

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CENTRO DE TECNOLOGIA
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MARIA LUIZA SOARES TOJAL DE
BARROS LIMA

**ENGENHARIA EM TRÊS DIMENSÕES: DIFERENÇAS DO
COMPORTAMENTO ESTRUTURAL ENTRE PÓRTICOS PLANOS E
ESPACIAIS EM TERMOS DE MOMENTOS FLETORES**

Maceió-AL

Maio de 2025

MARIA LUIZA SOARES TOJAL DE
BARROS LIMA

**ENGENHARIA EM TRÊS DIMENSÕES: DIFERENÇAS DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL ENTRE PÓRTICOS PLANOS E ESPACIAIS EM TERMOS DE
MOMENTOS FLETORES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Colegiado do Curso de Engenharia Civil do
Centro de Tecnologia da Universidade Federal
de Alagoas como requisito parcial para a
obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Dr. João Carlos Cordeiro Bar-
birato

Maceió-AL

Maio de 2025

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico

Bibliotecária: Helena Cristina Pimentel do Vale CRB-4/661

L732e Lima, Maria Luiza Soares Tojal de Barros.
Engenharia em três dimensões : diferenças do comportamento estrutural entre pórticos planos e espaciais em termos de momentos fletores / Maria Luiza Soares Tojal de Barros Lima. – 2025.
77 f. : il.

Orientador: João Carlos Cordeiro Barbirato.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Centro de Tecnologia. Maceió, 2025.

Bibliografia: f. 75-77.

1. Análise estrutural. 2. Pórtico plano. 3. Pórtico espacial. 4. Método da rigidez direta. 5. Modelagem computacional. I. Título.

CDU: 624:69.04

Folha de aprovação

ENGENHARIA EM TRÊS DIMENSÕES: DIFERENÇAS DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL ENTRE PÓRTICOS PLANOS E ESPACIAIS EM TERMOS DE MOMENTOS FLETORES

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à banca examinadora do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas e aprovada em 26 de maio de 2025.



Documento assinado digitalmente

JOAO CARLOS CORDEIRO BARBIRATO

Data: 03/06/2025 13:18:49-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Orientador – Prof. Dr. João Carlos Cordeiro Barbirato, UFAL.

Banca examinadora:



Documento assinado digitalmente

SEVERINO PEREIRA CAVALCANTI MARQUES

Data: 03/06/2025 18:34:18-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Examinador Interno – Prof. Dr. Severino Pereira Cavalcanti Marques, UFAL.



Documento assinado digitalmente

EDUARDO TOLEDO DE LIMA JUNIOR

Data: 03/06/2025 20:20:50-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Examinador Interno – Prof. Dr. Eduardo Toledo de Lima Junior, UFAL.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer a minha mãe, Leila, por ser minha base, meu porto seguro e por nunca medir esforços para que eu pudesse alcançar meus objetivos e ao meu pai, Jorge Luiz, que foi e sempre será o meu maior exemplo como Engenheiro Civil. Sua trajetória, ética e dedicação à profissão me inspiraram profundamente a seguir este caminho. Agradeço também a minha irmã gêmea, Ana Beatriz, e ao meu cunhado, Guilherme, pelo companheirismo, amor e apoio constante e a toda minha família por me incentivar e acreditar, desde o início, que eu conseguiria seguir os passos do meu pai, com a mesma dedicação e amor genuíno pela Engenharia Civil. O apoio de vocês foi fundamental para que eu tivesse coragem de abraçar essa vocação com confiança e entusiasmo.

Ao meu namorado, Alan, por todo suporte emocional, paciência e por acreditar em mim em cada etapa deste processo. Sua presença durante toda minha graduação foi essencial para que eu seguisse com coragem e motivação.

Agradeço também aos meus colegas e amigos da graduação, por compartilharem comigo os desafios, aprendizados e momentos de descontração. Cada troca foi importante para tornar essa jornada mais leve e enriquecedora. Deixo meus agradecimentos também ao amigo e Engenheiro Civil, Wydem Santos, que gentilmente aprimorou sua ferramenta computacional para que eu pudesse utilizá-la neste trabalho — sua contribuição foi fundamental para a execução deste projeto.

Ao corpo docente do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas (UFAL), que contribuiu para minha formação ao longo desses anos. Em especial ao meu orientador, Prof. Dr. João Carlos Cordeiro Barbirato, por sua orientação precisa, paciência e dedicação, que foram essenciais para o desenvolvimento deste trabalho e para a minha evolução acadêmica e profissional e aos professores doutores Severino Pereira Cavalcanti Marques e Eduardo Toledo de Lima Junior, membros da banca avaliadora, pela disponibilidade e pelas contribuições relevantes para este trabalho.

Por fim, agradeço a toda equipe do Centro de Tecnologia (CTEC) pelo suporte técnico oferecido durante toda a minha graduação e a todos os servidores da UFAL, que participam ativamente na formação de novos profissionais. Deixo aqui minha sincera gratidão a todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para a minha formação como Engenheira Civil, nesta renomada Universidade.

RESUMO

Com o avanço das ferramentas computacionais aplicadas à engenharia estrutural, tornou-se possível representar de forma mais precisa o comportamento das estruturas, contribuindo significativamente para a segurança e a aderência à realidade dos projetos. Nesse contexto, o presente Trabalho de Conclusão de Curso teve como objetivo comparar o comportamento estrutural de pórticos planos (2D) e espaciais (3D), por meio de modelagens baseadas no Método da Rigidez Direta. Na primeira aplicação, realizou-se a comparação dos esforços internos solicitantes, considerando a atuação de cargas verticais, representativas do peso próprio e da sobrecarga, e cargas horizontais, referentes à ação do vento, além da avaliação do comportamento estrutural com a introdução de ligações articuladas e da comparação entre os *softwares* LESM e DysTrucS, optando-se por este último em função de sua capacidade de gerar envoltórias de esforços. Na segunda etapa, foi modelado um edifício de múltiplos pavimentos com atuação simultânea das cargas verticais (peso próprio e sobrecarga) e horizontais (ação do vento), focando-se na comparação dos esforços internos em elementos específicos. Os resultados apontaram diferenças significativas entre as modelagens 2D e 3D, chegando a até 13% nos momentos fletores em determinadas vigas, com redução para cerca de 6% ao se considerar as envoltórias. Chegou-se na indicação da literatura que a modelagem tridimensional apresenta maior fidelidade na representação do comportamento estrutural, observando tal comportamento, sobretudo em situações com assimetrias geométricas e ações horizontais relevantes, enquanto os pórticos planos mostraram-se adequados em estruturas regulares, com predominância de cargas verticais. O estudo evidencia a importância do uso criterioso das ferramentas de modelagem na engenharia civil e suas implicações práticas no dimensionamento estrutural.

Palavras-chave: Análise Estrutural. Pórtico Plano. Pórtico Espacial. Método da Rigidez Direta. Modelagem Computacional.

ABSTRACT

With the continuous advancement of computational tools applied to structural engineering, it has become possible to represent structural behavior with greater accuracy, significantly contributing to the safety and the alignment of with real world conditions of building design. In this context, the present undergraduate thesis aimed to compare the structural behavior of planar (2D) and spatial (3D) frames through models developed using the Direct Stiffness Method. The first part of the study focused on the comparison of internal forces resulting from the application of vertical loads—representing self-weight and live loads—and horizontal loads due to wind action. This stage also included an evaluation of structural behavior under pinned connections and a comparison between the LESM and DysTrucS software, with the latter selected for its efficiency in automatically generating load envelopes. In the second phase, a multi-story building was modeled under simultaneous vertical and horizontal loading conditions, with an emphasis on analyzing internal forces in specific structural elements. The results indicated significant discrepancies between 2D and 3D modeling approaches, with differences in bending moments reaching up to 13% in certain beams, and reducing to approximately 6% when considering moment envelopes. The literature indicates that three-dimensional modeling provides a more accurate representation of structural behavior, particularly in cases involving geometric asymmetry and significant lateral loads, while planar frames remain suitable for regular structures primarily subjected to vertical loading. This study highlights the importance of careful selection and application of modeling strategies in structural analysis and their practical implications for structural design.

Keywords: Structural Analysis. Plane Frame. Space Frame. Direct Stiffness Method. Computational Modeling.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Fluxograma das fases de um projeto de engenharia de estruturas típico.....	17
Figura 2 – Pórtico espacial: (a) parte portante da edificação; (b) modelo em barras	19
Figura 3 – Elemento de barra, com destaque para graus de liberdade: (a) de um nó de pórtico espacial; (b) de um nó de pórtico plano	19
Figura 4 – Modelo de pórtico plano	20
Figura 5 – Pavimentos isolados, forma de análise simplificada.....	21
Figura 6 – Associação de pórticos planos para análise de ações horizontais	22
Figura 7 – Sistema de coordenadas locais (x, y) e globais (X, Y)	23
Figura 8 – Representações das deslocabilidades nas extremidades de uma barra no sistema local e o sistema global.....	24
Figura 9 – Isopletras de vento	30
Figura 10 – Ábaco para o coeficiente de arrasto (C_a)	33
Figura 11 – Modelagem do pórtico espacial com cargas verticais:(a) DysTrucS e (b) LESM. 36	
Figura 12 – Modelagem do pórtico plano formado pelos elementos 1, 2 e 3: (a) DysTrucS e (b) LESM.	37
Figura 13 – Modelagem do pórtico plano formado pelos elementos 3, 4 e 5 : (a) DysTrucS e (b) LESM.....	38
Figura 14 – Diagramas de momentos fletores (kN.m) do Pórtico Plano 123 : (a) DysTrucS e (b) LESM.	39
Figura 15 – Diagramas de momentos fletores (kN.m) do Pórtico Plano 345 : (a) DysTrucS e (b) LESM.....	40
Figura 16 – Diagramas de momentos fletores (kN.m), plano ZX, do Pórtico Espacial : (a) DysTrucS e (b) LESM	41
Figura 17 – Diagramas de momentos fletores (kN.m), plano ZY do Pórtico Espacial : (a) DysTrucS e (b) LESM	42
Figura 18 – Modelagem do Pórtico Espacial com cargas verticais e horizontais – DysTrucS .	43
Figura 19 – Modelagem do Pórtico Espacial com cargas verticais e horizontais – LESM	43
Figura 20 – Modelagem do Pórtico Plano 123 com cargas verticais e horizontal – DysTrucS .	44
Figura 21 – Modelagem do Pórtico Plano 123 com cargas verticais e horizontal – LESM	44
Figura 22 – Diagramas de momentos fletores (kN.m) do Pórtico Plano 123 : (a) DysTrucS e (b) LESM.....	47

Figura 23 – Diagramas de momentos fletores (kN.m) do Pórtico Plano 345 : (a) DysTrucS e (b) LESM.....	48
Figura 24 – Diagramas de momentos fletores (kN.m), plano ZX, do Pórtico Espacial : (a) DysTrucS e (b) LESM	48
Figura 25 – Diagramas de momentos fletores (kN.m), plano ZY, do Pórtico Espacial : (a) DysTrucS e (b) LESM	49
Figura 26 – Envoltória dos momentos fletores (kN.m) dos pórticos planos: (a) PP 123 e (b) PP 345.....	50
Figura 27 – Envoltória dos momentos fletores (kN.m) do Pórtico Espacial: (a) Plano ZX e (b) Plano ZY	51
Figura 28 – Envoltória dos momentos fletores (kN.m) – modelo tridimensional com ligações articuladas nos nós superiores (apenas nas extremidades das barras 4 e 8)	52
Figura 29 – Diagrama dos momentos fletores – modelo tridimensional com ligações articuladas nos nós superiores (apenas nas extremidades das barras 6 e 8)	53
Figura 30 – Planta de forma utilizada como base para a modelagem	54
Figura 31 – Modelagem em 3D com numeração dos elementos e destaque para as Vigas analisadas	55
Figura 32 – Modelagem do pórtico tridimensional com as cargas verticais	58
Figura 33 – Modelagem do pórtico bidimensional da Fachada Frontal - cargas verticais	59
Figura 34 – Modelagem do pórtico bidimensional Central com as cargas verticais.....	59
Figura 35 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico espacial (a) Total e (b) Zoom para os elementos 103/104 e 86/88.	61
Figura 36 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico bidimensional da Fachada Frontal	62
Figura 37 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico bidimensional Central	62
Figura 38 – Modelagem do pórtico espacial com cargas verticais e horizontais	64
Figura 39 – Modelagem do pórtico bidimensional da Fachada Frontal com as cargas verticais e horizontais	65
Figura 40 – Modelagem do pórtico 2D Central com as cargas verticais e horizontais.....	65
Figura 41 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico espacial (a) Total e (b) Zoom para os elementos 103/104 e 86/88.	67
Figura 42 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico bidimensional da Fachada Frontal	68

Figura 43 – Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico bidimensional Central . . .	68
Figura 44 – Envoltória dos momentos fletores (kN.m) – pórtico tridimensional (a) Total e (b) Zoom para os elementos 103/104 e 86/88	70
Figura 45 – Envoltória dos momentos fletores (kN.m) – pórtico plano da Fachada Frontal . .	71
Figura 46 – Envoltória dos momentos fletores (kN.m) – pórtico plano Central	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso específico aparente dos materiais de construção	28
Tabela 2 – Peso alvenaria de vedação	28
Tabela 3 – Peso revestimentos de piso.....	29
Tabela 4 – Peso telhado	29
Tabela 5 – Fator S2 de acordo com a altura, classe e categoria da edificação.....	31
Tabela 6 – Valores mínimo do fato estatístico S3.....	32
Tabela 7 – Valores característicos nominais das cargas variáveis	34
Tabela 8 – Momentos fletores (kN.m) no Pórtico Plano 123, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical.....	39
Tabela 9 – Momentos fletores (kN.m) no Pórtico Plano 345, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical.....	39
Tabela 10 – Momentos fletores (kN.m) no Pórtico Plano 123, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal	45
Tabela 11 – Momentos fletores (kN.m) no Pórtico Plano 345, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal	45
Tabela 12 – Envoltória de momentos fletores (kN.m) nos pórticos planos, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal	46
Tabela 13 – Momentos fletores (kN.m) nas Vigas 2 e 3, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical	60
Tabela 14 – Saída de dados do DysTrucS para pórtico espacial com cargas verticais (kN.m). 61	
Tabela 15 – Ação do vento	63
Tabela 16 – Momentos fletores (kN.m) nas Vigas 2 e 3, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal	66
Tabela 17 – Saída de dados do DysTrucS para o pórtico espacial com cargas verticais e horizontais	67
Tabela 18 – Envoltória de momentos fletores (kN.m) obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal	69
Tabela 19 – Saída de dados do DysTrucS para a envoltória do pórtico espacial (kN.m)	71

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1. Objetivo geral.....	15
1.2. Objetivos específicos.....	15
1.3. Metodologia.....	15
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	17
2.1. Análise estrutural	17
2.2. Pórticos Espaciais	18
2.3. Pórticos Planos	20
2.4. Método da Rigidez Direta	22
2.5. Hipóteses de Carga.....	26
2.5.1. Cargas de peso próprio (PP).....	27
2.5.1. Cargas devido ao vento (VT).....	30
2.5.1. Sobrecarga.....	33
3. APLICAÇÕES E RESULTADOS	35
3.1. Aplicação 1	35
3.2. Aplicação 2	53
4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	73
5. REFERÊNCIAS.....	75

1. INTRODUÇÃO

Um tópico de grande importância para Engenharia de Estruturas é a análise de edifícios, uma vez que, por representarem um número tão expressivo, qualquer desenvolvimento técnico obtido para essa área produz um benefício sensível para toda a sociedade (Liserre, 2003). É a partir dessa análise que se avalia o comportamento e a capacidade de uma estrutura de suportar diferentes cargas e responder a diversas solicitações, com rigor na segurança da edificação e na economia de materiais, de recursos naturais, mais propriamente.

Uma das principais etapas de um projeto de estruturas é a chamada Análise Estrutural, que consiste no cálculo dos esforços e deformações de uma estrutura, levando em consideração os efeitos provocados pelas ações às quais é submetida e apresentando os esforços e as deformações de cada um de seus elementos componentes (Corcioli, 2017).

Dessa forma, para o desenvolvimento da análise estrutural de uma edificação é fundamental utilizar um modelo estrutural que reflita todas as hipóteses físicas relevantes e compatíveis com a estrutura real (França Junior, 2015). Esses modelos podem variar em complexidade, sendo mais simples ou mais sofisticados, conforme o nível de precisão exigido pelo pesquisador ou projetista.

Ao se considerar edifícios de múltiplos pavimentos, a análise de seu comportamento estrutural tem sido objeto de inúmeras contribuições na literatura técnica. Já em 1864, por exemplo, James C. Maxwell apresentou um método matricial consistente para análise de estruturas (Maxwell, 1864 apud Kassimali, 2015), e em 1915, George A. Maney (1915) registrou participações importantes na formulação da base desse método. Cabe destacar que essa foi uma época conhecida como pré-computadores, na qual as formulações eram desenvolvidas, mas a aplicação em problemas maiores era limitada devido ao imenso volume de dados a serem trabalhados.

Nesse período, Weaver (1967) também contribuiu significativamente ao ressaltar a importância de considerar as dimensões dos nós em estruturas aporticadas. Ele demonstrou que as medidas e características dos nós modificam o comportamento da estrutura, sobretudo em relação às forças laterais.

No cenário brasileiro, a tese de doutorado de Corrêa (1991) é um trabalho bastante consistente e relevante. Ele compilou diversas teorias importantes para o desenvolvimento de modelos estruturais utilizados em projetos de edifícios, citando a necessidade de aperfeiçoamento desses modelos. Corrêa (1991) destacou a importância de considerar trechos

rígidos nas ligações viga-pilar, aspectos de não-linearidades, e a análise do subsistema horizontal, ressaltando a relevância de se proceder a uma análise integrada de todos os elementos para se alcançar comportamentos mais próximos à realidade das edificações. As análises numéricas apresentadas em seu trabalho foram realizadas em códigos computacionais baseados no Método dos Elementos Finitos. Trabalhos mais recentes, Barcellos (2015), Souza (2020) e Fasolo *et al.* (2021), trataram de comparações entre os modelos de pórticos tridimensionais e bidimensionais, aplicando-os a estruturas em aço e em concreto armado.

Na mesma linha, o CTEC/UFAL tem produzido trabalhos relevantes, tanto em dissertações de mestrado quanto em trabalhos de conclusão de curso. Destacam-se as pesquisas de Bernardino Jr (2011), Araújo (2013) e Diniz (2017), que abordaram o comportamento de edifícios de múltiplos pavimentos, avaliando parâmetros de estabilidade global, núcleos rígidos, influência da flexo-torção e o impacto de ligações rígidas e semirrígidas em vigas e pilares, entre outros aspectos. Para essas análises, foram utilizados softwares correntes no meio técnico, como Abaqus e TQS. Mais recentemente, Santos (2018) apresentou estudos sobre o comportamento de edifícios altos de concreto armado, investigando a presença de núcleo rígido em diversas posições e avaliando a estabilidade global por meio de parâmetros da NBR-6118, com implementações de modelos processadas no software TQS. Já o trabalho de Silva (2022) explorou a otimização do posicionamento do núcleo rígido em edifícios altos por meio de algoritmo genético, buscando solucionar o processo de tentativas e erros comum nos cálculos estruturais diários. Esse estudo considerou o efeito de torção e os deslocamentos laterais, com resultados positivos que permitiram, por exemplo, a redução do consumo de concreto com ajustes no lançamento dos elementos estruturais, especialmente o núcleo rígido, comprovando a eficácia do algoritmo genético nesses casos.

Portanto, para o desenvolvimento deste trabalho de conclusão de curso foram utilizados os modelos de pórticos planos e pórticos espaciais para a análise em questão.

