

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

JUNIOR FERNANDO PIRES

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM AÇO SOB EFEITO DE
COLAPSO PROGRESSIVO

CURITIBA-PR

2023

JUNIOR FERNANDO PIRES

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM AÇO SOB EFEITO DE
COLAPSO PROGRESSIVO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, no Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, como parte dos requisitos parciais para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Roberto Dalledone Machado,
D.Eng., M.Sc.

CURITIBA-PR

2023

DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SISTEMA DE BIBLIOTECAS – BIBLIOTECA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA

Pires, Junior Fernando

Estudo do comportamento de um edifício em aço sob efeito de colapso progressivo / Junior Fernando Pires. – Curitiba, 2023.

1 recurso on-line : PDF.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Roberto Dalledone Machado

1. Edifícios. 2. Aço – Estruturas. 3. Colapso progressivo (Engenharia). I. Universidade Federal do Paraná. II. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Machado, Roberto Dalledone. IV. Título.

Bibliotecário: Elias Barbosa da Silva CRB-9/1894



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA CIVIL -
40001016049P2

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **JUNIOR FERNANDO PIRES** intitulada: **ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM AÇO SOB EFEITO DE COLAPSO PROGRESSIVO**, sob orientação do Prof. Dr. ROBERTO DALLEONE MACHADO, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 19 de Setembro de 2023.

Assinatura Eletrônica

19/09/2023 16:48:08.0

ROBERTO DALLEONE MACHADO

Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

19/09/2023 20:49:20.0

LUIZ ALKIMIN DE LACERDA

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

19/09/2023 17:38:17.0

MARCOS ARNDT

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

19/09/2023 17:59:50.0

JOÃO ELIAS ABDALLA FILHO

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ)

Centro Politécnico - CURITIBA - Paraná - Brasil

CEP 81531-980 - Tel: (41) 3361-3110 - E-mail: poscivil@ufpr.br

Documento assinado eletronicamente de acordo com o disposto na legislação federal Decreto 8539 de 08 de outubro de 2015.

Gerado e autenticado pelo SIGA-UFPR, com a seguinte identificação única: 316503

Para autenticar este documento/assinatura, acesse <https://siga.ufpr.br/siga/visitante/autenticacaoassinaturas.jsp> e insira o código 316503

*Com profunda gratidão e carinho, dedico este trabalho aos meus pais, fontes inesgotáveis de
inspiração e apoio ao longo de toda a minha jornada. Foram eles que sempre me
incentivaram, acreditaram no meu potencial e me encorajaram a trilhar o caminho da busca
pelo conhecimento.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, expresso minha profunda gratidão a Deus pela oportunidade concedida e pela força que me sustentou ao longo de todas as fases importantes desta jornada. Sua presença foi essencial para a minha perseverança e conclusão deste trabalho.

Não posso deixar de agradecer ao meu estimado orientador, o professor Roberto Dalledone Machado, cujo incentivo, apoio e confiança em meu potencial foram fundamentais para o desenvolvimento deste estudo. Sua orientação foi de valor inestimável, guiando-me com sabedoria e expertise ao longo de todo o processo.

Minha gratidão também se estende aos meus familiares, cuja dedicação e apoio foram imprescindíveis nesta etapa importante da minha vida. Seu amor, incentivo e compreensão foram fundamentais para que eu pudesse superar os desafios e alcançar meus objetivos.

E, é claro, não poderia deixar de agradecer aos meus amigos Ana Turra, Flávia Falso, Gregory Barteles e Nayara Veronese, que estiveram ao meu lado, oferecendo apoio, encorajamento e solidariedade ao longo dessa caminhada. Sua amizade e ajuda foram de valor inestimável, tornando esta jornada mais leve e enriquecedora.

Não posso deixar de agradecer ao PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná, que proporcionou o ambiente acadêmico e os recursos necessários para o desenvolvimento deste trabalho. Agradeço também à universidade como um todo, por oferecer uma formação de excelência e um espaço propício para a busca do conhecimento e crescimento acadêmico.

Cada pessoa e instituição mencionada nesta dedicatória teve um papel importante nesta conquista, contribuindo para o meu crescimento pessoal e acadêmico. Sinto-me abençoado por ter compartilhado este momento com pessoas tão especiais, cujo apoio e presença fizeram toda a diferença.

Portanto, é com profundo carinho e gratidão que dedico este trabalho a Deus, ao meu orientador, aos meus familiares e amigos, cujo suporte e amor foram a luz que me guiou até a conclusão deste importante marco em minha vida. Obrigado a todos por fazerem parte desta história.

A ciência é feita de erros, como a vida é feita de sofrimentos; e a fé é nada mais que a modéstia daqueles que compreenderam o pouco que o homem pode compreender.

Carlos Drummond de Andrade

RESUMO

O colapso progressivo é um fenômeno complexo e catastrófico que pode ocorrer em estruturas de engenharia, especialmente em edifícios e pontes, quando submetidas a carregamentos extremos ou eventos excepcionais, como terremotos, explosões ou colisões. Nesse contexto, o estudo do colapso progressivo tornou-se uma preocupação crescente na engenharia civil, uma vez que entender e prever esse tipo de comportamento é essencial para garantir a segurança e a resiliência das estruturas contra falhas e colapsos inesperados. Um dos métodos amplamente utilizados para analisar o colapso progressivo é a abordagem da Demand-Capacity Ratio DCR, que consiste em avaliar a capacidade de suporte das estruturas em relação às demandas impostas pelos carregamentos extremos. A DCR é calculada dividindo a demanda do carregamento crítico pela capacidade de resistência da estrutura. Se a DCR superar os valores estabelecidos por norma, indica que a estrutura não é capaz de suportar as demandas, o que representa uma situação de risco de colapso progressivo. Neste estudo, foi analisado o colapso progressivo em uma estrutura metálica de múltiplos pavimentos, e o foco principal recaiu na remoção seletiva de pilares, simulando diferentes cenários de falha. A metodologia seguiu os padrões estabelecidos por diversos trabalhos científicos, e foram realizadas análises estáticas lineares e não lineares, bem como análises dinâmicas não lineares. Os resultados obtidos mostraram que a estrutura apresenta diferentes comportamentos em relação à remoção de pilares, dependendo da localização do pilar removido. Em alguns cenários, as DCRs ficaram próximas ou ultrapassaram os valores de segurança estabelecidos pelas normas, indicando que a estrutura está operando próximo ou além de sua capacidade de resistência. Para a remoção de pilares nas extremidades da estrutura, os deslocamentos se comportaram de forma quase linear até alcançar a estabilidade no eixo Z, tanto nas análises estáticas não lineares quanto nas dinâmicas não lineares. No entanto, quando o pilar central foi removido, a estrutura apresentou comportamento não linear, com deslocamentos aumentando rapidamente e dificuldades para atingir uma nova posição de estabilidade. As análises também revelaram que a capacidade das estruturas metálicas pode ser subestimada pelas normas estabelecidas para estruturas genéricas, uma vez que as características específicas do material e do projeto podem influenciar significativamente o comportamento de colapso progressivo. Com base nos resultados obtidos, conclui-se que é fundamental considerar o colapso progressivo como um aspecto relevante no projeto e na análise de estruturas de engenharia. Além disso, são necessárias pesquisas adicionais para aprimorar as metodologias de avaliação e a compreensão do comportamento estrutural em situações críticas. O conhecimento adquirido nesse estudo contribui para aprimorar as práticas de projeto e construção, visando à segurança e resiliência das estruturas diante de eventos extremos e imprevistos.

Palavras-chave: Colapso Progressivo; Razão Demanda Capacidade; Estrutura em Aço; Caminho Alternativo de Cargas.

ABSTRACT

Progressive collapse is a complex and catastrophic phenomenon that can occur in engineering structures, especially in buildings and bridges, when subjected to extreme loads or exceptional events such as earthquakes, explosions or collisions. In this context, the study of progressive collapse has become a growing concern in civil engineering, once understanding and predicting this type of behavior is essential to ensure the safety and the resilience of structures against failures and unexpected collapses. One of the methods widely used to analyze progressive collapse is the Demand-Capacity Ratio approach (DCR), which consists of evaluating the support capacity of the structures in relation to the demands imposed by extreme loads. The DCR is calculated by dividing the critical load demand by the bearing capacity of the structure. If the DCR is greater than 2, it indicates that the structure is not able to withstand the demands, which represents a risk of progressive collapse. In this study, the progressive collapse of a multi-story steel structure was analyzed, and the main focus was on the selective removal of columns, simulating different failure scenarios. The methodology followed the standards established by many scientific papers in the area, and static linear and non-linear analyzes were performed, as well as dynamic non-linear analyzes. The obtained results showed that the structure presents different behaviors in relation to the removal of columns, depending on the location of the removed column. In some scenarios, the DCRs were close to or exceeded the safety values established by the standards, indicating that the structure is operating close to or beyond its resistance capacity. For the removal of columns at the boundary of the structure, the displacements behaved almost linearly until stability was reached, both in the nonlinear static and nonlinear dynamic analyzes. However, when the central column was removed, the structure showed high dynamic behavior, with displacements increasing rapidly and difficulties in reaching a new stability position. The analyzes also revealed that the capacity of steel structures can be underestimated by the norms established for generic structures, since the specific characteristics of the material and the project can significantly influence the behavior of progressive collapse. Based on the results obtained, it is concluded that it is essential to consider progressive collapse as a relevant aspect in the design and analysis of engineering structures. Furthermore, additional research is needed to improve assessment methodologies and understanding of structural behavior in critical situations. The knowledge acquired in this study contributes to improving design and construction practices, aiming at the safety and resilience of structures in the face of extreme and unforeseen events.

Keywords: Progressive Collapse; Capacity Demand Ratio; steel structure; Alternative load path.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	–	Comparação de resultados numéricos e experimentais obtidos pelo Método dos Elementos Discretos em um colapso estrutural simulado.	18
FIGURA 2	–	Colapso desproporcional do edifício localizado em Miami (2021).	19
FIGURA 3	–	Edifício em Kiev (2022).	20
FIGURA 4	–	Colapso tipo panqueca.	28
FIGURA 5	–	Colapso tipo zíper.	28
FIGURA 6	–	Colapso tipo dominó.	29
FIGURA 7	–	Colapso tipo seção.	29
FIGURA 8	–	Colapso tipo instabilidade.	30
FIGURA 9	–	Mecanismo de Resistência.	39
FIGURA 10	–	Ação de Vierendeel.	41
FIGURA 11	–	Ação do Arco de Compressão.	42
FIGURA 12	–	Ação Catenária.	44
FIGURA 13	–	Ação da Membrana de Compressão.	46
FIGURA 14	–	Ação da Membrana de Tração.	46
FIGURA 15	–	Remoção da coluna no MCAC.	50
FIGURA 16	–	Detalhes 1 e 2 da remoção da coluna no MCAC.	51
FIGURA 17	–	Localização dos pilares externos removidos.	51
FIGURA 18	–	Localização dos pilares internos removidos.	52
FIGURA 19	–	Exemplo de suporte primário e secundário.	53
FIGURA 20	–	Definição de Ações Controladas por Deformação e por Força.	54
FIGURA 21	–	Locais onde estão sendo aplicadas as combinações de ações quando são removidos os pilares internos e externos para os procedimentos lineares e não-lineares (vista em planta).	58
FIGURA 22	–	Locais onde estão sendo aplicadas as combinações de ações quando são removidos os pilares internos e externos para os procedimentos lineares e não-lineares (vista em corte).	59
FIGURA 23	–	Simulação com elementos de alta fidelidade (modelos de refinamento locais) de um subconjunto de duas vigas e um pilar.	64
FIGURA 24	–	Estrutura detalhada em macro-modelos de elementos finitos em uma simulação dinâmica.	65
FIGURA 25	–	Planta dos pavimentos superiores, mostrado o plano X-Y.	68
FIGURA 26	–	Detalhe das dimensões da planta baixa da estrutura, mostrado o plano X-Y.	68
FIGURA 27	–	Seção 1 e 10, mostrado o plano Y-Z.	69
FIGURA 28	–	Seção 2 a 9, mostrando o plano direção Y-Z.	69

FIGURA 29	– Seção A e C, mostrado o plano X-Z.....	70
FIGURA 30	– Seção B, mostrado o plano X-Z.	70
FIGURA 31	– Conexões na estrutura.....	71
FIGURA 32	– Gráfico comparativo de Tensão vs Deformação do Aço A572 e do A36...	72
FIGURA 33	– Primeiro pilar retirado localizado no meio da estrutura na seção 6, região C.	75
FIGURA 34	– Representação em planta do local em que os esforços são majorados na retirada de pilar na seção 6 região C.	76
FIGURA 35	– Segundo pilar retirado localizado no canto da estrutura na seção 1, região C.	77
FIGURA 36	– Representação em planta do local em que os esforços são majorados na retirada de pilar na seção 1 região C.	77
FIGURA 37	– Terceiro pilar retirado localizado na seção 10, entre as regiões A e B.....	78
FIGURA 38	– Representação em planta do local em que os esforços são majorados na retirada de pilar na seção 10 entre as regiões A e B.....	79
FIGURA 39	– Quarto pilar retirado localizado na seção 6, na região B.....	80
FIGURA 40	– Representação em planta do local em que os esforços são majorados na retirada de pilar na seção 6 na região B.....	80
FIGURA 41	– Fluxograma de Análise Estrutural Detalhada.....	87
FIGURA 42	– Primeiro pilar retirado localizado no meio da estrutura na seção 6, região C.	89
FIGURA 43	– Gráfico de deslocamento vs tempo no pavimento 2 na região em que é retirado o pilar 1.	95
FIGURA 44	– Detalhes do pilar 2 retirado na seção 1, região C.....	96
FIGURA 45	– Gráfico de deslocamento vs tempo no pavimento 2 da região em que é retirado o pilar do canto.....	102
FIGURA 46	– região de retirada do pilar 3.....	103
FIGURA 47	– Gráfico de deslocamento vs tempo no pavimento 2 a cima da remoção do pilar 3.....	110
FIGURA 48	– Detalhes do pilar 4 retirado na seção 6, região B.....	111
FIGURA 49	– Gráfico de deslocamento vs tempo no pavimento 2 a cima do pilar 4 que foi retirado.	119

LISTA DE TABELAS

TABELA 1	– Ações controladas por força e por deformação.	55
TABELA 2	– Característica do aço ASTM A992.....	72
TABELA 3	– Carregamentos nas vigas da estrutura.	73
TABELA 4	– Fator de incremento de carga nas Análises Estáticas Lineares.	82
TABELA 5	– Fator de majoração de cargas nas Análises Estáticas Não Lineares.....	84
TABELA 6	– Critério de aceitação nas análises não lineares tabela 9-6 da ASCE 41.....	85
TABELA 7	– Resultado das DCRs na remoção do pilar 1.	90
TABELA 8	– Resultado das ações controladas por deformação nos elementos estruturais na remoção do pilar 1.	91
TABELA 9	– Resultado das ações controladas por deformação nas conexões na remoção do pilar 1.	91
TABELA 10	– Resultado das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões na remoção do pilar 1.	92
TABELA 11	– Resultado das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 1.	93
TABELA 12	– Resultado das ações controladas por forças na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 1.	93
TABELA 13	– Resultado da Análise Dinâmica Não Linear na remoção do pilar 1.....	94
TABELA 14	– Resultado dos deslocamentos da estrutura na região de remoção do pilar 1.	95
TABELA 15	– Resultado das DCRs na remoção do pilar 2.	97
TABELA 16	– Resultado das ações controladas por deformação nos elementos estruturais na remoção do pilar 2.	98
TABELA 17	– Resultado das ações controladas por deformação nas conexões na remoção do pilar 2.	98
TABELA 18	– Resultado das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões na remoção do pilar 2.	99
TABELA 19	– Resultado das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 2.	100
TABELA 20	– Resultado das ações controladas por forças na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 2.	101
TABELA 21	– Resultado da Análise Dinâmica Não Linear na remoção do pilar 2.....	101
TABELA 22	– Resultado dos deslocamentos da estrutura na região de remoção do pilar 2.	103
TABELA 23	– Resultado das DCRs na remoção do pilar 3.	104
TABELA 24	– Resultado das ações controladas por deformação nos elementos estruturais na remoção do pilar 3.	105

