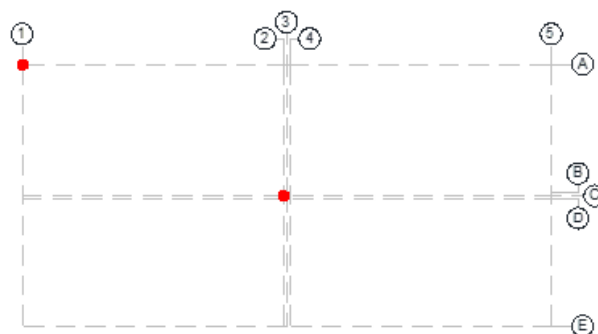


Figura 31 – Localização dos pilares analisados na planta da estrutura

Importa referir que os deslocamentos apresentados nesta secção resultam da aplicação da combinação de ações para situações de projeto de ações sísmicas (Eq. (2)). Mais detalhes sobre esse caso podem ser consultados no capítulo dedicado à modelação estrutural, mais especificamente na secção relativa às ações laterais consideradas onde se descrevem os diferentes casos de carga aplicados.

Assim, a Figura 32 apresenta os deslocamentos obtidos para o pilar localizado no centro da estrutura, tanto na direção X como na direção Y.

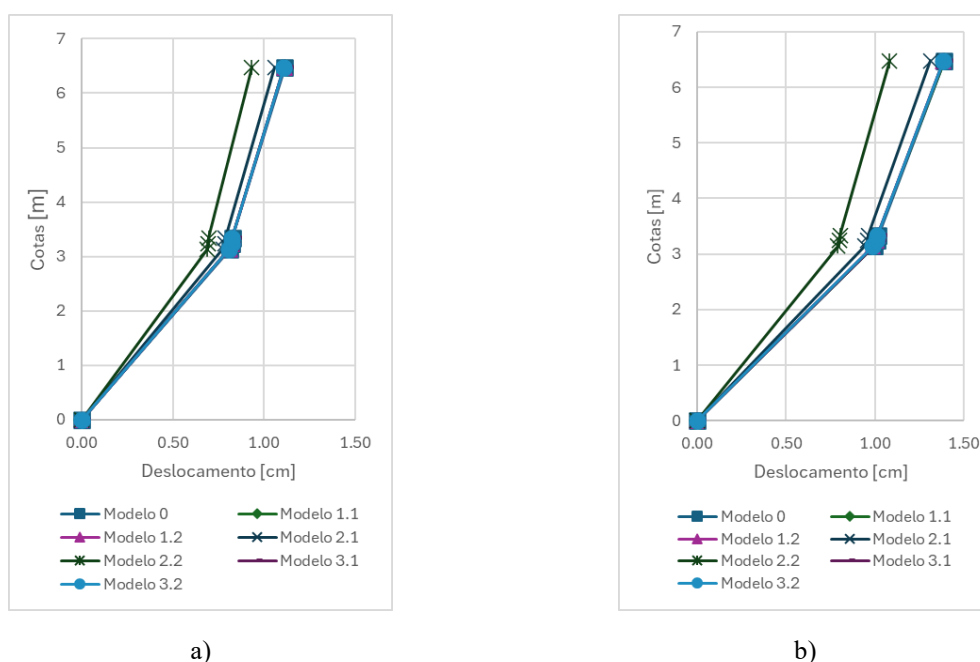


Figura 32 - Deslocamentos do pilar central da *Estrutura 2x4* para o caso de carga sísmica: a) Direção X; b) Direção Y

A Tabela 14 resume os deslocamentos máximos registados na cobertura para os diferentes modelos, incluindo as respetivas diferenças (em centímetros e em percentagem) em relação ao Modelo 3, que nesta Tabela é assumido como modelo de referência. Esta escolha justifica-se pelo facto de o Modelo 3 recorrer diretamente à funcionalidade de diafragma rígido disponibilizada pelo SAP2000, sendo, portanto, em princípio, o modelo mais adequado para simular este comportamento.

Tabela 14 - Deslocamentos no ponto da cobertura do pilar central da *Estrutura 2x4* para os diferentes modelos

	Modelos	Bielas		Casca		Diafragma	
		1.1	1.2	2.1	2.2	3.1	3.2
Direção X	Deslocamento [cm]	1,112	1,112	1,061	0,934	1,112	1,111
	Diferença [cm]	0,000	0,001	-0,052	-0,176	-	-
	Diferença percentual	0,00%	0,08%	-4,64%	-15,87%	-	-
Direção Y	Deslocamento [cm]	1,389	1,385	1,313	1,083	1,388	1,386
	Diferença [cm]	0,000	-0,001	-0,075	-0,303	-	-
	Diferença percentual	0,02%	-0,08%	-5,40%	-21,85%	-	-

No seguimento desta análise, procede-se de igual forma ao estudo dos deslocamentos do segundo ponto de interesse: o pilar localizado na esquina da estrutura. O objetivo é verificar se, em cada direção, os dois pilares se deslocam de forma semelhante, como seria esperado num sistema em que o diafragma rígido esteja corretamente representado.

A Figura 33 mostra os deslocamentos obtidos para este pilar de esquina nas direções X e Y, e a Tabela 15 apresenta os respetivos valores máximos e a comparação com o modelo de referência, isto é, o Modelo 3.

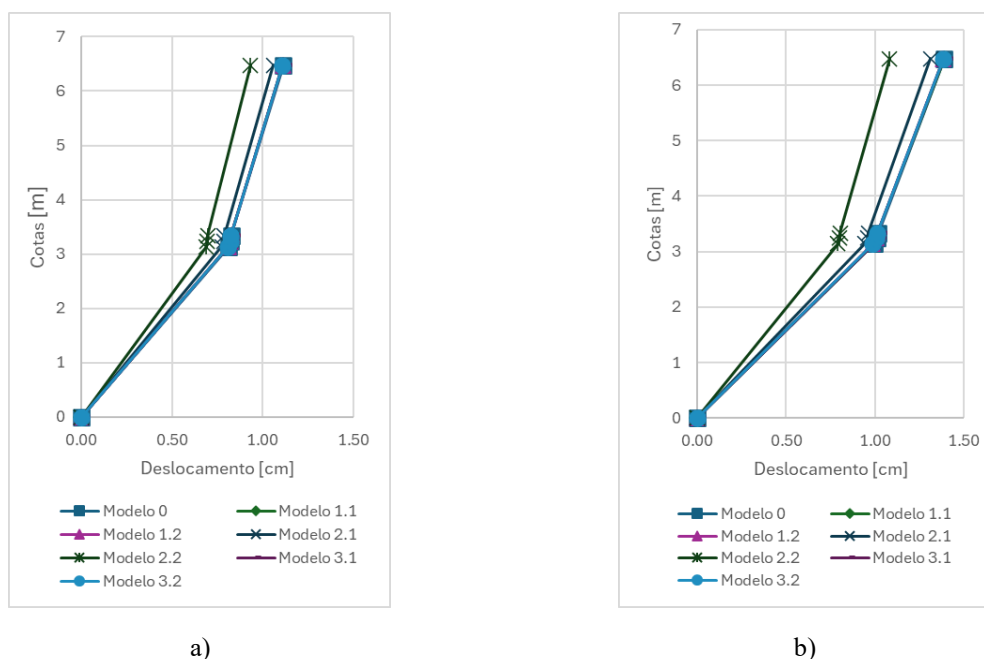


Figura 33 - Deslocamentos do pilar de esquina da *Estrutura 2x4* para o caso de carga sísmica: a) Direção X; b) Direção Y

Tabela 15 - Deslocamentos no ponto da cobertura do pilar da esquina da *Estrutura 2x4* para os diferentes modelos

	Modelos	Bielas		Casca		Diafragma	
		1.1	1.2	2.1	2.2	3.1	3.2
Direção X	Deslocamento [cm]	1,111	1,111	1,058	0,934	1,110	1,111
	Diferença [cm]	0,000	0,000	-0,052	-0,176	-	-
	Diferença percentual	0,03%	0,02%	-4,67%	-15,88%	-	-
Direção Y	Deslocamento [cm]	1,388	1,387	1,313	1,083	1,388	1,386
	Diferença [cm]	0,001	0,001	-0,075	-0,303	-	-
	Diferença percentual	0,06%	0,06%	-5,40%	-21,85%	-	-

É possível verificar, através dos gráficos obtidos, que os deslocamentos do pilar situado na esquina e do pilar localizado na zona central são praticamente iguais, tanto na direção X como na direção Y. Este resultado indica que os elementos utilizados para simular o comportamento de diafragma rígido estão a atuar de forma eficaz. Esta constatação pode ser visualizada também nas figuras seguintes, que apresentam a planta do piso dos módulos superiores dos modelos 1.1 e 1.2, onde se observa que, sob ação sísmica, todos os pontos pertencentes ao mesmo módulo se deslocam de forma semelhante.

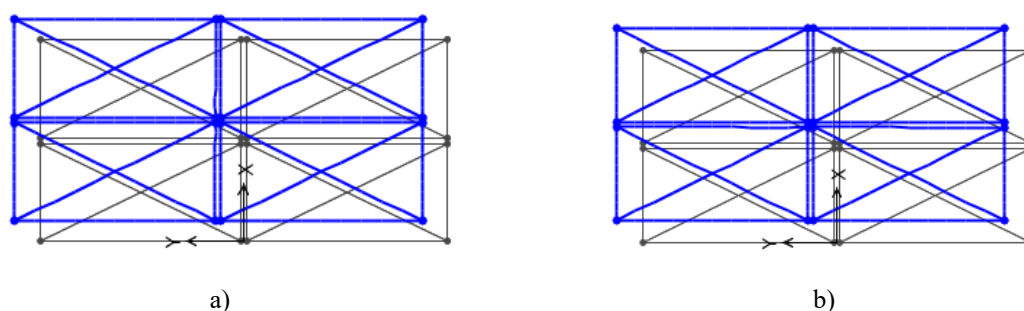


Figura 34 – Planta do piso dos módulos superiores sob ação sísmica: a) Modelo 1.1; b) Modelo 1.2

Seguidamente é feita a comparação dos restantes modelos, quer por meio dos gráficos, quer através de tabelas onde se apresentam os deslocamentos máximos.

Os modelos 2.1 e 2.2, que recorrem à modelação com elementos de casca das lajes de piso e teto, demonstram um comportamento global mais rígido. Esta maior rigidez reflete-se em deslocamentos relativamente mais baixos, distinguindo-os dos restantes modelos, cujos valores se mantêm bastante próximos entre si.

Importa recordar que, no Modelo 2, os elementos de casca possuem as propriedades específicas do material CLT, incluindo espessuras distintas para pisos e tetos, conforme descrito no capítulo de modelação. Contudo, a utilização deste tipo de elemento levanta uma questão relevante: a modelação foi realizada com base nos eixos dos elementos, o que conduz a uma sobreposição geométrica entre as lajes e as vigas, situação ilustrada na Figura 35.

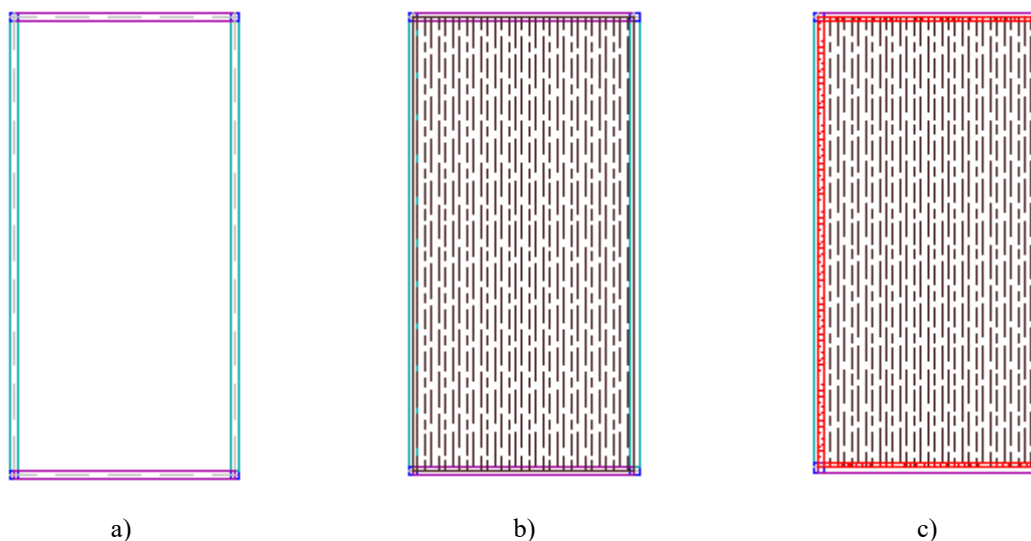


Figura 35 - Vista da planta de um módulo: a) Representação real das vigas; b) Representação da casca que simula a laje; c) Área de sobreposição à vermelho entre vigas e laje

Este tipo de sobreposição pode conduzir a uma representação não realista e a uma rigidez estrutural superior à que existe na realidade, uma vez que, na prática, os elementos de madeira que constituem os pisos e os tetos não estão sobrepostos às vigas, mas sim encaixados entre elas. Ou seja, o espaço interior definido pelas quatro vigas de cada módulo é preenchido pela laje ou teto de madeira, que se encontram ao mesmo nível das vigas, e não por cima nem por baixo destas. Assim, ao modelar com elementos de casca aplicados nos eixos das vigas, acaba-se por considerar uma rigidez maior do que a real, o que justifica os menores deslocamentos verificados nos modelos 2.1 e 2.2.

Resta agora compreender porque é que o modelo 0 apresenta um comportamento tão semelhante aos restantes modelos. Para isso, será analisada a *Estrutura 2x20*, cuja configuração em planta é diferente da *Estrutura 2x4*

4.3. ESTRUTURA 2X20

À semelhança do que foi feito para a *Estrutura 2x4*, procede-se agora à análise da *Estrutura 2x20*. Tal como descrito no capítulo dedicado à modelação das estruturas, trata-se de uma configuração composta por duas filas de módulos por piso, com um total de dez módulos por fila e dois pisos de altura. A *Estrutura 2x20* dispõe ainda de contraventamentos nas duas extremidades transversais, isto é, na direção Y. A sua configuração geral poderá igualmente ser visualizada na Figura 16.b.

Este modelo surge da necessidade de compreender o comportamento de uma estrutura com geometria e rigidez diferentes da analisada anteriormente, permitindo assim uma avaliação mais aprofundada das diferenças resultantes das várias formas de modelar os elementos responsáveis por simular o efeito de diafragma nos pisos e tetos dos módulos. Para além desta questão, a *Estrutura 2x20* oferece ainda a possibilidade de estudar a influência das ligações intermodulares no comportamento global da estrutura, aspeto determinante na análise de sistemas modulares.

4.3.1. IMPORTÂNCIA DO CONTRAVENTAMENTO

Antes de avançar para a análise da *Estrutura 2x20*, e das suas variações, é essencial sublinhar a importância dos contraventamentos. Estes elementos, localizados nos extremos da estrutura conforme ilustrado na Figura 36 serão considerados em várias fases do estudo, sendo, por isso, relevante compreender o seu efeito. Para simplificar a comparação entre configurações, recorre-se ao modelo 3.2, com o diafragma rígido disponível no SAP2000 no piso e no teto, o que permite obter resultados de forma mais rápida e clara.

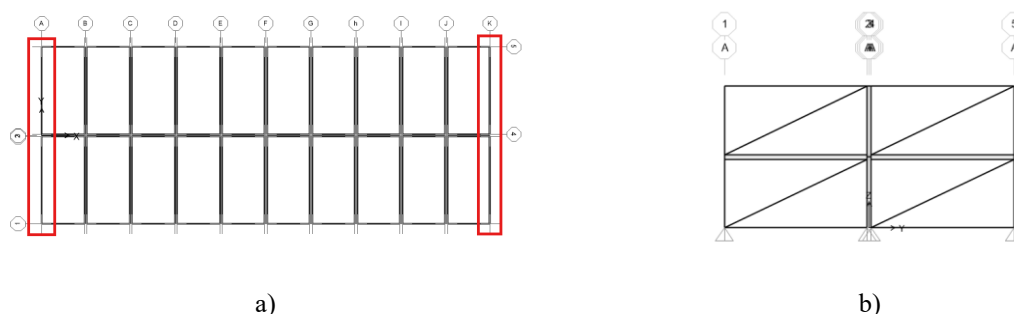


Figura 36 – Identificação dos contraventamentos na estrutura: a) Vista em planta XY, assinalando a localização dos contraventamentos; b) Vista lateral ZY

A comparação entre a estrutura com e sem contraventamentos foi realizada com base nos resultados das tabelas seguintes. As Tabela 16 e Tabela 17 indicam os três primeiros períodos de vibração, enquanto a Tabela 18 apresenta as percentagens acumuladas da massa modal até ao terceiro modo para ambas as estruturas, permitindo observar diferenças significativas no comportamento dinâmico. Na ausência de contraventamentos, a estrutura revelou uma elevada flexibilidade na direção Y, correspondente à direção de menor dimensão, refletida num primeiro modo de vibração dominado pela translação nessa direção. Já o segundo modo, caracterizado por uma componente torsional marcante, evidenciou uma rigidez à torção bastante reduzida.

Com a introdução de contraventamentos nas extremidades, na direção Y, a rigidez nesta direção aumenta significativamente. Esta modificação estrutural tem um impacto direto na resposta modal da estrutura, resultando na alteração da ordem natural dos modos: o primeiro passa a ser uma translação em X, o segundo em Y e apenas o terceiro envolve rotação. A Figura 37 seguinte ilustra essa diferença no segundo modo de vibração do modelo 3.2, com e sem contraventamentos.

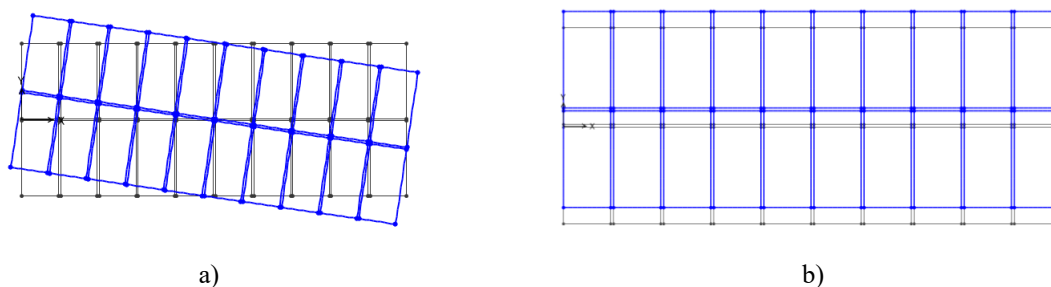


Figura 37 - Comparação do segundo modo de vibração do modelo 3.2: a) Estrutura sem contraventamentos; b) Estrutura com contraventamentos

Tabela 16 - Períodos de vibração do Modelo 3.2 da *Estrutura 2x20* com contraventamentos

$T_1 = T_X$ [s]	f [Hz]	$T_2 = T_Y$ [s]	f [Hz]	$T_3 = T_{RZ}$ [s]	f [Hz]
0,6329	1,5800	0,3786	2,6413	0,2736	3,6549

Tabela 17 - Períodos de vibração do Modelo 3.2 da *Estrutura 2x20* sem contraventamentos

$T_1 = T_Y$ [s]	f [Hz]	$T_2 = T_X$ [s]	f [Hz]	$T_3 = T_{RZ}$ [s]	f [Hz]
0,7148	1,3990	0,7074	1,4136	0,6327	1,5805

Tabela 18 - Percentagens acumuladas de participação da massa modal até ao modo 3, dos modelos com e sem contraventamento, da *Estrutura 2x20*

Modelo	Tipo	ID	U_X [%]	U_Y [%]	R_Z [%]
3.2	C. Contraventamento	1.1	99,06	99,03	99,17
	S. Contraventamento	1.2	99,06	98,92	99,09

Com base nesta análise, é possível concluir que a introdução de contraventamentos nas extremidades da estrutura contribuiu decisivamente para que o modo torsional passasse a surgir apenas no terceiro modo de vibração. Esta alteração representa uma melhoria significativa na rigidez de torção da estrutura, resultando numa resposta dinâmica translacional nos dois primeiros modos.