O primeiro modelo citado, Pórtico Plano, é definido por Fontes (2005) pela composição de elementos lineares (barras) situados em um mesmo plano, que em edifícios formam painéis compostos por vigas, pilares e possíveis tirantes, cujos pontos de interseção dos elementos têm ligações rígidas, semirrígidas ou flexíveis. Vale ressaltar também que no plano definido por este pórtico atuam as forças lineares e ocorrem as translações, enquanto as grandezas angulares, momentos e rotações, ocorrem em torno do eixo normal a este plano. Ainda de acordo com o autor supracitado, o segundo modelo, Pórtico Espacial, também conhecido como tridimensional, é o mais completo para análise estrutural, visto que é capaz de determinar os momentos fletores e de torção, e esforços cortantes e normais de todos os

elementos e em conjunto.

Nesse contexto, estruturas reticuladas, ou seja, formadas por barras - como é o caso dos pórticos, podem ser analisadas por meio do Método da Rigidez Direta (MRD), que consiste na formulação matricial do Método dos Deslocamentos, sendo tipicamente utilizado na elaboração de *softwares* de análise estrutural (Martha, 2010).

Assim, a elaboração deste trabalho pretende oferecer contribuições para a área de análise estrutural por meio do estudo das diferenças comportamentais entre pórticos planos e espaciais, utilizando *softwares* disponíveis na *web* baseados no Método da Rigidez Direta (MRD).

1.1. Objetivo geral

Este trabalho visa analisar os esforços, momentos fletores, em pórticos planos e pórticos espaciais por meio do Método da Rigidez Direta, utilizando *softwares* gratuitamente disponíveis, com o intuito de comparar as diferenças no comportamento estrutural de ambos frente à vários casos de carregamento.

1.2. Objetivos específicos

- Aprimorar os conhecimentos relacionados ao Método da Rigidez Direta (MRD) e a forma de sua implementação computacional;
- Fortalecer a base teórica acerca das hipóteses de cargas corriqueiras atuantes nas estruturas;
- Contribuir para o entendimento e divulgação dos modelos estruturais e seus respectivos comportamentos frente à edificação real;
- Complementar estudos básicos da graduação da área de engenharia estrutural e sua repercussão no entendimento de uma edificação.

1.3 Metodologia

O presente trabalho está dividido em duas abordagens relacionadas à análise estrutural: a primeira, visa analisar o comportamento das estruturas propostas a partir de um modelo tridimensional - pórtico espacial - enquanto a segunda, realiza esta análise por meio da representação estrutural bidimensional - pórtico plano - retirada de uma estrutura que,

originalmente é tridimensional.

Ainda, foram consideradas hipóteses de carga típicas, como cargas permanentes, variáveis e acidentais, que podem ser simétricas ou assimétricas, representadas pelo peso próprio da estrutura, o efeito do vento e a sobrecarga, respectivamente, para avaliar o comportamento das estruturas sob diferentes condições (cargas verticais e cargas horizontais). Essas hipóteses são fundamentais para testar a resistência e a rigidez das estruturas em situações reais, analisando o desempenho dos modelos estruturais abordados e permitindo entender como simplificações na modelagem podem impactar a precisão dos resultados. Dessa forma, foram utilizados os *softwares* LESM e DysTrucS para auxiliar na obtenção dos esforços internos solicitantes e deformadas dos modelos de pórticos plano e espacial, sob o efeito das diferentes combinações de cargas atuantes nos pórticos. Primeiro, foi adotado o LESM (Rangel e Martha, 2018), *software* gratuito com o respaldo do Grupo de Pesquisa da PUC- Rio, que também desenvolveu o FTool (Martha, 1999). Em seguida, soube-se da existência do DysTrucS (Santos, 2024) desenvolvido na UFAL e gentilmente aprimorado pelo autor para análise 3D e com geração de análises 2D, por isolamento de pórticos planos, e criação de envoltórias de esforços, para uso no presente trabalho.

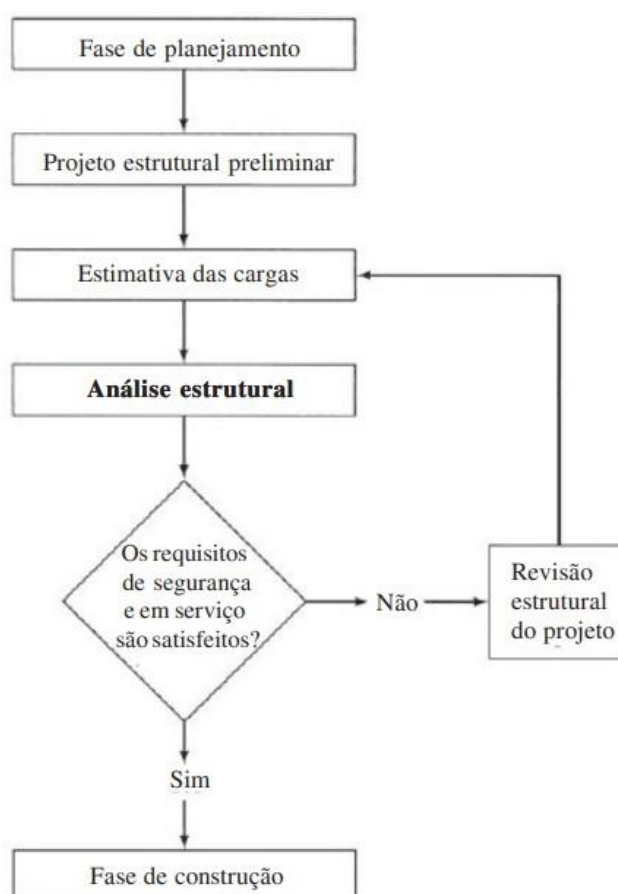
Assim, a partir dessa análise feita com as ferramentas adotadas, foram representados os limites superiores e inferiores dos esforços que uma estrutura pode experimentar ao longo de sua vida útil por meio da envoltória de esforços, a qual permite identificar os esforços mais críticos para cada elemento analisado, oferecendo maior segurança estrutural.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Análise estrutural

Segundo Kassimali (2015), a engenharia estrutural é a ciência e a arte de planejamento, projeto e construção de estruturas seguras e econômicas que servirão aos seus propósitos destinados. O fluxograma apresentado na Figura 1, mostra a relação e a ordem das fases de um projeto típico de estruturas, a partir da fase de planejamento, passando pelo projeto estrutural preliminar, estimativas de cargas, destacando-se a análise estrutural, para se chegar, então, na execução.

Figura 1: Fluxograma das fases de um projeto de engenharia de estruturas típico.



Fonte: Kassimali (2015)

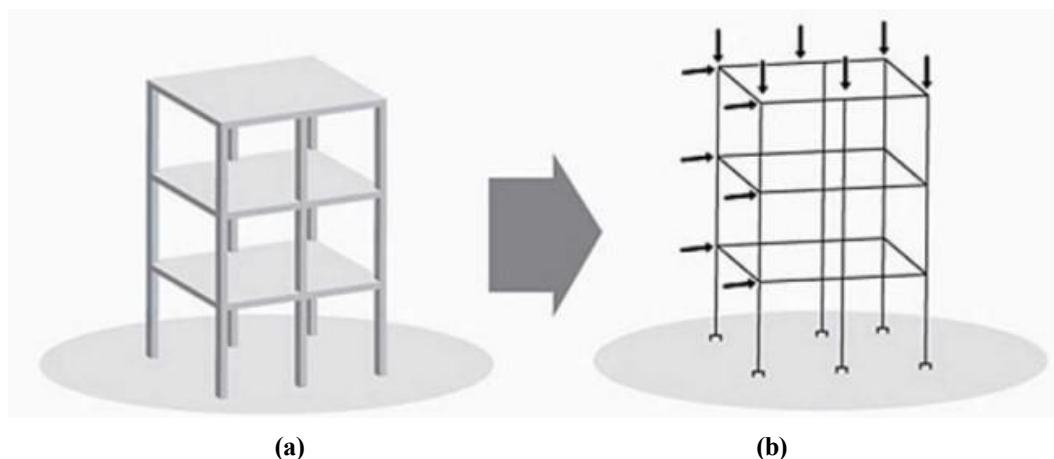
Assim, para o melhor entendimento da análise estrutural, foco deste trabalho, é necessário primeiro compreender as demais etapas que a antecedem na elaboração de um projeto.

Dessa forma, a fase de Planejamento pode ser definida como o estágio em que se estabelecem os requisitos funcionais da estrutura proposta, o arranjo geral e suas dimensões, além da análise dos tipos de estrutura viáveis e dos materiais a serem utilizados. Também, são considerados nesta etapa os fatores não estruturais, como a estética e o impacto ambiental, resultando em um sistema estrutural que atenda aos requisitos funcionais e ofereça a melhor relação custo-benefício. Já em relação à fase do Projeto Estrutural Preliminar, Kassimali (2015) afirma que são estimadas as dimensões dos vários elementos do sistema estrutural selecionado na fase de Planejamento, com base na análise aproximada, na experiência do passado e nas exigências de norma, que serão utilizadas na fase seguinte para estimar o peso da estrutura. Dessa forma, a etapa seguinte, fase de Estimativa de Cargas, envolve a determinação de todas as cargas típicas que podem ser esperadas para agir sobre a estrutura, como cargas permanentes, variáveis e acidentais, em que os valores serão usados para realizar, enfim, a análise estrutural. Por último, esta análise tem como finalidade prever o desempenho da estrutura proposta sob cargas prescritas e/ou outros efeitos externos, cujos parâmetros de desempenho mais comuns incluem as tensões ou suas resultantes, como forças normais, forças cortantes e momentos fletores e torçores, além das reações nos apoios e das flechas. Com o resultado dessa análise é possível determinar se a estrutura satisfaz ou não os requisitos de segurança definidos em Norma e dar início à construção da obra.

2.2. Pórticos Espaciais

Segundo Kimura (2007), o pórtico espacial ou quadro espacial é um modelo tridimensional capaz de representar todos os pilares e vigas localizados em um edifício por meio de barras unidas por nós, conforme a Figura 2, permitindo a aplicação simultânea das ações verticais e horizontais e tornando possível a análise do edifício em todas as direções e sentidos.

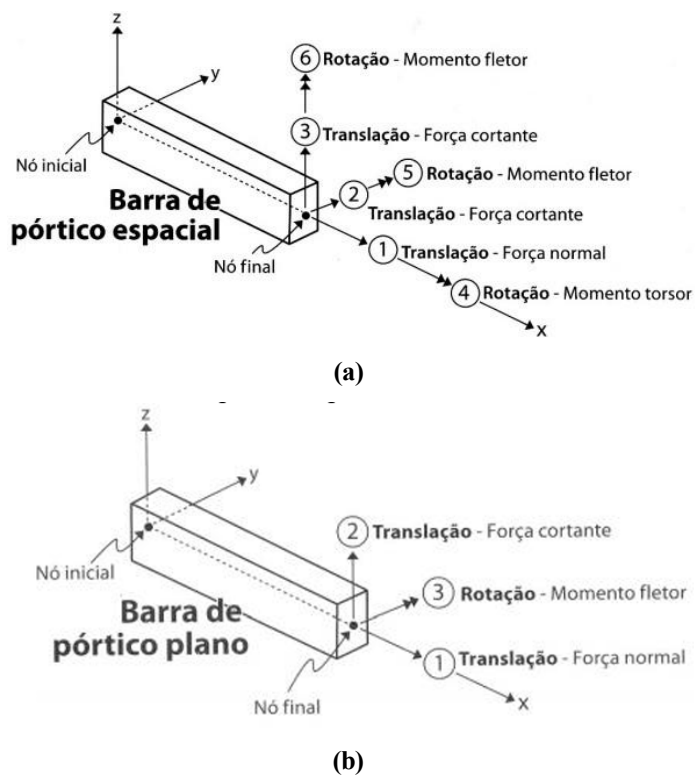
Figura 2: Pórtico espacial: (a) parte portante da edificação; (b) modelo em barras



Fonte: Kimura (2007)

Este modelo é formado por elementos de barra que possuem 6 graus de liberdade (g.l.) em cada nó, sendo 3 translações (nas direções x , y e z) e 3 rotações (em torno dos eixos x , y e z) retratadas na Figura 3, permitindo determinar momentos fletores e de torção, e esforços cortantes e normais (Rubinstein, 1966).

Figura 3: Elemento de barra, com destaque para graus de liberdade: (a) de um nó de pórtico espacial; (b) de um nó de pórtico plano



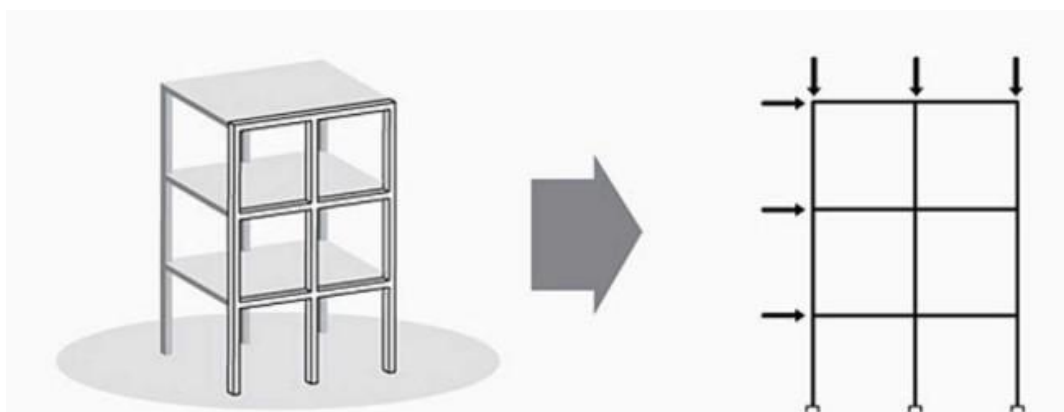
Fonte: Kimura (2007)

Dessa forma, os pórticos espaciais não necessitam de tantas correções quando comparados com outros modelos devido ao tipo dos elementos que representam quase a totalidade da estrutural real, propiciando uma distribuição dos esforços de uma forma mais precisa, bem como compatibilidades de deslocamentos nas suas ligações (Corrêa, 1991; Chagas, 2012). Em contrapartida, a existência de muitos graus de liberdade torna o cálculo dos esforços mais trabalhoso, pois para cada grau de liberdade é definida uma equação de equilíbrio que contém as contribuições dos elementos conectados àquele g.l. Ainda assim, para edifícios com grandes assimetrias estruturais, que geram esforços significativos devido à torção, o cálculo só pode ser realizado por meio de um modelo espacial. Por sua vez, com a evolução dos recursos computacionais e avanços da engenharia estrutural, este cálculo deixa de ser trabalhoso e se torna essencial (Fontes; Pinheiro, 2006). Desse modo, Fontes (2005) considera o modelo espacial como o mais completo para análise estrutural, devido à sua capacidade de determinar momentos fletores e de torção e esforços cortantes e normais de todos os elementos, sendo o pórtico espacial o modelo que mais ganha espaço nos escritórios de projeto.

2.3. Pórticos Planos

De acordo com Martha (2010), um pórtico plano, também chamado de quadro plano, é uma representação estrutural bidimensional de uma estrutura que, originalmente, é tridimensional. Em outras palavras, esse modelo pode ser entendido como uma parte da estrutura completa, servindo como uma simplificação que permite estudar o comportamento da estrutura tridimensional em um plano específico, como representado na Figura 4.

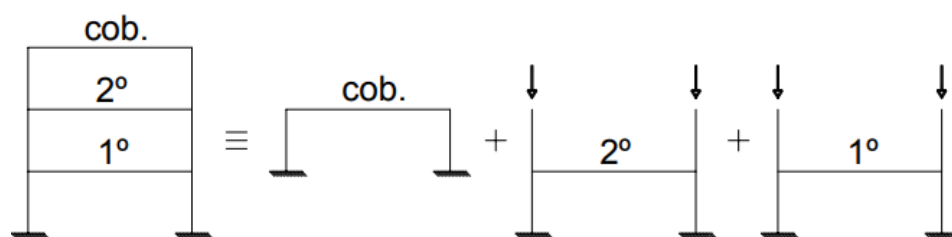
Figura 4: Modelo de pórtico plano, a partir do pórtico espacial



Fonte: Kimura (2007)

Ainda, os pórticos planos são formados por barras, em que as verticais simulam pilares e as horizontais as vigas, e unidos por nós, onde cada um possui 3 graus de liberdade que permitem a análise dos deslocamentos e esforços atuantes na estrutura. Portanto, as lajes não fazem parte do modelo, sendo consideradas pelos métodos aproximados. Assim, este modelo leva em conta as transmissões de esforços entre os elementos que constituem o pórtico, sendo analisados os esforços cortantes, normais e os momentos fletores (Fontes, 2005). Para este autor, uma forma de agilizar o cálculo por pórticos planos é tratar o edifício como que formado por pavimentos isolados, como ilustrado na Figura 5. Parte-se, então, da cobertura do edifício, onde pequenos pórticos são calculados separadamente, obtendo-se os esforços nas barras horizontais e as reações nas barras verticais a serem transmitidas para o pavimento inferior. Dessa forma, os pilares inferiores são considerados engastados e os superiores com a extremidade livre, onde se aplicam as reações do pavimento de cima.

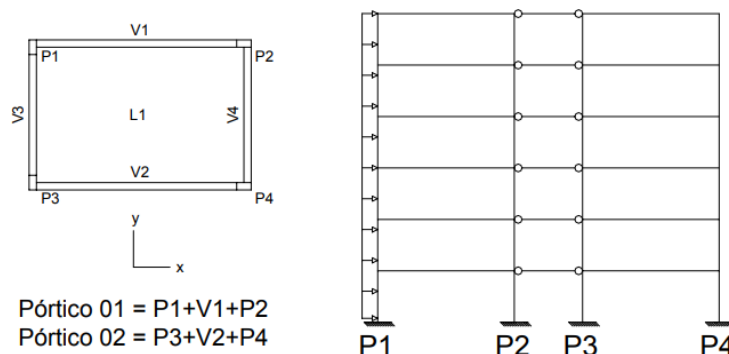
Figura 5: Pavimentos isolados, forma de análise simplificada, como separação de estruturas



Fonte: Fontes (2005)

Contudo, Fontes (2005) afirma que este tipo de processamento, embora mais rápido, deve ser usado com cuidado pois pode trazer grandes diferenças em relação ao modelo de pórtico plano completo. Estes, também chamados de pórticos planos associados, são interessantes na análise de ações horizontais (análise de estabilidade global), uma vez que é possível a associação dos diferentes pórticos de uma mesma direção por meio de barras nas extremidades, simulando o efeito das lajes. Assim, a laje é considerada como um diafragma rígido, como observado na Figura 6, de forma que os pontos situados no mesmo pavimento transladam de forma conjunta e as ações horizontais são aplicadas em uma das extremidades da associação de pórticos. Por esse motivo, as deformações axiais dessas barras devem ser anuladas, aumentando-se a área de suas seções transversais.

Figura 6: Associação de pórticos planos para análise de ações horizontais



Fonte: Fontes (2005)

Ainda, apesar de Branco (2002) afirmar que a utilização de pórticos planos na análise estrutural de edifícios significa uma vantagem, uma vez que representa uma boa simplificação na implementação computacional, bem como na análise dos resultados obtidos, os pórticos planos têm como limitação a incapacidade de avaliar os efeitos de torção e sua associação fica restrita a edifícios simétricos, quanto à geometria e aos carregamentos. Dessa forma, Fontes (2005) aponta que o modelo de pórtico plano é coerente quanto à análise de forças normais e de momentos fletores, entretanto, para a análise de ações verticais se torna inadequado em caso de grandes assimetrias na estrutura do edifício, gerando esforços significativos decorrentes da torção do edifício, cujo modelo não tem capacidade de avaliar os efeitos.