TABELA 25	– Resultado das ações controladas por deformação nas conexões na remoção do pilar 3.	106
TABELA 26	– Resultado das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões na remoção do pilar 3.	107
TABELA 27	– Resultado das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 3.	108
TABELA 28	– Resultado das ações controladas por forças na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 3.	108
TABELA 29	– Resultado da Análise Dinâmica Não Linear na remoção do pilar 3.	109
TABELA 30	– Resultado dos deslocamentos da estrutura na região de remoção do pilar 3.	111
TABELA 31	– Resultado das DCRs na remoção do pilar 4.	112
TABELA 32	– Resultado das ações controladas por deformação nos elementos estruturais na remoção do pilar 4.	113
TABELA 33	– Resultado das ações controladas por deformação nas conexões na remoção do pilar 4.	114
TABELA 34	– Resultado das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões na remoção do pilar 4.	115
TABELA 35	– Resultado das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 4.	116
TABELA 36	– Resultado das ações controladas por força na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 4.	117
TABELA 37	– Resultado da Análise Dinâmica Não Linear na remoção do pilar 4.	118
TABELA 38	– Resultado dos deslocamentos da estrutura na região de remoção do pilar 4.	119
TABELA 39	– Tabela 9-4 da ASCE41 fator m parcialmente reproduzida.	132
TABELA 40	– Tabela 9-5 da ASCE41 fator m parcialmente reproduzida.	133

LISTA DE SIGLAS

ACI	American Concrete Institute
AEM	Applied Element Method
AISC	American Institute of Steel Construction
AMC	Ação de Membrana de Compressão
AMT	Ação de Membrana de Tração
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
CA	Catenary Action
CAA	Compressive Arching Action
CP	Collapse Prevention
DCR	Demand-Capacity Ratio
DOD	United States Department of Defense
EC8	Eurocode 8
ELS	Extreme Loading® for Structures
FSL	Facility Security Levels
GSA	General Services Administration
IBC	International Building Code
IO	Immediate Occupancy
ISC	Interagency Security Committee
LRFD	Load and Resistance Factor Design
LS	Life Safety
LSP	Linear Static Procedure
MCAC	Método dos Caminhos Alternativos de Carga
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBCC	National Building Code of Canadá
NDP	Nonlinear Dynamic Procedure
NSP	Nonlinear Static Procedure
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais
TF	Tie Force
UFC	Unified Facilities Criteria

LISTA DE SÍMBOLOS

Ω_N	Fator de amplificação dinâmico
Ω_{LD}	Fator de majoração para ações controladas por deformações
Ω_{LF}	Fator de majoração para ações controladas por forças
Φ	Fator de redução de resistência do material
θ_y	Ângulo de rotação de escoamento
θ_{pra}	Ângulo de rotação plástica
A_g	Área da seção do elemento estrutural
D	Carregamentos permanentes
d	Altura da seção do elemento estrutural
Di	Distância entre furos nas conexões
E	Módulo de elasticidade do material
f_y	Resistência de escoamento
f_{ye}	Resistência de escoamento de cálculo
G	Cargas por gravidade
G_N	Cargas verticais majoradas no procedimento estático não-linear
G_{LD}	Cargas majoradas controladas por deformações
G_{LF}	Cargas majoradas para as ações controladas por forças
G_{ND}	Cargas verticais majoradas no procedimento dinâmico não-linear
I_b	Momento de inércia da viga
I_c	Momento de inércia do pilar
L	Carregamentos variáveis
l_b	Comprimento das vigas
l_c	Comprimento dos pilares
m	Fator de redução de resistência
m_{LIF}	O menor fator de redução de resistência
P	Esforço atuante no pilar
P_{cl}	Esforço crítico que o pilar suporta
P_{ye}	Esforço de escoamento axial esperado

Q	Força média do elemento
Q_{CE}	Resistência do elemento
Q_{CL}	Limite de força inferior
Q_{UDLIM}	Forças e momentos internos
Q_{UD}	Ação controladas por deformações
Q_{UF}	Ação controlada por forças
ro	Rotação do elemento estrutural
S	Carga de neve
tw	Espessura da alma do perfil
V	Esforço de cisalhamento atuante no elemento estrutural
V_{ce}	Resistência ao cisalhamento do parafuso
Z	Módulo plástico da seção do elemento estrutural

SUMÁRIO

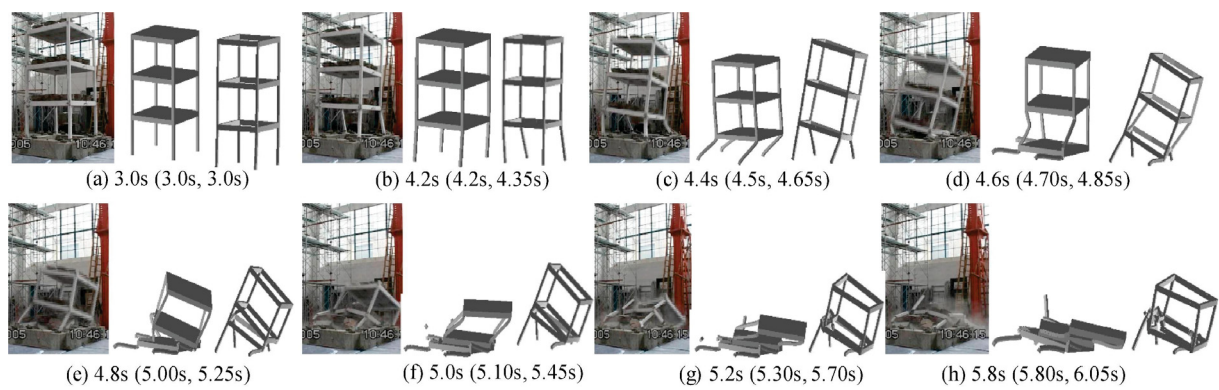
1	INTRODUÇÃO	18
1.1	OBJETIVOS	22
1.1.1	Objetivos específicos	22
1.2	JUSTIFICATIVA	22
1.3	LIMITAÇÕES DO TRABALHO	23
2	REVISÃO DA LITERATURA	25
2.1	COLAPSO PROGRESSIVO	25
2.2	MECANISMO DE RESISTÊNCIA AO COLAPSO PROGRESSIVO	33
3	REFERENCIAL TEÓRICO	38
3.1	MECANISMO DE RESISTÊNCIA AO COLAPSO PROGRESSIVO	38
3.1.1	Ação de Flexão (Ação de Vierendeel)	40
3.1.2	Ação do Arco de Compressão	41
3.1.3	Transferência de carga de flexão para tração (Ação Catenária).....	43
3.1.4	Ação de Membrana de Compressão em Lajes.....	45
3.1.5	Ação de Membrana de Tração em Lajes	46
3.2	MÉTODO DO CAMINHO ALTERNATIVO DAS CARGAS	47
3.2.1	Remoção dos elementos de suporte de carga	49
3.2.2	Elementos de suporte primários e secundários de carga	52
3.2.3	Ações controladas por forças e deformações.....	53
3.2.4	Critério de aceitação das estruturas	55
3.2.4.1	Procedimento Estático Linear.....	56
3.2.4.2	Procedimento Estático Não-Linear.....	60
3.2.4.3	Procedimento Dinâmico Não-Linear.....	61
3.3	MODELAGEM COMPUTACIONAL	62
3.3.1	Método dos Elementos Finitos	63
4	METODOLOGIA	66
4.1	CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA METÁLICA.....	67
4.1.1	Característica das ligações e condições de contorno da estrutura	71
4.1.2	Características dos materiais.....	71
4.1.3	Carregamentos na estrutura	72
4.2	RETIRADA DOS PILARES E ANÁLISE DA ESTRUTURA.....	74
4.2.1	Pilar 1	74
4.2.2	Pilar 2.....	76
4.2.3	Pilar 3.....	78
4.2.4	Pilar 4.....	79
4.3	ANÁLISES ESTÁTICAS LINEARES	81

4.4	ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR.....	83
4.5	ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR.....	85
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	88
5.1	REMOÇÃO DO PILAR 1	88
5.1.1	Análise estática linear	89
5.1.2	Análise estática não linear	92
5.1.3	Análise dinâmica não linear.....	93
5.2	REMOÇÃO DO PILAR 2	96
5.2.1	Análise estática linear	96
5.2.2	Análise estática não linear	99
5.2.3	Análise dinâmica não linear.....	101
5.3	REMOÇÃO DO PILAR 3	103
5.3.1	Análise estática linear	104
5.3.2	Análise estática não linear	107
5.3.3	Análise dinâmica não linear.....	109
5.4	REMOÇÃO DO PILAR 4	111
5.4.1	Análise estática linear	112
5.4.2	Análise estática não linear	115
5.4.3	Análise dinâmica não linear.....	117
6	CONCLUSÃO	120
6.1	TRABALHOS FUTUROS	122
	REFERÊNCIAS.....	124
	APÊNDICE 1 – TABELA 9-4 DA ASCE 41.....	132
	APÊNDICE 2 – TABELA 9-5 DA ASCE 41.....	133

1 INTRODUÇÃO

O Conceito de “colapso progressivo” é usado na Engenharia para caracterizar a propagação de uma falha local em um elemento estrutural que produz uma reação em cadeia capaz de levar a estrutura ao colapso parcial ou total (KIAKOJOURI et al., 2020). A característica implícita do colapso progressivo é que o estado final do dano é incompatível com a falha que iniciou o colapso (ELLINGWOOD et al., 2007). Há três características fundamentais associadas a um colapso progressivo na estrutura. A primeira é que, o dano deve ser local, o segunda, a falha que ocorreu na estrutura deve se espalhar para todos os outros membros estruturais, e por fim, o estado do colapso progressivo final deve ser desproporcional ao dano inicial (KIAKOJOURI et al., 2020). A seguir, a Figura 1 extraída de Gu et al. (2014) ilustra o ensaio experimental do colapso progressivo em um pórtico 3D e a simulação computacional correspondente.

FIGURA 1 – Comparação de resultados numéricos e experimentais obtidos pelo Método dos Elementos Discretos em um colapso estrutural simulado.



FONTE: Gu et al. (2014)

A falha estrutural ocasionada pelo colapso progressivo é uma resposta que ocorre na estrutura envolvendo a não linearidade física e geométrica dos membros estruturais que compõem o edifício. Em virtude da dificuldade de analisar o colapso, muitas vezes é necessário decompor as estruturas globais em níveis de ligação menores de vários pavimentos, piso único ou ligação viga-pilar, laje-pilar para obter uma compreensão mais profunda de todos os mecanismos de transferência de esforços e capacidade de carga e deformação (YU; LUO; LI, 2018). A Figura 2 é relativa ao acidente que ocorreu em um edifício residencial em Miami no ano de 2021, Estados Unidos, e que foi muito noticiado na imprensa. Não se sabe o que desencadeou o acidente, pois o edifício tinha danos estruturais em uma laje abaixo da piscina e também havia recalque na fundação de alguns pilares.

FIGURA 2 – Colapso desproporcional do edifício localizado em Miami (2021).



FONTE: G1 (2021) - Acidente ocorrido no dia 24/06/2021, em Miami, na Flórida, nos Estados Unidos, Acesso em: 18/07/2022.

A maior parte das edificações públicas e privadas não foram dimensionadas para atender cargas extremas ocasionadas por terremotos, furacões, tsunamis, explosões, impactos de veículos/aviões, incêndios e erros humanos. Esses eventos podem causar danos locais e até mesmo o desabamento do edifício se não forem ativados, acima do elemento colapsado, os mecanismos de transferência de esforços (ADAM et al., 2018; STINGER, 2011).

Nas últimas décadas, ocorreram vários acidentes notórios pelo mundo causados por colapsos progressivos em estruturas, divulgados pela mídia principalmente pela enorme quantidade de vítimas, extensão dos danos e impacto social na época. Na sequência, alguns exemplos: Ronan Point em Londres (1968), Capitán Arenas em Barcelona (1972), US Marine Barracks em Beirute (1983), Associação Mutual Israelita em Buenos Aires (1994), Edifício AP Murrah Federal em Oklahoma (1995), Loja de Departamentos Sampoong em Seul (1995), os edifícios do World Trade Center em Nova York (2001), o Achimota Melcom Shopping Center em Acra (2012) e edifícios residenciais em Mykolaiv e Kiev (2022). Devido à proporção desses eventos, tornou-se evidente a necessidade de implantação de estruturas mais robustas que possam suportar danos locais sem sofrer colapsos desproporcionais. Como se observa na Figura 3, apesar do enorme estrago causado por um projétil, a edificação não sofreu colapso progressivo (ADAM et al., 2018; STINGER, 2011).

FIGURA 3 – Edifício em Kiev (2022).



FONTE: G1 (2022) - Edifício residencial atingido por um projétil, em Kiev, na Ucrânia, no dia 26/02/2022. Acesso em: 18/07/2022.

Conforme os principais códigos e normas internacionais para projeto de estruturas, incluindo o National Building Code of Canadá (NBCC) e o International Building Code (IBC), as cargas relevantes consideradas em um projeto de estruturas de edifícios incluem as Cargas Permanentes, Cargas Acidentais, Forças do Vento e Ações Sísmicas. Como resultado, a maioria das edificações em todo o mundo não foi originalmente projetada para resistir aos esforços associados ao colapso progressivo, tornando-as vulneráveis a qualquer situação em que haja a perda de suporte estrutural primário (ROUHANI, 2015).

Para facilitar o entendimento e o dimensionamento das estruturas que tem possibilidade de sofrer colapso progressivo, métodos indiretos e diretos foram apresentados pelos principais códigos internacionais de construção e nas diretrizes de projeto do United States Department of Defense (DOD) e do General Services Administration (GSA). Para estes, o método indireto estabelece que é necessário um nível mínimo de conectividade entre os elementos estruturais, não sendo necessário nenhuma análise estrutural. Já o método direto, contém duas categorias, sendo elas: o método de resistência local específica e o Método dos Caminhos Alternativos de Carga (MCAC), esse último, o mais comum a ser aplicado nas estruturas (YU; TAN, 2013b).

O método de resistência local específica é um método direto e tenta particularizar e fornecer a resistência necessária para uma estrutura suportar o colapso progressivo. Já o MCAC, permite que falhas mais gerais aconteçam para diminuir o risco da estrutura sofrer um colapso desproporcional e, dessa forma, ele fornece um caminho alternativo e seguro para a redistribuição de esforços pela estrutura a fim de evitar danos mais severos na edificação. A abordagem

do MCAC foi a primeira proposta de modelo quantificável para estruturas mais robustas. A análise do MCAC requer a remoção proposital de um elemento de suporte primário de apoio para determinar o comportamento que a estrutura irá desenvolver (YU; TAN, 2013b).

A abordagem do MCAC visa reduzir significativamente as chances de colapso de uma estrutura após a remoção de um suporte de carga. Essa abordagem permite que danos ocorram na estrutura, ao mesmo tempo em que busca ativamente caminhos alternativos adicionais para a transferência de esforços através dos mecanismos de resistência estrutural. É importante observar que, embora a extensão e a localização da falha sejam identificadas, os critérios aceitáveis são estabelecidos com base em ensaios experimentais e nas normas de projeto sísmico. Essa abordagem é considerada conservadora quando aplicada a situações de colapso progressivo. (KANG; TAN, 2015).

Ensaio experimentais para verificar o comportamento das estruturas sob eventos de colapso progressivo exigem um longo tempo para serem montados e a necessidade de equipamentos especiais para obter os resultados faz com que esse tipo de teste seja inviável. Pensando nisso, surgiram os métodos numéricos como uma alternativa mais apropriada para simular os efeitos desses eventos. Os modelos numéricos podem ser classificados em duas categorias distintas, sendo elas: modelos de elementos finitos de alta fidelidade e modelos de nível macro de alta eficiência (FENG et al., 2021).

Os elementos de alta fidelidade usam elementos sólidos 3D para simular o comportamento da estrutura no colapso progressivo. Esses modelos podem fornecer resultados de forma ampla e detalhada como desenvolvimento de fissuras, esmagamento do concreto, e outras respostas locais. As formulações mais empregadas nesta categoria são o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método dos Elementos Aplicados, do inglês Applied Element Method (AEM). No entanto, esses modelos tem problemas de baixa eficiência computacional e convergência (FENG et al., 2021).

Os elementos de nível macro representam uma abordagem viável para o estudo do comportamento estrutural. Esses elementos são comumente empregados por meio de uma formulação corrotacional, permitindo simular os efeitos de grandes deslocamentos. A obtenção dos resultados se baseia em critérios de falha de material. Os modelos de nível macro são capazes de produzir resultados satisfatórios para diversas características e detalhes de seções e conexões em estruturas metálicas. Isso inclui a consideração de grandes deformações, rotações, fratura das seções metálicas, tornando esse método uma escolha conveniente para a análise de colapsos estruturais (FENG et al., 2021).