4.3.2. LIGAÇÕES RÍGIDAS NA ESTRUTURA 2X20

Tendo sido evidenciada a relevância dos contraventamentos em estruturas alongadas, retoma-se agora uma reflexão introduzida na fase inicial do capítulo, durante a análise da *Estrutura 2x4*. Nessa etapa, observou-se que os diferentes modelos apresentavam comportamentos semelhantes, tanto ao nível dos períodos como dos deslocamentos, incluindo o modelo 0, sem diafragmas de pisos e tetos.

Esta semelhança poderá dever-se à elevada regularidade da estrutura analisada, o que justifica a transição para o estudo de uma *Estrutura 2x20*, onde se espera que essas diferenças se tornem mais evidentes.

Por outro lado, nas estruturas modulares, as ligações intermodulares influenciam diretamente o comportamento global, sobretudo na rigidez ao nível dos pisos. Como nesta etapa se pretende avaliar a modelação mais adequada para simular um diafragma rígido, optou-se por isolar esse efeito, não considerando, para já, as características reais das ligações.

Para isso, as chapas de ligação foram modeladas com rigidez axial, transversal e à flexão muito elevadas, simulando um comportamento próximo de um diafragma rígido. Esta opção permite focar a análise nos efeitos globais de cada modelação, nomeadamente na resposta modal e nos deslocamentos, que serão explorados na secção seguinte.

4.3.2.1. Comparação de Períodos de Vibração e de Participação Modal da Massa

Antes de aprofundar a análise da resposta modal, importa assegurar que todos os modelos foram sujeitos às mesmas condições de carga. De facto, a reação vertical total na base da estrutura é idêntica em todos

os casos, com um valor de 8636,66 kN, o que confirma a uniformidade das massas e das ações aplicadas. Tal como já verificado para a *Estrutura 2x4*, esta confirmação permite garantir que quaisquer diferenças na resposta dinâmica resultam unicamente da forma como os elementos simuladores do diafragma foram modelados.

Estabelecida essa base de comparação, passa-se à análise modal e para esse efeito, indicam-se os valores dos três primeiros modos de vibração para o Modelo 0 na Tabela 19 e para os restantes modelos na Tabela 20, bem como as percentagens acumuladas de massa modal mobilizada até ao terceiro modo de vibração na Tabela 21.

Tabela 19 – Períodos de vibração do modelo 0 da *Estrutura 2x20*

Modelo	$T_1 = T_Y$ [s]	f [Hz]	$T_2 = T_X$ [s]	f [Hz]	$T_3 = T_{RZ}$ [s]	f [Hz]
0	0,6534	1,5304	0,6205	1,6116	0,5612	1,7820

Tabela 20 – Períodos de vibração por modelo da *Estrutura 2x20*

Modelo	$T_1 = T_X$ [s]	f [Hz]	$T_2 = T_Y$ [s]	f [Hz]	$T_3 = T_{RZ}$ [s]	f [Hz]
1.1	0,6194	1,6143	0,4377	2,2844	0,3253	3,0738
1.2	0,6193	1,6148	0,3939	2,5385	0,2753	3,6328
2.1	0,6050	1,6530	0,4310	2,3200	0,3198	3,1267
2.2	0,5797	1,7251	0,3772	2,6508	0,2645	3,7811
3.1	0,6193	1,6148	0,4109	2,4337	0,3220	3,1060
3.2	0,6188	1,6161	0,3747	2,6688	0,2715	3,6831

Tabela 21 – Percentagens acumuladas de participação da massa modal até ao modo 3, por modelo, da *Estrutura 2x20*

Modelo	Tipo	ID	U_X [%]	U_Y [%]	R_Z [%]
0	Básico	0	98,61	78,10	48,33
1	Bielas	1.1	98,81	88,48	65,20
		1.2	98,81	98,60	99,17
2	Casca	2.1	64,23	58,01	42,92
		2.2	64,37	64,24	63,68
3	Diafragma	3.1	98,80	87,58	64,30
		3.2	98,80	98,94	99,14

De forma geral, os períodos, apresentados para a *Estrutura 2x20* revelam inicialmente uma proximidade nos valores para os diferentes modelos. O modelo 0 destaca-se por apresentar um período ligeiramente superior, o que indica menor rigidez global. Já os modelos 1 (com bielas) e 3 (com diafragma rígido)

mantêm entre si um comportamento muito semelhante, com o modelo 2 a demonstrar uma rigidez ligeiramente superior.

Contudo, a análise da participação modal da massa, assim como a observação das deformadas das estruturas resultantes dos modos de vibração, permite verificar que o modo 1 introduz, desde logo, uma distinção relevante. No modelo 0, o primeiro modo corresponde a uma translação segundo o eixo Y, ao passo que nos restantes modelos essa translação ocorre no eixo X.

Esta diferença é ilustrada na Figura 38, onde se apresentam as deformações correspondentes ao primeiro modo de vibração do modelo 0 e do modelo 3.2, este último escolhido por conveniência, uma vez que todos os restantes modelos apresentam um comportamento análogo.

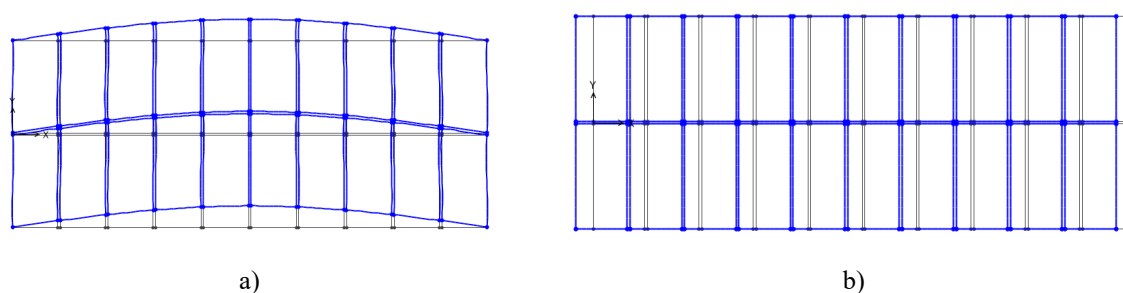


Figura 38 - Primeiro modo de vibração da *Estrutura 2x20*: a) Modelo 0; b) Modelo 3.2

Dando continuidade à análise modal, para além da análise do primeiro modo de vibração, importa também olhar para os modos seguintes, cuja interpretação revela aspetos igualmente relevantes sobre o comportamento estrutural. Para complementar as tabelas anteriormente apresentadas, podem ainda ser consultadas, nos Anexos A2, imagens que ilustram os modos de vibração das diferentes estruturas, facilitando uma leitura mais intuitiva dos resultados obtidos.

Importa destacar um padrão observado de forma transversal a todos os modelos, com exceção do modelo 0: o primeiro modo corresponde sempre a uma translação no eixo X. Já o modo 2, apesar de também corresponder a uma translação, mas esta vez no eixo Y, apresenta características distintas consoante o modelo adotado. Com exceção do modelo 3, com diafragma rígido, os restantes modelos exibem uma deformada onde os deslocamentos dos pórticos centrais são mais acentuados do que os das extremidades, comportamento semelhante ao ilustrado anteriormente na Figura 38 para o modelo 0.

Para ilustrar esta diferença, a Figura 39 apresenta o segundo modo de vibração da *Estrutura 2x20* para dois casos de interesse: modelo 1.2 e o modelo 3.2.

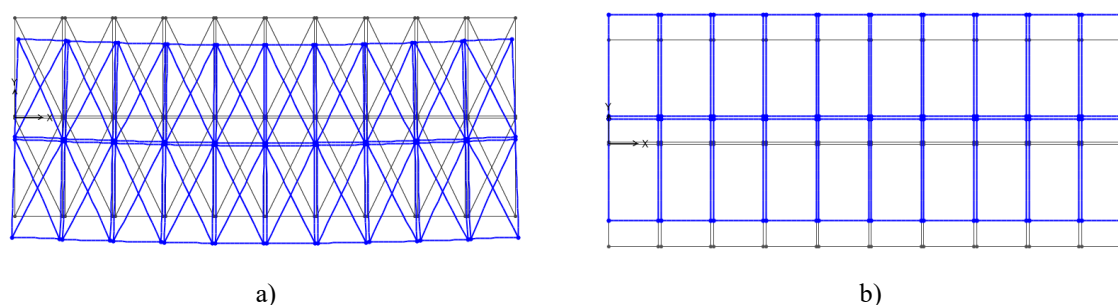


Figura 39 – Segundo modo de vibração da *Estrutura 2x20*: a) Modelo 1.2; b) Modelo 3.2

Esta comparação é particularmente relevante, pois estes modelos, com bielas e com diafragma rígido, respetivamente, têm demonstrado comportamentos bastante semelhantes em termos de períodos e tipos de modos de vibração no passado. No entanto, esta figura permite perceber que, apesar dessa semelhança global, existem diferenças significativas ao nível da deformação. O modelo com bielas aparenta não transmitir os esforços de forma tão eficaz ou contínua como o modelo com diafragma rígido, que se aproxima mais do comportamento idealizado de uma translação completa.

Estas observações reforçam, assim, a influência das opções de modelação adotadas no comportamento global da estrutura e sublinha a importância de analisar com maior detalhe os deslocamentos associados a cada solução.

4.3.2.2. Comparação de deslocamentos entre modelos

Tendo analisado as diferenças observadas ao nível da resposta modal, avança-se agora para a comparação dos deslocamentos obtidos sob a ação sísmica, com o objetivo de compreender como cada modelo responde à ação horizontal imposta.

Tal como foi feito para a *Estrutura 2x4*, a análise centra-se em dois pilares representativos, mas desta vez com uma ligeira diferença: ambos os pilares selecionados pertencem ao mesmo alinhamento, sendo uma situada na zona central e a outra na esquina da estrutura. Esta escolha justifica-se pelo facto de, ao longo desse alinhamento, se esperarem os maiores deslocamentos, permitindo assim uma comparação mais expressiva entre modelos. A Figura 40 apresenta a identificação dos pilares de interesse, bem como a sua localização na planta da estrutura. Importa ainda referir que os deslocamentos analisados correspondem à aplicação da combinação de ações para situações de projeto de ações sísmicas (Eq. (2)), tal como anteriormente feito para a *Estrutura 2x4*.

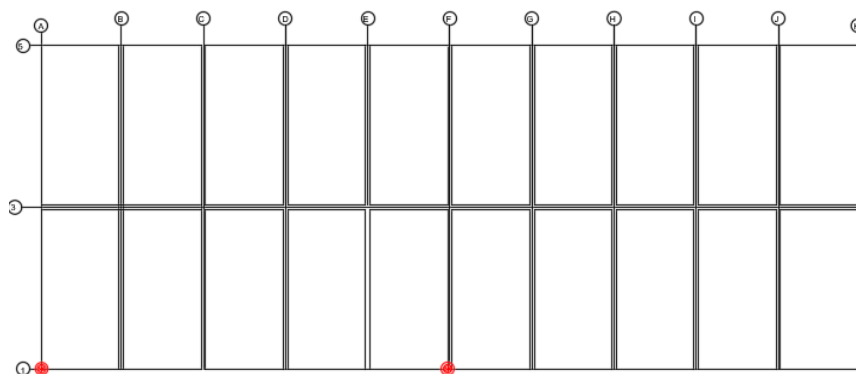


Figura 40 - Identificação dos pilares analisados no modelo alongado

Nos gráficos que se seguem, os resultados relativos ao modelo 0 não serão incluídos pois este modelo não dispõe de elementos que permitem simular o comportamento de diafragma rígido, tanto ao nível do piso ou do teto. O modelo 0, serve apenas para compreender as diferenças entre modelos sem diafragma e com diafragma. A sua inclusão nos gráficos distorceria a escala dos deslocamentos e comprometeria a leitura comparativa entre os restantes modelos.

Porém, para ilustrar de forma clara a discrepância de comportamentos, a Figura 41 compara os deslocamentos em planta do modelo 0 com os do modelo 3.2, este último escolhido por conveniência,

dados que todos os modelos com diafragma rígido apresentam respostas semelhantes, sobretudo ao nível dos pisos dos módulos superiores da estrutura.

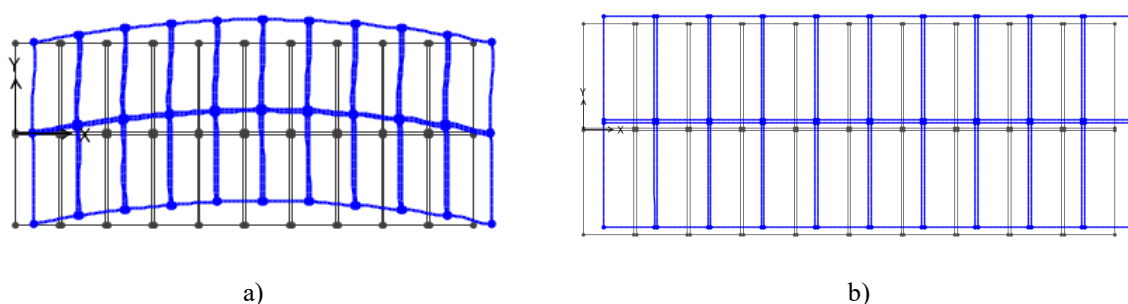


Figura 41 - Comparação dos deslocamentos em planta sob ação sísmica: a) Modelo 0; b) Modelo 3.2

Realizada esta comparação introdutória, e focando apenas os modelos com interesse prático, a Figura 42 apresenta os deslocamentos obtidos para o pilar situado na zona central da estrutura, nas direções X e Y. Esta análise permite avaliar de forma clara o impacto das diferentes modelações do diafragma no comportamento horizontal da estrutura.

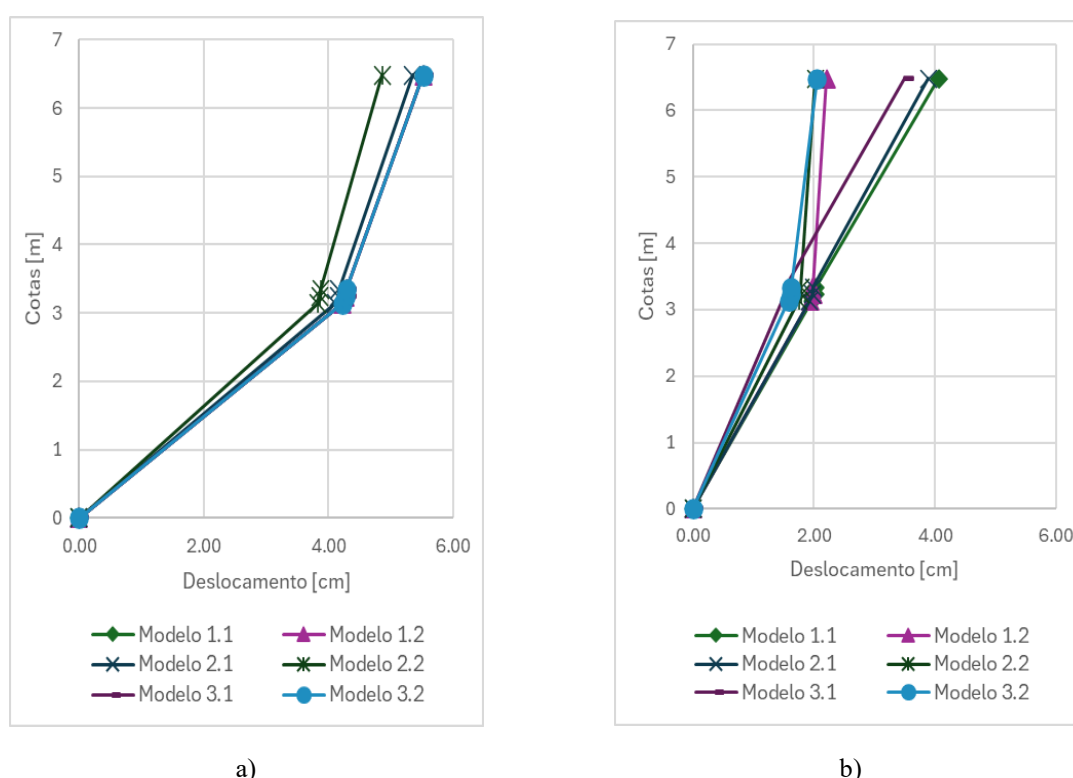


Figura 42 – Deslocamentos do pilar central da *Estrutura 2x20* para o caso de carga sísmica: a) Direção X; b) Direção Y

A Tabela 22 resume os valores máximos de deslocamento registados na cobertura, para o pilar central, em cada um dos modelos considerados. À semelhança do que foi feito para a *Estrutura 2x4*, as diferenças percentuais são calculadas em relação ao Modelo 3.

Tabela 22 - Deslocamentos no ponto da cobertura do pilar central da *Estrutura 2x20* para os diferentes modelos

	Modelos	Bielas		Casca		Diafragma	
		1.1	1.2	2.1	2.2	3.1	3.2
Direção X	Deslocamento [cm]	5,522	5,519	5,352	4,867	5,520	5,519
	Diferença [cm]	0,002	0,000	-0,167	-0,652	-	-
	Diferença percentual	0,04%	0,00%	-3,03%	-11,81%	-	-
Direção Y	Deslocamento [cm]	4,064	2,211	3,894	1,891	3,492	2,046
	Diferença [cm]	0,572	0,165	0,402	-0,156	-	-
	Diferença percentual	16,37%	8,05%	11,51%	-7,61%	-	-

De forma análoga, a Figura 43 mostra os deslocamentos registrados no pilar de esquina da estrutura, também nas direções X e Y, permitindo observar como a localização na malha estrutural pode amplificar ou afetar os efeitos da modelação do diafragma.