2.4. Análise Estrutural: Método da Rigidez Direta

De acordo com Martha (2010), a utilização de programas de computador na análise de estruturas é uma atividade corriqueira na etapa de elaboração de projetos, que tem proporcionado a adoção de métodos cada vez mais sofisticados. Assim, o Método dos Deslocamentos, também conhecido como Método da Rigidez, é o que está mais direcionado a uma implementação computacional. Sua formalização matricial, que tem por objetivo aproximar a sua forma, tornando matematicamente adequado aos procedimentos adotados usualmente nos programas de computador, é conhecida como Método da Rigidez Direta (MRD).

Este método, segundo Kassimali (2015), está completamente relacionado com a definição de matriz de rigidez a qual, para um elemento, possui um sistema local de coordenadas relacionado com suas forças locais (f'), seus deslocamentos nodais (d') e com

sua matriz de rigidez (k') referente às coordenadas locais (x, y, z), sendo definida conforme a Equação 1.

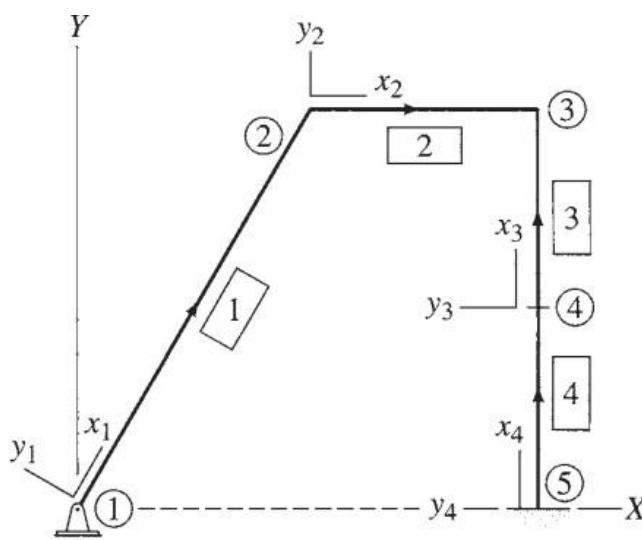
$$f' = k'd'. \quad (1)$$

Contudo, quando representado conforme a Equação 2, indica um sistema global de coordenadas (X, Y, Z), sendo a matriz de rigidez global da estrutura representado por K , os deslocamentos nodais por d e as forças globais por F , como segue:

$$F = Kd. \quad (2)$$

Dessa forma, os sistemas de coordenadas locais e globais podem ser melhor visualizados na Figura 7 a seguir:

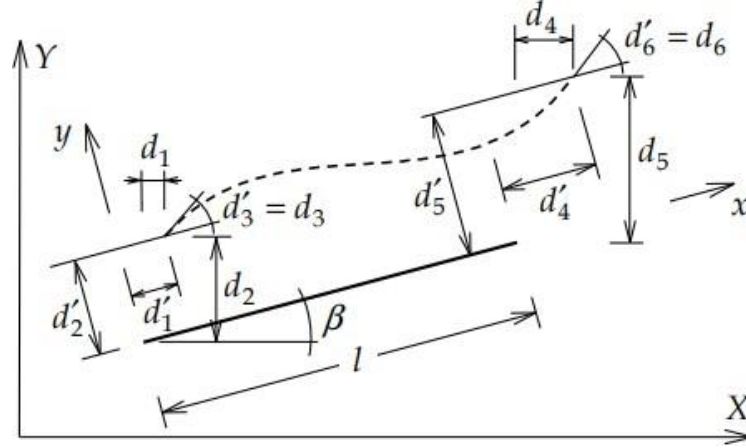
Figura 7: Sistema de coordenadas locais (x, y) e globais (X, Y).



Fonte: Kassimali (2015)

Ainda, para Martha (2010) é possível formular uma transformação da matriz de rigidez no sistema local para a matriz no sistema global. Para isso, é preciso relacionar as deslocabilidades locais da barra no sistema local com as deslocabilidades no sistema global, apresentadas na Figura 8 (d_1 e d_4 , deslocamentos globais no eixo X ; d_2 e d_5 , deslocamentos globais no eixo Y ; d_3 e d_6 , rotações a partir do eixo X):

Figura 8: Representações das deslocabilidades nas extremidades de uma barra no sistema local e o sistema global, para o qual serão rotacionadas.



Fonte: Martha (2010)

Assim, pode-se obter as deslocabilidades no sistema global em função das deslocabilidades no sistema local a partir da transposta da matriz de transformação por rotação $[R]$, Equação 3 (conhecida como Matriz de Incidência Cinemática).

$$[R] = \begin{bmatrix} +\cos\beta & +\sin\beta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\beta & +\cos\beta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & +\cos\beta & +\sin\beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\beta & +\cos\beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad (3)$$

na qual β é o ângulo do eixo da barra com a horizontal.

Isso feito, obtém-se:

$$\{d\} = [R]^T \{d'\}, \quad (4)$$

ou ainda:

$$\{d'\} = [R]\{d\}. \quad (5)$$

De maneira análoga, é possível relacionar forças generalizadas locais no sistema de eixos globais com forças generalizadas locais no sistema de eixos locais:

$$\{F\} = [R]^T \{f'\}, \quad (6)$$

ou ainda:

$$\{f'\} = [R] \{F\}. \quad (7)$$

Logo, para determinar a matriz de rigidez da barra no sistema global, parte-se da Equação 1, multiplicando $\{f'\}$ por $[R]^T$ e, substituindo $\{d'\}$ pelo que foi encontrado na Equação 5, o resultado é:

$$[R]^T \{f'\} = [R]^T [k][R] \{d\}. \quad (8)$$

Assim, sabendo que $[R]^T \{f'\} = F$, e tendo em conta a Equação 2, tem-se:

$$[K] = [R]^T [k] [R]. \quad (9)$$

Essa Equação pode ser utilizada para analisar qualquer tipo de barra, sendo muito importante para a implementação computacional, uma vez que permite sistematizar o procedimento para montagem da matriz de rigidez global. Com isso é montada a matriz de rigidez da estrutura a partir da conveniente união dos vários elementos existentes, mais propriamente somando-se as suas rigidezes.

Portanto, a matriz de rigidez do elemento de pórtico espacial, apresentado na Figura 3 (a), tem a seguinte forma:

$$k' = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EIz}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EIz}{L^2} & 0 & -\frac{12EIz}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EIz}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EIy}{L^3} & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EIy}{L^3} & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{4EIy}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{2EIy}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EIz}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EIz}{L} & 0 & -\frac{6EIz}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EIz}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EIz}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EIz}{L^2} & 0 & \frac{12EIz}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EIz}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EIy}{L^3} & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EIy}{L^3} & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{2EIy}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{4EIy}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EIz}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EIz}{L} & 0 & -\frac{6EIz}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EIz}{L} \end{bmatrix} \quad (10)$$

Já a matriz de rigidez do elemento utilizado em pórticos planos, Figura 3 (b), apresenta-se da

seguinte forma:

$$k' = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EIy}{L^3} & \frac{6EIy}{L^2} & 0 & -\frac{12EIy}{L^3} & \frac{6EIy}{L^2} \\ 0 & \frac{6EIy}{L^2} & \frac{4EIy}{L} & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & \frac{2EIy}{L} \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EIy}{L^3} & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{12EIy}{L^3} & -\frac{6EIy}{L^2} \\ 0 & \frac{6EIy}{L^2} & \frac{2EIy}{L} & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & \frac{4EIy}{L} \end{bmatrix} \quad (11)$$

2.5. Hipóteses de Cargas

As ações, de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), são interferências que geram esforços e/ou deformações significativos na estrutura, podendo estas serem ações permanentes, variáveis ou excepcionais. Assim, a ABNT NBR 8681:2003, que trata de ações e segurança nas estruturas, define as ações permanentes como aquelas com valores constantes ou de pequena variação em torno da média ao longo da vida útil da construção. Já as ações variáveis são caracterizadas por valores que apresentam variações significativas em torno da média durante o mesmo período. Por fim, as ações excepcionais, são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. Estas últimas, porém, não serão abordadas neste trabalho, uma vez que serão considerados apenas o peso próprio da estrutura, o vento e as sobrecargas.

Ainda pela ABNT NBR 8681:2003, as ações permanentes podem ser diretas ou indiretas, onde as diretas representam os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, enquanto as indiretas representam a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais. No caso das ações variáveis, a mesma norma as classifica como normais ou especiais. As ações variáveis normais, portanto, são aquelas com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas, como as cargas acidentais, que atuam nas construções em função de seu uso (sobrecarga), e o vento. Por outro lado, as ações variáveis especiais representam ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais.

Dessa forma, para verificação da segurança de uma estrutura deve-se levar em consideração seus estados limites, ou seja, o estado a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Estes podem ser classificados pela ABNT NBR 8681:2003 como estados limites últimos (ELU) que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção, ou estados limites de serviço (ELS), que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

Assim, para um tipo de carregamento, isto é, para um conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre uma estrutura, durante um período preestabelecido, as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Portanto, devem ser estabelecidas quantas combinações de ações forem necessárias para que a segurança seja verificada em relação a todos os possíveis estados limites da estrutura, bem como apontar o nível possível de economia.

2.5.1. Cargas de peso próprio (PP)

Como descrito anteriormente, as cargas de peso próprio (PP) de uma construção referem-se a cargas constantes ao longo de sua vida útil. Elas incluem o peso da estrutura, dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes, sendo essas cargas de natureza permanente e praticamente inalteradas durante o tempo. Assim, neste trabalho foram considerados o peso dos elementos estruturais em concreto armado e de outros como alvenaria, lajes, revestimentos e telhados, os quais estão aplicados à estrutura.

Dessa forma, a ABNT NBR 6120:2019, que trata das ações para o cálculo de estruturas de edificações, evidencia que valores de peso próprio da estrutura devem ser calculados com as dimensões nominais dos elementos e com o valor médio do peso específico do material considerado.

Assim, considerando os elementos estruturais em concreto armado, a Tabela 1, ABNT NBR 6120:219, fornece o peso específico aparente deste material, que deve ser usado para calcular o peso próprio dos pilares, vigas e lajes presentes na estrutura.

Tabela 1: Peso específico aparente dos materiais de construção

Material		Peso específico aparente γ_{ap} kN/m ³
Argamassas e Concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cal	12 a 18
	Argamassa de cimento e areia	19 a 23
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6120:2019

Ainda, em relação ao peso dos elementos construtivos permanentes, esta mesma norma apresenta tabelas para obter os valores característicos nominais mínimos de seus pesos. Dessa forma, são levadas em consideração a Tabela 2 para o peso da alvenaria de vedação, a Tabela 3 para revestimento de piso e a Tabela 4 para obter o peso do telhado.

Tabela 2: Peso alvenaria de vedação

Alvenaria de Vedação	Espessura nominal do elemento cm	Peso - Espessura de revestimento por face kN/m ²		
		0 cm	1 cm	2 cm
Bloco Cerâmico Vazado (furo horizontal - NBR15270-1)	9	0,7	1,1	1,6
	11,5	0,9	1,3	1,7
	14	1,1	1,5	1,9
	19	1,4	1,8	2,3

Fonte: Adaptada da NBR 6120:2019

Tabela 3: Peso revestimentos de piso

Material	Espessura cm	Peso kN/m²
Impermeabilização com manta alfáltica	0,3	0,08
simples (apenas manta com 15% de	0,4	0,10
sobreposição e pintura asfáltica, sem camada	0,5	0,11
de regularização nem proteção mecânica)		
Piso elevado interno com placas de aço, sem		
revestimento (até 30cm de altura)	-	0,50
Piso elevado interno com placas de		
polipropileno, sem revestimento (até 30cm de	-	0,15
altura)		
Revestimento de pisos de edifícios residenciais	5	1,00
e comerciais ($\gamma_{ap-m} = 20\text{kN/m}^3$)	7	1,40
Revestimento de pisos de edifícios industriais	5	1,70
($\gamma_{ap-m} = 20\text{kN/m}^3$)	7	2,40
Impermeabilizações em coberturas com manta	10	1,80
asfáltica e proteção mecânica, sem	15	2,70
revestimento ($\gamma_{ap-m} = 18\text{kN/m}^3$)		

Fonte: Adaptada da NBR 6120:2019

Tabela 4: Peso telhado

Composição	Peso na superfície horizontal kN/m²
Com telhas cerâmicas em geral (exceto tipo fermânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação $\leq 40\%$	0,70
Com telhas cerâmicas (tipo germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação $\leq 40\%$	0,85
Com telhas de fibrocimento onduladas (com espessura até 5mm) e estrutura de madeira	0,40
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8mm) e estrutura metálica de aço	0,30
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8mm) e estrutura metálica de alumínio	0,20
Com telhas de fibrocimento tipo canaleta (com espessura 8mm) e estrutura de madeira	0,35

Fonte: Adaptada da NBR 6120:2019

2.5.2. Cargas devidas ao vento (VT)

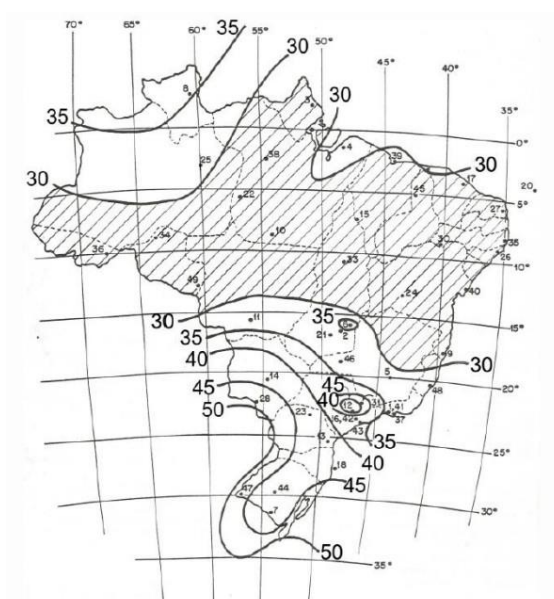
Em construções de pequena altura, como casas ou edifícios de poucos andares, o impacto do vento é geralmente insignificante. No entanto, para estruturas mais esbeltas, o vento se torna uma das forças mais relevantes a ser considerada no projeto estrutural. A norma ABNT NBR 6123:2023 estabelece como devem ser determinadas as forças geradas pelo vento em uma construção, sendo dividido em duas etapas: primeiramente define-se a velocidade característica do vento e então calcula-se as forças resultantes na estrutura. Dessa forma, a velocidade básica do vento (V_o) obtida através das isopletas de vento, Figura 9, deve ser corrigida pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 para se obter a velocidade característica do vento (V_k), conforme a Expressão 12:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3. \quad (12)$$

O fator topográfico S_1 leva em consideração as grandes variações na superfície do terreno no qual a edificação será construída, definido por:

- $S_1 = 1,1$ (para terrenos planos ou fracamente acidentados);
- $S_1 = 0,9$ (para vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção);
- $S_1 = 1,0$ (para taludes e morros).

Figura 9: Isopletas de vento



Fonte: ABNT NBR 6123:2023

Já o fator S_2 , pela ABNT NBR 6123:2023, considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, podendo ser definido a partir da Tabela 5. Para isso, a rugosidade do terreno deve ser classificada em categorias de I a IV e para determinação das forças estáticas devidas ao vento, são definidas classes da estrutura que vão de A a C.

Tabela 5: Fator S_2 de acordo com a altura, classe e categoria da edificação

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT NBR 6123:2023

na qual:

- Categoria I: mar calmo, lagos, rios etc.;
- Categoria II: zonas costeiras, fazendas, pântanos com vegetação rala etc.; 35
- Categoria III: granjas, subúrbios, fazendas, casas de campo etc.;
- Categoria IV: zonas de parques, bosque, cidades pequenas, zonas industriais etc.;
- Categoria V: florestas, centros de grandes cidades etc.
- Classe A: a maior dimensão horizontal ou vertical é menor que 20m;
- Classe B: a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal está entre 20m e 50m;
- Classe C: a maior dimensão horizontal ou vertical excede 50m.

Por fim, o fator S_3 é um fator estatístico que leva em consideração o grau de segurança e a vida útil da edificação e tem seu valor mínimo definido de acordo com a Tabela 6 da ABNT NBR 6123:2023.

Tabela 6: Valores mínimo do fato estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123:2023

Determinados os fatores de correção, pode-se determinar a velocidade característica do vento (V_k) e, em seguida, sua pressão dinâmica (q) com as unidades em kN/m^2 e m/s , usando a expressão:

$$q = 0,613V_k^2. \quad (13)$$

Com a pressão dinâmica calculada é possível definir o valor da força de arrasto (F_a) na direção do vento a partir da expressão (Equação 14):

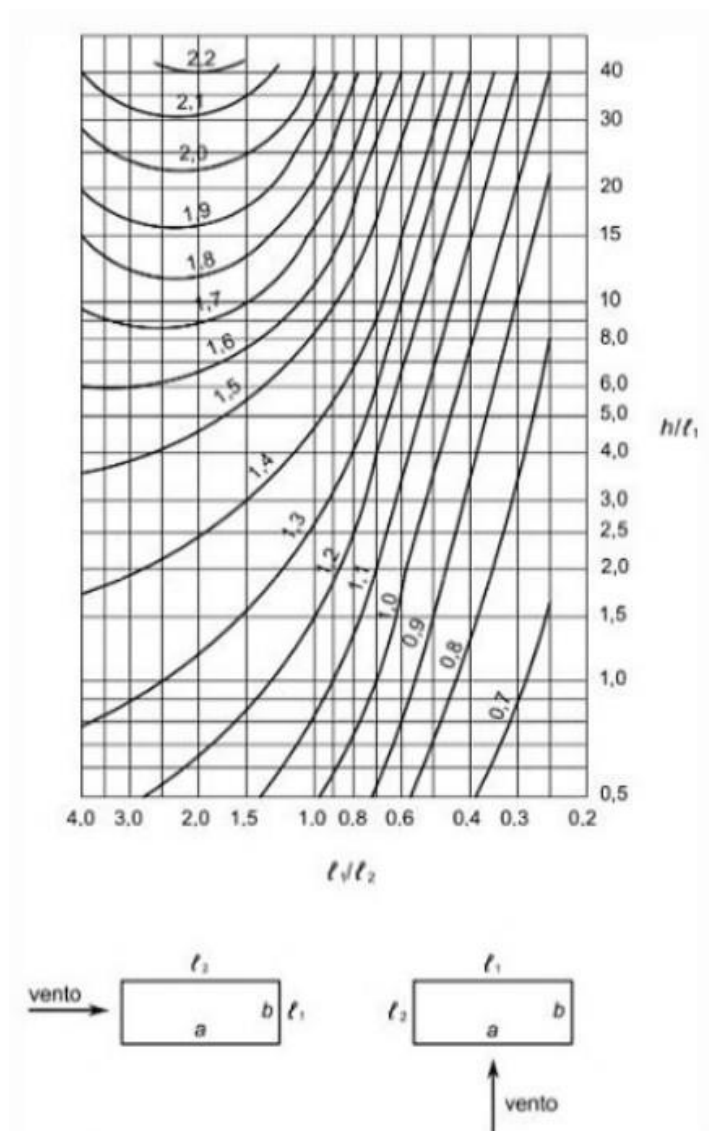
$$F_a = C_a q A_e, \quad (14)$$

na qual:

C_a = coeficiente de arrasto;

A_e = área de projeção ortogonal da edificação.

O coeficiente de arrasto, por sua vez, pode ser encontrado a partir de um ábaco presente na ABNT NBR 6123:2023, Figura 10, que leva em consideração o eixo de aplicação do vento, as dimensões da edificação em planta e a cota do pavimento em que se está calculando.

Figura 10: Ábaco para o coeficiente de arrasto (C_d)

Fonte: ABNT NBR 6123:2023

2.5.3. Sobrecargas

As sobrecargas são cargas decorrentes do uso e ocupação de uma edificação e são tratadas como cargas variáveis, pois apresentam variação significativa em seu valor durante a vida útil da construção. A ABNT NBR 6120:2019 traz como referência os valores mínimos de sobrecarga a serem adotados em cada situação.