Os edifícios construídos com estrutura de aço apresentam resistência a incêndios isolados e a colapsos estruturais, conforme confirmado por testes padronizados. Esse desempenho é atribuído, em parte, às dimensões em escala natural do corpo de prova nos ensaios experimentais. O colapso progressivo do World Trade Center despertou um interesse significativo no estudo do comportamento das estruturas de aço quando sujeitas a eventos de colapso progressivo desencadeados por ações de cargas acidentais não previstas, como explosões, impactos e

incêndios (CAO et al., 2023).

Dentro desse contexto, este trabalho foi concebido com o objetivo de investigar se estruturas metálicas possuem a capacidade de resistir à perda de suportes de carga primários, causada, por exemplo, por impactos de veículos.

1.1 OBJETIVOS

- O objetivo deste trabalho é tratar o colapso progressivo de uma estrutura em aço, avaliando as reservas de segurança que elas apresentam frente a uma súbita perda de qualquer elemento estrutural primário.

1.1.1 Objetivos específicos

- Estudar as principais metodologias de avaliação do colapso progressivo disponíveis na literatura;
- Aplicar alguns dos conceitos em um estudo de caso de um edifício metálico de múltiplos andares;
- Investigar as DCRs (Razões Demanda-Capacidade) nas análises estáticas, analisando como esses valores se comportam em diferentes locais de remoção de pilares e comparando com os limites estabelecidos pelas normas de segurança;
- Avaliar o comportamento estrutural de uma edificação durante a remoção de pilares nas extremidades e no centro da estrutura, analisando como os deslocamentos e as rotações evoluem ao longo do tempo e identificando possíveis regiões críticas;
- Investigar a influência das características específicas da estrutura metálica, como os perfis das vigas e conexões, no comportamento de colapso progressivo.

1.2 JUSTIFICATIVA

Embora raros, os colapsos de edifícios podem ter consequências devastadoras, resultando em perdas humanas e materiais significativas em estruturas industriais e residenciais. Diante dessa ameaça de baixa probabilidade, mas alto impacto, a segurança das estruturas se

tornou uma prioridade fundamental para as autoridades governamentais, que buscam aprimorar sistemas estruturais por meio de estratégias passivas e ativas. Essas ações abrangem tanto instalações civis como militares (BRUNESI et al., 2015).

O uso de estruturas metálicas na construção de edifícios é amplamente difundido em todo o mundo. Essa preferência se deve à rapidez de construção, alta resistência e à capacidade dessas estruturas de suportar altas temperaturas (CAO et al., 2023). Essa última característica tem sido objeto de extensa pesquisa nas últimas décadas, conduzida por autores como Lou et al. (2017) e Roy et al. (2019), com o objetivo de compreender o comportamento das estruturas em diferentes cenários de incêndio. No entanto, poucos estudos investigaram o efeito da remoção abrupta de pilares, tornando o comportamento das edificações em aço pouco conhecido na comunidade.

Portanto, é essencial realizar uma análise detalhada do comportamento das estruturas metálicas, especialmente quando ocorre a perda de um pilar devido ao impacto de um veículo. Isso envolve a avaliação da aplicabilidade de métodos já estabelecidos em normas internacionais para garantir a segurança e a integridade dessas estruturas em circunstâncias desafiadoras.

1.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

Este estudo, embora abrangente em sua abordagem do colapso progressivo de estruturas, apresenta limitações importantes a serem consideradas. Uma das principais limitações é a complexidade intrínseca do comportamento estrutural. Apesar do elevado grau de complexidade das análises efetuadas, estas ainda envolvem simplificações em relação à realidade, como a não inclusão da contribuição da resistência das lajes na contenção do colapso progressivo. Os resultados baseiam-se em modelos matemáticos que não podem abarcar todos os detalhes do comportamento estrutural em condições extremas. Portanto, é fundamental adotar uma abordagem cautelosa na aplicação dos resultados deste estudo, considerando as simplificações inerentes às análises.

Outra limitação significativa diz respeito à dependência das premissas e parâmetros de entrada. Os resultados das análises são altamente sensíveis às informações de entrada, como as propriedades dos materiais, a geometria da estrutura e as condições de contorno. Pequenas variações ou incertezas nessas informações podem resultar em diferenças substanciais nos resultados. Portanto, a realização de análises de sensibilidade e a inclusão de margens de segurança são essenciais ao aplicar os resultados em contextos práticos de engenharia.

Além disso, é importante mencionar que este estudo concentra-se principalmente em cenários de perda súbita de um único pilar por vez devido a impactos, sem considerar o efeito cascata de perda de múltiplos pilares simultaneamente. Outros cenários de colapso progressivo,

como incêndios ou eventos sísmicos, podem apresentar desafios adicionais que não foram abordados neste trabalho. Portanto, para uma compreensão completa do colapso progressivo em estruturas, é necessário considerar uma variedade de cenários e condições que possam influenciar o comportamento estrutural.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo, é apresentada uma revisão da literatura sobre colapso progressivo em estruturas. Desde a década de 1940, os estudos nessa área têm se intensificado, especialmente após acidentes trágicos, como a queda parcial do edifício Ronan Point.

A compreensão do comportamento estrutural diante da remoção súbita de pilares é de extrema importância para garantir a segurança e a eficiência das edificações. Ao longo dos anos, pesquisadores têm realizado estudos experimentais e análises numéricas para investigar os mecanismos de resistência e o desempenho das estruturas nessas situações críticas. Essas pesquisas têm contribuído para um melhor entendimento de como as estruturas respondem quando ocorre a perda de pilares, além de promover avanços nas normas de projeto e construção.

Diversos autores têm abordado diferentes aspectos relacionados ao colapso progressivo, como a redistribuição de esforços nas lajes após a remoção dos pilares, a importância do reforço adicional nas vigas para aumentar a capacidade de carga e a ductilidade das estruturas, e as interações entre vigas, pilares e lajes no desenvolvimento dos mecanismos de resistência. Além disso, estudos têm sido conduzidos para compreender o comportamento das estruturas em cenários de explosões e para propor classificações de risco de colapso progressivo.

Essas pesquisas têm contribuído significativamente para o avanço da engenharia estrutural, fornecendo subsídios para o aprimoramento das práticas de projeto, construção e verificação de edificações. O objetivo principal é garantir a segurança e a resiliência das estruturas diante de situações críticas envolvendo a perda de pilares.

2.1 COLAPSO PROGRESSIVO

As pesquisas sobre o colapso progressivo em estruturas tiveram início na década de 1940, quando Baker, Williams e Lax (1948) estudaram o comportamento das estruturas no Reino Unido que sofreram ataques de bombas na Segunda Guerra Mundial. O objetivo da pesquisa era avaliar a resistência dos edifícios, especialmente fábricas, como potenciais abrigos antiaéreos em casos de uma nova guerra, e descobrir que tipo de reforço seria necessário para aumentar a resistência tanto dos novos edifícios quanto dos já existentes ao colapso progressivo.

Em 1968 a queda parcial do edifício Ronan Point revelou que a maioria das estruturas não estava preparada para o colapso progressivo, o que levou a comunidade científica a estudar o assunto com mais detalhes. Dois anos após o incidente em Ronan Point, foi criada a primeira norma sobre o tema, conhecida como Quinta Emenda dos Regulamentos de Construção. Esse código apresentava métodos construtivos que forneciam níveis mínimos de robustez para as

estruturas (ADAM et al., 2018).

Gross e McGuire (1983) revisaram os métodos empregados de acordo com as primeiras normas internacionais. Para isso, os pesquisadores desenvolveram um programa computacional de elementos finitos unidimensionais que aplicava alguns procedimentos descritos nos códigos. O programa foi desenvolvido para analisar e obter os resultados de deslocamentos e deformações dos elementos estruturais de pórticos 2D construídos em aço, nos quais os principais esforços na estrutura eram os carregamentos laterais e os de gravidade. Com isso, os pesquisadores conseguiram resultados para os caminhos alternativos de cargas adequados para o sistema estrutural estudado.

Em 1987, em Connecticut, nos Estados Unidos, o edifício L' Ambiance Plaza sofreu um colapso progressivo. Essa estrutura estava sendo construída com o sistema estrutural *lift-slab*, que consiste em lajes de concreto armado ou protendido levantadas e posicionadas sobre pilares de aço. Isso levou os pesquisadores Scribner e Culver (1988) a investigar o desabamento da estrutura por meio de documentos do projeto, exames dos escombros no local, testes experimentais e análises numéricas. Os pesquisadores identificaram como provável causa do acidente a falha do equipamento que estava posicionando três lajes de piso.

Após o colapso do edifício de concreto armado AP Murrah Federal Building em 1995, em Oklahoma, nos Estados Unidos, Corley et al. (1998) realizaram uma pesquisa com o objetivo de descobrir qual sistema estrutural era mais adequado para resistir ao colapso progressivo em casos de falhas ocasionadas por terremotos ou explosões. Utilizando informações provenientes da Agência Federal de Gerenciamento de Emergências e do Departamento de Habitação e Desenvolvimento Urbano, além do colapso do AP Murrah Federal Building, os pesquisadores identificaram o modelo de construção compartimentada como o mais adequado para essas situações. Esse sistema estrutural consiste em reforçar a estrutura utilizando paredes estruturais, a fim de proporcionar maior integridade estrutural.

Al-Khaiat et al. (1999) investigaram o desempenho da alvenaria tradicional em estruturas de concreto armado, considerando-a como um meio de reforço para resistir às cargas. Para isso, os pesquisadores desenvolveram um software de elementos finitos unidimensionais com a linguagem de programação FORTRAN. Foram analisados dois pórticos de concreto armado: o primeiro sem paredes de preenchimento e o segundo com paredes. Houve uma diferença significativa nos resultados, mostrando que as paredes de preenchimento contribuem para a resistência da estrutura em caso de colapso progressivo. Para validar os resultados, os pesquisadores utilizaram testes experimentais em estruturas que sofreram ataques de bombas durante a guerra do Kuwait.

Após o ataque terrorista e o colapso das torres do World Trade Center em New York nos Estados Unidos em 2001, ocorreu uma série de estudos para melhorar os procedimentos de análise e a resistência das estruturas ao colapso progressivo. Marjanishvili (2004) desenvolveu sua pesquisa para avaliar qual procedimento de análise era o mais eficiente para validar os resultados de colapso progressivo. Entre os procedimentos estudados estão: Estático linear,

Estático não linear, Dinâmico linear e Dinâmico não linear. O pesquisador descreveu as vantagens e desvantagens de cada procedimento. E por fim descobriu que o mais vantajoso é utilizar uma junção dos quatro procedimentos para avaliar o colapso progressivo mesmo ele sendo um evento dinâmico.

Kaewkulchai e Williamson (2004) estudaram o comportamento de pórticos planos no momento em que ocorre o colapso progressivo. O objetivo do estudo era analisar se o Método dos Caminhos Alternativos de Carga (MCAC) avaliava de maneira satisfatória a resistência da estrutura ao colapso progressivo em uma análise dinâmica. Para isso, os pesquisadores desenvolveram um software de elementos finitos utilizando elementos de viga-pilar inelásticos em conjunto com o modelo de dano. O estudo concluiu que a abordagem estática pode avaliar de maneira insatisfatória a resistência dos elementos estruturais.

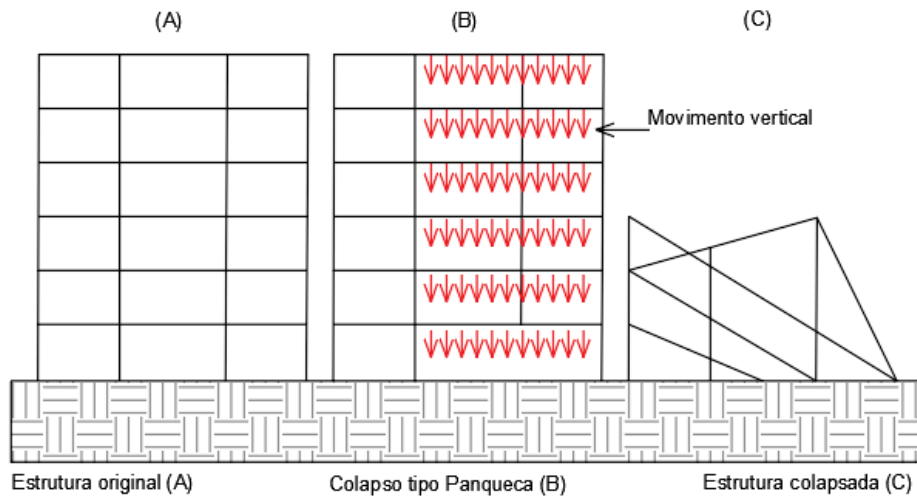
Ellingwood (2006) desenvolveu um método probabilístico para obter o nível de risco que uma estrutura tem em sofrer colapso progressivo, considerando fatores como explosões de gás, detonação de bombas e incêndios. A pesquisa expôs os diferentes métodos aplicados nas normas internacionais para fornecer a resistência mínima das estruturas, incluindo o MCAC.

Marjanishvili e Agnew (2006) estudaram o comportamento de uma estrutura de aço de nove pavimentos utilizando a metodologia de retirada de pilares e os procedimentos de análise do MCAC. O estudo empregou o software comercial SAP2000. O objetivo principal do trabalho era mostrar como é simples a aplicação dos métodos de análise estática linear, estática não linear e dinâmica não linear e qual procedimento obteve os melhores resultados. Os pesquisadores concluíram que o uso de carregamentos incrementais nos procedimentos lineares produz resultados conservadores de deformação e deslocamento da estrutura em um evento de colapso progressivo. No entanto o procedimento dinâmico não linear obteve resultados mais próximos da realidade.

O pesquisador Starossek (2007) destacou uma lacuna significativa nas normas internacionais relacionadas ao colapso progressivo. Ele observou a ausência de terminologias e classificações específicas para os diferentes tipos de colapso progressivo, o que dificulta a seleção adequada de procedimentos e mecanismos para prevenir ou mitigar esse tipo de colapso. Para abordar essa carência, Starossek (2007) propôs seis classificações distintas de colapso progressivo, cada uma caracterizada por padrões e comportamentos específicos.

O primeiro tipo de colapso, denominado "panqueca", é marcado pela falha súbita de um elemento vertical. Isso desencadeia uma transformação da energia potencial em cinética, levando as lajes a colapsarem umas sobre as outras até que ocorra o colapso total da estrutura. Um exemplo emblemático desse tipo de colapso é a queda das Torres Gêmeas do World Trade Center. A Figura 4 ilustra três estágios distintos do comportamento estrutural. No estágio (A), a estrutura está íntegra e não sofreu danos significativos. Em seguida, no estágio (B), ocorre a remoção de um dos apoios verticais da estrutura, o que desencadeia movimentos e deslocamentos na mesma. Finalmente, no estágio (C), a estrutura atinge o colapso total, perdendo sua capacidade de suporte e integridade estrutural.

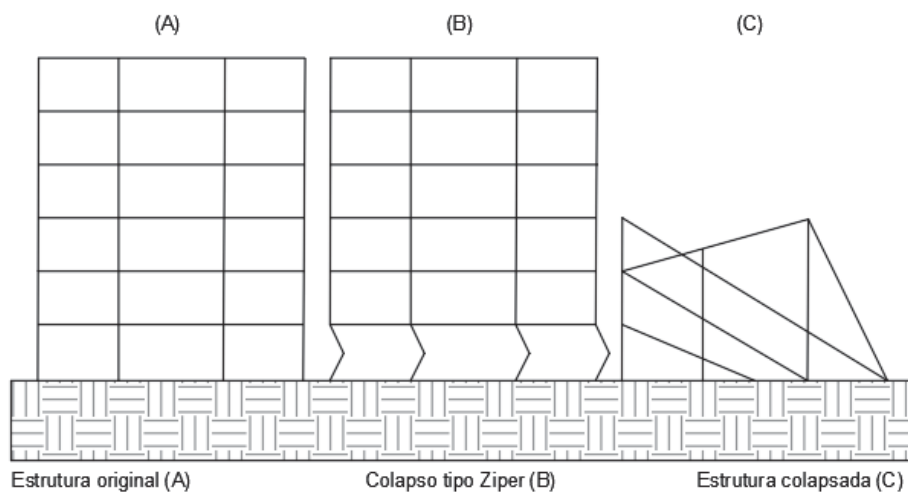
FIGURA 4 – Colapso tipo panqueca.



FONTE: Autor (2023).