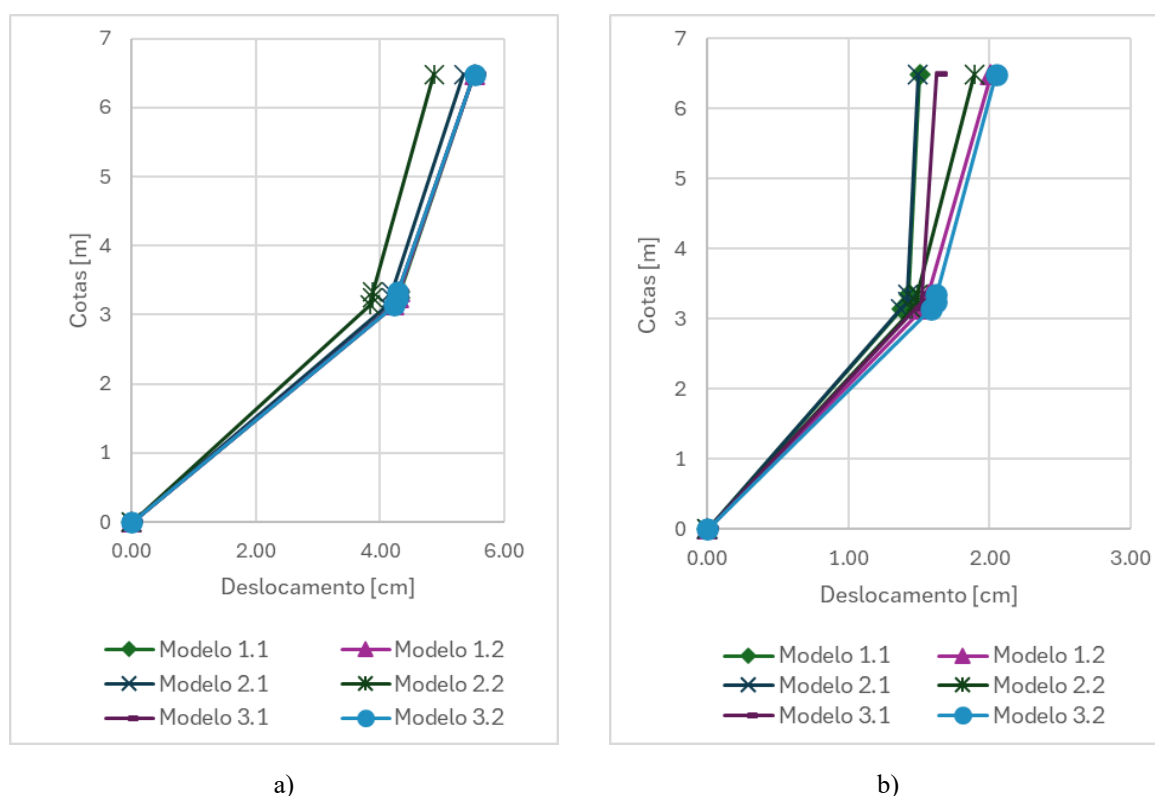


Figura 43 - Deslocamentos do pilar da esquina da *Estrutura 2x20* para o caso de carga sísmica: a) Direção X; b) Direção Y

A Tabela 23 apresenta os deslocamentos máximos correspondentes para o mesmo pilar da esquina, permitindo uma leitura direta das diferenças entre soluções modeladas.

Tabela 23 - Deslocamentos do ponto de cobertura do pilar da esquina da *Estrutura 2x20* para os diferentes modelos

	Modelos	Bielas		Casca		Diafragma	
		1.1	1.2	2.1	2.2	3.1	3.2
Direção X	Deslocamento [cm]	5,521	5,520	5,352	4,868	5,519	5,519
	Diferença [cm]	0,002	0,001	-0,167	-0,652	-	-
	Diferença percentual	0,04%	0,02%	-3,03%	-11,81%	-	-
Direção Y	Deslocamento [cm]	1,508	2,007	1,493	1,891	1,620	2,046
	Diferença [cm]	-0,113	-0,039	-0,127	-0,156	-	-
	Diferença percentual	-6,96%	-1,91%	-7,84%	-7,61%	-	-

A análise dos gráficos mostra que, em todos os modelos considerados, os deslocamentos dos pilares central e de esquina são muito semelhantes na direção X. Esta proximidade é confirmada pela Tabela 24 que quantifica a diferença entre os deslocamentos máximos no topo desses pilares, evidenciando um comportamento praticamente uniforme ao longo dessa direção.

Tabela 24 – Diferença nos deslocamentos dos dois pilares nos pontos ao nível da cobertura da *Estrutura 2x20* na direção X

	Modelo	P. Central [cm]	P. Esquina [cm]	Diferença [cm]	Dif. Percentual
Direção X	1.1	5,522	5,521	0,001	0,01 %
	1.2	5,519	5,520	-0,001	-0,02 %
	2.1	5,352	5,352	0,000	0,01 %
	2.2	4,867	4,868	0,000	0,00 %
	3.1	5,520	5,519	0,000	0,01 %
	3.2	5,519	5,519	0,000	0,00 %

Por outro lado, na direção Y, esta uniformidade deixa de se verificar. Observam-se diferenças significativas não só entre os modelos, mas também entre as localizações dos pilares. Para além da leitura dos gráficos, estas discrepâncias são evidenciadas na Tabela 25, construída com a mesma lógica da anterior, mas agora aplicada aos deslocamentos nesta direção.

Tabela 25 – Diferença nos deslocamentos dos dois pilares nos pontos ao nível da cobertura da *Estrutura 2x20* na direção Y

	Modelo	P. Central [cm]	P. Esquina [cm]	Diferença [cm]	Dif. Percentual
Direção Y	1.1	4,064	1,508	2,556	62,90 %
	1.2	2,211	2,007	0,204	9,21 %
	2.1	3,894	1,493	2,401	61,65 %
	2.2	1,891	1,891	0,000	0,00 %
	3.1	3,492	1,620	1,872	53,60 %
	3.2	2,046	2,046	0,000	0,00 %

Verifica-se que, de forma geral, os deslocamentos registados no pilar de esquina são inferiores aos observados no pilar central. Esta diferença torna-se particularmente evidente nos modelos que incluem elementos de diafragma apenas ao nível do piso de cada módulo, nomeadamente, os modelos 1.1, 2.1 e 3.1. Nestes casos, a discrepância entre os deslocamentos dos pilares é substancialmente maior, o que ajuda a justificar o comportamento observado da estrutura em planta, em que a zona central evidencia deslocamentos horizontais mais pronunciados do que as zonas periféricas. Este fenómeno, visível na representação dos deslocamentos em planta sob ação sísmica no nível dos pisos superiores (ver Anexos A3 - *Estrutura 2x20*), resulta numa maior mobilidade dos pórticos centrais face aos das extremidades.

Entre os modelos analisados, aquele que mais eficazmente mitiga este efeito é o modelo 3.2, contribuindo para uma distribuição mais uniforme dos deslocamentos.

Adicionalmente, importa destacar uma diferença relevante face ao que fora observado na *Estrutura 2x4*, em que, a introdução de elementos de rigidez ao nível dos tetos dos módulos não provocava alterações significativas no comportamento global. No entanto, no caso da *Estrutura 2x20*, essa rigidez adicional tem um impacto muito mais evidente. Tal como se pode verificar na Figura 42 que corresponde aos deslocamentos do pilar central mais especificamente na direção Y, os modelos 1.1, 2.1 e 3.1 apresentam deslocamentos na cobertura consideravelmente superiores aos respetivos modelos 1.2, 2.2 e 3.2. Esta comparação evidencia a importância da rigidez adicional ao nível dos tetos na limitação das deformações horizontais nesta direção.

De forma a quantificar este efeito, a Tabela 26 compara os deslocamentos do pilar central na direção Y entre pares de modelos com e sem elementos no teto: 1.1 vs. 1.2, 2.1 vs. 2.2 e 3.1 vs. 3.2. Esta comparação permite avaliar, de forma clara, o contributo dos elementos que simulam o diafragma rígido quando presentes simultaneamente ao nível do piso e do teto de cada módulo.

Tabela 26 – Comparação entre deslocamentos medidos ao nível da cobertura do pilar central da *Estrutura 2x20*, na direção Y.

	Modelos	Deslocamentos [cm]	Diferença [cm]	Dif. Percentual
Direção Y	1.1	4,064	1,853	45,59%
	1.2	2,211		
	2.1	3,894	2,004	51,45%
	2.2	1,891		
	3.1	3,492	1,446	41,40%
	3.2	2,046		

Tal como é possível observar na direção Y, a introdução de elementos que simulam um diafragma rígido ao nível do teto dos módulos traduz-se numa redução significativa dos deslocamentos observados na cobertura do edifício, com diminuições da ordem dos 40% a 50%. Este efeito confirma o papel importante da rigidez horizontal na limitação das deformações sob ação sísmica, especialmente em direções menos rígidas da estrutura.

No entanto, ao analisar os deslocamentos registados no pilar de esquina para essa mesma direção (ver Figura 43), verifica-se uma inversão dessa tendência. Apesar dos valores continuarem, em termos absolutos, a ser inferiores aos observados no pilar central, os modelos com maior rigidez, nomeadamente os modelos 1.2, 2.2 e 3.2, apresentam deslocamentos ligeiramente superiores aos dos modelos com rigidez apenas ao nível do piso (1.1, 2.1 e 3.1).

Esta resposta nos pilares de esquina, está relacionado com a presença dos contraventamentos na direção Y. A elevada rigidez destes elementos condiciona o modo de deformação global da estrutura. Para clarificar esta diferença, apresenta-se de seguida a Tabela 27 com a comparação direta dos deslocamentos do pilar de esquina entre os pares de modelos considerados, seguindo a mesma lógica adotada anteriormente para o pilar central.

Tabela 27 – Comparação entre deslocamentos medidos ao nível da cobertura do pilar de esquina da *Estrutura 2x20*, na direção Y.

	Modelos	Deslocamentos [cm]	Diferença [cm]	Dif. Percentual
Direção Y	1.1	1,508	-0,4997	-33,15 %
	1.2	2,007		
	2.1	1493	-0,397	-26,61 %
	2.2	1,891		
	3.1	1,620	-0,426	-26,29 %
	3.2	2,046		

Assim, os resultados obtidos mostram que, no caso do pilar de esquina, os deslocamentos passam a ser entre 20% a 30% superiores quando se aplicam elementos que simulam diafragmas rígidos

simultaneamente no piso e no teto de cada módulo, em comparação com os modelos que apenas incluem esses elementos ao nível do piso. Esta diferença, embora mais moderada, confirma que a rigidez adicional introduzida nos tetos pode alterar o comportamento relativo entre zonas centrais e periféricas da estrutura, especialmente numa configuração 2x20 como a considerada.

Apesar dessas variações, o modelo 3 volta a destacar-se como aquele que apresenta menores discrepâncias nos deslocamentos entre os pilares analisados. Esta consistência observada ao longo dos diferentes casos sugere que o modelo 3 poderá representar uma solução particularmente eficiente e equilibrada.

Com base nestas conclusões, colocam-se agora duas hipóteses de aprofundamento para investigação adicional. Por um lado, dado que a direção Y continua a revelar-se a mais crítica, tanto em termos de deslocamentos como de rigidez, seria pertinente estudar isoladamente o efeito da ação sísmica unidirecional nesta direção, de modo a compreender melhor os seus impactos. Por outro lado, surge o interesse em avaliar o comportamento de uma estrutura mais elevada, de forma a verificar se os padrões identificados se mantêm em edifícios com diferentes proporções verticais. Neste novo cenário, torna-se também relevante testar a eficácia de aplicar diafragmas rígidos exclusivamente na cobertura geral do edifício, em vez de replicá-los sistematicamente ao nível de todos os tetos de todos os módulos.

Para validar a escolha do modelo 3, a secção seguinte analisa os cortes basais nas bases dos pórticos, permitindo avaliar como os esforços transversos se distribuem entre os diferentes modelos.

4.3.3. VALIDAÇÃO DA ESCOLHA DO MODELO 3 COM BASE NO CORTE BASAL

Após a análise dos modos de vibração e deslocamentos horizontais, especialmente na direção Y, conclui-se que a presença de elementos que simulem diafragmas rígidos ao nível do piso e do teto de cada módulo contribui significativamente para o controlo dos deslocamentos, sendo o modelo 3 aquele que, até ao momento, apresenta melhor desempenho.

Contudo, antes de tomar uma decisão definitiva quanto ao modelo mais adequado, importa aprofundar a análise com base noutro critério relevante: a forma como se distribuem as ações horizontais entre os diferentes pórticos da estrutura, ou seja, o corte basal. Esta avaliação permite complementar a análise dos deslocamentos, verificando se o comportamento observado se traduz também numa distribuição mais uniforme dos esforços transversos nas bases, como se esperaria num funcionamento eficaz do diafragma.

Para isolar este efeito e evitar interferências de outras variáveis, consideram-se apenas os modelos com elementos rígidos tanto no piso como no teto (modelo 1.2, 2.2 e 3.2), mantendo as ligações entre módulos com rigidez total, como nas análises anteriores. Além disso, para concentrar a avaliação exclusivamente na direção Y, será considerada apenas a ação sísmica nessa direção, excluindo-se a combinação com a direção X.

O procedimento consiste em recolher as reações horizontais nos apoios de cada pórtico, tal como se mostra na Figura 44, somá-las por pórtico e representar os resultados num gráfico de barras, permitindo uma comparação visual entre os modelos. Os valores obtidos encontram-se sintetizados nos Anexos A4, onde se apresentam os valores de corte basal por pórtico para cada modelo analisado.

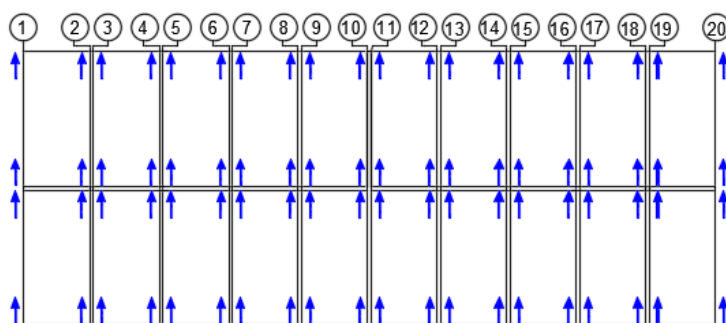


Figura 44 – Planta da *Estrutura 2x20* com os esforços resultantes da ação sísmica, na base e em cada nó, na direção Y.

Com o processo definido, os resultados foram representados no gráfico de barras considerando que o eixo horizontal corresponde ao número de pórticos ao longo do eixo Y da estrutura, enquanto o eixo vertical indica o esforço transversal total transmitido à base por cada um desses pórticos. Dado que a estrutura em estudo é bastante alongada e apresenta simetria em planta, optou-se por representar apenas metade dos pórticos na Figura 45.

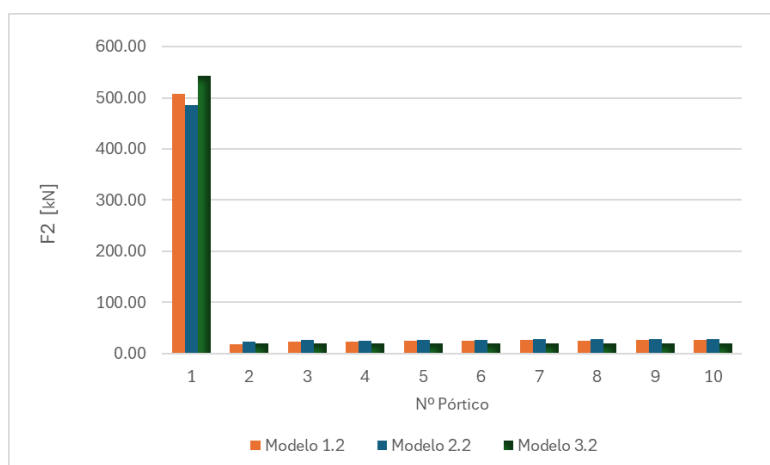


Figura 45 – Esforço transversal total por pórtico nos três modelos a estudar

Verificou-se, no entanto, que os pórticos situados nas extremidades concentram esforços significativamente superiores aos dos restantes, uma vez que é precisamente nesses pórticos que se localizam os contraventamentos. Este facto dificulta a leitura do gráfico e compromete a perceção clara das diferenças entre os modelos. Por esse motivo, na Figura 46, optou-se por excluir os pórticos de esquina com contraventamentos permitindo uma comparação mais legível e informática do comportamento dos restantes pórticos ao longo da estrutura.

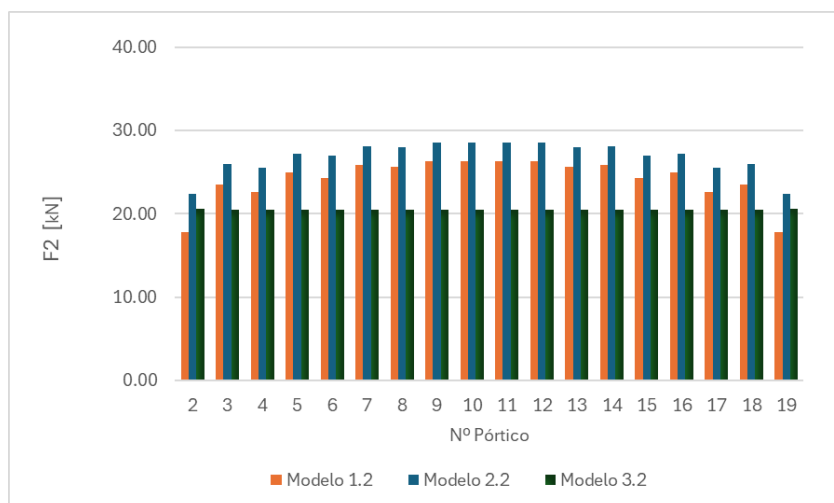


Figura 46 – Esforço transverso total nos pórticos sem contraventamentos nos três modelos a estudar

Através da análise do gráfico apresentado, observou-se que o Modelo 3.2 demonstrou uma regularidade importante na distribuição dos esforços transversos ao longo de toda a estrutura. Em contrapartida, os Modelos 1.2 e 2.2 evidenciaram variações mais acentuadas entre os esforços transversos dos pórticos. Verificou-se que, à medida que a análise se aproximava do centro da estrutura, as cargas aumentavam gradualmente. Neste cenário, o Modelo 2.2 registou a maior carga nos pórticos 10 e 11, atingindo 28,6 kN. Por outro lado, o Modelo 3.2 manteve um valor bastante constante de 20,53 kN, que representou o seu máximo no centro da estrutura.

Considerando o comportamento observado, e em particular a capacidade do Modelo 3.2 de manter os esforços relativamente constantes ao longo do seu desenvolvimento, decidiu-se que as próximas estruturas a serem estudadas utilizarão exclusivamente a opção de diafragma rígido do SAP2000. Esta escolha justifica-se pela sua capacidade na transferência de esforços e na minimização de deslocamentos excessivos relativos entre pontos no centro e na extremidade da estrutura.

4.3.4. LIGAÇÕES NORMAIS VS LIGAÇÕES RÍGIDAS

Nos modelos desenvolvidos anteriormente, focou-se o estudo exclusivamente na utilização de ligações rígidas. Esta abordagem teve como objetivo principal isolar o efeito que a rigidez das ligações exercia no comportamento global da estrutura. Contudo, revelou-se importante investigar se o comportamento estrutural apresentava diferenças significativas com a introdução de ligações de características normais.