Dessa forma, considerando um edifício residencial, a norma especifica a carga uniformemente distribuída a ser considerada em cada ambiente, conforme a Tabela 7.

Tabela 7: Valores característicos nominais das cargas variáveis

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m²
Edifícios residenciais	Dormitórios	1,50
	Sala, copa, cozinha	1,50
	Sanitários	1,50
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2,00
	Quadras esportivas	5,00
	Salão de festas, salão de jogos	3,00
	Áreas de uso comum	3,00
	Academia	3,00
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,10
	Sótão	2,00
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,50
	Corredores de uso comum	3,00
	Depósitos	3,00

Fonte: Adaptada da NBR 6120:2019

3. APLICAÇÕES E RESULTADOS

Os modelos estruturais apresentados neste item foram elaborados com o objetivo de verificar, de forma prática e comparativa, os aspectos previamente discutidos quanto às diferenças no comportamento das estruturas analisadas como pórticos espaciais e pórticos planos. Por meio das modelagens 3D e 2D, buscou-se observar como cada tipo de modelagem responde frente a diferentes hipóteses de carregamento, incluindo tanto ações verticais, como o peso próprio da estrutura e a sobrecarga de uso, quanto ações horizontais, representativas da força do vento.

A utilização de ambos os modelos permitiu uma avaliação mais precisa do desempenho estrutural, evidenciando as variações nos esforços internos resultantes de cada abordagem. Com isso, foi possível identificar as vantagens e as limitações de cada modelagem de análise, contribuindo para a fundamentação técnica da comparação entre os comportamentos dos sistemas estudados.

Ainda, foram empregados na realização das modelagens dois diferentes *softwares* – DysTrucS e LESM – com o intuito de analisar como cada ferramenta computacional responde diante de uma mesma configuração estrutural. Essa abordagem permitiu gerar resultados pelas distintas representações (pórtico espacial e pórtico plano) para os *softwares* disponíveis para o presente trabalho, mas também avaliar a influência das particularidades de cada programa na obtenção dos esforços internos, contribuindo para uma análise mais abrangente e tecnicamente fundamentada do comportamento estrutural.

3.1. Aplicação 1

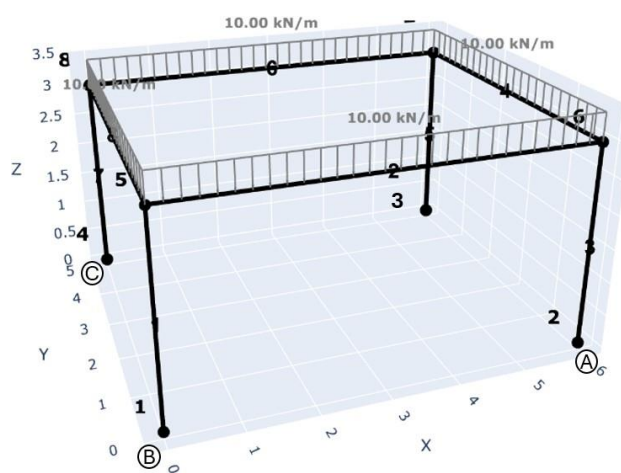
A etapa inicial do estudo consistiu na modelagem de um pórtico espacial hipotético, como prova de conceito (simulações de diversas formas, a fim de observar o comportamento da estrutura em termos de momentos fletores e torções), submetido a ações verticais, por meio dos *softwares* LESM e DysTrucS. Em ambos os programas, a modelagem foi realizada da mesma maneira, apresentando duas possíveis ferramentas para desenvolvimento da análise, dentre outras.

Para isso, foram aplicadas cargas uniformemente distribuídas de 10 kN/m em todas as vigas, as quais representam tanto o peso próprio da estrutura quanto a sobrecarga de uso. Todas as seções estruturais foram consideradas retangulares, com dimensões de 0,20 m × 0,20 m para os pilares, e 0,20 m × 0,50 m para as vigas. Para o concreto, foi considerado o

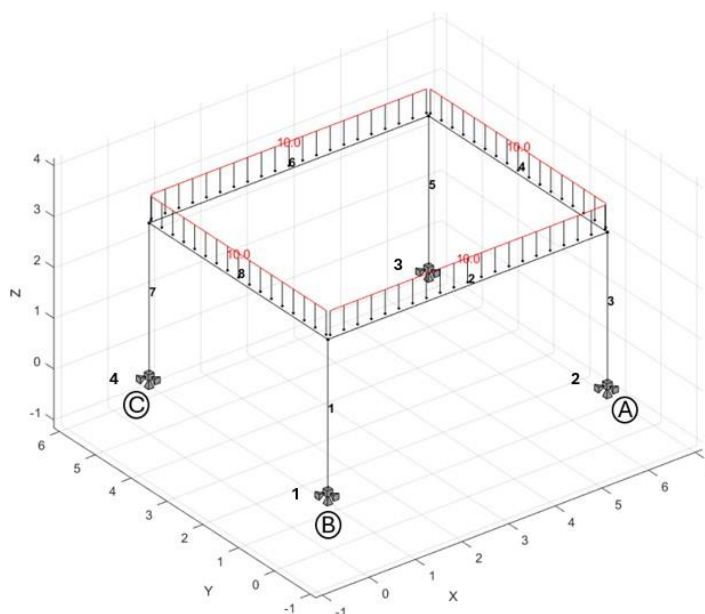
módulo de elasticidade $E = 24 \text{ GPa}$. Além disso, as distâncias de locação entre os elementos estruturais foram definidas da seguinte forma: 6 metros entre os pontos A e B, 5 metros entre os pontos B e C e uma altura total de 3 metros para a estrutura. Ainda, vale destacar que os nós 1, 2, 3 e 4 foram considerados como engastados, estando, portanto, restritos a quaisquer deslocamentos lineares e rotações (pontos dos apoios).

A Figura 11 apresenta a visualização dos modelos gerados a partir do DysTrucS e do LESM, respectivamente.

Figura 11: Modelagem do pórtico espacial com cargas verticais: (a) DysTrucS e (b) LESM



(a)

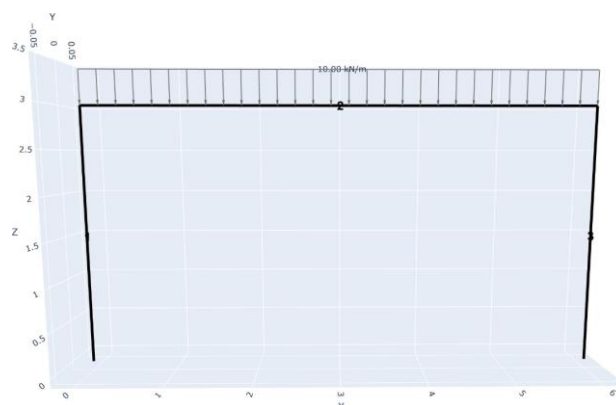


(b)

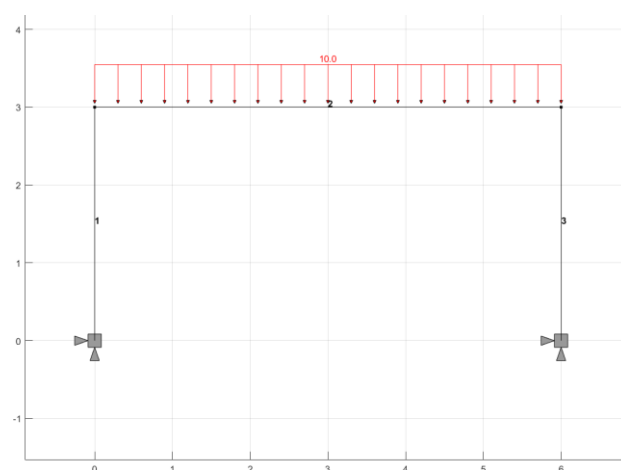
Fonte: A Autora

Na sequência, foi realizada a simulação do comportamento dos pórticos planos extraídos a partir do modelo tridimensional. Devido à simetria da estrutura, tornou-se necessário estudar apenas dois pórticos planos representativos: o primeiro formado pelos elementos 1, 2 e 3, gerado a partir das ferramentas previamente estabelecidas, conforme mostrado na Figura 12, e o segundo composto pelos elementos 3, 4 e 5, conforme ilustrado na Figura 13, também correspondentes a cada um dos *softwares*. Essa abordagem se justifica pela simetria do pórtico espacial, que garante comportamentos estruturais equivalentes nos pórticos planos opostos, permitindo, assim, uma análise eficiente e representativa do sistema.

Figura 12: Modelagem do pórtico plano formado pelos elementos 1, 2 e 3: (a) DysTrucS e (b) LESM



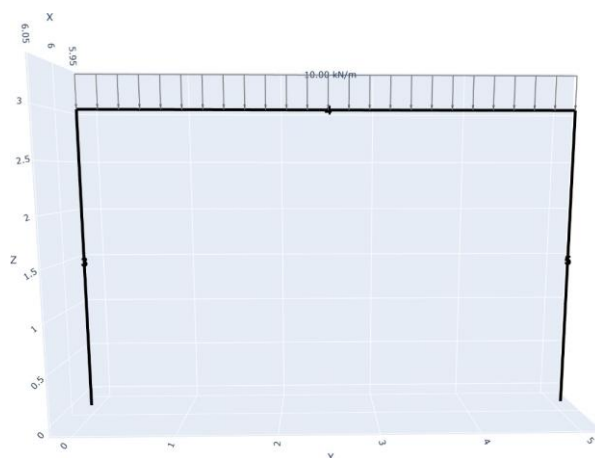
(a)



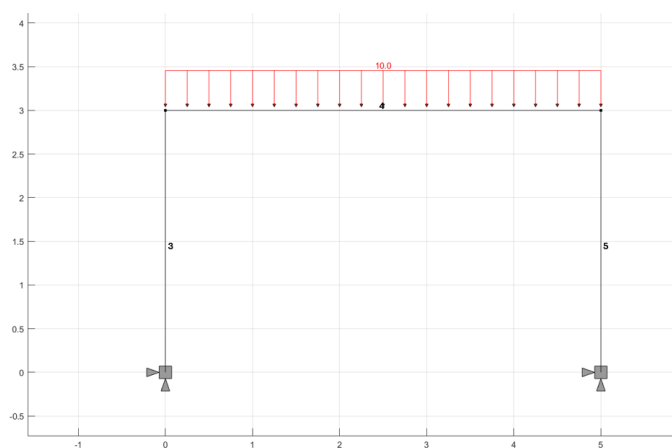
(b)

Fonte: A Autora

Figura 13: Modelagem do pórtico plano formado pelos elementos 3, 4 e 5: (a) DysTrucS e (b) LESM



(a)



(b)

Fonte: A Autora

Na Tabela 8, são apresentados valores de momentos fletores no pórtico plano 123 destacado, obtidos tanto na modelagem 3D quanto na 2D para o carregamento vertical. Os valores foram iguais, dadas às simetrias do exemplo analisado. Isso aconteceu também com o pórtico plano na outra direção, 345 (Tabela 9).

Tabela 8: Momentos fletores (kN.m) no Pórtico Plano 123, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical

	Modelagem 2D					Diferença 2D e 3D	Modelagem em 3D				
	Eng.Esq.	Sup.Esq.	Meio.Vão	Sup.Dir.	Eng.Dir.		Eng.Esq.	Sup.Esq.	Meio.Vão	Sup.Dir.	Eng.Dir.
LESM	3,05	6,11	38,89	6,11	3,05	0,0%	3,05	6,11	38,89	6,11	3,05
DysTrucS	3,04	6,10	38,85	6,10	3,04	0,0%	3,04	6,10	38,85	6,10	3,04

Fonte: A Autora

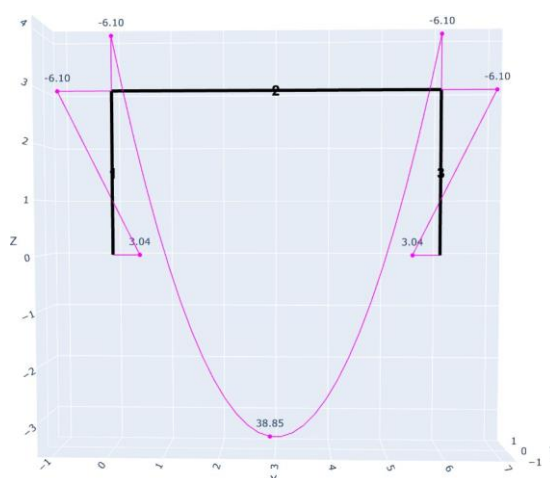
Tabela 9: Momentos fletores (kN.m) no Pórtico Plano 345, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical

	Modelagem 2D					Diferença 2D e 3D	Modelagem em 3D				
	Eng.Esq.	Sup.Esq.	Meio.Vão	Sup.Dir.	Eng.Dir.		Eng.Esq.	Sup.Esq.	Meio.Vão	Sup.Dir.	Eng.Dir.
LESM	3,10	6,22	25,03	6,22	3,10	0,0%	3,10	6,22	25,03	6,22	3,10
DysTrucS	3,10	6,21	25,04	6,21	3,10	0,0%	3,10	6,21	25,04	6,21	3,10

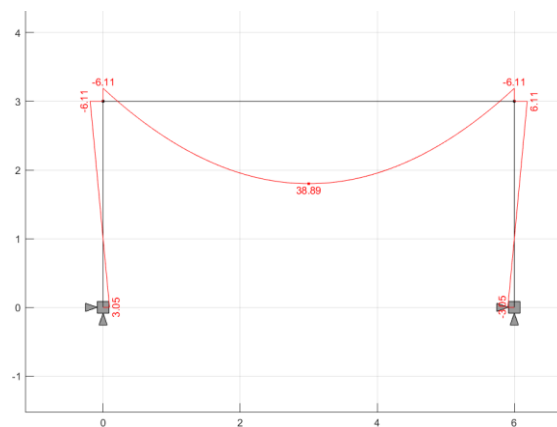
Fonte: A Autora

As Figuras 14, 15, 16 e 17 trazem os gráficos dos momentos fletores traçados pelos *softwares* utilizados, cujos valores estão destacados nas Tabelas 8 e 9, anteriores.

Figura 14: Diagramas de momentos fletores (kN.m) do Pórtico Plano 123: (a) DysTrucS e (b) LESM



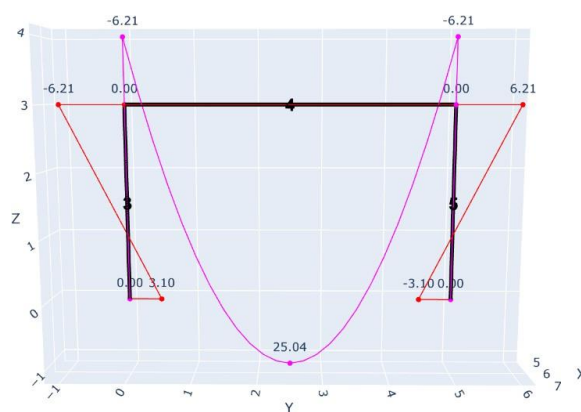
(a)



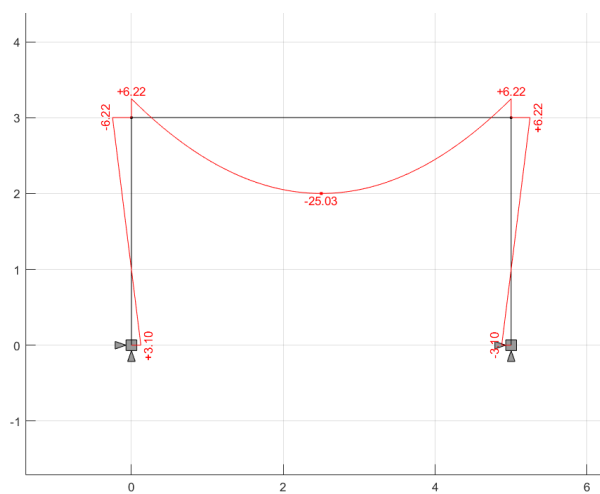
(b)

Fonte: A Autora

Figura 15: Diagramas de momentos fletores (kN.m) do Pórtico Plano 345: (a) DysTrucS e (b) LESM



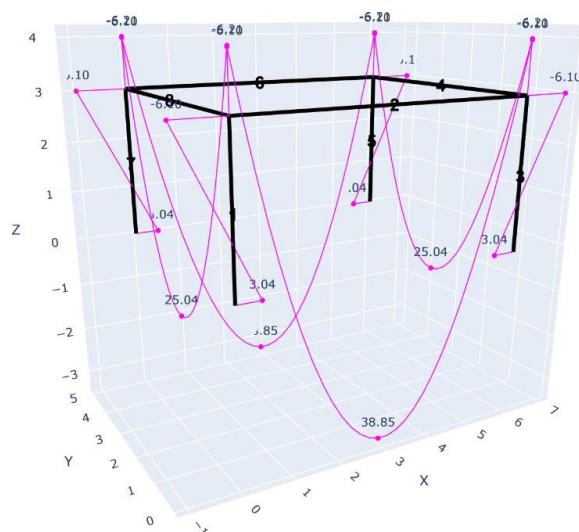
(a)



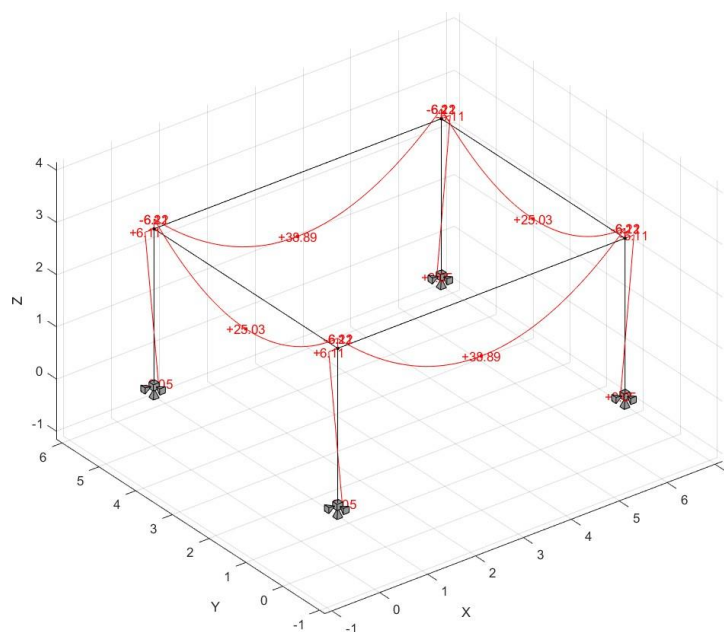
(b)

Fonte: A Autora

Figura 16: Diagramas de momentos fletores (kN.m), plano ZX do Pórtico Espacial: (a) DysTrucS e (b) LESM



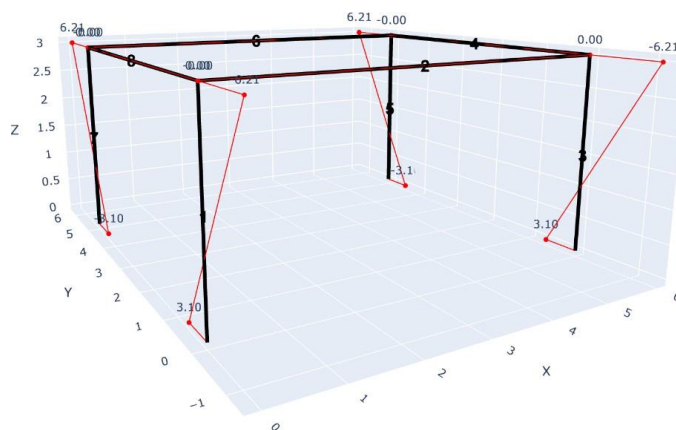
(a)