O segundo tipo, conhecido como "zíper", ocorre quando há danos no meio de um elemento vertical. Esses danos se propagam para elementos próximos, causando um efeito dominó. Esse fenômeno é observado, por exemplo, em edifícios que sofrem com impactos no centro de pilares. A Figura 5 representa três estágios distintos do evento de colapso. No estágio (A), a estrutura está intacta e não sofreu danos significativos. No estágio (B), ocorre o rompimento no meio dos pilares do pavimento térreo, desencadeando movimentos e deslocamentos na estrutura. Por fim, no estágio (C), a estrutura entra em colapso total, perdendo sua capacidade de suporte e integridade estrutural.

FIGURA 5 – Colapso tipo zíper.

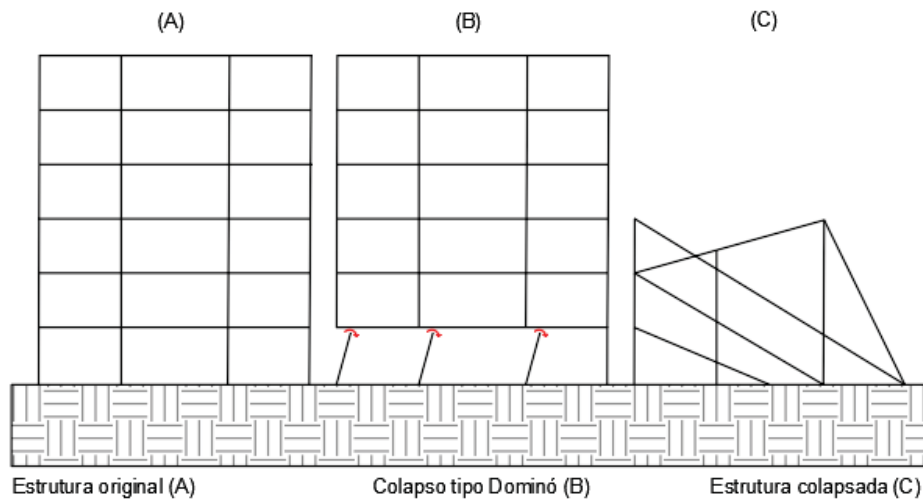


FONTE: Autor (2023).

O terceiro tipo, "dominó", é caracterizado por danos no ponto mais alto de um elemento vertical. Isso faz com que o elemento inicie uma rotação, desencadeando um colapso

em cascata em outros elementos da estrutura. A Figura 6 representa três estágios distintos do evento de colapso do tipo "dominó". No estágio (A), a estrutura está intacta e não sofreu danos significativos. No estágio (B), ocorre o rompimento no topo dos pilares do pavimento térreo, desencadeando movimentos de rotação e deslocamentos na estrutura. Por fim, no estágio (C), a estrutura entra em colapso total, perdendo sua capacidade de suporte e integridade estrutural.

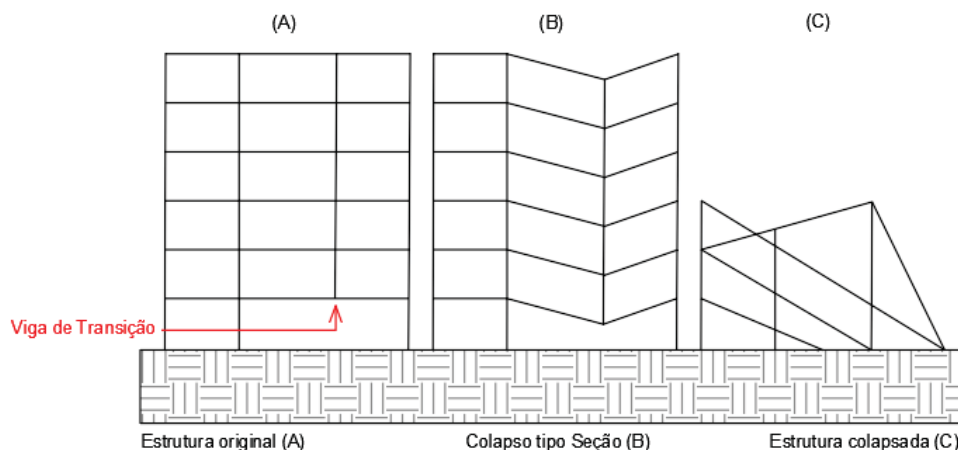
FIGURA 6 – Colapso tipo dominó.



FONTE: Autor (2023).

O colapso do tipo "seção" ocorre quando as vigas não conseguem suportar os esforços de flexão, resultando em seu colapso. Esse tipo de colapso é comumente observado em vigas de transição em estruturas. A Figura 7 ilustra três estágios diferentes do evento de colapso estrutural. No estágio (A), a estrutura encontra-se íntegra, e sua viga de transição não apresenta danos. Em seguida, no estágio (B), ocorre a falha da viga de transição, desencadeando movimentos e deslocamentos na estrutura. Finalmente, no estágio (C), a estrutura sofre um colapso total, perdendo completamente sua capacidade de suporte e integridade estrutural.

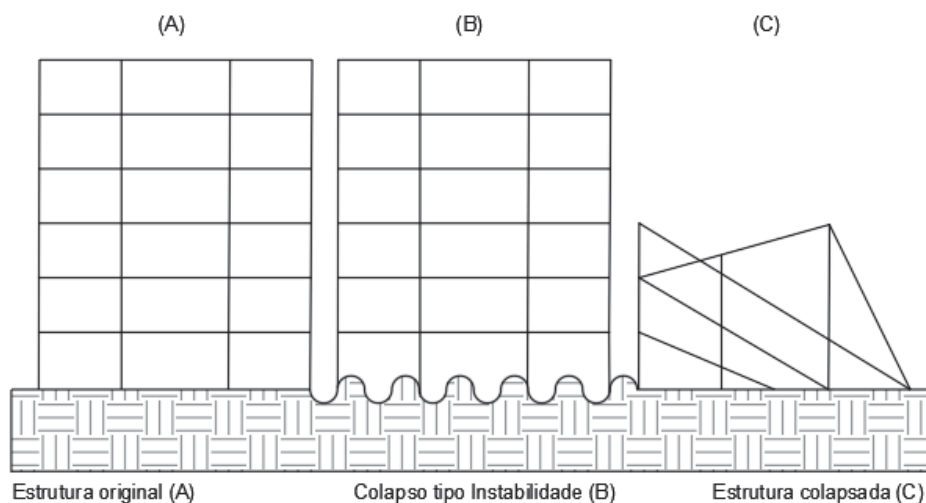
FIGURA 7 – Colapso tipo seção.



FONTE: Autor (2023).

O colapso por "instabilidade" é desencadeado por forças externas à edificação que perturbam sua estabilidade. Esse tipo de colapso é frequentemente associado a eventos sísmicos, nos quais a estrutura perde sua estabilidade devido às ações do terremoto. A Figura 8 representa três estágios distintos do evento de colapso estrutural. No estágio (A), a estrutura está íntegra, sem danos aparentes. Em seguida, no estágio (B), movimentos sísmicos provocam falhas na estrutura, resultando em deslocamentos e deformações significativas. Por fim, no estágio (C), a estrutura entra em colapso total, perdendo completamente sua capacidade de suporte e integridade estrutural. Essa representação visual destaca a progressão do colapso estrutural através desses estágios.

FIGURA 8 – Colapso tipo instabilidade.



FONTE: Autor (2023).

Por fim, o colapso "misto" envolve a combinação de um ou mais dos tipos de colapso mencionados acima, ocorrendo simultaneamente na estrutura. O principal objetivo dessa pesquisa de Starossek (2007) é fornecer um referencial que possa auxiliar futuros pesquisadores no desenvolvimento de medidas de segurança mais eficazes para prevenir e mitigar o colapso progressivo em estruturas.

Izzuddin et al. (2008) desenvolveram um método simplificado de avaliação de estruturas metálicas em colapso progressivo no caso de perda de pilares críticos para estabilidade. Foram utilizados modelos numéricos simplificados e macro modelos. Essa metodologia requer apenas respostas estáticas não lineares que consideram de forma simplificada os efeitos dinâmicos. Os autores levaram em consideração características importantes das estruturas como ductilidade, redundância, energia de absorção e robustez estrutural.

No mesmo ano, Vlassis et al. (2008) utilizaram o novo método simplificado desenvolvido por Izzuddin et al. (2008). O objetivo de Vlassis et al. (2008) foi demonstrar a aplicabilidade da metodologia por meio de um estudo de caso em uma estrutura mista de concreto e aço, analisada em dois cenários de perda de pilar. O primeiro cenário envolveu a remoção de um pilar periférico, e o segundo, a remoção de um pilar do canto. O estudo de caso demonstrou que

edifícios com estruturas mistas de aço e concreto podem ser propensos ao colapso progressivo iniciado por uma falha nos pilares.

Em sua pesquisa, Bao et al. (2008) conduziram análises de colapso progressivo em uma estrutura de concreto armado de dez pavimentos. Eles empregaram modelos numéricos em larga escala da estrutura, visando simular os efeitos e respostas das deformações relacionadas à remoção de um ou mais pilares do térreo. O software OpenSees de código aberto foi utilizado pelos pesquisadores para executar essas simulações, permitindo a avaliação dos macro modelos na reprodução das ações e mecanismos de transferência de forças. Dois tipos de modelos foram desenvolvidos: um com ligações apresentando comportamento elástico e outro com ligações exibindo comportamento inelástico. Os autores chegaram à conclusão de que as ligações inelásticas representam de maneira mais precisa o comportamento não linear associado à transferência de forças através das ligações viga-pilar.

Kim, Kim e An (2009) desenvolveram em sua pesquisa um software de elementos finitos utilizando alguns recursos do OpenSees. O objetivo do estudo era criar rotinas de análises dinâmicas não lineares para estruturas metálicas 2D, em que o colapso estrutural ocorria nos elementos estruturais e não em suas ligações. Para desenvolver o programa, foram utilizadas as recomendações da General Services Administration (GSA) para analisar os caminhos alternativos das cargas na estrutura.

Com o aumento da capacidade de processamento dos computadores, o pesquisador Kwasniewski (2010) desenvolveu em sua pesquisa um modelo numérico detalhado de toda a estrutura metálica de um edifício construído para testes de incêndio. O objetivo da pesquisa era realizar análises dinâmicas não lineares na estrutura utilizando as recomendações da GSA para descobrir quais parâmetros afetam o resultado final do colapso progressivo. Para isso, o autor utilizou o software de elementos finitos LS-Dyna.

Muitos pesquisadores utilizaram as recomendações da GSA para desenvolver seus trabalhos. Entre as recomendações exploradas está o método Tie Force (TF), que tem o objetivo de fornecer ligações adequadas entre os elementos estruturais para diminuir o risco de colapso estrutural. Os autores Li et al. (2011) desenvolveram um estudo numérico utilizando uma estrutura de concreto armado para analisar se o método TF era adequado para combater o colapso progressivo. Concluíram que essa metodologia era inadequada para aumentar a resistência de uma estrutura ao colapso progressivo.

Em 2012, os autores Helmy, Salem e Mourad (2012) avaliaram se as estruturas projetadas utilizando a norma ACI 318-08 teriam a capacidade de resistir ao colapso progressivo quando ocorresse a perda dos pilares de borda. Para isso, utilizaram o software Extreme Loading® for Structures (ELS), que utiliza o AEM para fazer a análise das estruturas. Os resultados mostraram que negligenciar as lajes ao analisar o colapso progressivo da estrutura pode resultar em uma resposta incorreta e antieconômica. Ao considerar as lajes em conjunto com a estrutura, a ação de membrana de tração desempenhou um papel significativo na resistência ao colapso. Concluíram que a ACI 318-08 não atende aos requisitos das diretrizes da Unified

Facilities Criteria (UFC).

À medida que as pesquisas numéricas sobre os efeitos do colapso progressivo em estruturas avançaram, houve a necessidade de validar os resultados dessas observações. Assim, os pesquisadores Kai e Li (2012a) desenvolveram um ensaio experimental com seis pórticos de concreto armado que seguiam as recomendações do DOD. No ensaio, foi retirado o pilar do canto da estrutura para investigar as respostas dinâmicas não lineares dos pórticos analisados, sem levar em consideração o efeito adicional de resistência proporcionado pelas lajes.

Os códigos internacionais de colapso progressivo são baseados em normas de terremotos. Vários estudos surgiram para analisar se estruturas que seguem as recomendações dessas normas conseguem suportar a perda de pilares em outras situações, como explosões em edifícios. Portanto, os pesquisadores Kai e Li (2012b) desenvolveram outro experimento que avaliou quatro subconjuntos de viga-pilar de uma estrutura de concreto armado de oito pavimentos, submetidos à perda repentina de um pilar no térreo. O estudo foi realizado para simular o comportamento de um edifício sem detalhamentos sísmicos que está sujeito ao colapso progressivo. A pesquisa também validou os resultados do modelo numérico do software ABAQUS, que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) em suas análises.

A pesquisa de Parisi e Augenti (2012) investigou um edifício de concreto armado de vários pavimentos em duas situações: a primeira, a estrutura foi projetada para resistir a terremotos, seguindo as recomendações da Eurocode 8 (EC8). Na segunda situação, a estrutura não foi dimensionada para ações sísmicas. O objetivo da pesquisa foi avaliar a importância das recomendações sísmicas na resistência à explosão das estruturas de concreto armado em áreas urbanas. Para isso, os autores utilizaram o software SAP2000 em três tipos de análise: Estático Linear, Estático Não-Linear e Dinâmico Não-Linear.

Com a intenção de avaliar o comportamento das estruturas de concreto armado em situações de colapso, os pesquisadores Helmy, Salem e Mourad (2013) realizaram um estudo analítico de um edifício de dez pavimentos em diferentes situações de perda de pilares: remoção de um pilar de canto, um pilar de borda, uma parede de cisalhamento de borda, pilares internos, uma parede de cisalhamento interna e uma parede de cisalhamento de canto. A estrutura foi projetada seguindo as recomendações do American Concrete Institute e as diretrizes da GSA, utilizando análises Dinâmicas Não-Lineares com o software Extreme Loading® for Structures. A pesquisa mostrou que as estruturas projetadas de acordo com a ACI 318-08 atendem às exigências da GSA.

Os pesquisadores Stoddart et al. (2013) realizaram um estudo analítico em pórticos de aço para estudar o comportamento da ligação viga-pilar sob os efeitos combinados de carga de tração e rotação em análises dinâmicas. Foram considerados dois métodos de modelagem das ligações: no primeiro método, as juntas (ligações) foram modeladas de forma convencional, considerando as mesmas molas axiais e rotacionais; no segundo método, as ligações foram modeladas usando uma mola rotacional não linear para simular a resposta do momento rotacional, além de uma mola horizontal para simular a deformação. Comparando os resultados das análises

ses, os autores concluíram que a metodologia convencional superestima em 20% a capacidade de carga, por não considerar os efeitos dinâmicos.

Fascetti, Kunnath e Nisticó (2015) criaram um modelo numérico de elementos finitos utilizando o software de código aberto Opensees para realizar análises estáticas e dinâmicas não lineares de um edifício de concreto armado. O objetivo foi avaliar a robustez da estrutura no momento do colapso progressivo e identificar os elos mais fracos da estrutura por meio de uma análise sequencial dinâmica não linear. A pesquisa identificou a sequência de remoção de pilares como um fator importante no combate ao colapso.

Para entender o comportamento das lajes de concreto armado em situações de retirada dinâmica dos pilares os autores Russell, Owen e Hajirasouliha (2015) realizaram um ensaio experimental com sete corpos de provas de lajes lisas. Foram observados nos testes as deflexões, os esforços de reação, deformação e as fissuras no concreto. Com ajuda de uma câmera de alta velocidade foi possível registrar o movimento dinâmico da estrutura no momento de retirada dos pilares. O experimento verificou que as lajes lisas tem a capacidade de redistribuir os esforços de forma eficaz após a retirada dos pilares, apesar de que grandes danos foram observados devido a flexão do elemento estrutural.

O colapso progressivo é um tema de estudo complexo e, para entender melhor as principais fontes de incertezas nas respostas dos caminhos alternativos de cargas em cenários de remoção repentina de pilares, os autores Arshian, Morgenthal e Narayanan (2016) desenvolveram análises de sensibilidade. O objetivo era compreender melhor a influência das modelagens não lineares na propagação de incertezas. Para esse estudo, foram utilizadas rótulas plásticas e diferentes níveis de cargas em análise dinâmica incremental não linear. A idealização estrutural proposta pelos autores mostrou-se eficiente para reduzir os custos computacionais em análises probabilísticas, especialmente quando são necessárias centenas de simulações para entender o comportamento da estrutura em um evento de colapso progressivo.