Para tal, a *Estrutura 2x20* foi modelada de duas formas distintas: uma com ligações rígidas e outra com ligações de características normais, isto é, sem modificações na rigidez axial, à flexão ou ao momento fletor. Tendo já sido analisada a influência das diferentes modelações do diafragma e selecionada a opção do modelo 3, o presente estudo concentrou-se no Modelo 3.2.

Assim, a Tabela 28 e Tabela 29, apresentadas a seguir, ilustram os resultados obtidos em termos de análise modal. A primeira detalha os períodos de vibração para cada estrutura e para cada modo de vibração, enquanto a última mostra a participação de massa modal acumulada no modo 3. Adicionalmente, os modos de vibração de ambas as estruturas podem ser observadas no Anexo, especificamente para a planta do piso dos módulos superiores.

Tabela 28 – Períodos de vibração da *Estrutura 2x20* para os modelos com ligação normal e rígida.

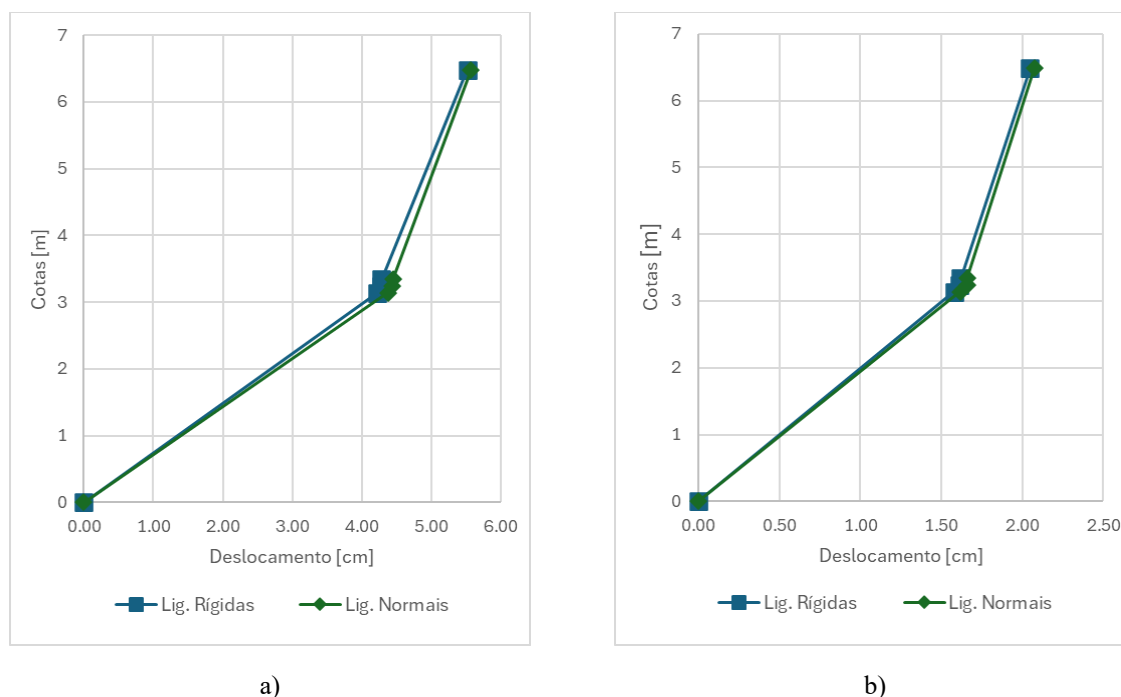
Modo	Ligação Normal		Ligação Rígida	
	T [s]	f [Hz]	T [s]	f [Hz]
1	$T_X = 0,6329$	1,5800	$T_X = 0,6188$	1,6161
2	$T_Y = 0,3786$	2,6413	$T_Y = 0,3747$	2,6688
3	$T_{RZ} = 0,2736$	3,6549	$T_{RZ} = 0,2715$	3,6831

Tabela 29 – Percentagens acumuladas de participação da massa modal até ao modo 3, para os modelos com ligação normal e rígida, da *Estrutura 2x20*.

Ligação	U_X [%]	U_Y [%]	R_Z [%]
Normal	98,80	98,94	99,14
Rígida	99,06	99,03	99,17

A observação das imagens e a análise dos modos de vibração permitiram verificar que ambas as estruturas apresentam modos de vibração similares. Contudo, estrutura com ligações rígidas possui um período de vibração maior que a estrutura com ligações rígidas, o que era expectável.

Também é importante o comportamento dos pilares de esquina e dos pilares da zona central sob a ação sísmica. As Figura 47 e Figura 48, apresentadas a seguir, ilustram os deslocamentos registados nestes pilares, para cada direção analisada.

Figura 47 – Deslocamentos registados no pilar da zona central da *Estrutura 2x20* sob ação sísmica, nos modelos com ligações normais e rígidas.

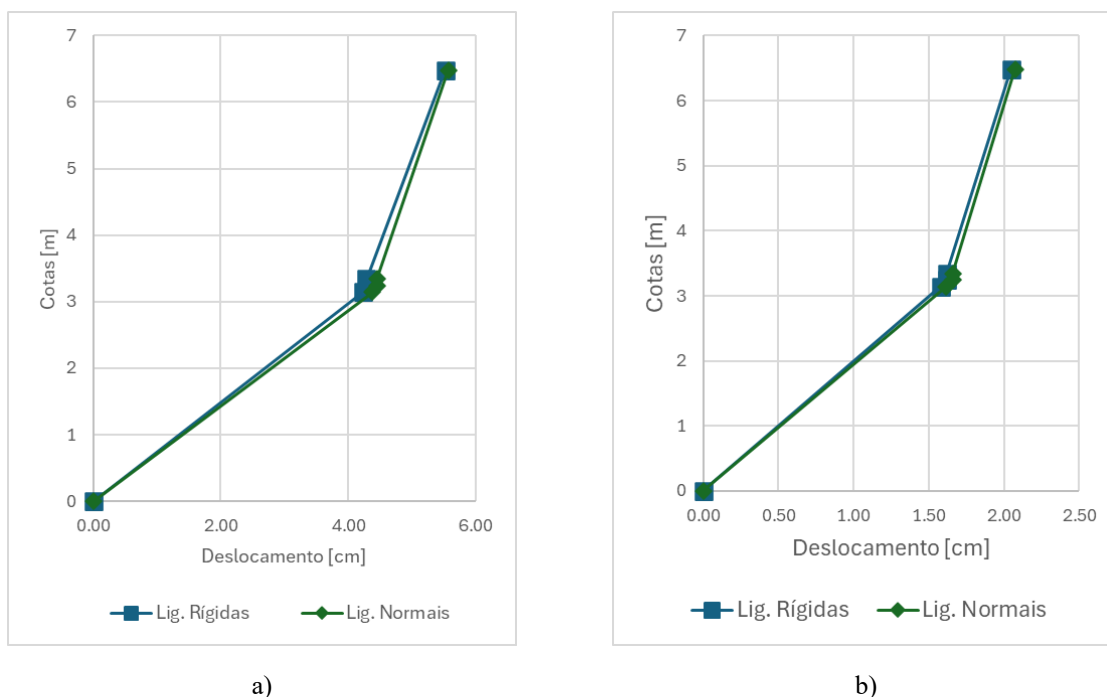


Figura 48 – Deslocamentos registrados no pilar da esquina da *Estrutura 2x20* sob ação sísmica, nos modelos com ligações normais e rígidas.

A análise dos gráficos revelou que, em ambas as direções, as ligações demonstraram um comportamento muito similar. Claramente, a ligação rígida apresentou menores deslocamentos, mas a diferença em relação à ligação normal mostrou-se bastante reduzida. Com auxílio da Tabela 30, foi possível quantificar estas diferenças nos deslocamentos e considerando que ligação rígida constitui uma idealização, os resultados da ligação normal serão considerados como referência.

Tabela 30 – Diferença nos deslocamentos dos dois pilares nos pontos da cobertura da *Estrutura 2x20*, nas direções X e Y.

		Pilar central		Pilar de esquina	
		Lig. Normal	Lig. Rígida	Lig. Normal	Lig. Rígida
Direção X	Deslocamento [cm]	5,569	5,517	5,569	5,519
	Diferença [cm]	-	-0,052	-	-0,050
	Diferença percentual	-	-0,93%	-	-0,89%
Direção Y	Deslocamento [cm]	2,076	2,046	2,076	2,046
	Diferença [cm]	-	-0,029	-	-0,029
	Diferença percentual	-	-1,41 %	-	-1,41%

Em suma, os deslocamentos revelaram-se muito semelhantes, o que sugere que a ligação com características normais se comporta de forma análoga à ligação rígida. Assim sendo, os modelos subsequentes, a serem estudados e apresentados, utilizarão ligações com características normais.

4.4. ESTRUTURA 3x20

Durante a análise das diversas modelações de elementos destinadas a simular o comportamento de um diafragma rígido na *Estrutura 2x20*, observou-se uma diferença notória, especialmente ao nível da cobertura. Esta disparidade verificou-se entre os modelos que incorporavam elementos rígidos de diafragma tanto ao nível do teto quanto do piso de cada módulo, e aqueles que possuíam tais elementos apenas ao nível do piso.

Esta constatação levantou a questão sobre a real necessidade de adicionar estes elementos em todos os tetos dos módulos, ou se a sua inclusão apenas na cobertura seria suficiente, dado que o maior deslocamento era consistentemente registrado nesse ponto mais alto da estrutura.

Considerando que a estrutura inicial possuía apenas dois pisos, o efeito de contraventamento poderia não ser totalmente visível. Assim, com o objetivo de avaliar de forma mais clara o impacto dos contraventamentos ao nível dos pisos, criou-se uma estrutura de três pisos. Esta nova estrutura de três pisos mantém a configuração em planta da estrutura de dois pisos, os mesmos contraventamentos e a ação sísmica aplicada unicamente na direção Y.

Para este estudo, foram definidas três variantes para a estrutura de três pisos. A primeira, o Modelo 3.1, utiliza a opção de diafragma rígido apenas ao nível do piso. A segunda, o Modelo 3.2, inclui a opção de diafragma rígido ao nível do piso e do teto de cada módulo em conjunto. Por fim, o Modelo 3.3 apresenta diafragma rígido em todos os pisos, mas o diafragma rígido ao nível do teto limita-se exclusivamente à cobertura da estrutura.

4.4.1. COMPARAÇÃO DE PERÍODOS DE VIBRAÇÃO E DA PARTICIPAÇÃO MODAL DE MASSA

Começando pela análise modal, apresentam-se de seguida duas tabelas: a Tabela 31, que indica as percentagens acumuladas de participação modal até ao modo 3 para as diferentes variantes do modelo 3, e a Tabela 32, que mostra os períodos de vibração correspondentes. Verifica-se que, no primeiro modo de vibração, os períodos dos modelos 3.1 e 3.3 são praticamente idênticos, sendo que apenas o modelo 3.2 apresenta uma diferença, ainda assim extremamente pequena. Nos modos seguintes, observam-se variações ligeiras entre os modelos, mas estas mantêm-se pouco expressivas.

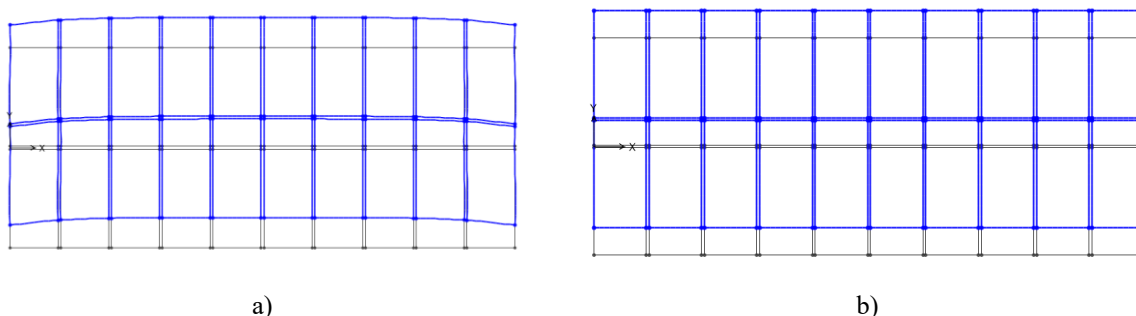
Tabela 31 – Percentagens acumuladas de participação modal até ao modo 3, das variantes do Modelo 3, da *Estrutura 3x20*.

Modelo	ID	U_x [%]	U_y [%]	R_z [%]
3	3.1	93,59	91,46	88,78
	3.2	93,58	93,31	93,42
	3.3	93,59	93,39	93,48

Tabela 32 – Períodos de vibração da *Estrutura 3x20* para as variantes do Modelo 3

Modelo	$T_1 = T_x$ [s]	f [Hz]	$T_2 = T_y$ [s]	f [Hz]	$T_3 = T_{RZ}$ [s]	f [Hz]
3.1	0,9888	1,0114	0,6138	1,6292	0,4513	2,2160
3.2	0,9885	1,0116	0,5944	1,6824	0,4302	2,3244
3.3	0,9888	1,0114	0,6045	1,6544	0,4390	2,2777

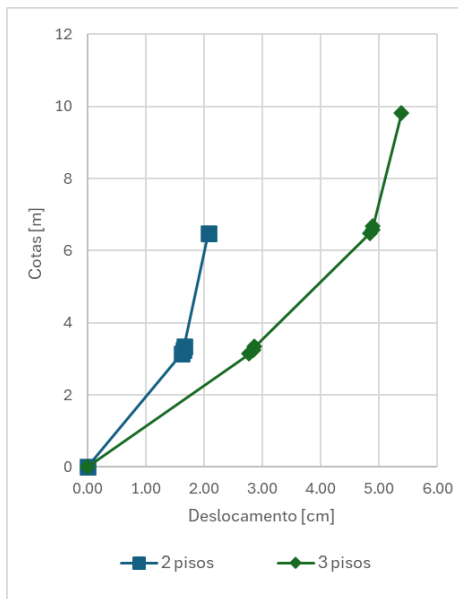
De uma forma geral, os resultados indicam que as estruturas deformam de forma bastante semelhante. No entanto, a análise detalhada dos modos de vibração permite identificar que, quando ocorre a translação ao longo do eixo Y, característica do segundo modo, o modelo que mais se distingue em termos de deformação é o modelo 3.1. Por contraste, os modelos 3.2 e 3.3 apresentam padrões de deformação muito semelhantes. Para ilustrar este comportamento, apresenta-se de seguida a Figura 49 com a planta da cobertura nos modelos 3.1 e 3.3. Para consultar os restantes modos de vibração, as imagens complementares encontram-se disponíveis nos Anexos A2.

Figura 49 – Segundo modo de vibração da *Estrutura 3x20*: a) Modelo 3.1; b) Modelo 3.2

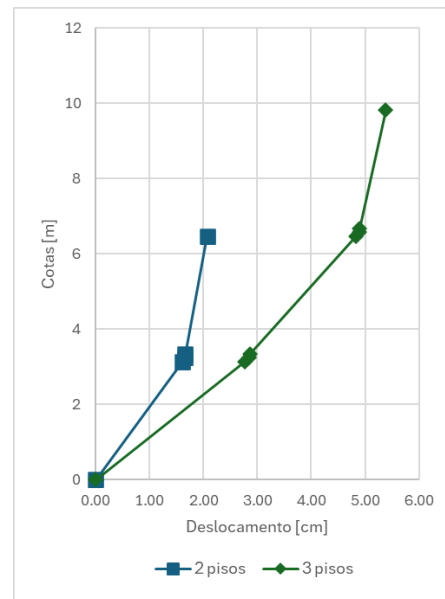
Esta diferença observada no modo de vibração com translação no eixo Y evidencia a necessidade de complementar a análise modal com uma análise de deslocamento sob ação sísmica, de forma a aprofundar a compreensão do comportamento dinâmico das variantes do modelo.

4.4.2. COMPARAÇÃO DE DESLOCAMENTOS

A pós a análise modal, o estudo prossegue com a avaliação dos deslocamentos. Antes de se analisar apenas a estrutura de três pisos, importa perceber o impacto do aumento de altura, comparando a *Estrutura 2x20* com a *Estrutura 3x20*. Para isso, considera-se apenas o Modelo 3.2. É importante relembrar os períodos de vibração da *Estrutura 3x20*, apresentados na Tabela 20, em contraste com os da *Estrutura 2x20*, já mostrados na Tabela 32. De forma geral, observa-se que a estrutura com três pisos apresenta um período de vibração superior, o que indica menor rigidez e, consequentemente, maiores deslocamentos. Esta diferença é visível na Figura 50, que apresenta os deslocamentos dos pilares centrais e dos pilares de esquina na direção Y, única direção considerada para a ação sísmica neste estudo.



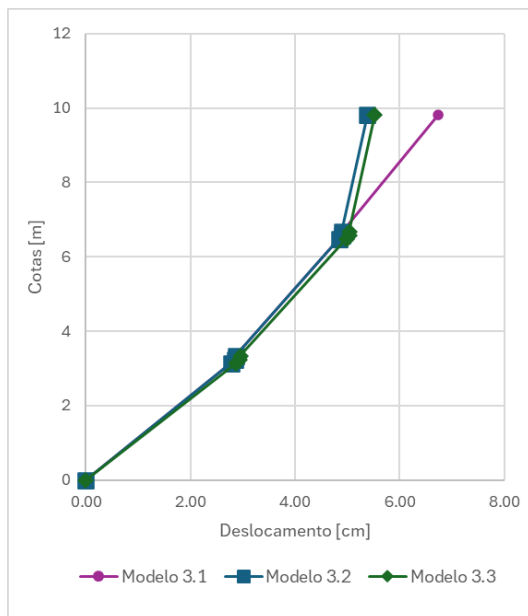
a)



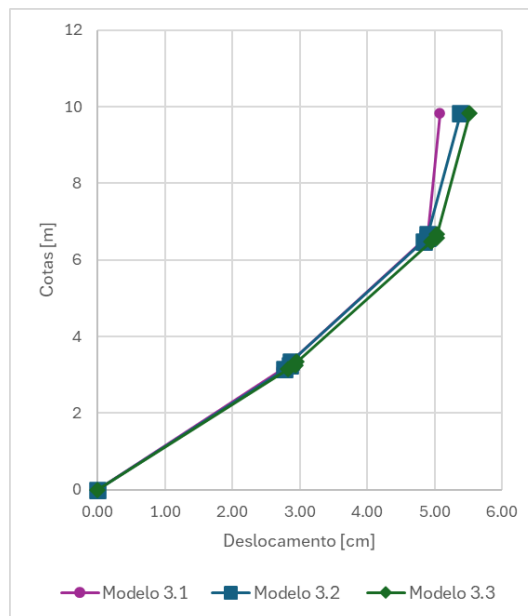
b)

Figura 50 - Deslocamentos na direção Y da *Estrutura 2x20* e *Estrutura 3x20* sob a ação sísmica: a) Pilar central; b) Pilar de esquina

Tal como expectável, a estrutura de três pisos apresenta deslocamentos superiores à da estrutura de dois pisos. Assim, o foco da análise passou a centrar-se na estrutura de três pisos, permitindo comparar os três modelos definidos: 3.1, 3.2 e 3.3. A Figura 51 seguinte apresenta o gráfico dos deslocamentos na direção Y para o pilar central e para o pilar de esquina.



a)



b)

Figura 51 – Deslocamentos na direção Y dos três modelos em estudo da *Estrutura 3x20* sob ação sísmica: a) Pilar central; b) Pilar de esquina

Observa-se que tanto o Modelo 3.2 como o Modelo 3.3 demonstram respostas muito semelhantes. No entanto, o Modelo 3.3 apresenta ligeiramente mais deslocamento no pilar central em comparação com o Modelo 3.2, um comportamento que se inverte ao analisar o pilar de esquina. As diferenças entre os modelos podem ser mais bem compreendidas com o auxílio da Tabela 33, onde se apresentam quantificadas estas variações, considerando o Modelo 3.3 como a estrutura ideal, uma vez que este apenas incorpora o diafragma rígido ao nível da cobertura.