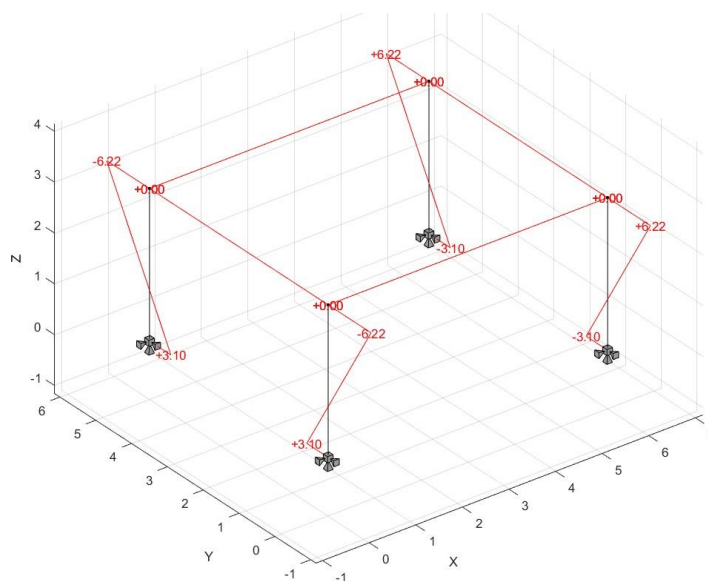
(b)

Fonte: A Autora

Figura 17: Diagramas de momentos fletores (kN.m), plano ZY, do Pórtico Espacial: (a) DysTrucS e (b) LESM



(a)

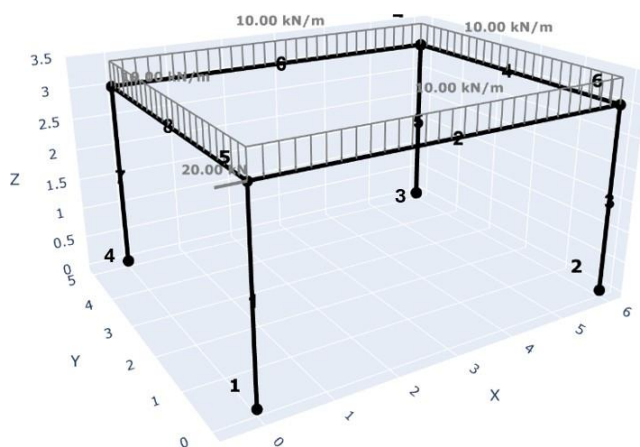


(b)

Fonte: A Autora

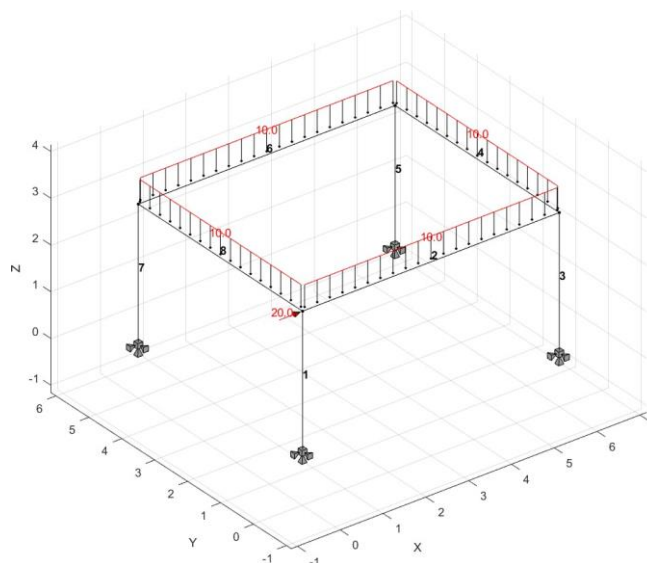
Assim, com a modelagem básica concluída e as cargas verticais devidamente aplicadas, passou-se à consideração das ações horizontais que atuam sobre a estrutura. Dessa forma, foi adicionada uma carga horizontal pontual de 20 kN, a qual tem por finalidade representar, por exemplo, a ação do vento sobre a estrutura. Essa carga foi aplicada especificamente no nó 5 do modelo tridimensional montado em cada ferramenta computacional analisada, conforme ilustrado nas Figura 18 e 19.

Figura 18: Modelagem do Pórtico Espacial com cargas verticais e horizontais - DysTrucS



Fonte: A Autora

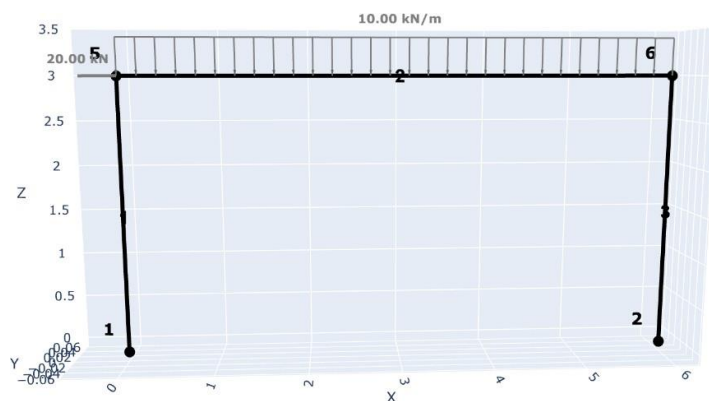
Figura 19: Modelagem do Pórtico Espacial com cargas verticais e horizontais – LESM



Fonte: A Autora

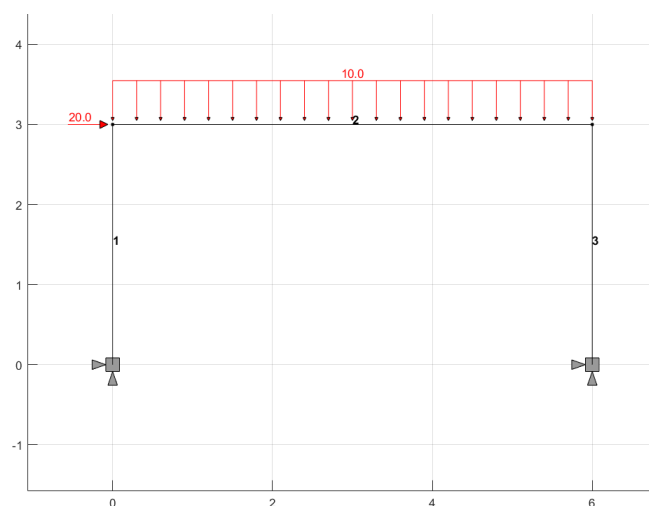
Posteriormente, a ação horizontal foi aplicada no pórtico plano composto pelos elementos 1, 2 e 3, os quais formam um sistema bidimensional representativo da face da estrutura exposta diretamente à esta solicitação. Esse trecho da estrutura foi selecionado por ser o único plano que absorve diretamente os efeitos dessa carga lateral. A representação esquemática dessa modelagem pode ser observada nas Figuras 20 e 21, extraídas do DysTrucS e LESM, respectivamente.

Figura 20: Modelagem do Pórtico Plano 123 com cargas verticais e horizontal - DysTrucS



Fonte: A Autora

Figura 21: Modelagem do Pórtico Plano 123 com cargas verticais e horizontal – LESM



Fonte: A Autora

Já no que se refere ao pórtico plano formado pelos elementos 345, este não sofre influência direta da ação do vento e os esforços analisados referem-se exclusivamente às cargas verticais atuantes, ou seja, ao peso próprio da estrutura e à sobrecarga de uso, quando analisado em 2D. Nesse sentido, sua modelagem ao adicionar o carregamento horizontal permanece a mesma da Figura 13a e apresenta mudanças nos valores de momento fletor apenas quando analisado em 3D, já que sofre influência dos demais pórticos.

Dessa forma, a partir dos modelos estruturais desenvolvidos, tanto em sua forma tridimensional quanto em bidimensional, foi possível realizar uma comparação entre os comportamentos da estrutura quando analisada como pórtico espacial e como pórtico plano isolado em cada um dos *softwares* analisados. Assim, as Tabelas 10 e 11 apresentam de maneira clara e objetiva os resultados obtidos para os momentos fletores nas análises em 2D e 3D, considerando os pórticos bidimensionais 123 e 345, respectivamente, com a aplicação

das cargas verticais e horizontais, além de viabilizar uma comparação direta entre os *softwares* empregados — DysTrucS e LESM. Essa comparação evidencia não apenas as particularidades de cada ferramenta, mas também ressalta a relevância da escolha do modelo estrutural mais adequado, uma vez que tal decisão impacta diretamente a precisão e a representatividade dos resultados obtidos.

Tabela 10: Momentos fletores (kN.m) no Pórtico Plano 123, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal

	Modelagem 2D		Diferença 2D e 3D	Modelagem 3D	
	LESM	DysTrucS		LESM	DysTrucS
Eng.Esq.	12,29	12,30	63%	7,54	7,54
Sup.Esq.V.	8,59	8,61	116%	3,97	3,98
Sup.Esq.H.	8,59	8,61	112%	4,05	4,06
Meio.Vão	40,11	40,12	2%	39,47	39,48
Sup.Dir.V.	20,77	20,76	29%	16,15	16,14
Sup.Dir.H.	20,77	20,76	28%	16,22	16,21
Eng.Dir.	18,34	18,34	35%	13,59	13,58

Fonte: A Autora

Tabela 11: Momentos fletores (kN.m) no Pórtico Plano 345, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal

	Modelagem 2D		Diferença 2D e 3D	Modelagem 3D	
	LESM	DysTrucS		LESM	DysTrucS
Eng.Esq.E	0,00	0,00	-100,0%	0,80	0,81
Eng.Esq.I	3,10	3,10	100,0%	0,00	0,00
Sup.Esq.V.	6,22	6,21	136,1%	2,64	2,63
Sup.Esq.H.	6,22	6,21	142,6%	2,57	2,56
Meio.Vão	25,03	25,04	-0,3%	25,13	25,12
Sup.Dir.V.	6,22	6,21	-36,6%	9,80	9,79
Sup.Dir.H.	6,22	6,21	-37,0%	9,87	9,86
Eng.Dir.	3,10	3,10	-55,7%	7,01	7,00

Fonte: A Autora

Nota-se que a aplicação de força horizontal criou uma perturbação não simétrica no

pórtico 3D, cujas análises em 2D, com pórticos planos isolados, não conseguiram descrever corretamente. Isso gerou diferenças substanciais nos valores de momentos fletores comparados (Tab. 10 e Tab. 11). Como aplicação conceito, esse achado é interessante pois evidencia o comportamento conjunto dos diversos elementos estruturais que compõem a estrutura real, que é tridimensional, portanto, com possibilidades de interações, por exemplo, pelo esforço de torção, não apurado na análise 2D isolada.

Além disso, foi elaborada a envoltória dos esforços atuantes em cada modelo estrutural, permitindo a identificação dos valores máximos e mínimos de momentos fletores. Essa abordagem oferece uma avaliação mais precisa dos pontos críticos da estrutura, contribuindo para um dimensionamento mais eficiente e seguro. Contudo, ressalta-se que a geração automática da envoltória é um recurso disponível apenas no *software* DysTrucS, uma vez que o LESM não delimita os valores máximo e mínimos dos esforços que a estrutura experimenta devido a hipóteses variadas de aplicação de cargas. Posto isso, a Tabela 12 apresenta os resultados das envoltórias de momentos fletores, obtidos através do DysTrucS, para os pórticos planos estudados, considerando suas formas bi e tridimensional.

Tabela 12: Envoltória de momentos fletores (kN.m) nos pórticos planos, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal (PP 123 e PP 345)

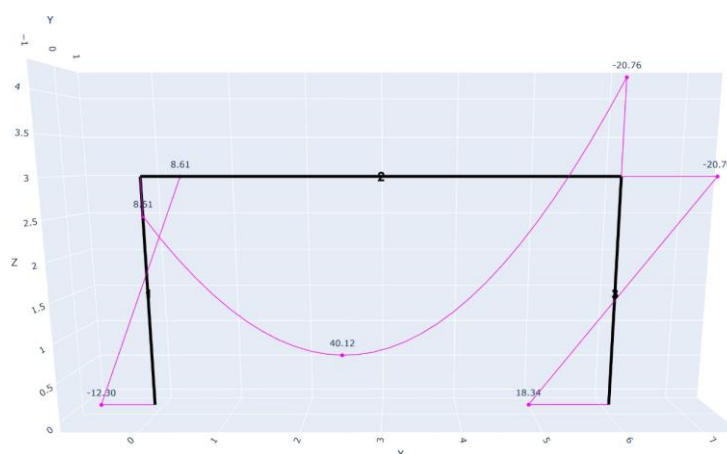
	Modelagem 2D				Modelagem em 3D	
	PP 123	PP 345	Diferença 2D e 3D - 123	Diferença 2D e 3D - 345	PP 123	PP 345
Eng.Esq.E.	12,30	0,00	63,1%	-100,0%	7,54	0,81
Eng. Esq.I.	3,04	3,10	0,0%	0,0%	3,04	3,10
Sup.Esq.V.	6,10	6,21	0,0%	0,0%	6,10	6,21
Sup.Esq.H.E.	6,10	6,21	0,0%	0,0%	6,10	6,21
Sup.Esq.H.I.	8,61	0,00	112,1%	0,0%	4,06	0,00
Meio.Vão	40,12	25,04	1,6%	-0,3%	39,48	25,12
Sup.Dir.V.	20,76	6,21	28,6%	-36,6%	16,14	9,79
Sup.Dir.H.	20,76	6,21	28,1%	-37,0%	16,21	9,86
Eng.Dir.	18,34	3,10	35,1%	-55,7%	13,58	7,00

Fonte: A Autora

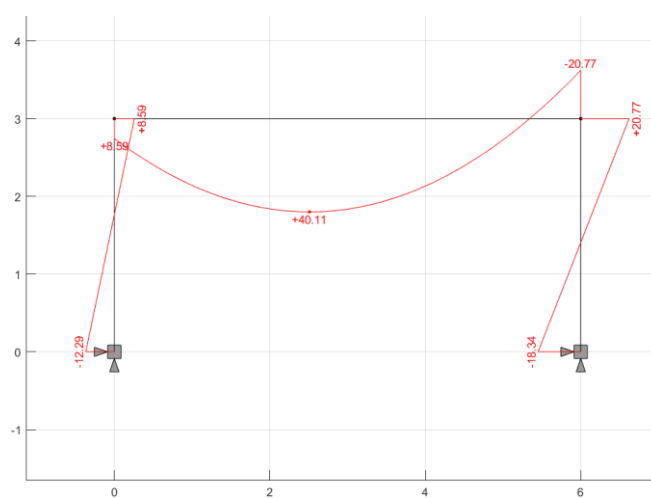
Os diagramas que serviram de base para a elaboração das tabelas estão organizados

de forma que as Figuras 22 e 23 apresentam, respectivamente, os momentos fletores dos pórticos 123 e 345 obtidos por meio da análise 2D, no DysTrucS e no LESM, enquanto as Figuras 24 e 25 ilustram os valores dos momentos fletores nas direções Y e Z resultantes da análise tridimensional dos mesmos pórticos. Já a Figuras 26 reúne as envoltórias dos momentos fletores dos pórticos planos, considerando a combinação das ações verticais e horizontais, e a Figura 27 mostra as envoltórias no pórtico tridimensional, em Y e Z, com o objetivo de identificar os valores máximos e mínimos de momento fletor para cada estrutura modelada.

Figura 22: Diagramas de momentos fletores (kN.m) do Pórtico Plano 123: (a) DysTrucS e (b) LESM



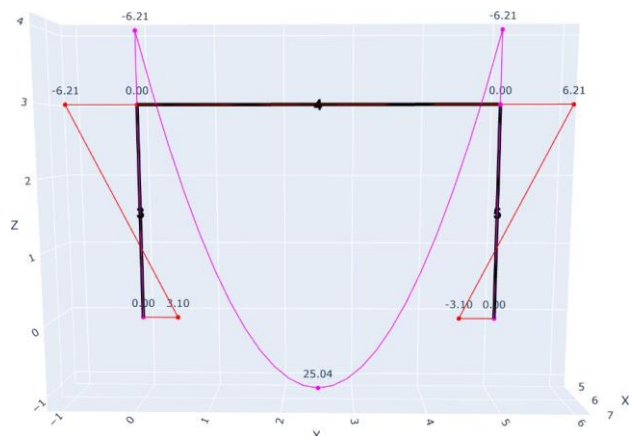
(a)



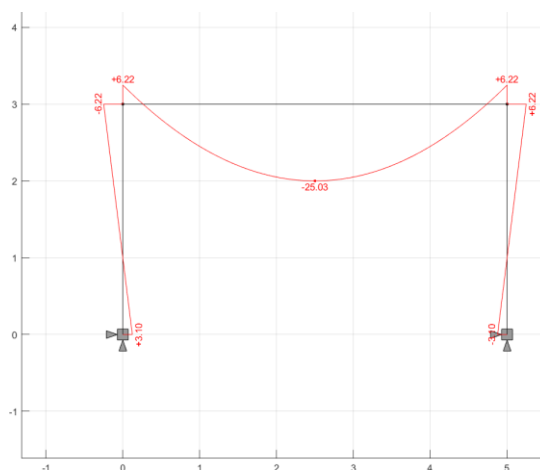
(b)

Fonte: A Autora

Figura 23: Diagramas de momentos fletores (kN.m) do Pórtico Plano 345: (a) DysTrucS e (b) LESM



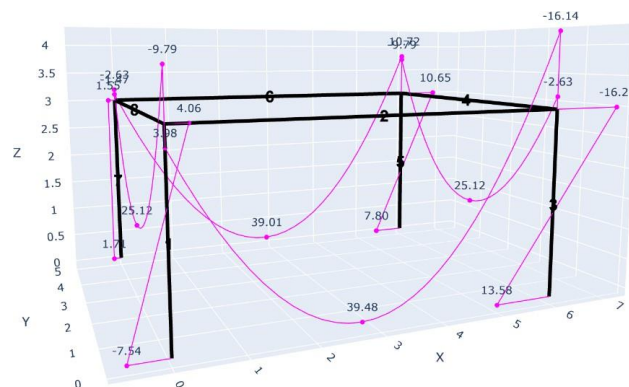
(a)



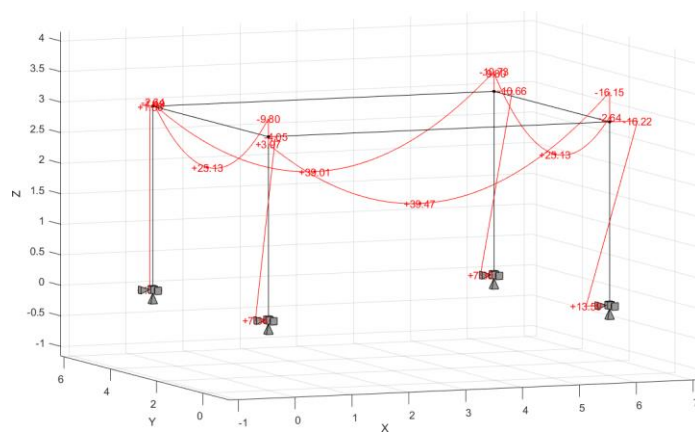
(b)

Fonte: A Autora

Figura 24: Diagramas de momentos fletores (kN.m), plano ZX do Pórtico Espacial: (a) DysTrucS e (b) LESM



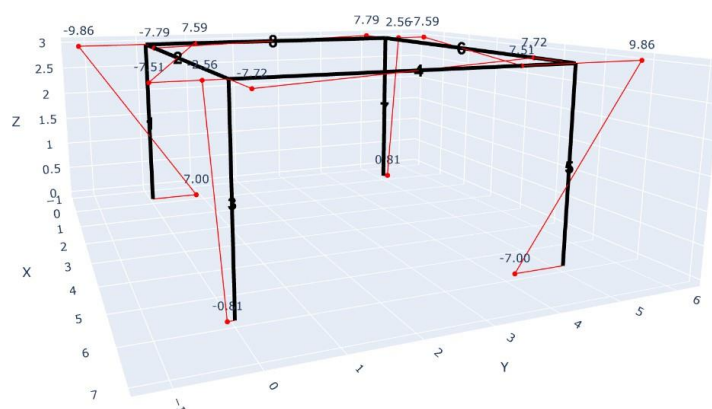
(a)