2.2 MECANISMO DE RESISTÊNCIA AO COLAPSO PROGRESSIVO

Durante a década de 70, muitas pesquisas foram realizadas para compreender o comportamento dos elementos estruturais de um edifício, porém, esses estudos não estavam diretamente relacionados ao colapso progressivo. Isso mudou com o estudo experimental proposto por Yu e Tan (2013a), que analisaram subconjuntos de viga-pilar de concreto armado em cenários de perda de pilares intermediários. Os pórticos foram projetados com detalhamentos sísmicos e não sísmicos, seguindo as recomendações da ACI 318-05. Durante os ensaios, observou-se o desenvolvimento de mecanismos de resistência, como a Ação de Flexão, Ação do Arco de Compressão (Compressive Arching Action - CAA) e Ação Catenária (Catenary Action

- CA). Os resultados experimentais foram validados utilizando o software Engineer's Studio, que emprega elementos finitos baseados em fibras.

Com o objetivo de estudar os efeitos da taxa de armadura e dos detalhamentos na região de ligação entre viga e pilar, Yu e Tan (2013b) realizaram um ensaio experimental no qual foram analisados seis subconjuntos de viga-pilar, com a remoção dos pilares intermediários. Os pórticos foram projetados com base nos detalhamentos utilizados no estudo anterior de Yu e Tan (2013a). Nesse experimento, foram observados os mecanismos de resistência de Ação de Flexão e CAA. Os autores concluíram que a ação do arco de compressão é mais relevante para a resistência dos pórticos de concreto armado.

Com o objetivo de compreender com mais detalhes o comportamento das estruturas de concreto armado quando os pilares de canto no térreo são removidos, os autores Kai e Li (2013) realizaram um teste experimental em sete subconjuntos de viga-pilar, seguindo as recomendações do Departamento de Defesa dos Estados Unidos (DOD). Foram analisadas as seguintes variáveis: variação da taxa de armadura transversal na região de ligação viga-pilar e o detalhamento de projeto sísmico. No teste experimental, a Ação de Flexão foi o mecanismo mais importante de resistência estrutural antes das falhas na ligação viga-pilar dos pórticos analisados.

Outro ensaio experimental realizado por FarhangVesali et al. (2013), em seis subconjuntos de viga-pilar de concreto armado com restrições longitudinais nas extremidades, revelou a importância da Ação do Arco de Compressão na resistência dos elementos estruturais. No experimento, as taxas de armadura e os arranjos dos estribos foram fundamentais para ativar o mecanismo de resistência. Além disso, os autores utilizaram um modelo numérico desenvolvido com Elementos Finitos pelos pesquisadores Valipour, FarhangVesali e Foster (2013) para investigar a Ação do Arco de Compressão em modelos de pórticos simples.

As estruturas compostas por vigas, pilares e lajes de concreto armado possuem uma resistência adicional contra o colapso progressivo, devido à contribuição das lajes. Para entender o mecanismo de trabalho desses elementos estruturais, os autores Dat e Hai (2013) estudaram dezesseis casos de remoção de pilares internos e externos, utilizando modelos numéricos criados com o software comercial DIANA, que utiliza o Método dos Elementos Finitos. A análise desses modelos destacou a importância dos mecanismos de resistência das lajes nas estruturas de concreto armado. Os resultados desses modelos foram validados com dados de ensaios experimentais realizados na Universidade Tecnológica de Nanyang, em Cingapura.

Os autores Keyvani, Sasani e Mirzaei (2014) também realizaram um experimento numérico para estudar os mecanismos de resistência das lajes de concreto armado com foco na Ação de Membrana de Compressão (AMC). Para investigar este mecanismo de resistência, os autores utilizaram o software comercial ABAQUS para modelar lajes que sofrem com a falha por punção após a retirada abrupta de um pilar. Foram utilizados dois parâmetros de estudo: o primeiro com o AMC trabalhando na laje e o segundo sem o AMC atuando no elemento estrutural. Para validar os resultados do modelo numérico os mesmos são comparados com os

dados de ensaios experimentais disponíveis. Os autores concluíram que a Ação de Membrana de Compressão é capaz de aumentar a resistência das lajes contra o colapso progressivo dos edifícios.

Os autores Keyvani, Sasani e Mirzaei (2014) também realizaram um experimento analítico para estudar os mecanismos de resistência das lajes de concreto armado, com foco na Ação de Membrana de Compressão (AMC). Utilizando o software comercial ABAQUS, eles modelaram lajes que sofrem falha por punção após a remoção abrupta de um pilar. Foram considerados dois parâmetros de estudo: o primeiro com a atuação da AMC na laje e o segundo sem a AMC no elemento estrutural. Os resultados do modelo analítico foram comparados com dados de ensaios experimentais disponíveis, e os autores concluíram que a Ação de Membrana de Compressão é capaz de aumentar a resistência das lajes contra o colapso progressivo em edifícios.

Estudos anteriores realizados pelos autores Yu e Tan (2010) destacaram a importância da Ação Catenária em pórticos de concreto armado. No entanto, não ficou claro se armaduras adicionais na estrutura como armadura de pele nas vigas funcionam efetivamente como tirantes capazes de desenvolver a Ação Catenária contra a falha estrutural. Para compreender melhor o funcionamento dessas armaduras, os pesquisadores Yu e Tan (2014) realizaram outro ensaio experimental com pórticos de concreto armado, simulando a perda de pilares em análises estáticas não lineares. Para a pesquisa, eles projetaram sete corpos de prova, sendo quatro deles com o detalhamento da ACI 318-05 e três com técnicas especiais de detalhamento para resistir ao colapso progressivo. Os autores concluíram que as armaduras adicionais contribuem para aumentar a resistência da estrutura e ativar a Ação Catenária nos corpos de prova.

Com o objetivo de entender o funcionamento da Ação de Flexão (Ação de Vierendeel), os pesquisadores Sagiroglu e Sasani (2014) investigaram as respostas estruturais de um edifício de concreto armado de sete pavimentos em quinze situações diferentes de remoção de pilares, utilizando o software comercial de Elementos Finitos SAP2000 em análises dinâmicas não lineares. A estrutura foi detalhada de acordo com as orientações da GSA e da ACI (2005). Os pesquisadores concluíram que a remoção de pilares nos pavimentos superiores tem maior probabilidade de causar o colapso da estrutura, pois a Ação de Flexão não consegue se desenvolver adequadamente.

Os autores Livingston et al. (2015) buscaram avaliar o potencial de colapso de uma estrutura de concreto armado de sete pavimentos, detalhada de acordo com as normas internacionais da GSA e UFC. Para isso, eles desenvolveram uma série de modelos de vigas utilizando o software de código aberto Opensees, alterando algumas características estruturais, como cargas, rigidez axial dos elementos, tensão de escoamento do aço e quantidade de reforço. Os resultados dos mecanismos de resistência obtidos com a técnica de modelagem das vigas foram validados por ensaios experimentais e análises de vigas de concreto armado submetidas a grandes deformações.

Os autores Brunesi et al. (2015) realizaram estudos para compreender o comporta-

mento dos mecanismos de resistência em edifícios de quatro pavimentos em concreto armado, projetados para cargas gravitacionais e sismos, de acordo com as Eurocodes 2 e 8. Eles utilizaram um software de elementos finitos de código aberto integrado com técnicas numéricas para simular a remoção de pilares no primeiro andar. Além das análises numéricas, os autores também quantificaram de forma probabilística, por meio de simulações de Monte Carlo, a fragilidade dos edifícios ao colapso progressivo.

No mesmo ano, os autores Kang e Tan (2015) estudaram os efeitos da Eurocode 2 no detalhamento das armaduras nas ligações viga-pilar de estruturas pré-moldadas, a fim de compreender o funcionamento dos mecanismos de resistência CAA e CA. Eles desenvolveram cinco corpos de prova nos quais as vigas e pilares pré-moldados eram conectados com concreto in loco para auxiliar os pórticos a desenvolverem os mecanismos de resistência. Os autores concluíram que os resultados experimentais reproduzem a resistência dos pórticos em condições de contorno rígidas, mas quando comparados com restrições laterais realistas, a capacidade da Ação Catenária e Ação do Arco de Compressão é superestimada.

O estudo realizado pelos autores Alogla, Weekes e Augustus-Nelson (2016) teve como objetivo melhorar o desempenho das estruturas de concreto armado por meio do reforço adicional de barras de aço na altura média da viga. Foram realizados testes quase estáticos em quatro corpos de prova, convertidos em uma representação dinâmica por meio de uma abordagem de balanço de energia para determinar a capacidade de carga de colapso final. Os resultados revelaram que o reforço adicional das vigas melhorou significativamente a ductilidade, principalmente no mecanismo de resistência do CAA em cenários de remoção de pilares.

Em relação à remoção de pilares de borda, os autores Lu et al. (2017) realizaram estudos para compreender a influência das lajes nesses casos. Eles desenvolveram cinco corpos de prova em escala reduzida de pórticos de concreto armado compostos por vigas, pilares e lajes, bem como quatro pórticos compostos apenas por pilares e vigas. Todos os corpos de prova foram projetados com armaduras para absorver eventos sísmicos. Os autores identificaram que as lajes contribuíram em 146% para o mecanismo de resistência do CAA e 98% para o mecanismo de catenária.

No estudo realizado por Lim, Tan e Lee (2017b), os autores investigaram a interação entre vigas, pilares e lajes em um sistema pórtico-laje para melhorar a resistência contra a remoção abrupta de pilares de canto e de borda. Foram desenvolvidos quatro corpos de prova para esse propósito. O estudo comprovou que, nos cenários de remoção de pilares de canto, as lajes melhoraram em 55% a capacidade de flexão do pórtico, enquanto na remoção de pilares de borda, as lajes contribuíram com 40% na capacidade de flexão do pórtico, destacando assim a importância das lajes nos sistemas estruturais.

No estudo conduzido pelos pesquisadores Pham, Tan e Yu (2017), foram realizadas análises numéricas em pórticos compostos por vigas e pilares sob condições simuladas de explosão. Para modelar os efeitos das explosões nos elementos estruturais, as equações de movimento da física foram incorporadas ao modelo numérico. Esses resultados foram posterior-

mente validados por meio de ensaios experimentais. Os resultados revelaram que, em situações de explosão do mundo real, a abordagem convencional de avaliação de colapso, que consiste na remoção de um único elemento estrutural, como recomendado pelos códigos internacionais, não é adequada para determinar o grau de colapso de um edifício nessas circunstâncias extremas. Os pesquisadores identificaram que o mecanismo de resistência mais significativo em tais condições de teste foi a ação de catenária. Mesmo quando a parte inferior da viga já estava danificada, esse mecanismo de resistência desempenhou um papel crucial na capacidade da estrutura de suportar as cargas resultantes da explosão.

O estudo realizado por Qian e Li (2017) teve como objetivo avaliar estruturas de concreto armado em situações dinâmicas de remoção de pilares. Foram desenvolvidos três exemplares de pórticos compostos por pilares, vigas e lajes. O primeiro exemplar foi submetido a um ensaio quase estático conhecido como "push-down" para guiar a análise do comportamento dos dois corpos de prova restantes, que foram submetidos a situações dinâmicas, seguidas de ensaio "push-down" para determinar a resistência final. Os pesquisadores concluíram que os únicos mecanismos de resistência que atuaram efetivamente em situações dinâmicas foram a ação de catenária nas vigas, juntamente com a ação de membrana de tração nas lajes.

No contexto brasileiro, mesmo que o estudo sobre o colapso progressivo em estruturas de concreto armado seja pouco aprofundado, a pesquisa de Ruthes (2020) propôs uma nova classificação do risco de colapso progressivo com base na ocupação da estrutura e levando em consideração as normas internacionais e brasileiras. A pesquisa também demonstrou o funcionamento das normas internacionais para uma estrutura de concreto armado dimensionada e verificada de acordo com a NBR 6118.

A revisão da literatura desempenhou um papel fundamental na orientação da minha pesquisa. Ao examinar a literatura existente sobre o tema, foi adquirido uma compreensão aprofundada dos conceitos, teorias e abordagens relacionados ao colapso progressivo em estruturas. Isso não apenas solidifica a base de conhecimento, mas também permite identificar lacunas no entendimento atual e áreas em que as pesquisas anteriores deixaram perguntas sem resposta.

Além disso, a revisão da literatura me familiarizou com os métodos, critérios e normas estabelecidos por organizações internacionais e pesquisadores renomados. Isso serviu como um guia valioso ao desenvolver e conduzir minha própria pesquisa. Com essa base sólida, pude planejar experimentos, coletar dados e analisar resultados de forma eficaz, garantindo que minha pesquisa contribuísse para o avanço do conhecimento na área do colapso progressivo de estruturas. O capítulo subsequente delinearé os principais conceitos associados ao colapso progressivo, promovendo, desse modo, aprimoramentos nas melhores práticas de projeto e construção.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo são apresentados os principais mecanismos de resistência ao colapso progressivo para duas classes de pórticos espaciais. O primeiro modelo de pórtico é composto por pilares, vigas e lajes, cujos mecanismos de resistência presentes são: Ação de Flexão (Ação de Vierendeel), Ação do Arco de Compressão e a transferência de carga de flexão para tração (Ação Catenária). O outro modelo de pórtico é constituído de pilares e lajes e apresenta os mecanismos de Ação da Membrana de Compressão e Ação da Membrana de Tração.

Desta maneira, também é exposta nesse capítulo a principal metodologia para avaliar os riscos de colapso progressivo em sistemas estruturais, tal como está descrito nas principais normas internacionais. Essa abordagem é conhecida como Método dos Caminhos Alternativos de Carga (MCAC) e tem o objetivo de promover a segurança das estruturas em algumas situações, por exemplo: a perda repentina de pilares ou vigas que tenham um papel fundamental para a estabilidade da edificação.

A dificuldade de realizar ensaios experimentais de estruturas em colapso progressivo fez com que as análises numéricas se tornassem o meio mais viável de aquisição de conhecimento neste campo de estudo, por esse motivo, o capítulo apresenta a forma pelo qual é realizada a modelagem computacional das estruturas exibindo a principal metodologia de análises de estruturas conhecida como Método dos Elementos Finitos (MEF).

3.1 MECANISMO DE RESISTÊNCIA AO COLAPSO PROGRESSIVO

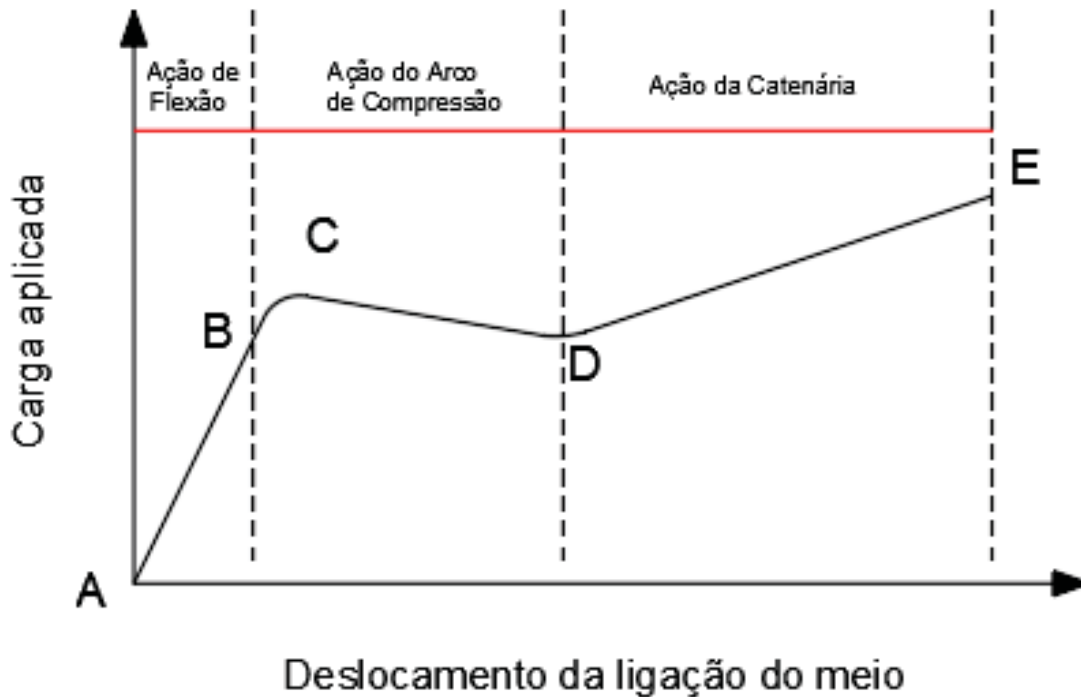
Nos cenários tradicionais de colapso progressivo, nos quais a estrutura perde um pilar importante, as vigas que encontram-se na região do dano começam a sofrer deslocamentos excessivos até que a capacidade de rotação fornecida pelo conjunto viga-laje ou viga-pilar do local se esgote. Desta forma, a perda repentina de pilares em estruturas de concreto armado em diversos casos não resulta em colapso total da estrutura, pois é possível que a edificação disponha de algum tipo de redundância para diminuir o risco deste evento acontecer. O mais comum é que os carregamentos se redistribuam para os pilares adjacentes (AZIM et al., 2020).