Tabela 33 – Diferença nos deslocamentos dos dois pilares nos pontos da cobertura entre variantes de cada modelo da *Estrutura 3x20*, na direção Y

	Pilar central			Pilar de esquina		
	3.1	3.2	3.3	3.1	3.2	3.3
Deslocamento [cm]	6,740	5,384	5,518	5,077	5,384	5,518
Diferença [cm]	1,222	-0,134	-	-0,441	-0,134	-
Diferença percentual	22,15 %	-2,43 %	-	-7,99 %	-2,43 %	-

Assim, faz sentido que o Modelo 3.2 apresente menores deslocamentos, dada a sua maior rigidez ao considerar diafragmas rígidos em todos os tetos dos módulos. Contudo, é de assinalar que a diferença entre esta opção e a modelação com diafragmas rígidos apenas ao nível da cobertura revela-se mínima. De facto, tanto para a pilar central como para o pilar de esquina, as diferenças são inferiores a 2,5%.

Esta análise permite, portanto, tirar uma conclusão relevante para o dimensionamento de edifícios modulares em aço: no que diz respeito ao controlo dos deslocamentos, a colocação de diafragmas rígidos apenas ao nível dos pisos e da cobertura revela-se suficiente, não sendo necessário recorrer à sua implementação em todos os tetos de todos os módulos, o que poderá representar uma otimização importante no processo de projeto e construção.

4.5. SÍNTESE DO CAPÍTULO

Este capítulo apresentou e analisou os resultados obtidos a partir das diferentes modelações estruturais, abordando tanto os modos de vibração como os deslocamentos resultantes da ação sísmica. Através da comparação entre modelos com diferentes representações do diafragma e configurações de ligação, foi possível compreender os efeitos da modelação na resposta dinâmica das estruturas.

Na *Estrutura 2x4*, os modelos analisados revelaram diferenças mínimas entre si, refletindo a regularidade geométrica da estrutura. Contudo, a utilização de elementos de casca evidenciou maior rigidez global e menores deslocamentos, embora a sobreposição geométrica com as vigas possa ter introduzido rigidez excessiva não representativa da realidade.

Já na *Estrutura 2x20*, com ligações rígidas, os resultados demonstraram que a presença de elementos que simulam o diafragma rígido ao nível dos pisos e tetos influencia significativamente a distribuição dos deslocamentos, sobretudo na direção Y. O modelo com diafragma rígido do SAP2000 revelou-se o mais eficaz, promovendo deslocamentos mais uniformes e cortes basais mais equilibrados.

Validada a equivalência entre ligações normais e rígidas, adotou-se a primeira nos modelos seguintes. Na *Estrutura 3x20*, as diferenças entre o Modelo 3.2, que considera diafragmas rígidos ao nível dos pisos e tetos de cada módulo, e o Modelo 3.3, que, além de diafragmas rígidos em todos os pisos, apenas

os aplica ao nível da cobertura do edifício, foram reduzidas, confirmando que a colocação de diafragmas apenas ao nível dos pisos e da cobertura garante um controlo eficaz dos deslocamentos, permitindo uma abordagem otimizada e coerente com a prática construtiva.

5

CONCLUSÕES

5.1. INTRODUÇÃO AO CAPÍTULO

Apesar do grande potencial da construção modular, a sua implementação eficaz exige um entendimento profundo dos principais desafios que lhe estão associados. Entre estes, destaca-se a necessidade de garantir um comportamento estrutural adequado face à ação sísmica. Para uma correta avaliação da resposta destas estruturas perante este tipo de evento, é necessária uma simulação numérica rigorosa do efeito de diafragma bem como uma representação adequada das ligações intermodulares. Foi precisamente a partir desta preocupação que surgiu a motivação para o presente estudo: avaliar e comparar a resposta sísmica de edifícios modulares em aço com diferentes modelos de diafragma rígido em módulos de estruturas com diferentes configurações em planta e em altura.

De forma a concretizar este objetivo, foram definidos cinco objetivos específicos que orientaram a estrutura e o desenvolvimento da dissertação. Estes incluíram a realização de uma revisão bibliográfica centrada na construção modular em aço e no comportamento sísmico destas estruturas; a elaboração e validação de modelos numéricos em SAP2000 com diferentes representações de diafragma; a avaliação da resposta dinâmica dos modelos através de análises modais e sísmicas; a análise do impacto das modelações de diafragma na distribuição das ações laterais e nos deslocamentos; e, por fim, a formulação de recomendações de projeto para otimização do desempenho sísmico em edifícios modulares.

Tendo em conta a extensão e complexidade do capítulo anterior, dedicado à apresentação e discussão dos resultados do estudo de caso, torna-se necessário proceder à sua síntese, com base nos objetivos delineados. Este capítulo está, assim, organizado em três secções principais. A primeira secção apresenta um resumo dos resultados por objetivo, estabelecendo uma correspondência clara entre o trabalho realizado e os objetivos propostos, assim como também são formuladas as principais conclusões que emergem da investigação. A segunda secção é dedicada a recomendações para futuros trabalhos, procurando indicar direções futuras de investigação. Por fim, inclui-se uma reflexão final sobre o processo de investigação, destacando-se a relevância do estudo desenvolvido e o seu contributo para o conhecimento na área do comportamento sísmico de edifícios modulares em aço.

A organização adotada para este capítulo visa encerrar o trabalho de forma coerente para assim oferecer uma visão clara sobre os resultados alcançados e a sua aplicabilidade no contexto da construção modular.

5.2. SÍNTESE DE RESULTADOS E CONCLUSÕES

No âmbito deste trabalho, foram definidos cinco objetivos específicos, cuja concretização permitiu estruturar a investigação de forma progressiva e coerente.

O primeiro objetivo consistiu na realização de uma revisão bibliográfica sobre os princípios da construção modular, com foco no comportamento estrutural de edifícios modulares em aço, no funcionamento do diafragma rígido e no papel das ligações intermodulares na resposta sísmica. Constatou-se que este tipo de construção apresenta vantagens em termos de eficiência, segurança e controlo de qualidade, sendo essencial considerar aspetos como o transporte, os materiais e a planificação do fabrico. Verificam-se, no entanto, limitações na sua aplicação, nomeadamente o desconhecimento do seu comportamento face às ações sísmicas, onde as ligações intermodulares se apresentam como determinantes para assegurar a continuidade estrutural e a transmissão de esforços horizontais, destacando-se entre estas, as soluções aparafusadas, que utilizam componentes simples e de fácil fabrico. No que respeita aos diafragmas, a sua descontinuidade e menor rigidez, relativamente a soluções tradicionais, podem comprometer o desempenho sísmico, conduzindo a deslocamentos laterais excessivos.

O segundo objetivo abordou implementação de modelos numéricos no programa SAP2000, representando edifícios modulares em aço com diferentes configurações estruturais. Foram desenvolvidos três modelos: uma estrutura com dois pisos e quatro módulos por piso (*Estrutura 2x4*), uma com dois pisos e vinte módulos por piso (*Estrutura 2x20*) e, por fim, uma estrutura com três pisos e vinte módulos por piso (*Estrutura 3x20*). Para a modelação do diafragma rígido, foram testadas três abordagens: elementos biela com rigidez axial elevada, elementos de casca com propriedades de madeira e a opção de diafragma rígido fornecida pela própria ferramenta de análise estrutural SAP2000. A ligação intermodular foi representada com base numa proposta simplificada da literatura, permitindo a introdução de ligações verticais e horizontais entre módulos.

O terceiro e quarto objetivos, desenvolvidos em conjunto, consistiram na avaliação da resposta dinâmica dos modelos por análise modal e na análise da influência das diferentes modelações dos diafragmas na resposta sísmica. Foram quantificados os períodos e modos de vibração, deslocamentos máximos e relativos, e distribuição das ações laterais entre os elementos resistentes verticais. Na *Estrutura 2x4*, as diferenças entre as modelações foram pouco significativas, o que motivou o estudo de uma estrutura com maior dimensão. Na *Estrutura 2x20*, a opção de diafragma rígido do SAP2000 destacou-se pelo controlo eficaz dos deslocamentos relativos na estrutura com ligações rígidas. Adicionalmente, verificou-se que a ausência de diafragmas ao nível dos tetos conduzia a deslocamentos superiores na cobertura. Este aspeto foi aprofundado com a *Estrutura 3x20*, onde se concluiu que a colocação de diafragmas rígidos apenas na cobertura, em conjunto com os dos pisos, é suficiente para garantir o desempenho global.

O último objetivo consistiu na formulação de recomendações de projeto e com base nos resultados obtidos concluiu-se que a opção de diafragma rígido do SAP2000 é a mais eficaz para simular o comportamento idealizado. A modelação dos diafragmas deve ser assegurada ao nível dos pisos, sendo dispensável nos tetos dos módulos, com exceção da cobertura, cuja presença se revelou determinante para a estabilidade global.

5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tendo em conta os resultados obtidos e as simplificações adotadas ao longo desta dissertação, identificam-se várias possibilidades de desenvolvimento futuro que poderão contribuir para uma análise mais aprofundada e realista do comportamento estrutural dos edifícios modulares em estudo.

Uma das principais limitações está associada à forma de aplicação das cargas nas lajes. A opção de diafragma rígido mostrou-se a mais adequada entre as possibilidades do SAP2000. No entanto, para viabilizar esta modelação, especialmente no caso do modelo com bielas, foi necessário aplicar as cargas diretamente nas vigas de vão maior, o que, na prática, poderá revelar-se pouco eficiente. Assim, seria pertinente explorar ferramentas de modelação que permitam aplicar cargas em superfícies sem propriedades estruturais, como o recurso “*cladding*” do *Autodesk Robot Structural Analysis*. Esta funcionalidade permite a definição de superfícies de carregamento que apenas distribuem as cargas, sem introduzir rigidez nem massa no modelo, o que contribuiria para uma modelação mais eficaz e fiel ao comportamento real.

Outro aspeto a considerar no futuro diz respeito à modelação das ligações. No presente trabalho foram assumidas ligações intramodulares rígidas e um modelo de ligação intermodulares simplificado para facilitar a análise global. Contudo, seria vantajoso desenvolver modelos que incorporem a geometria e rigidez dos vários elementos destas ligações, permitindo uma melhor aproximação ao comportamento dinâmico e sísmico da estrutura real.

Por outro lado, seria relevante estudar o impacto de um aumento mais significativo do número de pisos na resposta global, nomeadamente em termos de deslocamentos da cobertura e da distribuição de esforços verticais e horizontais ao longo da altura do edifício.

Do mesmo modo, a análise de geometrias irregulares permitiria avaliar a sensibilidade sísmica das estruturas modulares a irregularidades em planta e/ou em altura, aspeto com elevada relevância prática.

Por fim, recomenda-se a realização de uma análise comparativa entre estruturas idênticas localizadas em diferentes zonas sísmicas do território nacional, avaliando a conformidade com os limites de deslocamento impostos pelo Eurocódigo 8. Neste trabalho, a estrutura foi modelada para a cidade de Lagos, com o objetivo de estudar deslocamentos significativos. Contudo, não foi efetuada uma verificação formal de conformidade com o EC8, aspeto que poderá ser explorado em estudos futuros.

5.4. REFLEXÃO PESSOAL SOBRE O PROCESSO DE INVESTIGAÇÃO

Desde o início deste trabalho, o meu interesse pela construção modular foi alimentado pela crença de que se trata de uma alternativa sustentável e eficiente, capaz de responder a algumas das necessidades mais urgentes da sociedade atual. A possibilidade de melhorar as condições de trabalho no local de construção, de reduzir prazos de execução e de oferecer soluções habitacionais rápidas e flexíveis, despertou-me particular curiosidade. No entanto, para que estas vantagens possam ser concretizadas de forma segura e fiável, é essencial que exista uma forte ligação entre o meio académico e o setor empresarial. A investigação desempenha aqui um papel fundamental e, foi precisamente essa consciência que me motivou a contribuir, ainda que de forma modesta, para o desenvolvimento deste tipo de construção.

Ao longo do processo, enfrentei vários desafios, nomeadamente a necessidade de aprender a utilizar uma ferramenta de cálculo estrutural (SAP2000) com a qual nunca tinha trabalhado. Foi exigente, mas contou com o apoio de colegas e orientadores, a quem agradeço profundamente pela disponibilidade e paciência. Houve também momentos em que surgiram dúvidas em relação a alguns termos e conceitos

que exigiram pesquisa aprofundada, especialmente por se tratar de um tema que ainda tem pouca referência científica, o que tornou o percurso mais complexo, mas também interessante.

Este trabalho teve um impacto muito significativo no meu percurso profissional. Por um lado, permitiu-me desenvolver competências técnicas que considero importantes para o exercício da engenharia civil. Por outro, proporcionou-me um contacto mais próximo com o mundo da investigação e com a realidade prática da engenharia, ajudando-me a compreender que não é possível estar de um lado sem compreender o outro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CHUA, Y. S., LIEW, J. Y. R. & PANG, S. D. 2020. Modelling of connections and lateral behavior of high-rise modular steel buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, 166, 105901.
- CORFAR, D.-A. & TSAVDARIDIS, K. D. 2022. A comprehensive review and classification of inter-module connections for hot-rolled steel modular building systems. *Journal of Building Engineering*, 50, 104006.
- DDN GESTÃO DE PROJETOS. s.d. *Construção Modular - Concluída Primeira Obra em Portugal* [Online]. Available: https://www.ddn-eng.com/pt/grid_detail/news/construcao-modular-simba [Accessed 2025].
- LACEY, A. W., CHEN, W., HAO, H. & BI, K. 2018. Structural response of modular buildings – An overview. *Journal of Building Engineering*, 16, 45-56.
- LIM, Y.-W., LING, P. C. H., TAN, C. S., CHONG, H.-Y. & THURAIRAJAH, A. 2022. Planning and coordination of modular construction. *Automation in Construction*, 141, 104455.
- MODULAR BUILDING INSTITUTE. 2021. *The (Surprisingly long) history of modular construction* [Online]. Modular Building Institute Available: <https://www.modular.org/2021/07/12/the-surprisingly-long-history-of-modular-construction/> [Accessed 03/04/2025].
- MOREIRA, S. 2021. *Otimização e eficiência da construção modular em projetos de casas brasileiras* [Online]. ArchDaily. Available: https://www.archdaily.com.br/br/957199/otimizacao-e-eficiencia-da-construcao-modular-em-projetos-de-casas-brasileiras?ad_medium=gallery [Accessed 2025].
- MUSA, M., YUSOF, M. R., MOHAMMAD, M. & SAMSUDIN, N. S. 2016. Towards the adoption of modular construction and prefabrication in the construction environment: A case study in Malaysia. *Journal of Engineering and Applied Sciences*, 11, 8122-8131.
- NADEEM, G., SAFIEE, N. A., BAKAR, N. A., KARIM, I. A. & NASIR, N. A. M. 2021. Connection design in modular steel construction: A review. *Structures*, 33, 3239-3256.
- NICK BERTRAM, STEFFEN FUCHS, JAN MISCHKE, ROBERT PALTER, GERNOT STRUBE & WOETZEL, J. 2019. *Modular construction: From projects to products* McKinsey & Company - Capital Projects & Infrastructure.
- PF MODULAR. 2021. *What is Modular Construction?* [Online]. Available: <https://www.pfmodular.co.uk/what-is-modular-construction/> [Accessed 2025].
- QI, B., RAZKENARI, M., COSTIN, A., KIBERT, C. & FU, M. 2021. A systematic review of emerging technologies in industrialized construction. *Journal of Building Engineering*, 39, 102265.
- RAHMAN, M. M. 2014. Barriers of Implementing Modern Methods of Construction. *Journal of Management in Engineering*, 30, 69-77.
- RAJANAYAGAM, H., POOLOGANATHAN, K., GATHEESHGAR, P., VARELIS, G. E., SHERLOCK, P., NAGARATNAM, B. & HACKNEY, P. 2021. A-State-Of-The-Art review on modular building connections. *Structures*, 34, 1903-1922.
- ROYAL INSTITUTE OF BRITISH ARCHITECTS 2021. *DfMA Overlay to the RIBA Plan of Work*. 2nd Edition ed. London.
- SENDANAYAKE, S. V., THAMBIRATNAM, D. P., PERERA, N. J., CHAN, T. H. T. & AGHDAMY, S. 2021. Enhancing the lateral performance of modular buildings through innovative inter-modular connections. *Structures*, 29, 167-184.

- SRISANGEERTHANAN, S., HASHEMI, M. J., RAJEEV, P., GAD, E. & FERNANDO, S. 2018. Numerical study on the effects of diaphragm stiffness and strength on the seismic response of multi-story modular buildings. *Engineering Structures*, 163, 25-37.
- SUBRAMANYA, K., KERMANSHACHI, S. & ROUHANIZADEH, B. Modular construction vs. traditional construction: Advantages and limitations: A comparative study. Creative Construction e-Conference 2020, 2020. Budapest University of Technology and Economics, 11-19.
- THAI, H.-T., NGO, T. & UY, B. 2020. A review on modular construction for high-rise buildings. *Structures*, 28, 1265-1290.