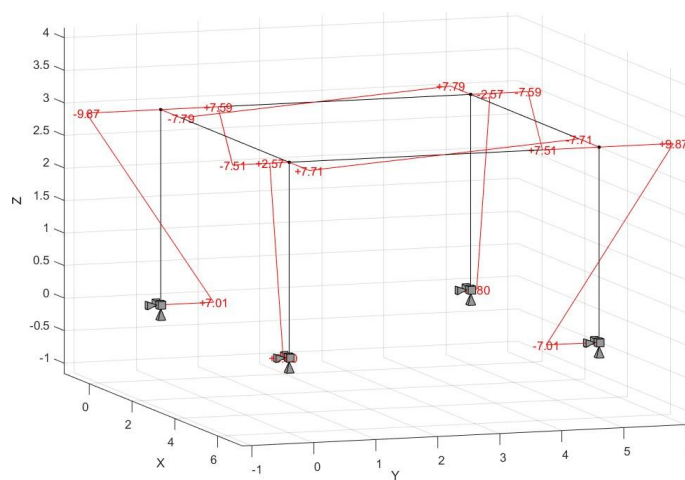
(b)

Fonte: A Autora

Figura 25: Diagramas de momentos fletores (kN.m), plano ZY do Pórtico Espacial: (a) DysTrucS e (b) LESM



(a)

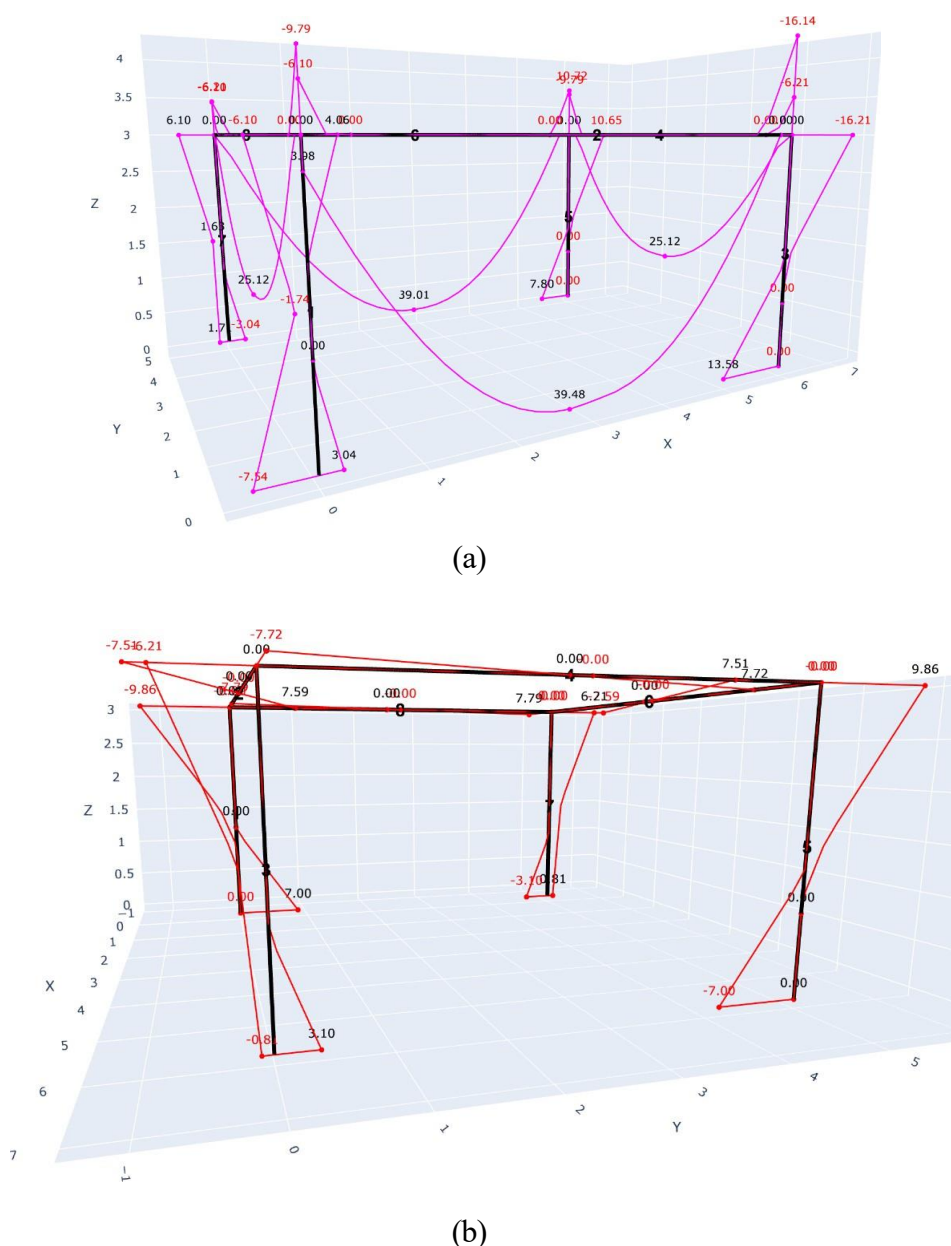


(b)

Fonte: A Autora

Fonte: A Autora

Figura 27: Envolvória dos momentos fletores (kN.m) do Pórtico Espacial: (a) Plano ZX e (b) Plano ZY

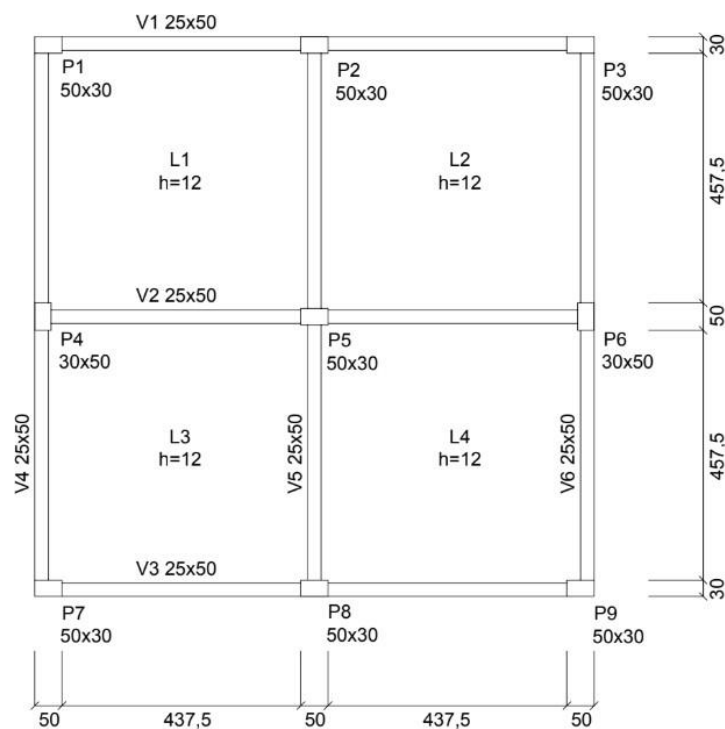


Fonte: A Autora

Além das análises realizadas com os modelos estruturais que consideravam conexões rígidas entre as vigas e os pilares, também foi avaliada a situação em que essas ligações foram modificadas, passando a ser articuladas (em 3D), o que resultou em uma mudança significativa no comportamento estrutural observado. Vale ressaltar que essas ligações rotuladas não são usuais em projetos de pórticos, e foram aqui utilizadas teoricamente para simular avaliações. No modelo tridimensional, a adoção de rótulas nas extremidades das vigas 4 e 8 fez com que os pórticos formados pelos elementos 1, 2 e 3, e 5, 6 e 7 atuassem

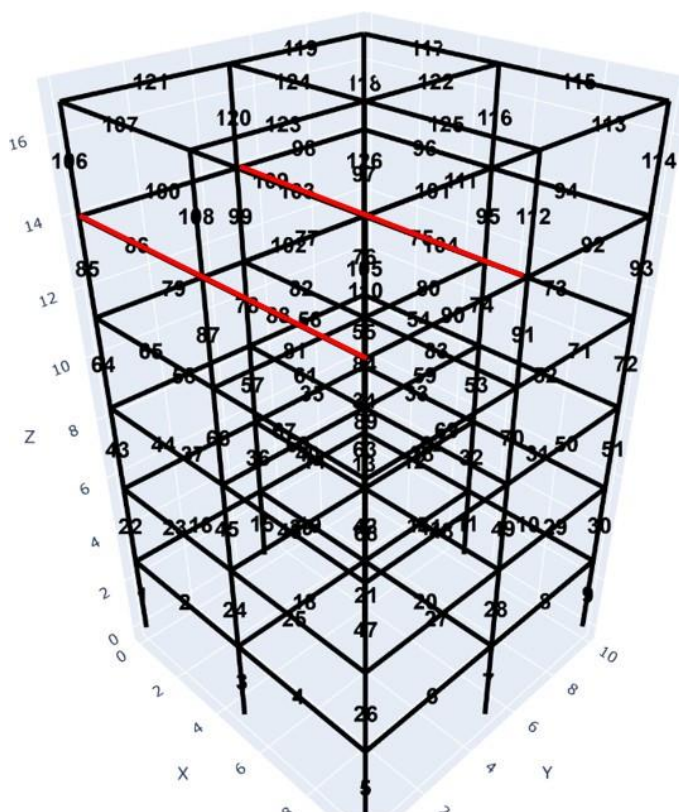
central e da fachada frontal. A Figura 30 ilustra a planta utilizada e a Figura 31 mostra a visualização da modelagem em 3D do edifício com a numeração dos elementos e destaque para as Vigas analisadas.

Figura 30: Planta de forma utilizada como base para a modelagem



Fonte: Fontes (2005)

Figura 31: Modelagem em 3D com numeração dos elementos e destaque para as Vigas analisadas



Fonte: A Autora

Dessa forma, a partir das informações fornecidas por Fontes (2005), foi possível extrair os dados necessários para a definição das ações verticais que incidiram sobre os elementos estruturais do edifício, em especial sobre as vigas e pilares. Os dados adotados para o cálculo das cargas permanentes e variáveis foram os seguintes:

- Carga de uso da laje: 2,0 kN/m², conforme valores típicos recomendados para edificações residenciais e comerciais de uso geral;
- Carga de revestimento da laje: 1,0 kN/m², correspondente ao peso dos acabamentos, argamassas de regularização e outros elementos fixos da estrutura;
- Pé-direito: 2,80 metros, valor comum em projetos arquitetônicos, utilizado para estimar a carga de alvenaria entre lajes consecutivas;
- Carga de alvenaria sobre as vigas: 2,50 kN/m², considerando a parede pronta com reboco e revestimentos.

Para a obtenção da carga final considerada na análise estrutural, aplicou-se a

combinação de ações conforme estipulado pela NBR 6118:2023, a qual prevê a utilização de coeficientes de majoração com o objetivo de considerar suas incertezas na solicitação da estrutura. Nesse sentido, adotou-se um coeficiente global de 1,4 aplicado à soma das cargas permanentes (peso próprio da estrutura, revestimentos e paredes) e variáveis (sobrecarga de uso), resultando na carga de cálculo final utilizada na modelagem.

Assim, com o intuito de tornar a análise mais completa, apresentaram-se, os cálculos detalhados de cada uma dessas cargas atuantes, demonstrando o processo adotado para a obtenção dos valores finais de carregamento aplicados na estrutura. Dessa forma, para o cálculo da ação variável (q), que representa a sobrecarga da laje que atua nas Vigas 2 e 3, tem-se:

$$\begin{aligned} \text{Área da laje}_{v2} &= 10 \cdot 2,5 = 25m^2 \\ q_L &= \frac{25 \cdot 2}{10} = 5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

No que se refere ao cálculo das ações permanentes (g), foram consideradas, respectivamente, a carga de revestimento da laje, o peso próprio da laje e das vigas, ambos em concreto armado, e a carga de alvenaria transmitida às vigas. Vale ressaltar que as áreas de influência das lajes para as Vigas 2 e 3 são diferentes, adotadas aqui como o dobro, respectivamente. Para o concreto armado, foi adotado o peso específico de 25 kN/m³. No caso da alvenaria, considerou-se sua altura útil, já descontadas as alturas da laje e da viga, conforme descrito a seguir:

$$\begin{aligned} g_{RL} &= \frac{25 \cdot 1}{10} = 2,5 \text{ kN/m} \\ V_L &= 25 \cdot 0,12 = 3m^3 \\ g_{PL} &= \frac{3 \cdot 25}{10} = 7,5 \text{ kN/m} \\ g_{TotalL} &= 7,5 + 2,5 = 10 \text{ kN/m} \\ g_v &= 0,25 \cdot 0,5 \cdot 25 = 3,125 \text{ kN/m} \\ g_{Par} &= 2,4 \cdot 2,5 = 5,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Logo, ao somar todas as cargas variáveis e permanentes e multiplicar pelo coeficiente de majoração, tem-se:

$$Carga\ Total\ (V2) = (5 + 10 + 3,125 + 5,25) \cdot 1,4 = 32,725\ kN/m$$

$$Carga\ Total\ (V3) = (2,5 + 5 + 3,125 + 5,25) \cdot 1,4 = 22,225\ kN/m$$

Na sequência do desenvolvimento deste trabalho, foi consultado o estudo de mestrado de Fortes (2019), que aborda o encurtamento de pilares em concreto armado e a influência do processo construtivo nas modelagens computacionais. Neste trabalho, o autor destaca a existência de diferenças significativas na análise das cargas verticais quando se adota um modelo de passo único em comparação a um modelo de múltiplos passos.

No modelo de passo único, todos os pavimentos são simulados simultaneamente, e os elementos estruturais são analisados em uma única etapa, assumindo que suas seções e propriedades geométricas já correspondem à condição final da estrutura. Embora esse método seja mais simples e direto, ele pode negligenciar efeitos relevantes relacionados ao processo construtivo, especialmente em edificações de grande altura, onde o comportamento progressivo dos elementos estruturais exerce papel fundamental.

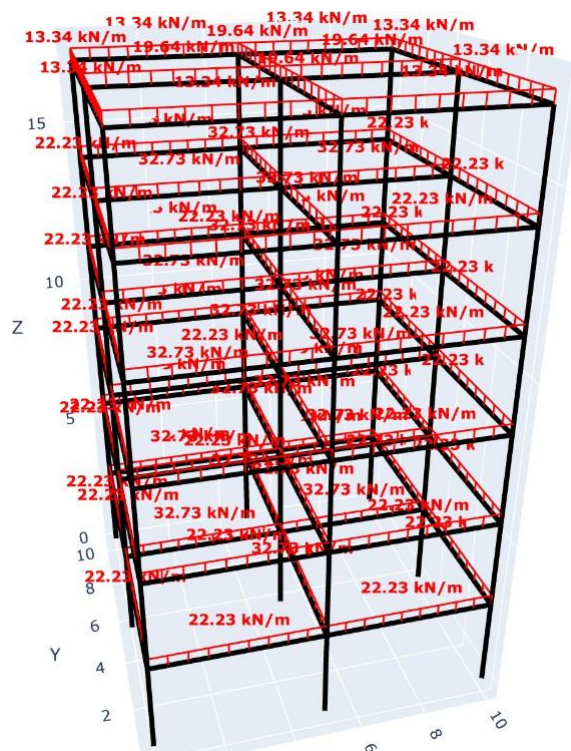
Por outro lado, o modelo de múltiplos passos considera diferentes fases de execução ou carregamento, o que permite uma representação mais fiel do comportamento real da edificação. Nessa abordagem, a sequência de execução dos pavimentos é levada em conta, de modo que os deslocamentos nodais calculados em cada etapa são incorporados no dimensionamento das etapas subsequentes, possibilitando que as peculiaridades inerentes à execução da estrutura em obra sejam representadas no modelo computacional.

Entretanto, a modelagem em múltiplos passos demanda maior tempo de processamento e um controle mais rigoroso, visto que a estrutura precisa ser recalculada a cada etapa. Como alternativa para representar, de forma simplificada, os efeitos das correções construtivas no modelo de passo único, adotou-se o aumento da rigidez axial dos pilares (EA). Tal rigidez está diretamente relacionada à área da seção transversal dos pilares, de modo que, ao aumentá-la, simula-se o comportamento mais rígido que esses elementos apresentam ao longo do processo construtivo. Dessa forma, essa estratégia permite aproximar os deslocamentos diferenciais e os esforços solicitantes dos elementos que conectam os pilares da realidade.

Posto isso, foi realizada a modelagem do pórtico tridimensional correspondente à edificação, na qual foram aplicadas as cargas verticais previamente calculadas em cada uma das vigas, além de se promover o aumento da área da seção transversal dos pilares. Cabe destacar que a cobertura foi considerada com 60% do peso de um pavimento tipo, resultando em uma carga de 13,34kN/m para as vigas externas e de 19,65kN/m para as vigas centrais.

Essa etapa foi realizada no *software* DysTrucS, conforme ilustrado na Figura 32, escolhido em função de sua capacidade de gerar envoltórias de esforços e de apresentar resultados consistentes, como já verificado na Aplicação 1 por meio da comparação com outras ferramentas de análise estrutural.

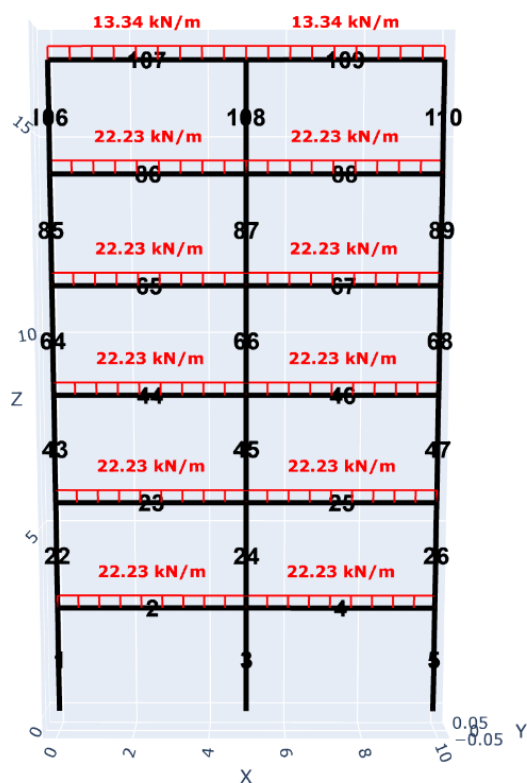
Figura 32: Modelagem do pórtico tridimensional com as cargas verticais



Fonte: A Autora

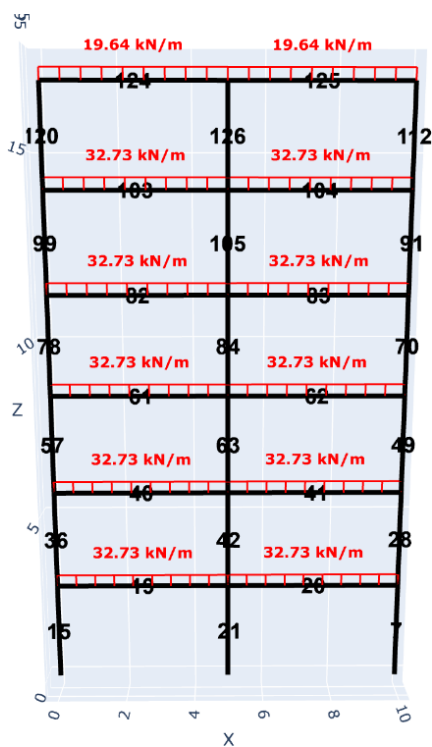
Assim, com o modelo tridimensional finalizado e as cargas verticais devidamente atribuídas, procedeu-se à modelagem dos pórticos planos, extraídos do pórtico espacial previamente desenvolvido. Para essa etapa, foram considerados dois pórticos: o primeiro correspondente à fachada frontal da edificação e o segundo, ao pórtico central, visando a uma análise mais detalhada da influência das cargas sobre as Vigas 2 e 3. As Figuras 33 e 34 ilustram o pórtico plano referente à fachada frontal e o pórtico plano central da estrutura, já contemplando a aplicação das cargas verticais.