Os caminhos que os carregamentos realizam são construídos a partir de mecanismos secundários de transferência de cargas normais ou excepcionais, sendo eles: a ação de flexão, a transição de transferência de carga de flexão para tração (ação catenária) e ação do arco de compressão (LIM; TAN; LEE, 2017a; STAROSSEK; HABERLAND, 2010).

É possível mostrar através de uma curva simples de carga-deslocamento os três mecanismos de resistência ao colapso progressivo que atuam nas vigas após a retirada de pila-

res intermediários. Esses resultados foram obtidos através de inúmeros ensaios experimentais (ALSHAIKH et al., 2020). A Figura 9 mostra os estágios de resistência de uma viga até o colapso progressivo na estrutura.

FIGURA 9 – Mecanismo de Resistência.



FONTE: Adaptado de Alshaikh et al. (2020).

A Figura 9 apresenta no gráfico de força-deslocamento o comportamento das vigas após a perda repentina do pilar, a curva apresenta os três estágios de resistência estrutural. A primeira fase ocorre no intervalo definido entre os pontos A e B, é conhecida como Ação de flexão ou (Ação de Vierendeel), neste estágio a viga ainda dispõe de um comportamento elástico. O segundo mecanismo de resistência exibido na curva é a Ação de Arco de Compressão que está localizada entre os pontos B e D. A partir do ponto B, a viga entra na fase inelástica, na qual a carga aplicada à viga aumenta à medida que se aproxima do ponto C, esse ponto é onde ocorre a capacidade máxima de resistência do elemento estrutural ao colapso progressivo. À medida que o esforço diminui, o deslocamento aumenta, levando o comportamento da viga em direção ao ponto D, onde a capacidade de carga da viga diminui gradualmente devido à compressão e ao esmagamento do concreto na região. O último mecanismo de resistência ao colapso progressivo exibido na curva é a Ação Catenária e está localizado entre os pontos D e E, é nessa região que a força axial que ocorre na viga muda de compressão para a tração devido ao aumento nas deflexões verticais, gerando uma capacidade adicional para suportar as cargas (ALSHAIKH et al., 2020).

Nos casos de estruturas metálicas, a região B a D é onde encontra-se a capacidade máxima de resistência do elemento estrutural. À medida que se avança além do ponto C em

direção ao ponto D, a viga começa a perder sua capacidade de sustentação de carga, principalmente devido à rotação do elemento estrutural. É nessa fase que começam a surgir trincas na área de conexão das vigas e nos pontos de fixação dos parafusos. Esse estágio é crucial, pois marca o início do comprometimento estrutural, onde a integridade da viga começa a ser afetada, resultando em uma redução significativa de sua capacidade de suportar cargas. O fenômeno de trincas e deformações excessivas nessa região é um sinal claro de que a viga está se aproximando do colapso (QIN et al., 2016).

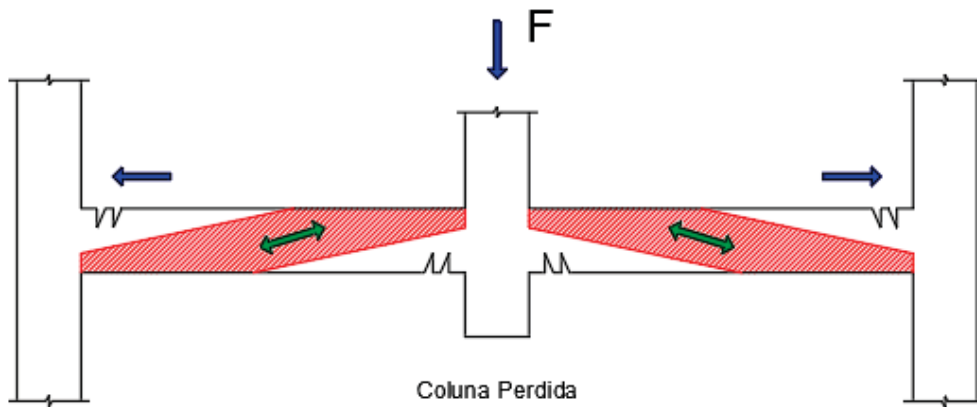
A seguir, são explicados detalhadamente todos os mecanismos de resistência identificados em estruturas de pórticos, sendo os principais mecanismos de resistência contra o colapso progressivo a Ação de Flexão conhecida com Ação de Vierendeel e a Ação de Arco de compressão (AZIM et al., 2020; SAGIROGLU; SASANI, 2014).

3.1.1 Ação de Flexão (Ação de Vierendeel)

A Ação de Flexão (Ação de Vierendeel) suporta o colapso progressivo através das ligações entre viga-pilar que resistem aos momentos fletores atuantes. Esta resistência à flexão ocorre quando os elementos estruturais estão adequadamente ligados, possibilitando que formem-se na estrutura esforços que irão resistir aos carregamentos verticais e aos grandes deslocamentos (AZIM et al., 2020).

A Ação de Vierendeel atua na estrutura acima dos pilares removidos, sendo iniciada quando ocorrem deslocamentos nas extremidades da viga provocando deformações com dupla curvatura. O edifício tem mais possibilidades de resistir ao colapso total se houver no mínimo dois pavimentos acima do pilar removido, dessa maneira, a ação de Vierendeel consegue se desenvolver de modo satisfatório (SAGIROGLU; SASANI, 2014). Na Figura 10 é demonstrado o comportamento dos esforços na viga no momento que a ação de flexão é acionada na estrutura após a estrutura perder um pilar.

FIGURA 10 – Ação de Vierendeel.



FONTE: Adaptado de Alshaikh et al. (2020).

Os cenários de remoção de pilares nos últimos andares dos edifícios tem a maior probabilidade de causar colapso total da estrutura, uma vez que a ação de flexão não consegue se desenvolver. Nos experimentos realizados por diversos pesquisadores as estruturas suportaram o colapso progressivo sem sofrer grandes deslocamentos, quando a maior parte dos esforços é resistida pela ação de Vierendeel e pela interação força-momento de compressão axial (SAGIROGLU; SASANI, 2014).

Desta forma, após ultrapassar a fase de Ação de Flexão a estrutura começa a trabalhar na etapa de Ação do Arco de Compressão que é considerada um dos principais mecanismos de transferência de esforços, principalmente quando a viga está recebendo carregamentos extremos associados a perda do pilar (VALIPOUR; FARHANGVESALI; FOSTER, 2013).

3.1.2 Ação do Arco de Compressão

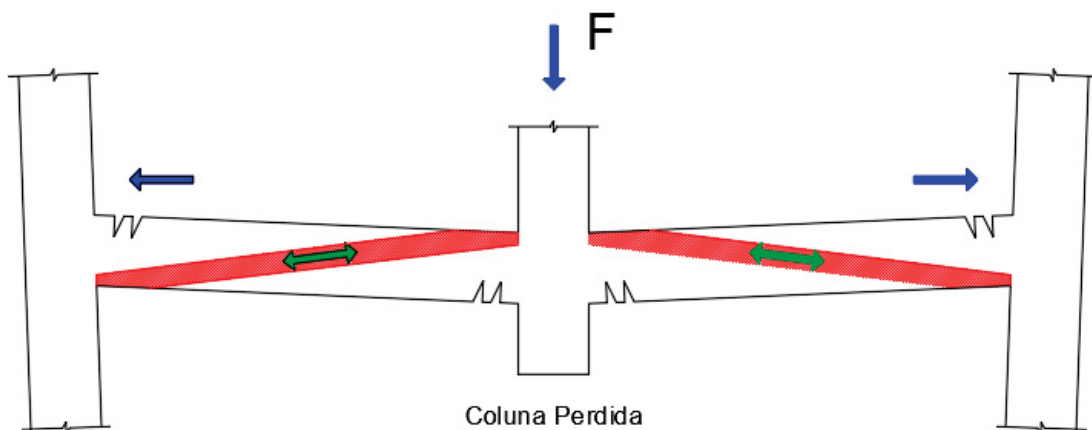
A Ação de Arco de Compressão, do inglês Compressive Arching Action (CAA), é considerado um mecanismo crítico de transferência de esforços que tem como objetivo diminuir a vulnerabilidade da edificação de concreto armado no momento que ocorre colapso progressivo. Ao comparar com a Ação de Flexão, o CAA tem uma grande capacidade de resistir aos eventos de colapso progressivo, em virtude de seus benefícios como o aumento da capacidade de flexão e robustez das vigas e a redistribuição dos esforços para os demais elementos (XI et al., 2022; ALSHAIKH et al., 2020; FARHANGVESALI et al., 2013).

As vigas normalmente trabalham como elementos de flexão e suportam tais esforços. Contudo, após ser removido um pilar de sustentação as trincas começam a aparecer no lado em que a viga está sofrendo tração, e a medida que os danos se multiplicam o eixo neutro da viga tem a tendência de se deslocar em direção às fibras comprimidas, o que gera um prolongamento axial no elemento. O resultado desse deslocamento do eixo neutro produz deformações

de tração no meio da seção da viga. Assim, se a viga não apresentar restrições laterais nas suas extremidades, a mesma se expande conforme vai aumentando o dano. Entretanto, se forem fornecidas restrições horizontais apropriadas nas ligações viga-pilar, o prolongamento da viga auxilia no combate dos novos esforços provocados pelo colapso do pilar (AZIM et al., 2020; XIAO; HEDEGAARD, 2018; ARSHIAN; MORGENTHAL; NARAYANAN, 2016; VALIPOUR; FARHANGVESALI; FOSTER, 2013; KAZEMI; SASANI, 2010).

As propriedades das vigas, incluindo suas seções transversais (relação entre vão e profundidade), a resistência do concreto, a disposição de armaduras longitudinais e transversais, bem como as restrições laterais presentes nas conexões viga-pilar, desempenham um papel crucial no desenvolvimento da Ação de Arco de Compressão CAA e da Ação Catenária. Esses elementos influenciam diretamente a capacidade da estrutura de resistir a cargas e deformações significativas (ALSHAIKH et al., 2020; XIAO; HEDEGAARD, 2018; SAGIROGLU; SASANI, 2014; VALIPOUR; FARHANGVESALI; FOSTER, 2013). A Figura 11 apresenta o desenvolvimento da Ação do Arco de Compressão em um pórtico composto de vigas e pilares.

FIGURA 11 – Ação do Arco de Compressão.



FONTE: Adaptado de Alshaikh et al. (2020).

O arqueamento que ocorre na viga é um dos mecanismos mais importantes para melhorar a resistência da estrutura ao colapso progressivo, principalmente em cenários pelos quais ocorrem um aumento do carregamento relacionado à perda de pilares. Além disso, os efeitos de arqueamento melhoram a resistência das lajes em concreto armado (VALIPOUR; FARHANGVESALI; FOSTER, 2013). Para estudar os efeitos do arqueamento algumas suposições podem ser feitas com relação ao seu desenvolvimento nas vigas, sendo elas:

- A resistência à flexão é assumida como independente das forças axiais aplicadas no elemento estrutural, embora a resistência à flexão de um elemento em concreto armado aumente com a atuação de esforços normais, como o de protensão aplicados na estrutura. Nos estudos de CAA a resistência à flexão é calculada considerando que as forças axiais são nulas. As forças de compressão que estão sendo desenvolvidas durante o processo de arqueamento de compressão não ultrapassam a linha neutra da

viga, conseqüentemente essa hipótese se torna conservadora (XIAO; HEDEGAARD, 2018);

- Pressupõe que a viga rotacione como um elemento rígido com rótulas nas suas extremidades no momento que está ocorrendo a ação do arco de compressão. A rotação do elemento estrutural é considerada igual à rotação plástica média entre as extremidades da viga. O CAA não se desenvolve até que ocorra a articulação plástica em pelo menos uma extremidade da viga. A ação do arco de compressão ocorre nos elementos estruturais que dispõem de um alto grau de detalhamento das armaduras (XIAO; HEDEGAARD, 2018). É possível que estruturas que dispõem de armaduras descontínuas e seções não dúcteis consigam desenvolver o CAA. Para fazer um estudo adequado, deve-se supor que as seções da extremidade da viga giram como uma rótula verdadeira sem um momento aplicado, como forma de preservar a geometria correta do elemento estrutural no momento do arqueamento (STINGER; ORTON, 2013 apud XIAO; HEDEGAARD, 2018);
- A capacidade que a viga tem de suportar os esforços pela ação do arco de compressão é função da sua seção de concreto e da geometria de rotação que o elemento apresenta, já que as armaduras de compressão e tração não suportam cargas axiais de compressão (XIAO; HEDEGAARD, 2018).

Embora os edifícios sejam compostos principalmente por pilares, vigas e lajes, é importante destacar que as contribuições de resistência das lajes, embora significativas, geralmente não são consideradas na análise da Ação do Arco de Compressão. Isso ocorre devido à forma como as lajes estão conectadas aos elementos estruturais verticais, como pilares e vigas, e à maneira como a redistribuição de cargas ocorre durante eventos de colapso progressivo. A análise costuma focar mais nas vigas e pilares, que desempenham papéis mais proeminentes na resistência estrutural em situações críticas. Isso faz com que as estruturas ultrapassem facilmente esse mecanismo de resistência em direção ao mecanismo da ação catenária conhecido também como transferência de cargas de flexão para tração (XIAO; HEDEGAARD, 2018).

3.1.3 Transferência de carga de flexão para tração (Ação Catenária)

A Ação Catenária, do inglês Catenary Action (CA), pode ser descrita como a redistribuição dos carregamentos de gravidade através das vigas que estão sofrendo com deformações excessivas provenientes da tração axial que acontece após a retirada do pilar (SAGIROGLU; SASANI, 2014).

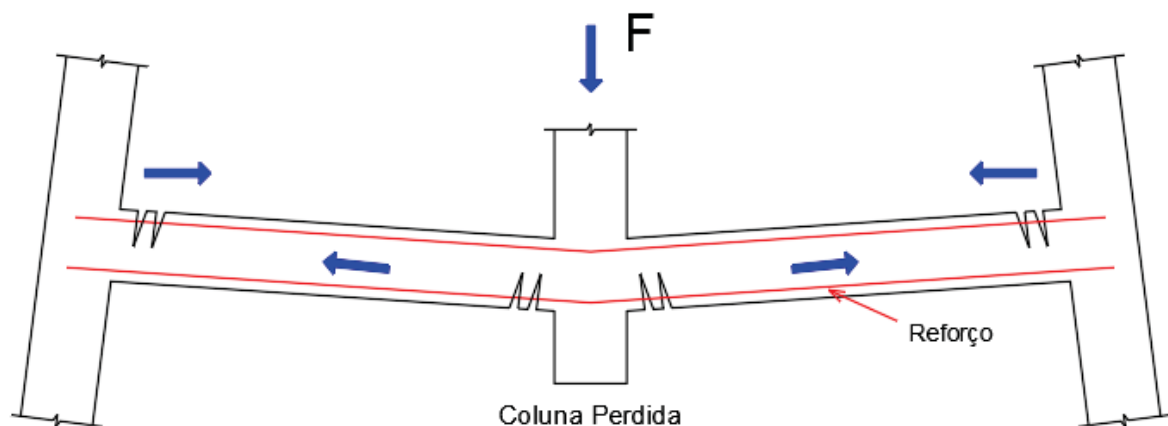
Quando ocorrem nas vigas as grandes deformações, ou seja, quando o estágio de plasticidade da viga é atingido, as restrições laterais nos extremos das vigas provenientes das

armaduras adequadamente ancoradas introduzem forças de tração que se sobrepõem às forças de compressão da ação de arqueamento. A consequência deste esforço de tração permite que a Ação Catenária seja mobilizada aumentando o suporte de cargas verticais (AZIM et al., 2020; XIAO; HEDEGAARD, 2018; FASCETTI; KUNNATH; NISTICÓ, 2015).