ANEXOS

A1

PARÂMETROS DE MODELAÇÃO NO SAP2000

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	☐	☐		
Shear Force 2 (Major)	☐	☐		
Shear Force 3 (Minor)	☐	☐		
Torsion	☐	☐		
Moment 22 (Minor)	☒	☐	0 kN-m/rad	
Moment 33 (Major)	☒	☐	0 kN-m/rad	

Atribuição de articulações nas extremidades inferiores dos pilares, imediatamente acima da chapa de ligação

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	☐	☐		
Shear Force 2 (Major)	☐	☐		
Shear Force 3 (Minor)	☐	☐		
Torsion	☐	☐		
Moment 22 (Minor)	☒	☒	0 kN-m/rad	0 kN-m/rad
Moment 33 (Major)	☒	☒	0 kN-m/rad	0 kN-m/rad

Definição de articulações nas bielas do Modelo 1

Restraints in Joint Local Directions

☒ Translation 1 ☐ Rotation about 1
☒ Translation 2 ☐ Rotation about 2
☒ Translation 3 ☐ Rotation about 3

Fast Restraints

☐ 
☐ 
☐ 
☐ 

Atribuição dos graus de liberdade nos apoios das estruturas

S Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	999999999
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	0
Weight	0

OK Cancel

Definição dos fatores de modificação da rigidez das bielas no Modelo 1

S Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Modifier	1
Membrane f22 Modifier	1
Membrane f12 Modifier	1
Bending m11 Modifier	1
Bending m22 Modifier	1
Bending m12 Modifier	1
Shear v13 Modifier	1
Shear v23 Modifier	1
Mass Modifier	0
Weight Modifier	0

OK Cancel

Definição dos fatores de modificação da rigidez das lajes no Modelo 2

S Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1000000
Shear Area in 2 direction	1000000
Shear Area in 3 direction	1000000
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1000000
Moment of Inertia about 3 axis	1000000
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Definição dos fatores de modificação da rigidez das chapas de ligação nos modelos com ligações rígidas

S Assign Frame End Length Offsets

Options for End Offset Along Length

☒ Automatic from Connectivity
☐ User Defined Lengths

Parameters

User Defined Length Offset at End-I	Auto
User Defined Length Offset at End-J	Auto
Rigid Zone Factor	1

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Atribuição de offsets nas extremidades das chapas de ligação

A2

ANÁLISE MODAL

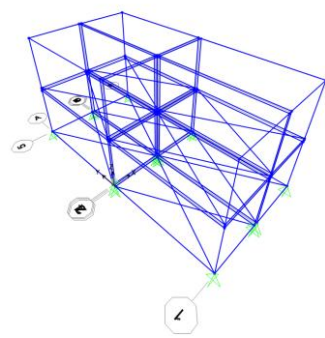
Períodos de vibração da *Estrutura 2x4* para os diferentes modelos

	Modelo	Tipo	ID	T [s]	f [Hz]
Modo 1	0	Base	0	$T_Y = 0,3053$	3,2750
	1	Bielas	1.1	$T_Y = 0,3053$	3,2758
			1.2	$T_Y = 0,3047$	3,2818
	2	Casca	2.1	$T_Y = 0,2971$	3,3663
			2.2	$T_Y = 0,2709$	3,6914
	3	Diafragma	3.1	$T_Y = 0,3052$	3,2763
			3.2	$T_Y = 0,3048$	3,2810
Modo 2	0	Base	0	$T_X = 0,2743$	3,6450
	1	Bielas	1.1	$T_X = 0,2743$	3,6453
			1.2	$T_X = 0,2743$	3,6451
	2	Casca	2.1	$T_X = 0,2680$	3,7318
			2.2	$T_X = 0,2520$	3,9686
	3	Diafragma	3.1	$T_X = 0,2743$	3,6458
			3.2	$T_X = 0,2742$	3,6474
Modo 3	0	Base	0	$T_{RZ} = 0,2730$	3,6632
	1	Bielas	1.1	$T_{RZ} = 0,2729$	3,6639
			1.2	$T_{RZ} = 0,2728$	3,6658
	2	Casca	2.1	$T_{RZ} = 0,2584$	3,8697
			2.2	$T_{RZ} = 0,2318$	4,3133
	3	Diafragma	3.1	$T_{RZ} = 0,2727$	3,6665
			3.2	$T_x = 0,2722$	3,6736

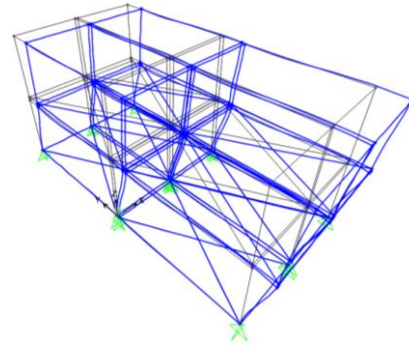
Percentagens de participação da massa modal, por modelo, da *Estrutura 2x4*

Modelo	Tipo	ID	U_X [%]	U_Y [%]	R_Z [%]
0	Básico	0	97,96	97,72	97,94
1	Bielas	1.1	97,96	97,71	97,95
		1.2	97,96	97,71	97,96
2	Casca	2.1	73,18	72,99	76,04
		2.2	73,23	73,11	74,81
3	Diafragma	3.1	97,95	97,71	97,94
		3.2	97,95	97,70	97,95

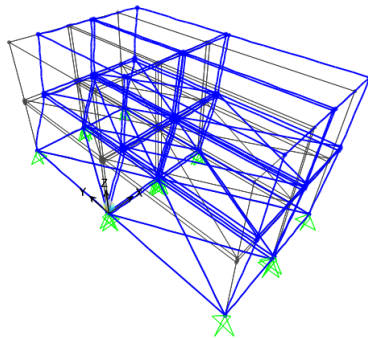
Estrutura 2x4 – Modelo 1.1



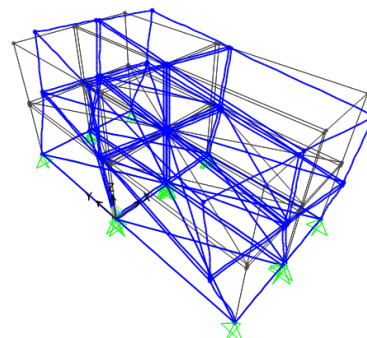
Posição original



Modo 1

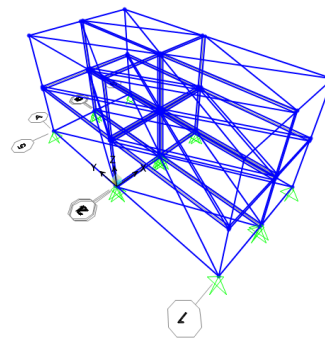


Modo 2

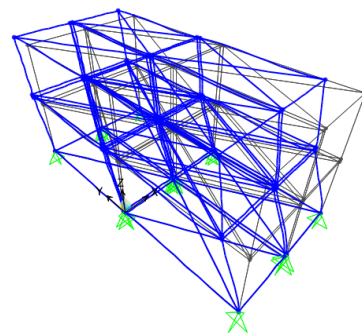


Modo 3

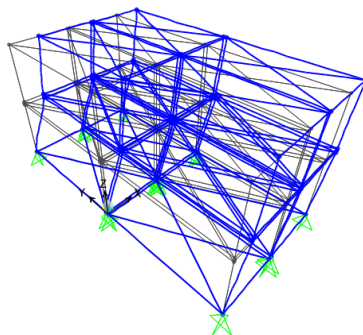
Estrutura 2x4 – Modelo 1.2



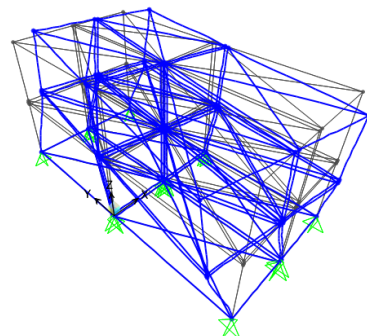
Posição original



Modo 1

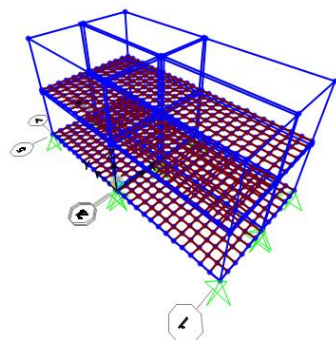


Modo 2

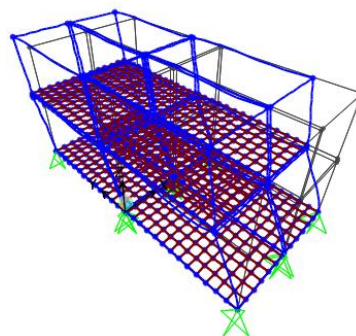


Modo 3

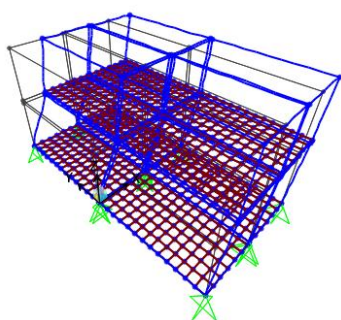
Estrutura 2x4 – Modelo 2.1



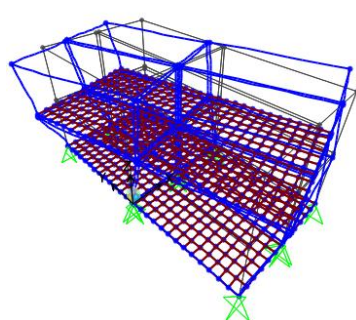
Posição original



Modo 1

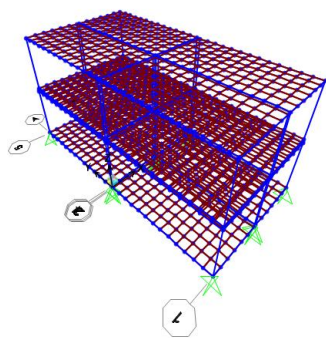


Modo 2

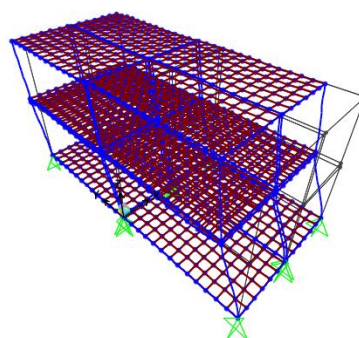


Modo 3

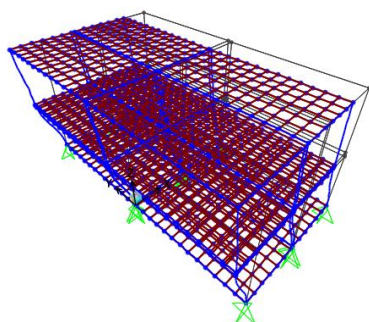
Estrutura 2x4 – Modelo 2.2



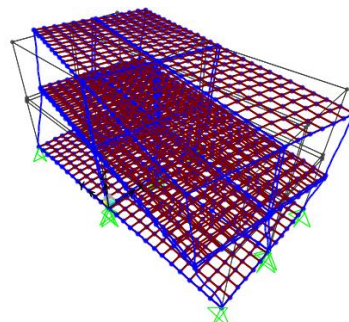
Posição original



Modo 1

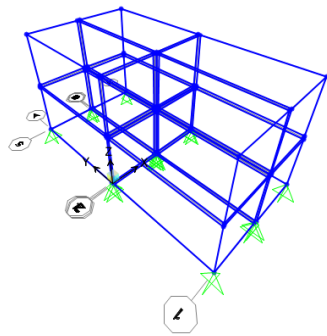


Modo 2

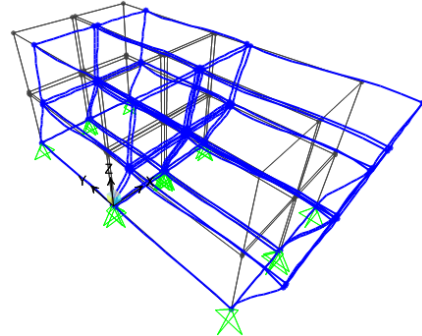


Modo 3

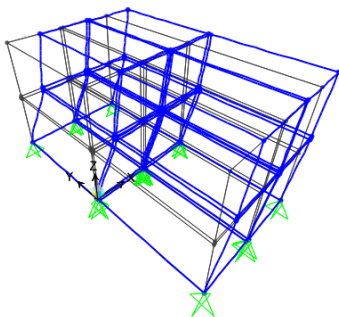
Estrutura 2x4 – Modelo 3.1



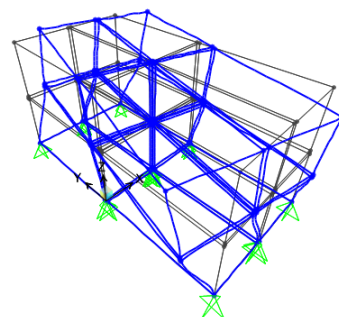
Posição original



Modo 1

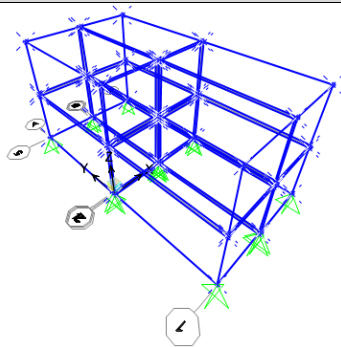


Modo 2

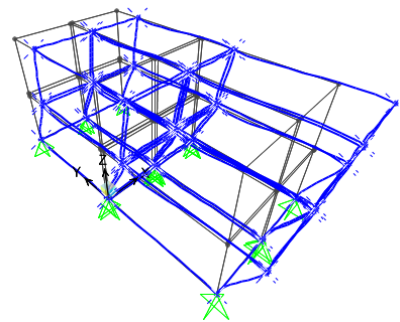


Modo 3

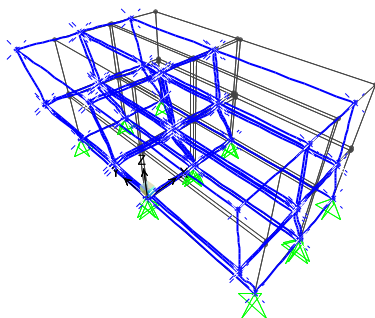
Estrutura 2x4 – Modelo 3.2



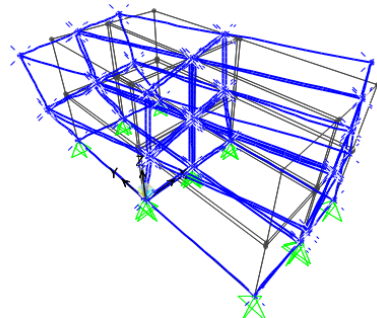
Posição original



Modo 1



Modo 2



Modo 3

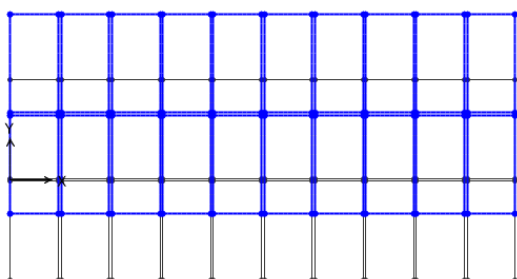
Períodos de vibração do Modelo 3.2 da *Estrutura 2x20* com e sem contraventamentos

	ID	T [s]	f [Hz]
Modo 1	C. Contraventamentos	$T_X = 0,6329$	1,5800
	S. Contraventamento	$T_Y = 0,7148$	1,3990
Modo 2	C. Contraventamentos	$T_X = 0,3786$	2,6413
	S. Contraventamento	$T_Y = 0,7074$	1,4136
Modo 3	C. Contraventamentos	$T_X = 0,6329$	3,6549
	S. Contraventamento	$T_Y = 0,6327$	1,5805

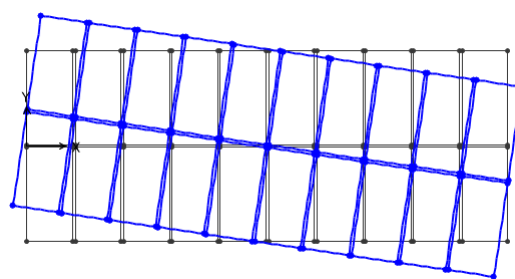
Percentagens de participação da massa modal do Modelo 3.2 da *Estrutura 2x20* com e sem contraventamentos

ID	U_X [%]	U_Y [%]	R_Z [%]
C. Contraventamentos	99,06	99,03	99,17
S. Contraventamentos	99,06	98,92	99,09

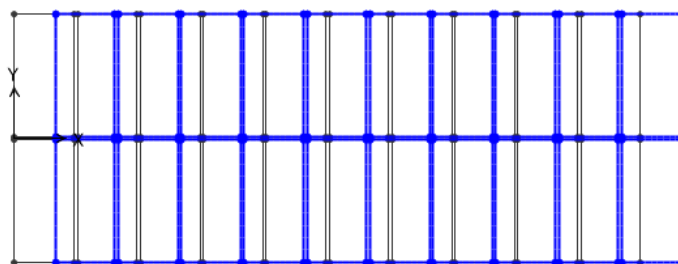
Estrutura 2x20 – Modelo 3.2 – Sem Contraventamento



Modo 1 – Z = 3,34 m

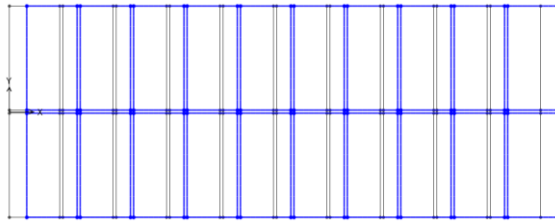


Modo 2 – Z = 3,34 m

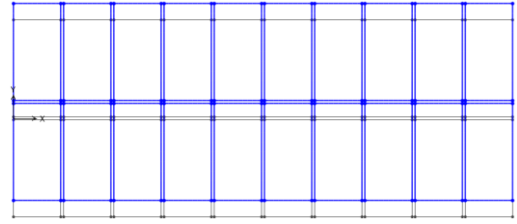


Modo 3 – Z = 3,34 m

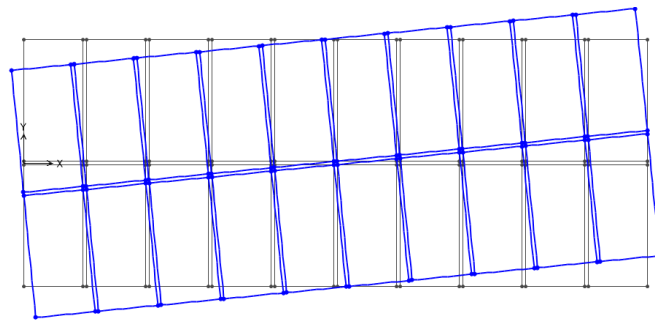
Estrutura 2x20 – Modelo 3.2 – Com Contraventamento



Modo 1 – $Z=3,34$

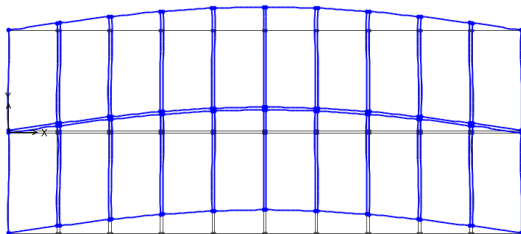


Modo 2 – $Z=3,34$

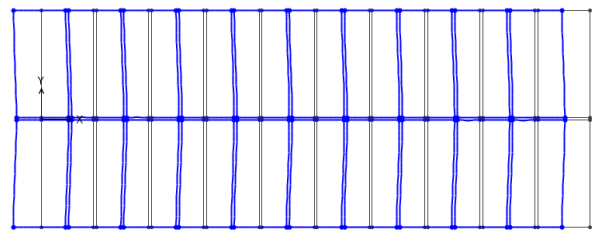


Modo 3 – $Z=3,34$

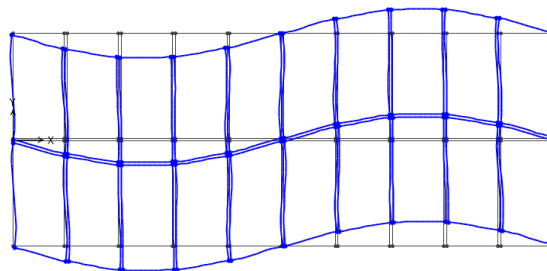
Estrutura 2x20 – Ligação Rígida – Modelo 0