Figura 33: Modelagem do pórtico bidimensional da Fachada Frontal com as cargas verticais



Fonte: A Autora

Figura 34: Modelagem do pórtico bidimensional Central com as cargas verticais



Fonte: A Autora

Os resultados obtidos para esta análise estão representados na Tabela 13, que mostra os valores de momentos fletores dos elementos 103 e 104 (Viga 2) e dos elementos 86 e 88 (Viga 3), obtidos tanto na modelagem 3D quanto na 2D para o carregamento vertical.

Tabela 13: Momentos fletores (kN.m) nas Vigas 2 e 3, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical

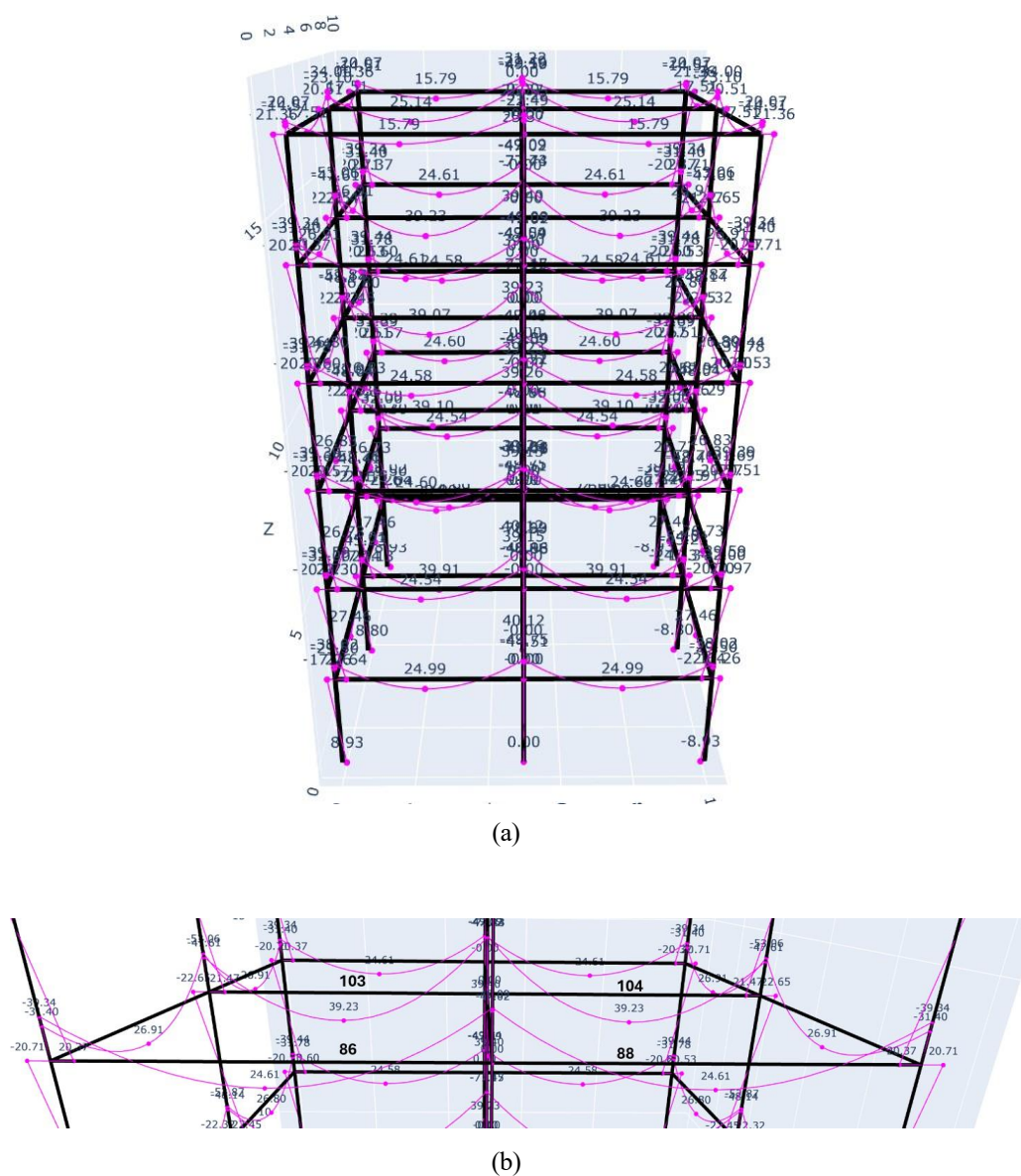
	Modelagem 2D				Modelagem em 3D	
	VIGA 2	VIGA 3	Diferença 2D e 3D VIGA 2	Diferença 2D e 3D VIGA 3	VIGA 2	VIGA 3
Sup.Esq.V.	46,56	39,56	-2,2%	0,6%	47,61	39,34
Meio.Vão.E	39,53	24,55	0,8%	-0,2%	39,23	24,61
Sup.Meio	77,96	48,98	0,7%	-0,2%	77,43	49,09
Meio.Vão.D.	39,53	24,55	0,8%	-0,2%	39,23	24,61
Sup.Dir.V.	46,56	39,56	-2,2%	0,6%	47,61	39,34

Fonte: A Autora

Os valores de momentos fletores na Tab. 13 resultaram praticamente os mesmos, tanto na análise 3D quanto na 2D, com maiores diferenças na ordem de 2% na viga interna. Apesar da planta baixa do edifício em análise ser simétrica, a locação dos pilares com suas dimensões não são.

As Figuras 35, 36 e 37, trazem os gráficos dos momentos fletores traçados pelo DysTrucS, cujos valores estão destacados na Tabela 13, enquanto a Tabela 14 mostra a saída de dados do pórtico espacial, extraída do *software* utilizado, facilitando a visualização dos resultados.

Figura 35: Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico espacial (a) Total e (b) Zoom para os elementos 103/104 e 86/88



Fonte: A Autora

Tabela 14: Saída de dados do DysTrucS para o pórtico espacial com cargas verticais (kN.m)

	MomentY_I	MomentY_F
V 86	-3,9335 e+01	-4,9091 e+01
V 88	-4,9091 e+01	-3,9335 e+01
V 103	-4,7608 e+01	-7,7439 e+01
V 104	-7,7439 e+01	-4,7608 e+01

Fonte: DysTrucS

Posteriormente, passou-se ao cálculo das forças horizontais, correspondentes à ação do vento incidente sobre a estrutura. Para essa etapa, foi necessário adotar os parâmetros estabelecidos pela ABNT NBR 6123:2023, norma que regulamenta as ações eólicas em edificações. Dessa forma, foram considerados os seguintes coeficientes: S_1 , associado a terreno plano; S_2 , relativo à categoria de rugosidade IV e à classe de estrutura A; e S_3 , referente ao Grupo 2, destinado a edificações de uso residencial. A definição desses parâmetros foi fundamental para assegurar a representatividade da ação do vento no modelo estrutural analisado. A partir dessas considerações, foi possível gerar a Tabela 15, que apresenta os valores encontrados para a força horizontal pontual nos pilares de extremidade — considerados com 19% da influência do vento — e nos pilares centrais — considerados com 62% da influência do vento.

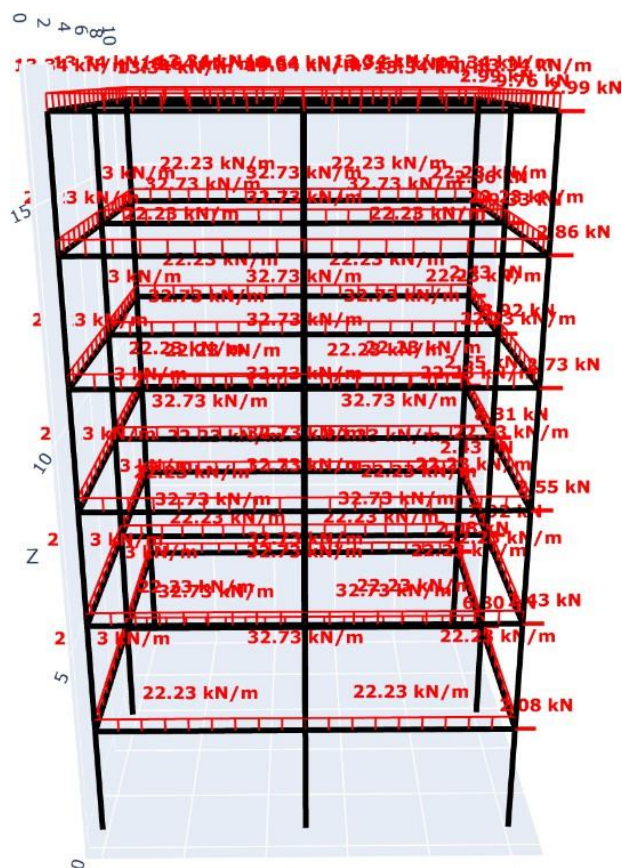
Tabela 15: Ação do vento (P_{ext} e P_{cent} em kN)

Pavimento	H(m)	S_1	S_2	S_3	V_0 (m/s)	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	A_e (m ²)	Vento X e Y				
									Ca	Fa(kN)	P_{ext}	P_{cent}	
Térreo	2,8	1	0,76	1	30	22,8	0,319	28,7	1,2	10,975	2,085	6,804	
T1	5,6	1	0,82	1	30	24,6	0,371	28,7	1,2	12,776	2,427	7,921	
T2	8,4	1	0,84	1	30	25,2	0,389	28,7	1,2	13,407	2,547	8,312	
T3	11,2	1	0,87	1	30	26,1	0,418	28,7	1,2	14,382	2,732	8,917	
T4	14,0	1	0,89	1	30	26,7	0,437	28,7	1,2	15,050	2,860	9,331	
Cob	16,8	1	0,91	1	30	27,3	0,457	28,7	1,2	15,734	2,990	9,755	

Fonte: A Autora

Assim, a Figura 38 apresenta a modelagem do pórtico espacial já contemplando a aplicação das cargas horizontais pontuais provenientes da ação do vento, cujos valores foram apresentados na Tabela 15. Essas forças foram distribuídas entre os pilares de extremidade e centrais conforme a proporção estabelecida, respeitando os percentuais de influência determinados. Além disso, as cargas verticais, que já haviam sido aplicadas anteriormente, foram mantidas no modelo, compondo, assim, a combinação de carregamentos considerada para a análise estrutural. Com essa configuração, buscou-se representar de forma mais realista o comportamento da estrutura frente à atuação simultânea das ações verticais e horizontais, em conformidade com as exigências normativas.

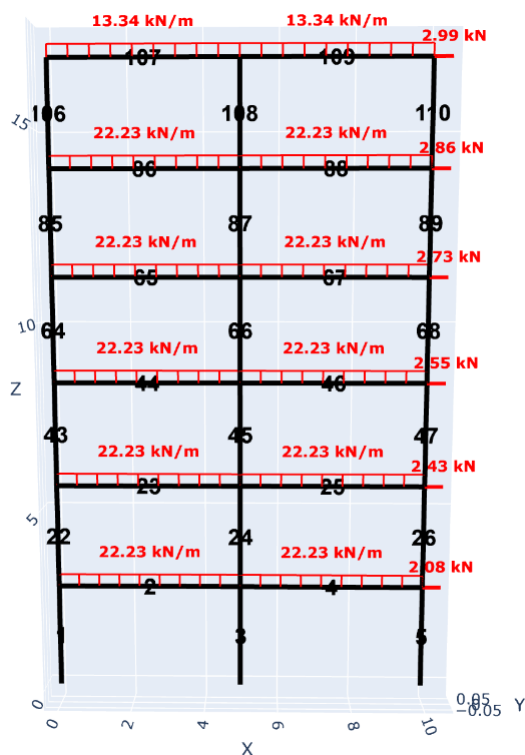
Figura 38: Modelagem do pórtico espacial com cargas verticais e horizontais



Fonte: A Autora

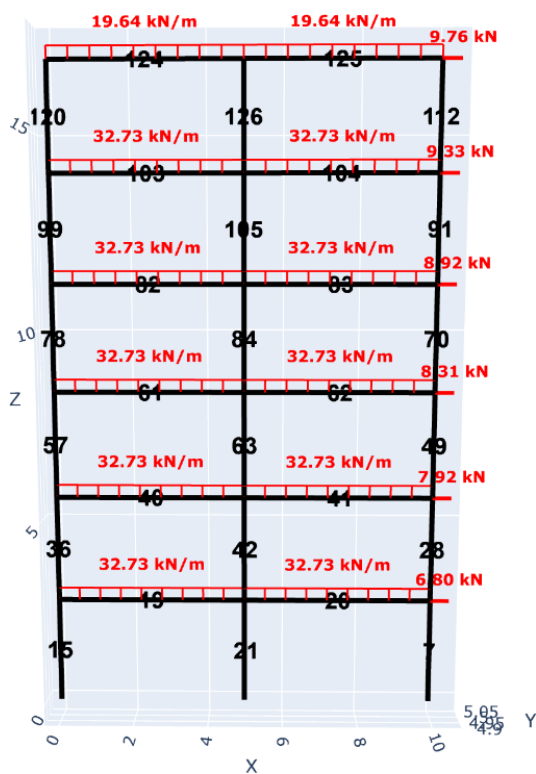
De maneira análoga ao procedimento adotado para as cargas verticais, extraiu-se, a partir do modelo tridimensional, os pórticos planos correspondentes para a análise considerando agora a atuação simultânea das ações verticais e horizontais. Assim, foram escolhidos os mesmos pórticos modelados anteriormente, o da fachada frontal, representado pela Figura 39 e o pórtico interno, ilustrado na Figura 40, de modo a manter a consistência da comparação. Ressalta-se que o principal objetivo desta etapa é analisar as diferenças de comportamento estrutural entre o modelo espacial e o plano, utilizando as Vigas 2 e 3 como referência para a comparação. Busca-se, assim, verificar as variações nos esforços internos solicitantes quando a estrutura é analisada nas formas bidimensional e tridimensional, considerando a atuação simultânea das ações verticais e horizontais.

Figura 39: Modelagem do pórtico bidimensional da Fachada Frontal com as cargas verticais e horizontais



Fonte: A Autora

Figura 40: Modelagem do pórtico bidimensional Central com as cargas verticais e horizontais



Fonte: A Autora

Na sequência, considerando que todas as modelagens necessárias foram devidamente concluídas — tanto para os pórticos espaciais quanto para os planos —, inicialmente com a consideração apenas do peso próprio e da sobrecarga, e posteriormente com a inclusão da ação do vento, foi possível avançar para a etapa de obtenção dos resultados. Para essa finalidade, empregou-se o *software* DysTrucS, o qual permitiu a extração dos valores dos momentos fletores atuantes nas Vigas 2 e 3, com base nas análises realizadas por meio dos modelos espacial e plano. Os resultados obtidos após a introdução das cargas horizontais representativas do vento estão apresentados na Tabela 16.

Tabela 16: Momentos fletores (kN.m) nas Vigas 2 e 3, obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal

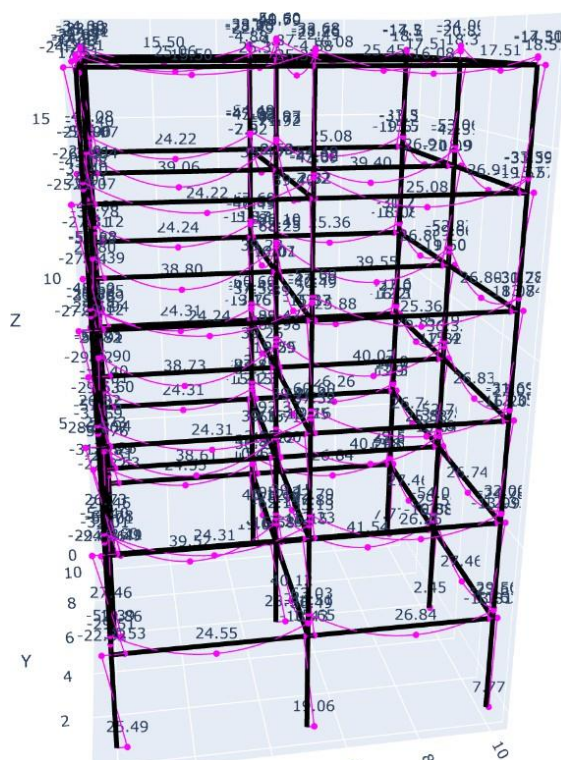
	Modelagem 2D				Modelagem em 3D	
	VIGA 2	VIGA 3	Diferença 2D e 3D VIGA 2	Diferença 2D e 3D VIGA 3	VIGA 2	VIGA 3
Sup.Esq.V.	56,84	42,82	7,5%	-5,0%	52,89	45,08
Meio.Vão.E	39,24	24,28	0,5%	0,2%	39,06	24,22
Sup.Meio.E	67,55	45,92	-6,1%	5,1%	71,92	43,69
Sup.Meio.D	88,37	52,04	6,5%	-4,7%	82,96	54,59
Meio.Vão.D	40,30	24,82	2,3%	-1,0%	39,40	25,08
Sup.Dir.V.	36,64	36,29	-13,4%	8,1%	42,31	33,58

Fonte: A Autora

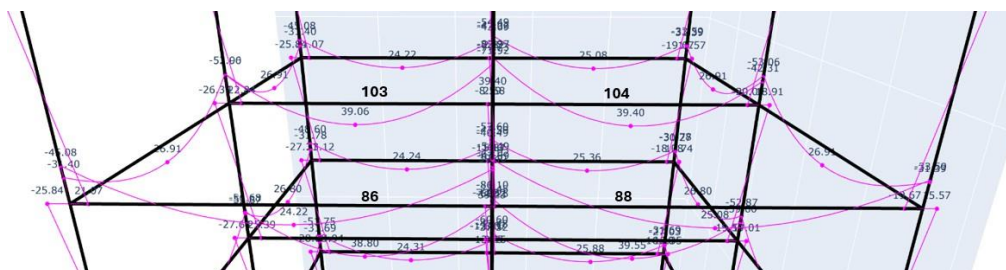
De forma semelhante ao que aconteceu com a Aplicação 1, era esperado que ao se considerar também as forças horizontais, houvesse aumento na diferença entre os valores de momentos fletores obtidos nas modelagens 3D e 2D. Isso foi verificado nos valores apresentados na Tab. 15, ampliando-se a diferença da casa dos 2% para 13%. A análise 3D consegue captar a atuação do conjunto dos elementos e distribui os esforços entre eles. A análise 2D não consegue captar todas essas interações, portanto, resultando em valores outros, na variação da diferença apresentada.

As Figuras 41, 42 e 43 apresentam os gráficos dos momentos fletores obtidos após a inclusão da carga horizontal de vento na estrutura, cujos valores correspondentes estão destacados na Tabela 16. Já a Tabela 17 mostra a saída de dados do pórtico espacial, extraída do *software* utilizado, facilitando a visualização dos resultados.