A Ação Catenária tem a finalidade de alcançar uma condição de equilíbrio estrutural alternativa, melhorando desta forma a resistência da estrutura e aumentando a capacidade de deformação dos elementos estruturais, além da capacidade de flexão. Todavia, o desenvolvimento do CA depende muito da capacidade que a viga tem de rotacionar e o grau de restrição horizontal da estrutura adjacente (WANG; KANG, 2019; LIM; TAN; LEE, 2017a; YU; TAN, 2013b; YU; TAN, 2010).

A Ação Catenária pode ser considerada a última defesa para diminuir os riscos ou prevenir que ocorra o colapso progressivo nas estruturas de concreto armado. Para ativar o CA o deslocamento vertical no lugar em que ocorreu a perda do pilar deve ultrapassar a altura da viga (ALSHAIKH et al., 2020; ALOGLA; WEEKES; AUGUSTHUS-NELSON, 2016). Tal colocação é discutível pelo fato do início do CA ser influenciado pela profundidade e comprimento da viga e pela tração e compressão que as armaduras sofrem (XIAO; HEDEGAARD, 2018). A Figura 12 demonstra a ação catenária que ocorre em um pórtico composto de viga e pilar.

FIGURA 12 – Ação Catenária.



FONTE: Adaptado de Alshaikh et al. (2020).

Para que a Ação Catenária tenha um ótimo desenvolvimento os elementos em questão devem dispor de uma boa resistência à tração e ductilidade, que é na maioria das vezes determinada por um bom detalhamento das armaduras longitudinais (REGAN, 1975 apud ALOGLA; WEEKES; AUGUSTHUS-NELSON, 2016). Para Dat e Hai (2013, p. 107) “no entanto, deve-se notar que a ação catenária é eficaz na prevenção do colapso progressivo, se e somente se a restrição lateral de elementos de contorno adjacentes for adequada.”

Para Xiao e Hedegaard (2018) há algumas suposições que podem ser feitas referentes ao desenvolvimento da ação catenária nas estruturas, sendo elas:

- Presume que a ação catenária nunca vá ocorrer em conjunto com a ação do arco de

compressão, pois a seção do elemento estrutural tem uma reserva de resistência de compressão ou tração;

- Quando o alongamento axial que ocorre na viga acima do pilar removido é considerado nulo. Essa suposição é importante para a compreensão do comportamento do mecanismo de ação catenária durante o colapso progressivo. Isso significa que, de acordo com esse modelo, não há extensão ou encurtamento significativo na viga em questão, mas sim uma redistribuição das forças e cargas para manter o equilíbrio da estrutura após a remoção do pilar.
- Todas as rotações no mecanismo de ação catenária são consideradas rotações plásticas, e as deformações elásticas são consideradas desprezíveis.

Em estruturas que consistem principalmente em pilares e lajes, os mecanismos de resistência da Ação de Arco de Compressão e Ação Catenária também desempenham um papel fundamental. Esses mecanismos operam diretamente nas lajes da estrutura e são comumente referidos como Ação de Membrana de Compressão e Ação de Membrana de Tração, respectivamente (AZIM et al., 2020).

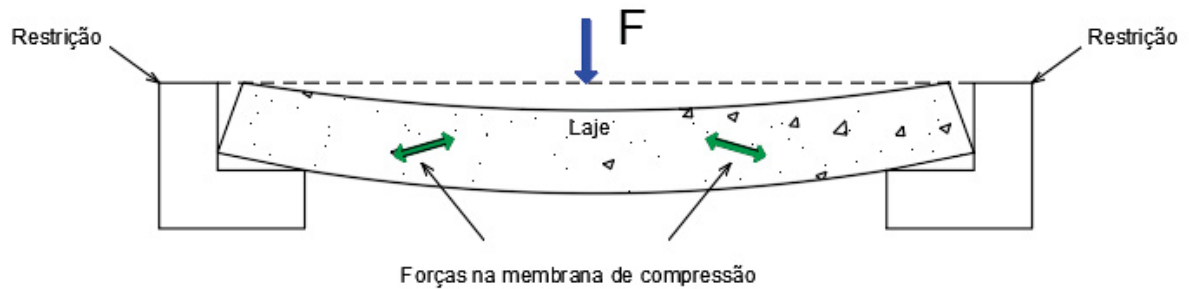
3.1.4 Ação de Membrana de Compressão em Lajes

Nas estruturas de concreto armado as lajes estão sempre presentes, e os seus esforços podem ser descarregados em uma direção (lajes pré-fabricadas) ou em ambas as direções (lajes maciças). Esses elementos estruturais desempenham uma grande função para reduzir os riscos de colapso progressivo em edifícios. Isso ocorre, porque em uma eventual perda repentina de um pilar as lajes ajudam os pilares remanescentes a suportar as cargas da estrutura desenvolvendo dois mecanismos de resistência complexos, sendo eles: Ação de Membrana de Compressão (AMC) e a Ação de Membrana de Tração (AMT) durante estágios de pequenas e grandes deformações respectivamente (AZIM et al., 2020).

O termo Ação de Arco de Compressão é utilizado no arqueamento das vigas restritas ou em laje com uma única direção, enquanto Ação de Membrana de Compressão é empregado para lajes que descarregam os seus esforços em duas direções (AZIM et al., 2020; LU et al., 2015).

No momento da retirada de um pilar na estrutura as lajes começam a sofrer pequenas deformações, isso ocorre porque há uma mudança na direção em que atua o momento fletor e as forças verticais de compressão fazendo com que ocorra a ativação da AMC (AZIM et al., 2020), sendo demonstrado na Figura 13.

FIGURA 13 – Ação da Membrana de Compressão.



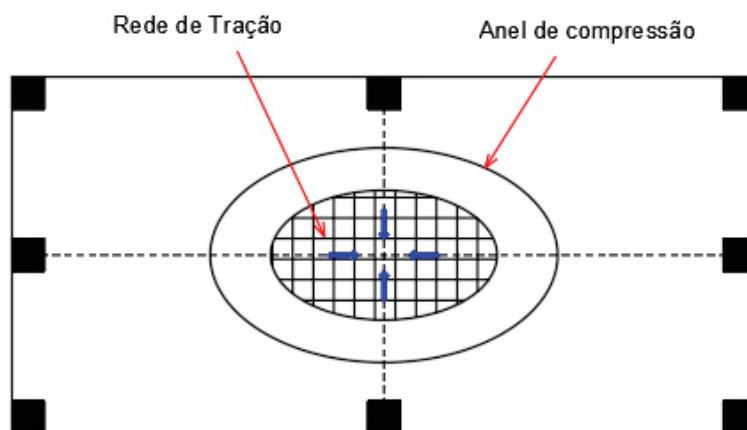
FONTE: Adaptado de Azim et al. (2020).

Quando a laje não estiver restringida nas extremidades (exemplo de uma laje que está somente apoiada sem qualquer restrição ou vinculação) a AMC não consegue se desenvolver, visto que as lajes não conseguem produzir empuxos de compressão que aumentam consideravelmente a capacidade dos elementos nas regiões críticas (REN et al., 2016).

3.1.5 Ação de Membrana de Tração em Lajes

Quando os deslocamentos da AMC ultrapassam a profundidade da laje, as forças de compressão atuantes na mesma transformam-se em tração e a laje entra em mecanismo da Ação de Membrana de Tração (AMT). Quando ocorrem as grandes deformações nas lajes, as armaduras redistribuem os esforços formando o AMT e isso eleva a resistência das lajes no momento que está ocorrendo o colapso progressivo conforme é mostrado na Figura 14 (AZIM et al., 2020).

FIGURA 14 – Ação da Membrana de Tração.



FONTE: Adaptado de Azim et al. (2020).

Segundo Dat e Hai (2013) estudos demonstram que na região central das lajes ocorre uma concentração de esforços de tração na membrana que são mobilizados por causa da participação da armadura da viga e das armaduras do topo da laje. Quando as armaduras são tracionadas no centro da laje, o aço localizado nessa região tem a capacidade de resistir as grandes deformações se caso forem fornecidas restrições laterais adequadas nas bordas da laje (AZIM et al., 2020).

Os mecanismos de resistência ocorrem em todas as estruturas que apresentam capacidade de redistribuir os esforços em situações de perda de elemento estrutural. Desta maneira, muitos códigos de obras internacionais apresentam métodos de redistribuição de esforços como a principal metodologia de projeto para evitar o colapso progressivo das edificações. O mais comum e tradicionalmente aceito entre essas metodologias é o Método do Caminho Alternativo das Cargas (AZIM et al., 2020).

3.2 MÉTODO DO CAMINHO ALTERNATIVO DAS CARGAS

Os procedimentos gerais das normas internacionais do General Services Administration (GSA) e do Unified Facilities Criteria (UFC) têm a finalidade de diminuir os riscos de colapso progressivo em estruturas de concreto e aço, através de duas abordagens, sendo elas os métodos de projetos direto e os indiretos (ALSHAIKH et al., 2020; LIM; TAN; LEE, 2017a).

Os métodos indiretos de projeto têm como objetivo fornecer às estruturas um nível mínimo de conectividade, resistência e ductilidade entre os elementos estruturais da edificação, sem requerer nenhuma análise estrutural detalhada, sendo amplamente utilizados no cotidiano. Já o método direto de projeto também conhecido como Método dos Caminhos Alternativos de Carga (MCAC) tem como finalidade habilitar a estrutura nos casos de colapso desproporcional e determinar se o dano inicial vai se propagar entre os elementos restantes. O MCAC possui três estágios para resistir ao colapso estrutural em pórticos de concreto armado e estruturas metálicas, sendo eles: Ação Flexural (ou Vierendeel), Ação do Arco de Compressão e, por fim, a Ação de Catenária (ALSHAIKH et al., 2020; LIM; TAN; LEE, 2017a; YU; TAN, 2013b; ELLINGWOOD et al., 2007).

Os caminhos alternativos de cargas da abordagem do MCAC oferecem a possibilidade para que os carregamentos sejam transmitidos de um ponto de aplicação para um ponto de resistência, desta forma, viabilizando a redistribuição das forças de um suporte defeituoso para um elemento estrutural com poucos esforços, evitando assim, que os danos se propaguem para o restante da estrutura (STAROSSEK; HABERLAND, 2010).

Por consequência da redistribuição de esforços o MCAC faz uma ótima avaliação da resistência ao colapso da estrutura quando são retirados pilares críticos de suporte de carga.

Entretanto, o MCAC não consegue fornecer os locais dos danos nos elementos estruturais e a proximidade da falha do sistema, visto que um edifício que dispõe do MCAC ainda é capaz de estar perto de um colapso (FASCETTI; KUNNATH; NISTICÓ, 2015).

Apesar das análises que utilizam o MCAC reproduzirem de forma simples a falha local com a remoção repentina de um pilar na estrutura, a abordagem é considerada um método de análise eficiente para avaliar o risco de colapso progressivo utilizando poucos recursos computacionais. O MCAC também é indiretamente fornecido pelos projetos estruturais comuns, visto que a maioria das normas de estruturas de concreto visam fornecer o mínimo de conectividade, resistência e ductilidade entre os elementos estruturais (FENG et al., 2021; STAROSSEK; HABERLAND, 2010).

Por ser uma abordagem utilizadas em projeto comuns não é necessário saber qual evento (acontecimento imprevisto; eventualidade) causará a falha do elemento estrutural. Deste modo, a técnica se torna uma abordagem independente de ameaças (sinal, manifestação que leva a acreditar na possibilidade de ocorrer um evento) e se limita a condições de carregamentos excepcionais que podem causar danos à edificação. Os resultados do MCAC dependem da metodologia de análise utilizada para a verificação da estrutura (ELLINGWOOD et al., 2007).

O método do caminho alternativo de cargas segue a filosofia do Projeto de Carga e Fator de Resistência, do inglês Load and Resistance Factor Design (LRFD) que emprega um fator de redução de resistência em todos os componentes da estrutura, incluindo as suas conexões. Esse fator de redução é responsável por reduzir as incertezas que podem ocorrer na estrutura por materiais inadequados, erros de construção, falhas de projetos e outros problemas que a estrutura possa apresentar. O método também segue as recomendações da American Society of Civil Engineers (ASCE) para eventos extraordinários. Para fazer a análise pelo método as normas da UFC e GSA utilizam três procedimentos, sendo eles: Estático Linear, do inglês Linear Static Procedure (LSP), Estático Não-Linear, do inglês Nonlinear Static Procedure (NSP) e Dinâmico Não-Linear, do inglês Nonlinear Dynamic Procedure (NDP) (MARCHAND et al., 2016; GSA, 2016). Para Ellingwood et al. (2007) também pode ser empregada a análise Dinâmica Linear.

Para explicar a metodologia do MCAC, a seguir serão apresentados alguns itens importantes das normas internacionais da GSA (2016) e de Marchand et al. (2016), sendo eles, o procedimento de retirada de pilares, critérios de classificação e as metodologias de análises.

Para facilitar a compreensão, apresenta-se a seguir uma lista de termos técnicos comumente utilizados pela GSA que serão empregados no texto. Esses termos são frequentemente empregados para descrever conceitos relacionados ao colapso progressivo e à análise estrutural:

Ω_N – Fator de amplificação dinâmico;

Ω_{LD} – Fator de majoração para ações controladas por deformações

Ω_{LF} – Fator de majoração para ações controladas por forças

Φ – Fator de redução de resistência do material

θ_y – Ângulo de rotação no início do escoamento

θ_{pra} – Ângulo de rotação plástica

- D – Carregamentos permanentes
- f_{ye} – Resistência de escoamento de cálculo
- G – Cargas por gravidade
- G_N – Cargas verticais majoradas no procedimento estático não-linear
- G_{LD} – Cargas majoradas controladas por deformações
- G_{LF} – Cargas majoradas para as ações controladas por forças
- G_{ND} – Cargas verticais majoradas no procedimento dinâmico não-linear
- L – Carregamentos variáveis
- m – Fator de redução de resistência
- m_{LIF} – O menor fator de redução de resistência
- Q – Força média do elemento
- Q_{CE} – Resistência do elemento
- Q_{CL} – Limite de força inferior
- Q_{UDLIM} – Forças e momentos internos
- Q_{UD} – Forças controladas por deformações
- Q_{UF} – Ação controlada por forças
- S – Carga de neve
- Z – Módulo plástico da seção do elemento estrutura

3.2.1 Remoção dos elementos de suporte de carga

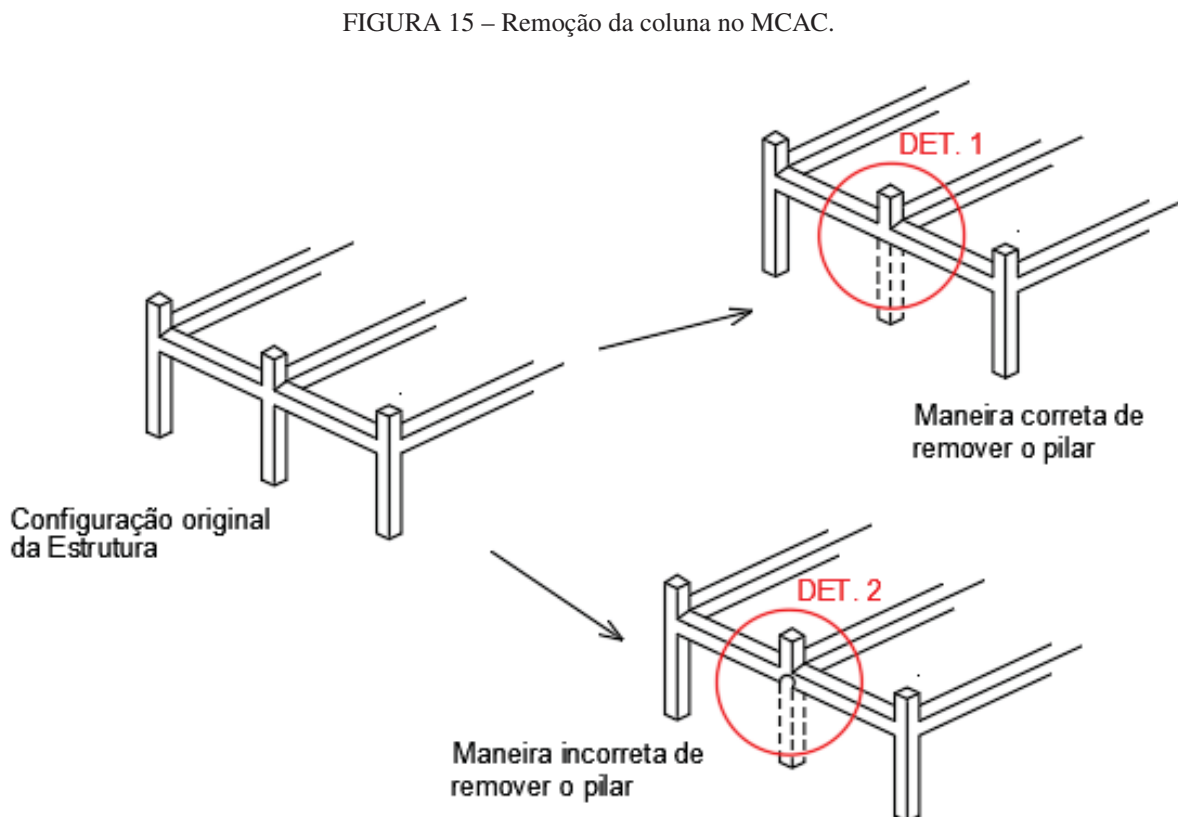
Os fundamentos do caminho alternativo das cargas na estrutura são simples, uma vez que na prática para analisar o trajeto dos esforços que ocorrem nas edificações é necessário fazer uma série de simplificações e superposições. Entre essas simplificações, está a retirada de suportes de cargas que irão gerar na estrutura diferentes níveis de robustez. Desta forma, para o modelo matemático reproduzir as respostas estruturais adequadas o projetista precisa classificar a estrutura por critérios de desempenho que levam em consideração a não linearidade do material e os efeitos de deformação da estrutura (ADAM et al., 2018).