Modo 1 – $Z=3,34$

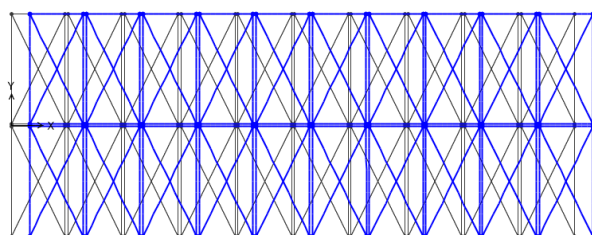


Modo 2 – $Z=3,34$

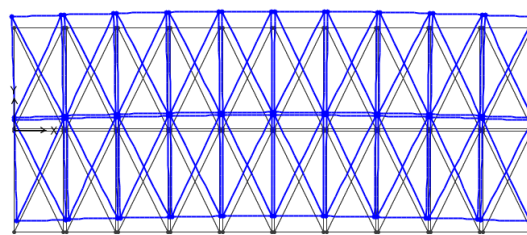


Modo 3 – $Z=3,34$

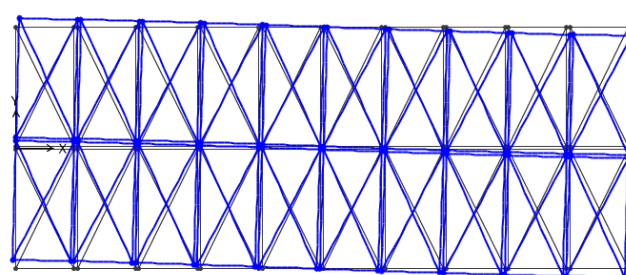
Estrutura 2x20 – Ligação Rígida – Modelo 1.1



Modo 1 – $Z=3,34$

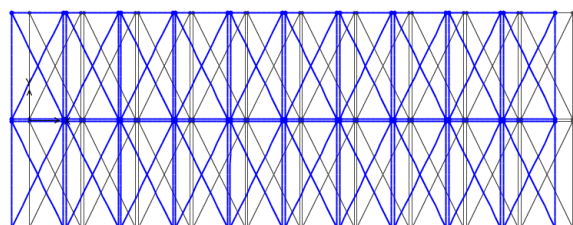


Modo 2 – $Z=3,34$

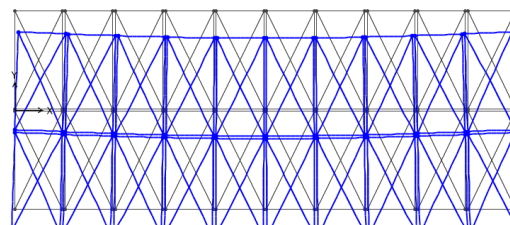


Modo 3 – $Z=3,34$

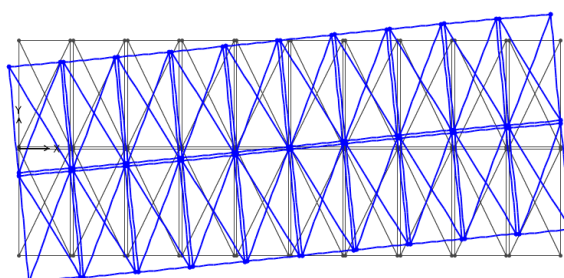
Estrutura 2x20 – Ligação Rígida – Modelo 1.2



Modo 1 – $Z=3,34$

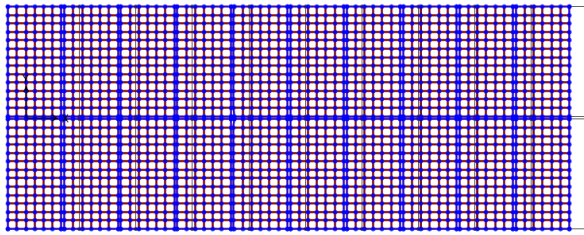


Modo 2 – $Z=3,34$

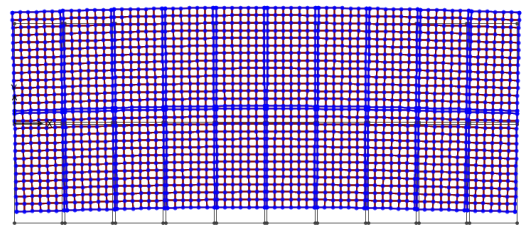


Modo 3 – $Z=3,34$

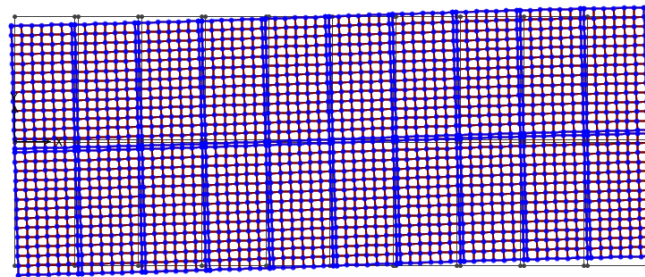
Estrutura 2x20 – Ligação Rígida – Modelo 2.1



Modo 1 – $Z=3,34$

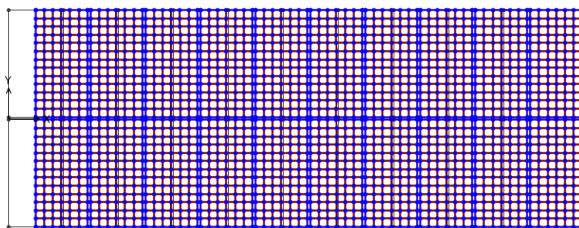


Modo 2 – $Z=3,34$

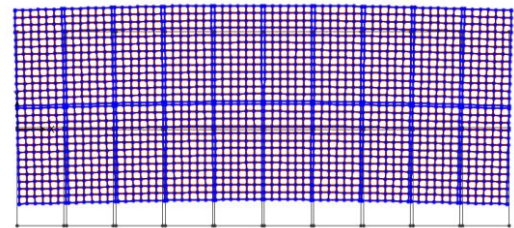


Modo 3 – $Z=3,34$

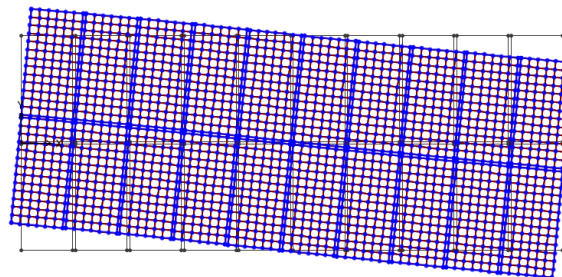
Estrutura 2x20 – Ligação Rígida – Modelo 2.2



Modo 1 – $Z=3,34$

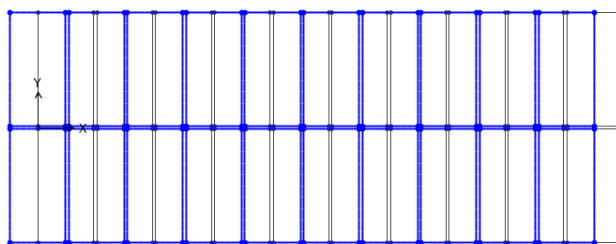


Modo 2 – $Z=3,34$

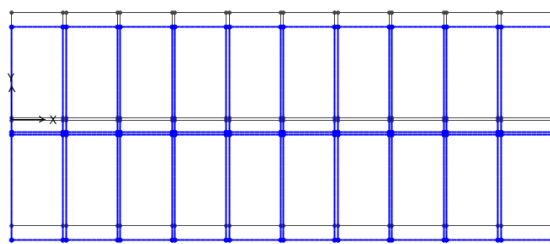


Modo 3 – $Z=3,34$

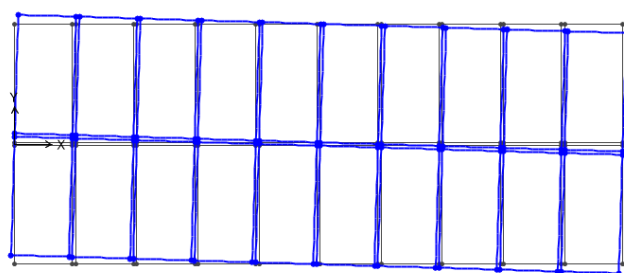
Estrutura 2x20 – Ligação Rígida – Modelo 3.1



Modo 1 – $Z= 3,34$

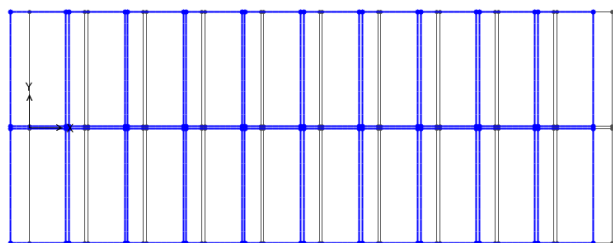


Modo 2 – $Z= 3,34$

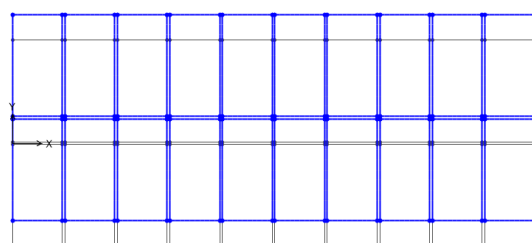


Modo 3 – $Z= 3,34$

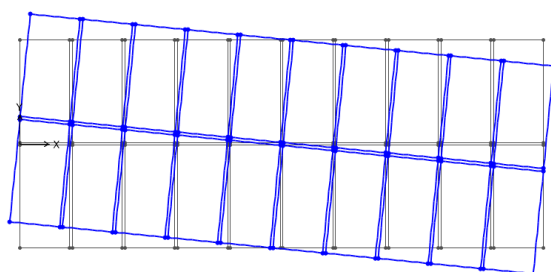
Estrutura 2x20 – Ligação Rígida – Modelo 3.2



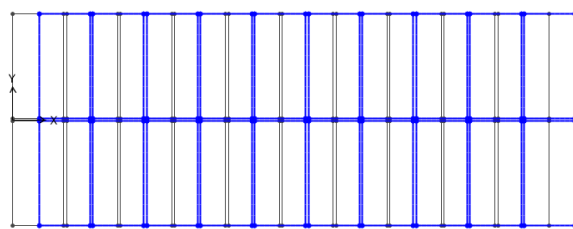
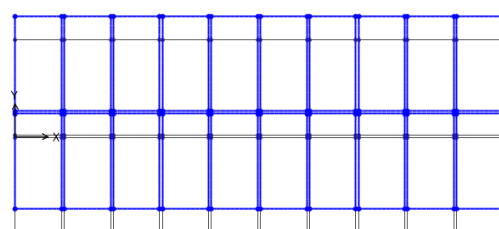
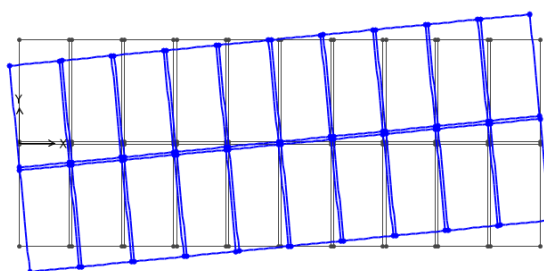
Modo 1 – $Z= 3,34$



Modo 2 – $Z= 3,34$



Modo 3 – $Z= 3,34$

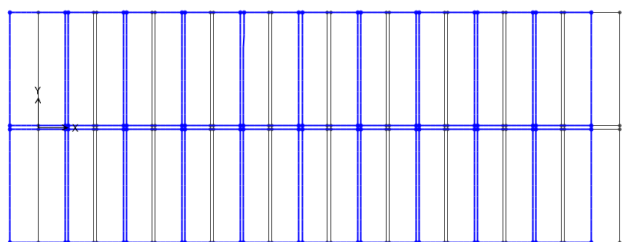
Estrutura 2x20 – Ligação Normal – Modelo 3.2Modo 1 – $Z = 3,34$ Modo 2 – $Z = 3,34$ Modo 3 – $Z = 3,34$ Períodos de vibração do Modelo 3 da *Estrutura 3x20*

	ID	T [s]	f [Hz]
Modo 1	3.1	$T_X = 0,9888$	1,0114
	3.2	$T_X = 0,9885$	1,0116
	3.3	$T_X = 0,9888$	1,0114
Modo 2	3.1	$T_X = 0,6138$	1,6292
	3.2	$T_X = 0,5944$	1,6824
	3.3	$T_X = 0,6045$	1,6544
Modo 3	3.1	$T_X = 0,4513$	2,2160
	3.2	$T_X = 0,4302$	2,3244
	3.3	$T_X = 0,4390$	2,2777

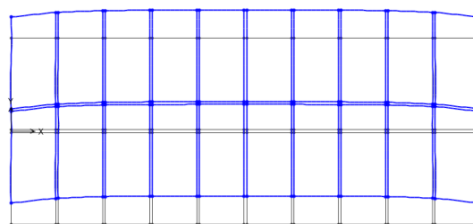
Percentagens de participação da massa modal do Modelo 3.2 da *Estrutura 2x20* com e sem contraventamentos

ID	U_X [%]	U_Y [%]	R_Z [%]
3.1	93,59	94,46	88,78
3.2	93,58	93,31	93,42
3.3	93,59	93,39	93,48

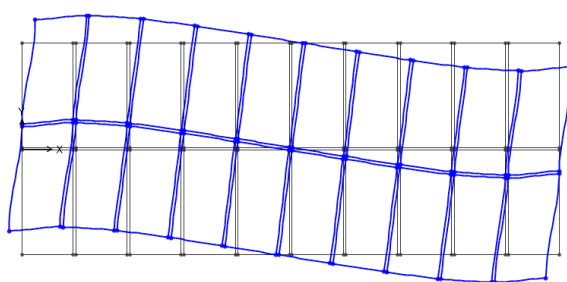
Estrutura 3x20 – Modelo 3.1 – Cobertura (Z = 9,82)



Modo 1

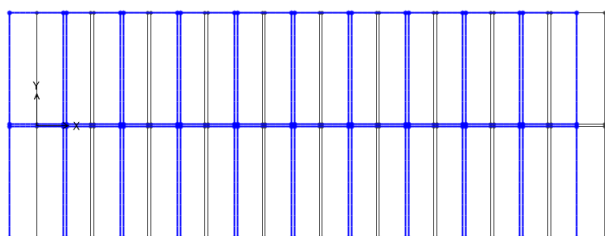


Modo 2

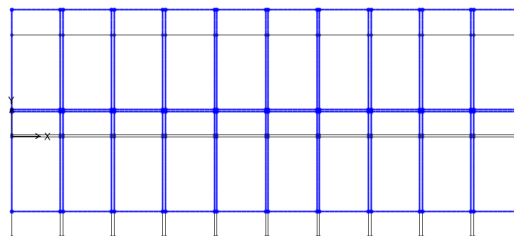


Modo 3

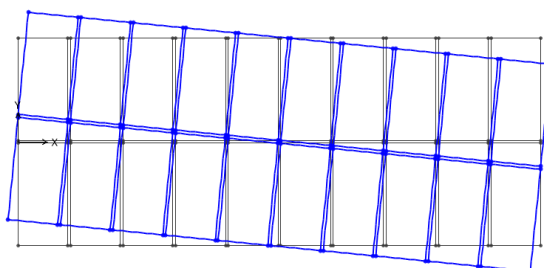
Estrutura 3x20 – Modelo 3.2 – Cobertura (Z = 9,82)



Modo 1 – Z= 3,34

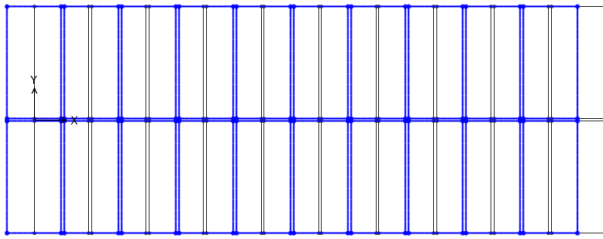


Modo 2 – Z= 3,34

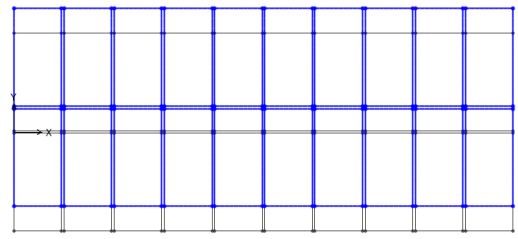


Modo 3 – Z= 3,34

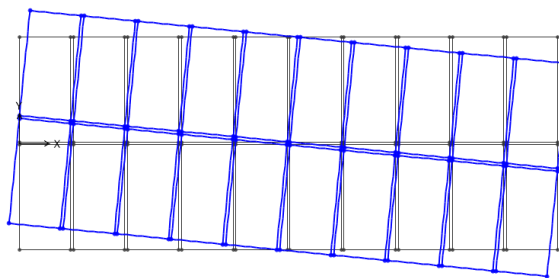
Estrutura 3x20 – Modelo 3.3 – Cobertura (Z = 9,82)