Figura 41: Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico espacial (a) Total e (b) Zoom para os elementos 103/104 e 86/88



(a)



(b)

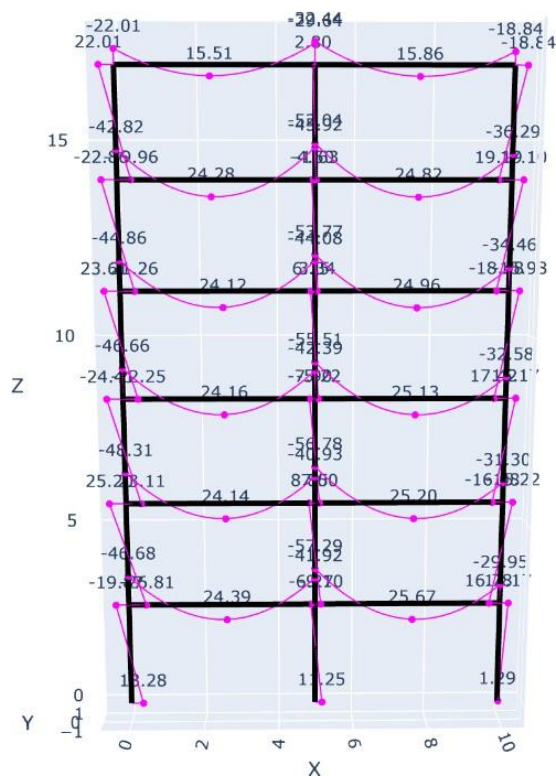
Fonte: A Autora

Tabela 17: Saída de dados do DysTrucS para o pórtico espacial com cargas verticais e horizontais (kN.m)

	Momen tY_I		Momen tY_F	
V 86	-4,5080	e+01	-4,3692	e+01
V 88	-5,4493	e+01	-3,3586	e+01
V 103	-5,2898	e+01	-7,1918	e+01
V 104	-8,2965	e+01	-4,2309	e+01

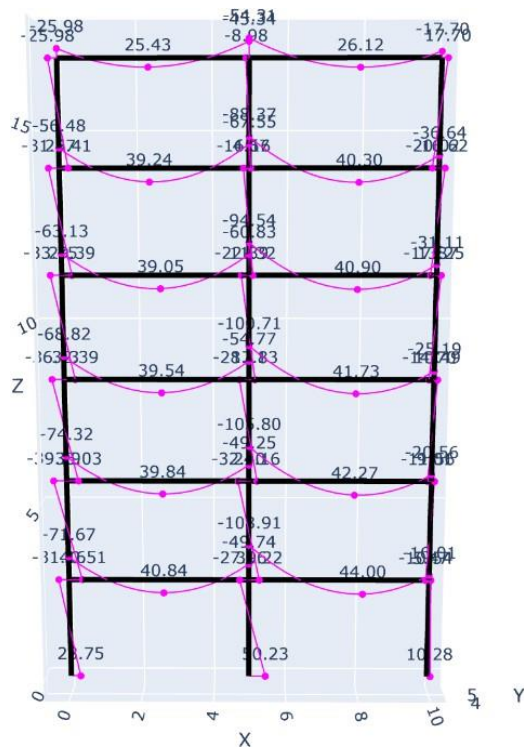
Fonte: DysTrucS

Figura 42: Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico bidimensional da Fachada Frontal



Fonte: A Autora

Figura 43: Diagrama de momentos fletores (kN.m) do pórtico bidimensional Central



Fonte: A Autora

Posteriormente, o *software* DysTrucS foi utilizado para gerar as envoltórias de esforços internos. A partir dessas envoltórias, foram determinados os valores máximos e mínimos de momentos fletores, possibilitando a análise comparativa entre o comportamento estrutural dos modelos tridimensionais e bidimensionais. Assim, para proporcionar uma compreensão mais clara dos resultados, foi elaborada a Tabela 18 apresenta os valores máximos e mínimos de momentos fletores e esforços cortantes obtidos para os pórticos espaciais e planos. Com isso, é possível observar as diferenças no comportamento da estrutura quando avaliada sob as formas de pórtico plano e tridimensional, destacando as variações nos esforços internos solicitantes para cada tipo de modelagem.

Tabela 18: Envoltória de momentos fletores (kN.m) obtidos das análises 2D e 3D para carregamento vertical e horizontal

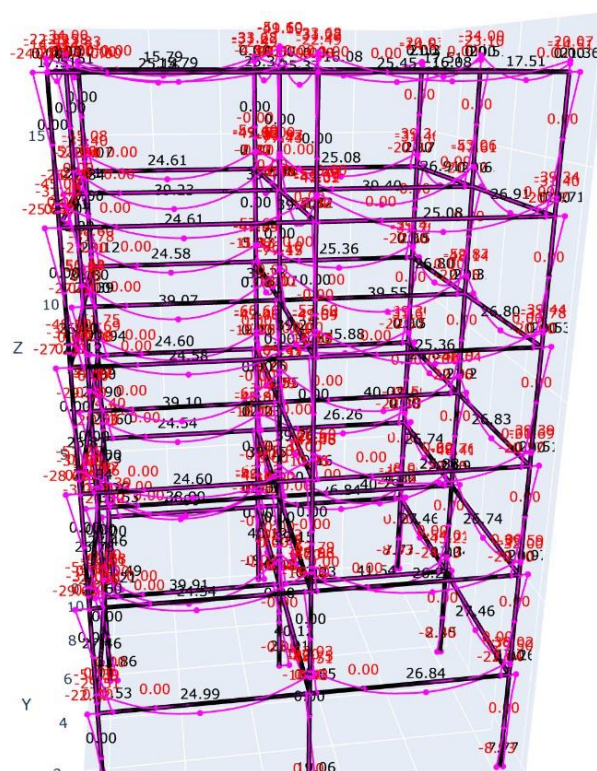
	Modelagem 2D		Diferença 2D e 3D		Modelagem em 3D	
	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 2	VIGA 3
Sup.Esq.V.	56,48	42,82	6,8%	-5,0%	52,90	45,08
Meio.Vão.E	39,53	24,55	0,8%	-0,2%	39,23	24,61
Sup.Meio.E	77,96	48,98	0,7%	-0,2%	77,44	49,09
Sup.Meio.D	88,37	52,04	6,5%	-4,5%	82,97	54,49
Meio.Vão.D	40,30	24,82	2,3%	-1,0%	39,40	25,08
Sup.Dir.V.	46,56	39,56	-2,2%	0,6%	47,61	39,34

Fonte: A Autora

Os valores encontrados para momentos fletores da modelagem para envoltórias, das hipóteses de carga, apresentados na Tab. 18, tendem a ser mais uniformes, com diferenças menores entre 3D e 2D, quando comparados aos apresentados na Tab. 16.

Dessa forma, a Figura 44 apresenta a envoltórias dos momentos fletores para a modelagem tridimensional, enquanto as Figuras 45 e 46 fazem o mesmo para os modelos bidimensionais extraídos dos pórticos que representam a fachada frontal e central da estrutura, respectivamente. Esses diagramas possibilitam uma comparação direta entre o comportamento dos pórticos espaciais e planos, evidenciando as diferenças nos esforços solicitantes entre os modelos estruturais. A Tabela 19 mostra a saída de dados da envoltória do pórtico espacial, extraída do *software* utilizado, facilitando a visualização dos resultados.

Figura 44: Envolvória dos momentos fletores (kN.m) – pórtico tridimensional (a) Total e (b) Zoom para os elementos 103/104 e 86/88



(a)



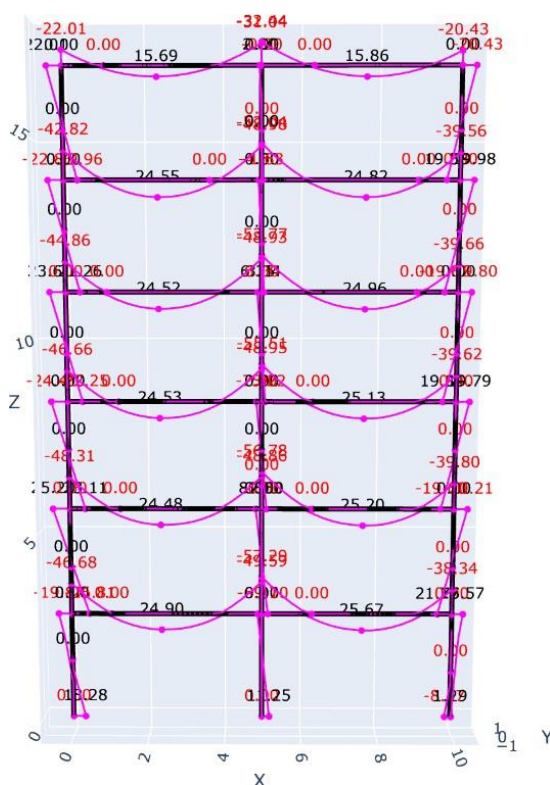
(b)

Fonte: A Autora

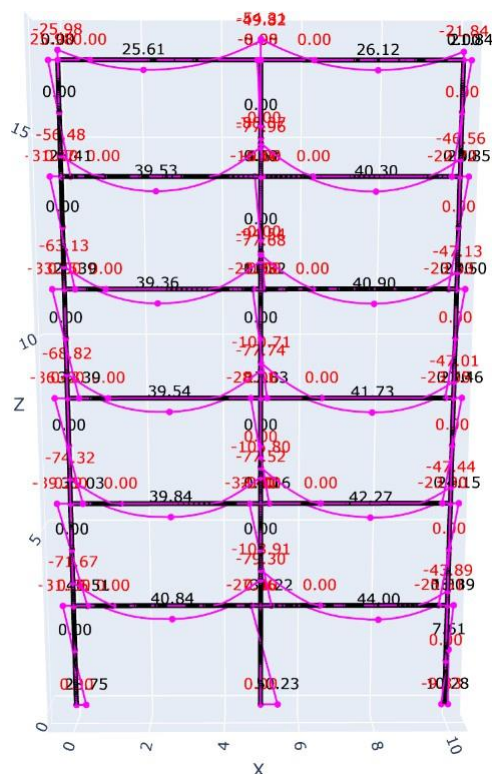
Tabela 19: Saída de dados do DysTrucS para a envoltória do pórtico espacial (kN.m)

	Momen tY_I		Momen tY_F	
V 86				
Máx	-3,9335	e+01	4,3692	e+01
Mín	-4,5080	e+01	-4,9091	e+01
V 88				
Máx	-4,9091	e+01	3,3586	e+01
Mín	-5,4493	e+01	-3,9335	e+01
V 103				
Máx	4,7608	e+01	7,1918	e+01
Mín	-5,2898	e+01	-7,7439	e+01
V 104				
Máx	-7,7439	e+01	4,2309	e+01
Mín	-8,2965	e+01	-4,7608	e+01

Fonte: DysTrucS

Figura 45: Envoltória dos momentos fletores (kN.m) – pórtico plano da Fachada Frontal

Fonte: A Autora

Figura 46: Envolvória dos momentos fletores (kN.m) – pórtico plano Central

Fonte: A Autora

Ainda, cabe destacar que, nesta etapa, não se faz necessária a repetição da análise do comportamento estrutural considerando ligações articuladas entre os elementos, pois tal verificação já foi realizada na Aplicação 1, onde se constatou que, ao adotar rótulas entre vigas e pilares, a estrutura perde sua ação espacial, passando a se comportar como um conjunto de pórticos planos.

A Aplicação 2 foi desenvolvida com dimensões mais adequadas à prática, assim como os carregamentos adotados se referem a valores bem próximos da realidade de obras de edificações em concreto armado. Isso garantiu uma análise mais balizada, cujos achados nas comparações trazem uma boa visão das diferenças entre as modelagens 3D (todos os elementos em conjunto) e 2D (considerando pórticos planos desacoplados).

Os valores de momentos fletores apresentados nas tabelas anteriores evidenciam respostas diferentes para a análise conjunta e as desacopladas, principalmente observando-se os diagramas de esforços com solicitações isoladas. Mas, quando se considera as hipóteses de carga todas juntas, na ideia de elaborar envoltórias de esforços, a tendência é uma aproximação mais homogênea das modelagens 3D e 2D, ainda com percentuais de diferenças que precisam ser observados.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O constante aprimoramento das ferramentas computacionais e das técnicas de análise estrutural tem possibilitado uma melhor compreensão do comportamento de estruturas, permitindo avaliações mais seguras e realistas. Conforme abordado ao longo deste trabalho, a análise estrutural, associada a *softwares* específicos, representa uma etapa fundamental para garantir a estabilidade e a segurança das edificações, principalmente frente às ações verticais e horizontais que atuam simultaneamente sobre as estruturas.

Neste contexto, o presente estudo teve como objetivo analisar comparativamente o comportamento estrutural de pórticos planos e espaciais, utilizando modelagens bidimensionais e tridimensionais baseadas no Método da Rigidez Direta, foram realizadas duas aplicações práticas: a primeira abordou a comparação dos esforços internos solicitantes entre pórticos planos e espaciais em uma estrutura mais simples, como testes de conceito, além do uso dos *softwares* LESM e DysTrucS, o primeiro disponível na web para uso gratuito e o segundo recém elaborado por colega de curso. Optou-se pela utilização do DysTrucS para o desenvolvimento deste trabalho em função de sua capacidade de gerar envoltórias de esforços de forma mais prática, automática. Ainda nessa etapa, foi analisada a influência das ligações articuladas, constatando-se que sua adoção leva à perda da ação espacial da estrutura, que passa a se comportar como um conjunto de pórticos planos independentes. Os resultados obtidos na comparação dos valores de momentos fletores mostrou diferenças importantes nas considerações de modelagem 3D e 2D. Embora os valores de forças tenham sido hipotéticos, a presença de assimetrias de carregamento na estrutura analisada, levou ao aparecimento de torção na modelagem 3D, com distribuição para todos os elementos componentes. Tal comportamento não pode ser captado pela modelagem 2D.

Na segunda aplicação, foi estudado o comportamento estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos, com a aplicação de cargas verticais e verticais mais horizontais. A análise focou nas Vigas 2 e 3, representada pelos elementos 103 e 104 e 86 e 88, respectivamente, do modelo tridimensional, permitindo uma comparação direta entre os esforços obtidos nos modelos espacial e em seus respectivos pórticos planos. Observou-se que, mesmo em estruturas mais complexas, a modelagem tridimensional apresenta diferenças relevantes nos esforços internos em relação aos pórticos planos, principalmente quando consideradas ações horizontais como a do vento. As informações geométricas da estrutura, além das cargas aplicadas, seguem a valores aderentes aos praticados nas

execuções das edificações. Isso trouxe uma comparação possível real, por exemplo, na variação dos momentos fletores, nas modelagens 3D e 2D. Observou-se que as diferenças ainda foram verificadas, atingindo a casa de 13%. Mas, também, foi observado que na análise dos valores das envoltórias de momentos fletores a tendência foi de uniformização dessas diferenças, e diminuindo para a casa de 6%.

De maneira geral, os resultados obtidos demonstraram que a modelagem tridimensional proporciona uma representação mais fiel do comportamento estrutural, especialmente em estruturas sujeitas a carregamentos horizontais significativos ou a condições geométricas mais complexas. Por outro lado, a utilização de pórticos planos ainda se mostra adequada em situações em que predominam ações verticais e a estrutura apresenta regularidade e simetria.

Como sugestão para trabalhos futuros, propõe-se estender as comparações aos esforços cortantes, bem como os demais esforços internos. Acrescenta-se ainda a análise dos deslocamentos. Também, a realização de análises envolvendo diferentes sistemas estruturais, como estruturas reticuladas espaciais ou edifícios irregulares em planta e em altura, poderiam acentuar ainda mais as diferenças entre as modelagens plana e espacial. Além disso, a inclusão da análise dinâmica, considerando ações sísmicas ou efeitos de vibrações eólicas, poderia ampliar a abrangência dos resultados e enriquecer as conclusões sobre o comportamento estrutural.

Assim, conclui-se que a análise comparativa desenvolvida neste trabalho tentou contribuir para um melhor entendimento das implicações práticas das decisões de modelagem estrutural e reforça a necessidade do uso consciente e criterioso das ferramentas computacionais na engenharia civil.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, T. J. F. (2013). **Estudo da ligação viga-pilar em sistema estrutural de concreto considerando a variação da semi-rigidez por meio de parâmetros geométricos da ligação**. Dissertação, 113 p. (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGE, UFAL, Maceió-AL.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro. ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro. ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro. ABNT, 2003.

BARCELLOS, B.L. (2015). **Análise comparativa entre os esforços solicitantes em uma edificação utilizando modelo de pórtico plano e de pórtico espacial**. Monografia de Conclusão de Curso de Especialização em Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG

BERNARDINO JÚNIOR, C. F. **Avaliação da influência do posicionamento do núcleo de rigidez na estabilidade global de edifícios**. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2011.

BRANCO, A.L.L.V. (2002). **Análise não-linear de pórticos planos, considerando os efeitos do cisalhamento no cálculo de esforços e deslocamentos**. Dissertação (Mestrado). São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

CARVALHO, R.C; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014**. 4a Ed. EdUFSCar, São Carlos, 2014.

CHAGAS, D. P. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado**. 2012. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia de Produção Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2012.

CORCIOLI, C. R. **Análise Matricial de Estruturas. Um Sistema Computacional Orientado ao Ensino e Projetos Práticos**. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2017. 95p.

CORRÊA, M. R. S. (1991). **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. Tese de Doutorado (SET-EESC – Universidade de São Paulo). São Carlos -SP.

DINIZ, C. W. S. **Estabilidade global de estrutura de edifícios considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2017.

FASOLO, F.; DEBELLA, L.B.C.; BERNARSKI, M.L. (2021). Análise comparativa entre modelos estruturais para uma estrutura de aço de quatro pavimentos. **Anais do CONTECC 2021: ISSN 2358117-4, Ano 7, Vol.1** – CONTECC – SOEA CONNECT, CONFEA – BR.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118: 2003**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) – Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FONTES, F.F ; PINHEIRO, L. M. **Análise de um edifício por vários modelos estruturais**. IN: Anais do VI simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Trambalho SIMP0225, 2006, p.233-250.

FORTES, G. L. **Encurtamento de pilares de concreto armado e a influência do processo construtivo**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

FRANÇA JUNIOR, D. O. **Análise Estrutural de um edifício em concreto armado com quatro pavimentos: estudo de caso para diferentes modelos estruturais**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Centro Universitário do Sul de Minas, Varginha, 2015.

KASSIMALI, A. **Análise Estrutural**. 5ª ed. São Paulo: Cengage Learning, 2015.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. São Paulo: Pini, 2007.

LISERRE, L. **Sistema computacional com geração de dados e visualização de resultados para estrutura de edifícios**. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003, 113p.

LOGAN, D. L. **A first course in the finite element method**. Platteville: University of Wisconsin, 2007.

MANEY, G. A. (1915) **Studies in Engineering**. Bulletin 1. Minneapolis: University of Minnesota.

MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. 1 o Ed. Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2010.

MARTHA, L.F. **Ftool: A Structural Analysis Educational Interactive Tool**. Proceedings of Workshop in Multimedia Computer Techniques in Engineering Education, Institute for Structural Analysis, Technical University of Graz, Áustria, Fev. 1999, pp. 51-65.

MAXWELL, J. C. (1864) **On the Calculations of the Equilibrium and Stiffness of Frames**. Philosophical Magazine 27:294–299.

RANGEL, R.L.; MARTHA, L.F. **LESM - Um programa MATLAB orientado a objetos para análise estrutural de modelos de elementos lineares**. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2018.

RUBINSTEIN. M. F. **Matrix computer analysis of structures**. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1966

SANTOS, T. P. **Comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2019.

SANTOS, W.L.E. dos. **Análise linear de estruturas planas aporticadas submetidas a carregamentos dinâmicos**. 2024. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, 2024.

SILVA, E. A. B. (2022). **Concepção do layout do núcleo rígido de concreto armado em edifícios híbridos de aço e concreto com o uso de algoritmo genético**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2022.

SOUZA, T.M.P. de (2020). **Considerações a respeito da utilização de pórticos planos e pórticos espaciais na análise de estruturas de concreto armado**. Monografia de Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil, IFPB, Cajazeiras – PB.

WEAVER, W. Jr. (1967). **Computer Programs for Structural Analysis**. D. Van Nostrand Company, Inc. Princeton, New Jersey -USA.