Modo 1 – $Z= 3,34$



Modo 2 – $Z= 3,34$

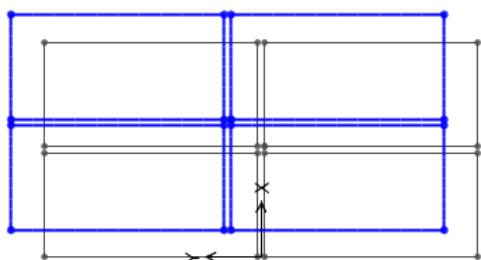


Modo 3 – $Z= 3,34$

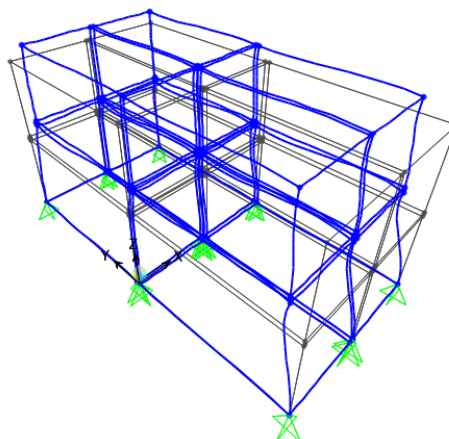
A3

IMÁGENS DOS DESLOCAMENTOS DAS ESTRUTURAS SOB AÇÃO SÍSMICA

Estrutura 2x4 – Modelo 0 – Ação Sísmica UX e UY

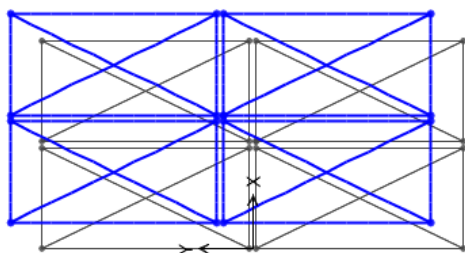


Planta XY – Z= 3,34

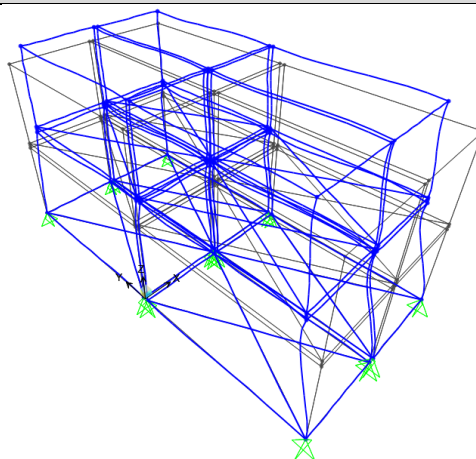


Modo 1

Estrutura 2x4 – Modelo 1.1 – Ação Sísmica UX e UY

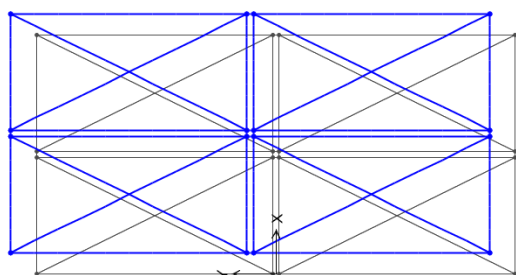


Planta XY – Z= 3,34

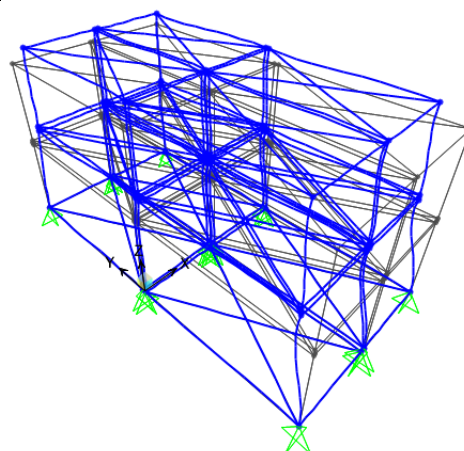


Modo 1

Estrutura 2x4 – Modelo 1.2 – Ação Sísmica UX e UY

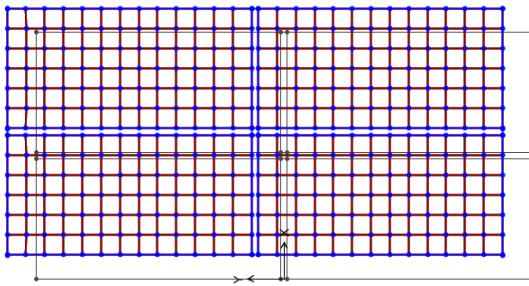


Planta XY – Z= 3,34

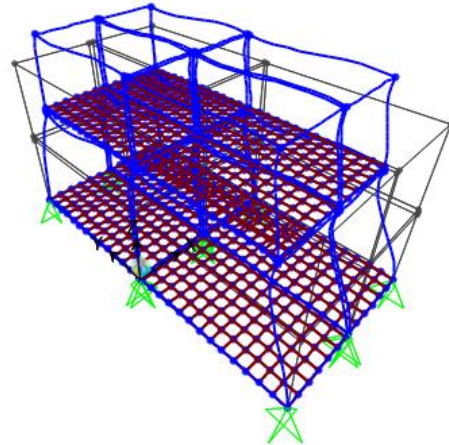


Vista 3D

Estrutura 2x4 – Modelo 2.1 – Ação Sísmica UX e UY

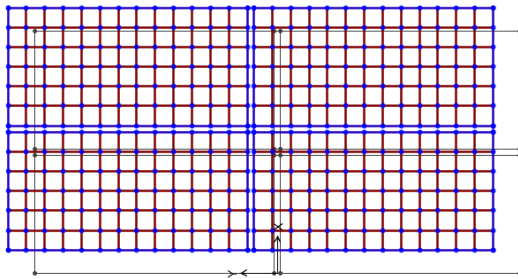


Planta XY – Z= 3,34

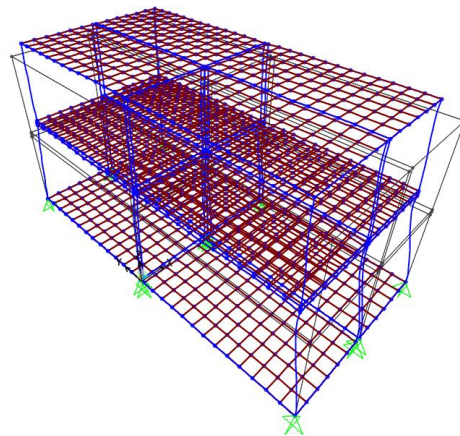


Vista 3D

Estrutura 2x4 – Modelo 2.2 – Ação Sísmica UX e UY

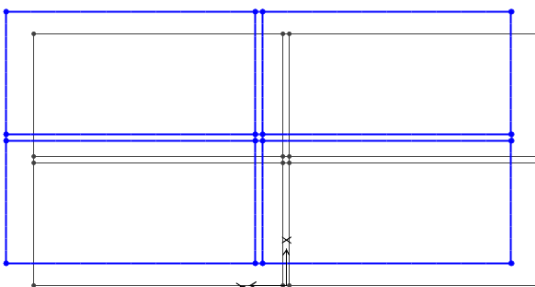


Planta XY – Z= 3,34

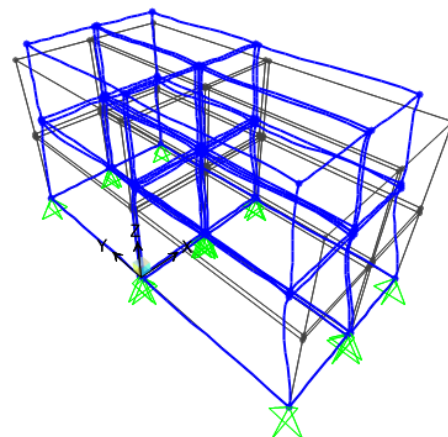


Vista 3D

Estrutura 2x4 – Modelo 3.1 – Ação Sísmica UX e UY

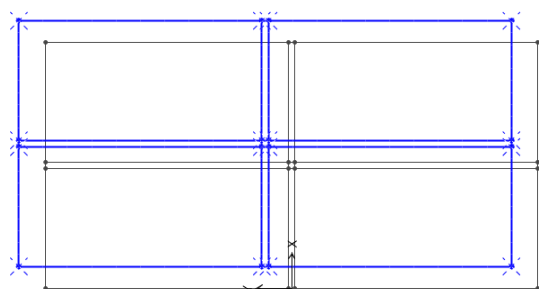


Planta XY – Z= 3,34

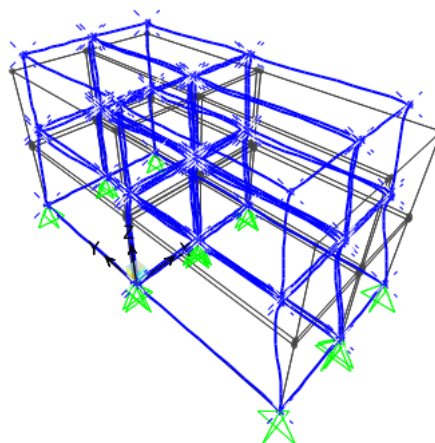


Vista 3D

Estrutura 2x4 – Modelo 3.2 – Ação Sísmica UX e UY

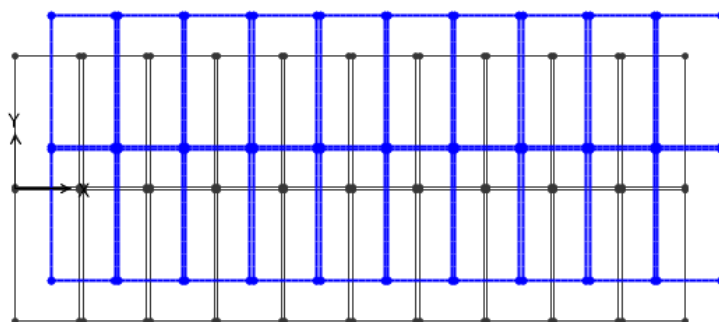


Planta XY – Z= 3,34

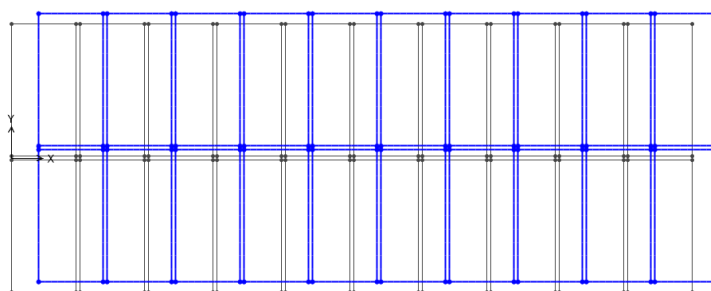


Vista 3D

Estrutura 2x20 – Modelo 3.2 – Contraventamentos – Ação Sísmica UX e UY

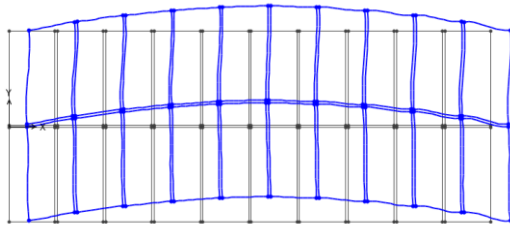


Planta XY – Sem Contraventamento – Z= 3,34

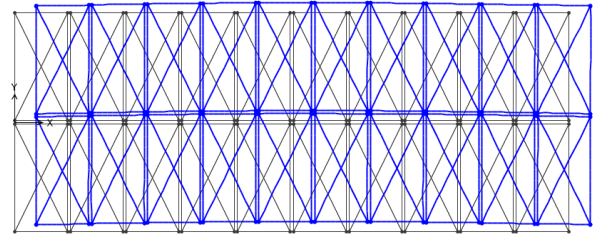


Planta XY – Com Contraventamento – Z= 3,34

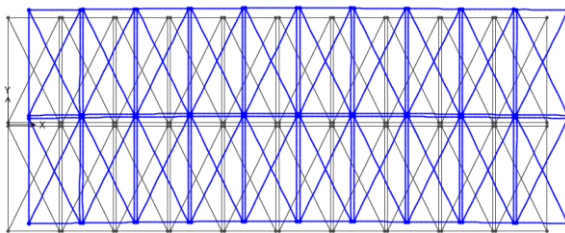
Estrutura 2x20 – Ligação Rígida - Ação Sísmica UX e UY



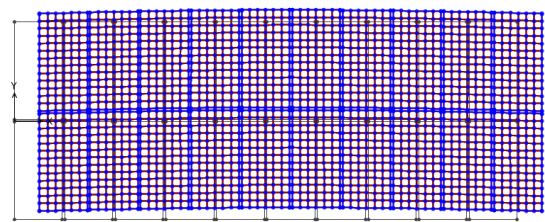
Modelo 0 – $Z=3,34$



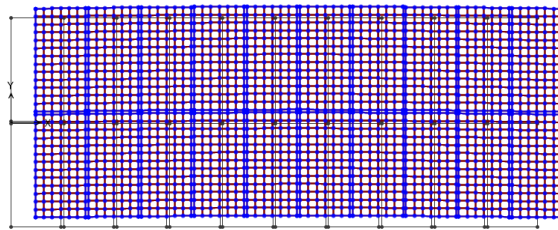
Modelo 1.1 - $Z=3,34$



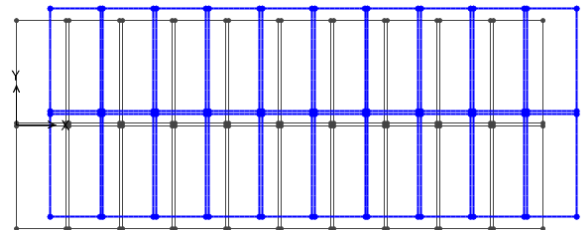
Modelo 1.2 - $Z=3,34$



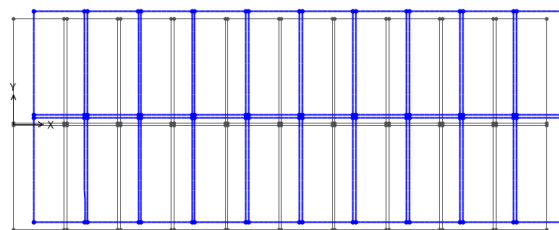
Modelo 2.1 - $Z=3,34$



Modelo 2.2 - $Z=3,34$

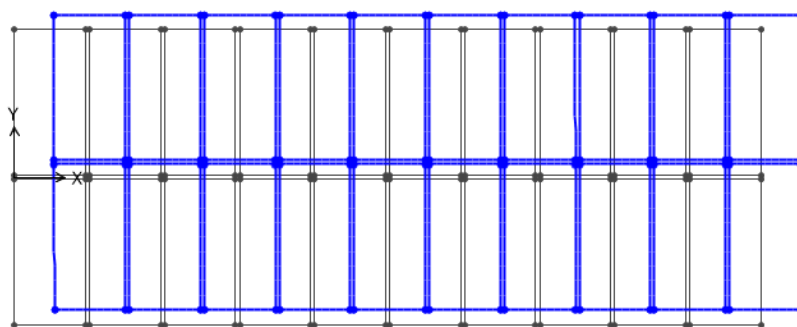


Modelo 3.1 - $Z=3,34$



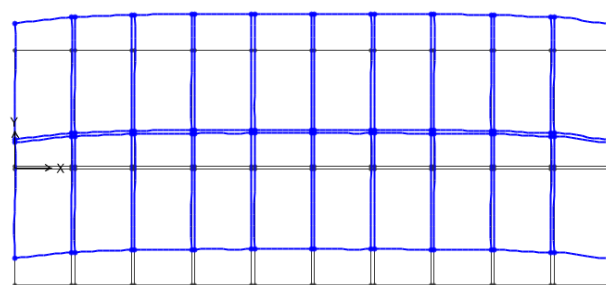
Modelo 3.2 - $Z=3,34$

Estrutura 2x20 – Ligação Normal - Modelo 3.2 - Ação Sísmica UY

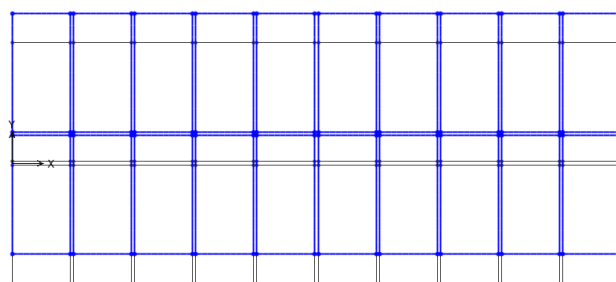


Z= 3,34

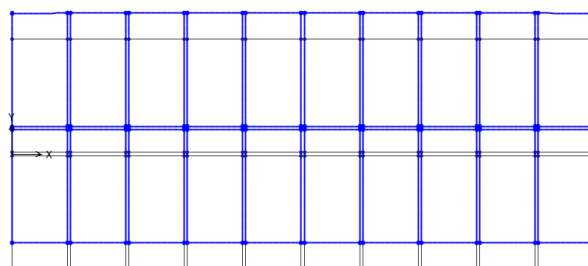
Estrutura 3x20 – Ligação Normal - Modelo 3 - Ação Sísmica UY - Cobertura



Modelo 3.1



Modelo 3.2



Modo 3.3

A4

RESULTADOS DO CORTE BASAL

Nº Pórtico	Nós ID	Modelo 1.2		Modelo 2.2		Modelo 3.2	
		F2 [kN]	Soma [kN]	F2 [kN]	Soma [kN]	F2 [kN]	Soma [kN]
1	5	252.289	507,49	241.608	485,21	267.218	524,61
	10	5.252		5.847		6.199	
	15	246.801		234.004		264.585	
	20	3.147		3.746		4.606	
2	25	3.447	17,84	5.053	22,41	4.669	20,56
	30	5.178		6.196		5.609	
	35	4.898		6.056		5.61	
	40	4.316		5.106		4.669	
3	45	5.554	23,48	6.116	25,95	4.666	20,55
	50	6.414		6.88		5.608	
	55	6.35		6.847		5.608	
	60	5.164		6.102		4.666	
4	65	4.974	22,63	5.869	25,51	4.674	20,53
	70	6.228		6.829		5.59	
	75	6.306		6.856		5.59	
	80	5.125		5.951		4.674	
5	85	5.781	24,96	6.438	27,24	4.674	20,53
	90	6.797		7.217		5.59	
	95	6.78		7.206		5.59	
	100	5.598		6.374		4.674	
6	105	5.425	24,35	6.249	26,98	4.674	20,53
	110	6.725		7.219		5.589	
	115	6.752		7.235		5.589	
	120	5.447		6.276		4.674	
7	125	5.892	25,91	6.611	28,13	4.674	20,53
	130	7.094		7.473		5.589	
	135	7.09		7.469		5.589	
	140	5.838		6.576		4.674	
8	145	5.721	25,60	6.51	28,01	4.674	20,53
	150	7.073		7.489		5.589	

	155	7.08		7.496		5.589	
	160	5.722		6.517		4.674	
9	165	5.943	26,38	6.686	28,59	4.674	20,53
	170	7.252		7.614		5.589	
	175	7.252		7.613		5.589	
	180	5.931		6.672		4.674	
10	185	5.892	26,28	6.655	28,55	4.674	20,53
	190	7.248		7.621		5.589	
	195	7.249		7.624		5.589	
	200	5.89		6.652		4.674	
11	205	5.892	26,28	6.655	28,55	4.674	20,53
	210	7.248		7.621		5.589	
	215	7.249		7.624		5.589	
	220	5.89		6.652		4.674	
12	225	5.943	26,38	6.686	28,59	4.674	20,53
	230	7.252		7.614		5.589	
	235	7.252		7.613		5.589	
	240	5.931		6.672		4.674	
13	245	5.721	25,60	6.51	28,01	4.674	20,53
	250	7.073		7.489		5.589	
	255	7.08		7.496		5.589	
	260	5.722		6.518		4.674	
14	265	5.892	25,91	6.611	28,13	4.674	20,53
	270	7.094		7.473		5.589	
	275	7.09		7.469		5.589	
	280	5.838		6.576		4.674	
15	285	5.425	24,35	6.249	26,98	4.674	20,53
	290	6.725		7.219		5.589	
	295	6.752		7.235		5.589	
	300	5.447		6.276		4.674	
16	305	5.781	24,96	6.438	27,24	4.674	20,53
	310	6.797		7.217		5.59	

	315	6.78		7.206		5.590	
	320	5.598		6.374		4.674	
17	325	4.974	22,63	5.869	25,51	4.674	20,53
	330	6.228		6.829		5.59	
	335	6.306		6.856		5.59	
	340	5.125		5.951		4.674	
18	345	5.554	23,48	6.116	25,95	4.666	20,55
	350	6.414		6.88		5.608	
	355	6.35		6.847		5.608	
	360	5.164		6.102		4.666	
19	365	3.447	17,84	5.053	22,41	4.669	20,56
	370	5.178		6.196		5.609	
	375	4.898		6.056		5.61	
	380	4.316		5.106		4.669	
20	385	252.286	507,48	241.608	485,21	267.218	542,61
	390	5.252		5.847		6.199	
	395	246.799		234.004		264.585	
	400	3.147		3.746		4.606	