As análises de remoção de suportes de cargas no caminho alternativo de cargas, consideram o risco que a estrutura tem de sofrer a perda repentina dos pilares. O GSA (2016) utiliza o Processo de Gerenciamento de Riscos da Interagency Security Committee (ISC), para classificar os níveis de segurança das instalações, do inglês Facility Security Levels (FSL) que a estrutura tem que dispor no projeto de colapso progressivo. As classificações feitas no FSL englobam as estruturas em cinco categorias. Por sua vez, as escolhas dessas categorias levam em consideração alguns fatores, tais como a sua atratividade como alvo, seu valor e criticidade (GSA, 2016).

Os edifícios que se enquadram nos níveis de segurança I e II não requerem a elaboração de projetos de colapso progressivo, independentemente do número de andares. Geralmente, essas estruturas são utilizadas para fins residenciais e comerciais, não possuindo um papel estratégico crucial para o governo. Em contrapartida, as edificações com quatro pavimentos ou mais, classificadas nas categorias III, IV e V, necessitam de projetos de colapso progressivo devido ao potencial risco que a remoção de um pilar pode representar para a integridade da estrutura. Essas estruturas são aquelas em que um colapso pode resultar em impactos significativos ou ameaçar a operação governamental.

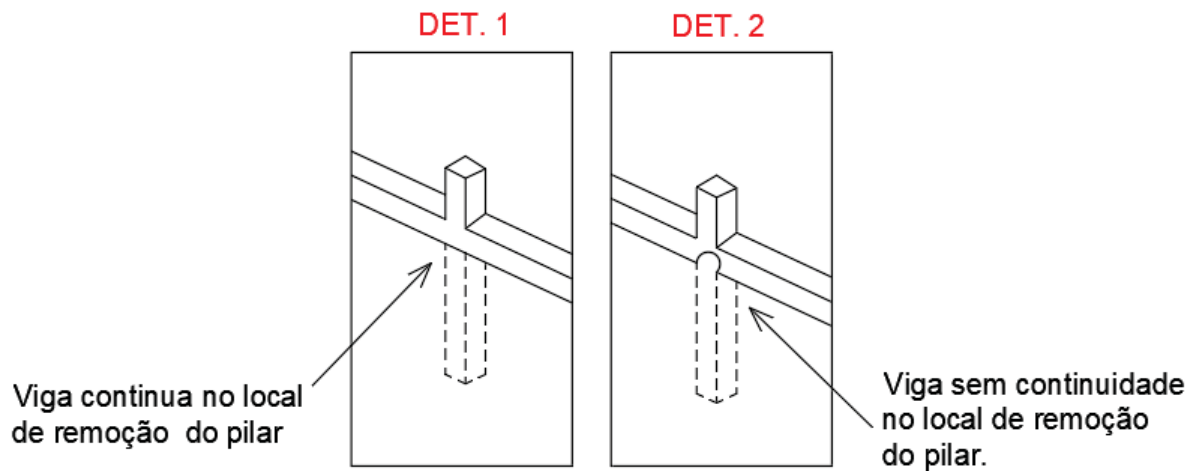
Nesses casos específicos, é imprescindível seguir as diretrizes estabelecidas na seção 3.2.9 da norma GSA (2016), que determina os locais específicos para a remoção dos pilares. As estruturas que encontram-se no nível III e IV devem ter os elementos removidos no primeiro andar ao nível do solo, e todos os elementos em pavimentos subterrâneos que não tenham acesso controlado ao público. Para o nível V os elementos internos e externos de cada piso devem ser removidos (GSA, 2016).

Quando forem removidos pilares externos e internos da edificação para analisar o caminho alternativo, deve-se considerar a continuidade da viga ao longo da coluna removida. Um exemplo de remoção de suporte vertical correto está indicado nas Figuras 15 e 16 (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).



FONTE: Adaptado do Marchand et al. (2016).

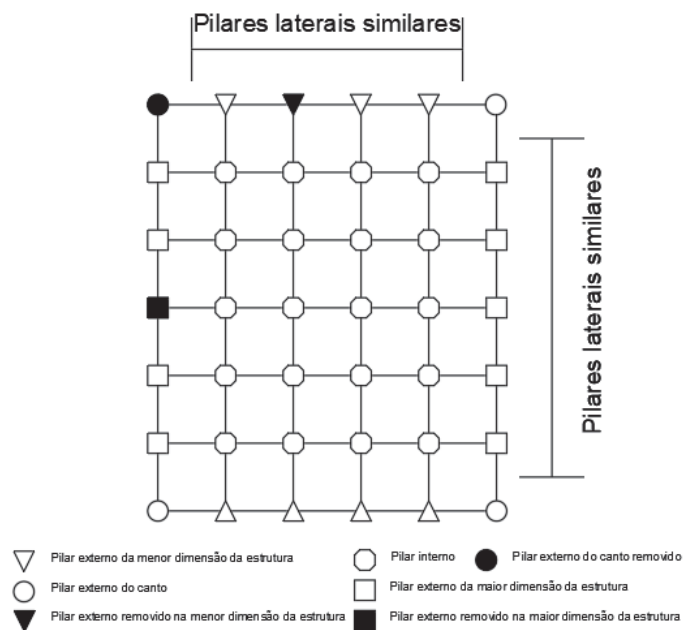
FIGURA 16 – Detalhes 1 e 2 da remoção da coluna no MCAC.



FONTE: Adaptado do Marchand et al. (2016).

Segundo a GSA a retirada dos pilares externos da estrutura deve ocorrer nos pontos próximos ao meio do lado mais curto do edifício, próximo ao meio do lado mais longo e nos cantos da estrutura conforme a Figura 17. Para os cantos externos de edifícios, cujo sistema estrutural é alvenaria estrutural, deve ser retirado um comprimento livre de H em cada direção, o qual H é a altura do pavimento. Devem ser removidos suportes que o engenheiro considera importante para a estabilidade da estrutura, como exemplo: elementos estruturais que tenham qualquer categoria de descontinuidade de cargas (elementos de transferência de cargas), e elementos estruturais que encontram-se em locais de mudança de geometria da estrutura. Cada análise deve ser feita retirando um elemento estrutural por vez (GSA, 2016).

FIGURA 17 – Localização dos pilares externos removidos.

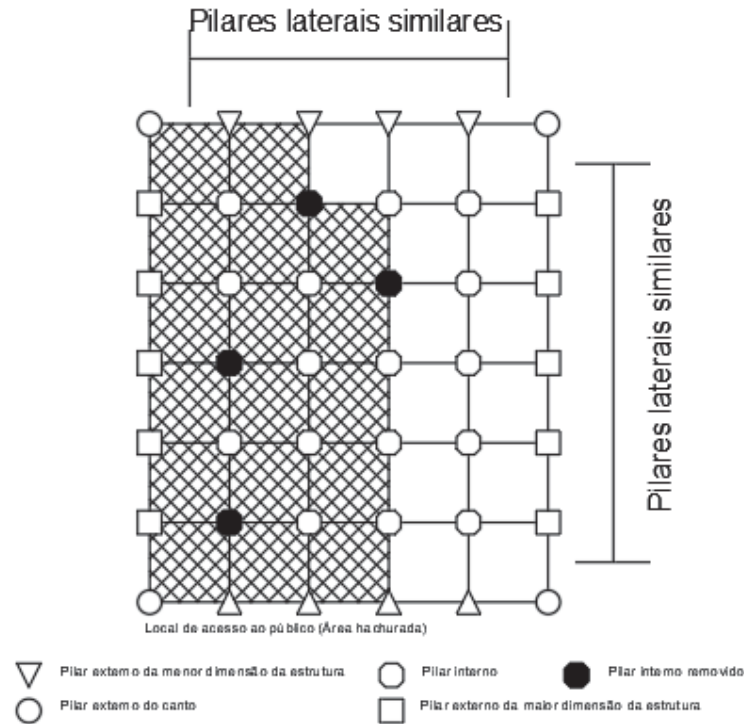


FONTE: Adaptado do Marchand et al. (2016).

A retirada dos pilares no interior das estruturas que possuem estacionamentos subter-

râneos e não tenham acesso controlado ao público deve ocorrer da mesma forma que a retirada dos pilares externos e está apresentado na Figura 18 (GSA, 2016).

FIGURA 18 – Localização dos pilares internos removidos.

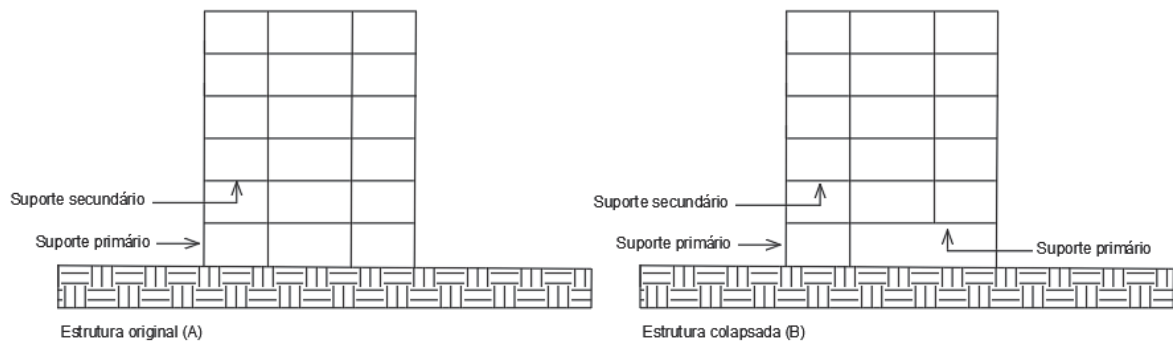


FONTE: Adaptado do Marchand et al. (2016).

3.2.2 Elementos de suporte primários e secundários de carga

Após a retirada dos pilares no caminho alternativo das cargas o projetista deve fazer a classificação desses elementos estruturais. Os códigos têm como recomendação classificar esses elementos como primários ou secundários. Os elementos que tem a finalidade de resistir ou redistribuir os esforços em evento de colapso progressivo da estrutura são conhecidos como primários. O restante dos elementos são tidos como secundários. Em estruturas metálicas os pilares e vigas são os principais suportes de cargas, mas após ocorrer a retirada repentina do pilar, a ação de flexão e Ação de Arco de Compressão que ocorre nas vigas no momento da retirada do pilar faz com que elas se tornem elementos primários (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016). A Figura 19 apresenta um exemplo de como fazer a classificação dos elementos.

FIGURA 19 – Exemplo de suporte primário e secundário.



FONTE: Autor (2022).

Outra forma de classificação proposto pelas normas é a identificação das ações, sendo elas controladas por forças ou deformações (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

3.2.3 Ações controladas por forças e deformações

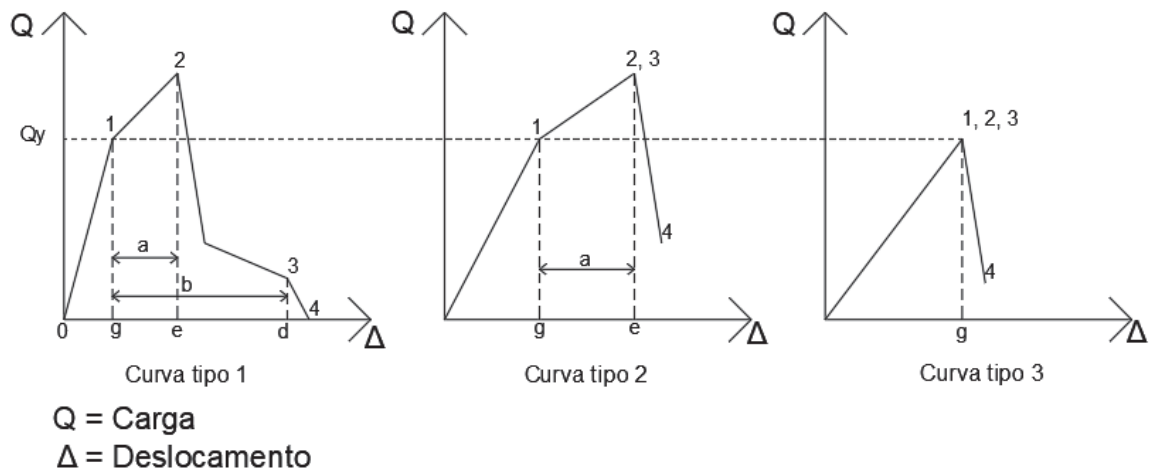
As ações que ocorrem na estrutura no momento que está ocorrendo o colapso progressivo podem ser classificadas de duas maneiras, sendo elas controladas por forças ou deformações. Para fazer a especificação são utilizadas três curvas adaptadas do código ASCE 41 (2017). Os gráficos são de força versus deformações e estão representados na Figura 20. Os elementos estruturais podem apresentar ações de forças e deformações, ficando proibido ao engenheiro classificar os componentes de ações sem seguir as orientações dos códigos (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

A ASCE (2017, p.115) explica que “as ações controladas por deformações estão definidas nos capítulos oito a doze e seguem a designação de linear e os critérios de aceitação não-linear.” Quando a norma não especificar a maneira de avaliar a linearidade e a não-linearidade através dos testes da seção 7.6 da norma, todas as ações não avaliadas devem ser consideradas controladas por forças.

A primeira curva apresentada na Figura 20 tem o seu comportamento dúctil e uma faixa elástica entre os pontos 0 e 1, e um intervalo plástico entre os pontos 1 e 3, logo após o intervalo plástico a curva apresenta uma perda de resistência à forças sísmicas no ponto 3 e uma perda final de resistência às cargas gravitacionais no ponto 4. Entre os pontos 1 e 2 a curva pode ter sentido positivo ou negativo conforme seu alcance plástico, e a curva entre os pontos 2 e 3 sofre uma diminuição de sua resistência para resistir esforços sísmicos (ASCE, 2017).

A curva Tipo 2 apresentada na Figura 20, tem as mesmas características de comportamento dúctil que a curva Tipo 1. A curva Tipo 3 tem um comportamento frágil e não dúctil, pelo qual possui um comportamento plástico nos intervalos entre o ponto 0 e 1, seguida da perda da capacidade de resistência no ponto 3 (ASCE, 2017).

FIGURA 20 – Definição de Ações Controladas por Deformação e por Força.



FONTE: Adaptado do Marchand et al. (2016).

As ações de um componente primário são controlados por deformações se a curva do Tipo 1 ou Tipo 2 tem o deslocamento no ponto e faixa plástica igual ou duas vezes maior que o deslocamento na faixa elástica. Se a curva Tipo 1 e 2 possuir um deslocamento na faixa plástica menor que duas vezes o deslocamento na faixa elástica esses componentes são controlados por força. A curva Tipo 3 é sempre controlada por forças (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

Para os elementos secundários a ação é controlada por deformação se a curva Tipo 1 apresentar qualquer relação entre os deslocamentos entre a faixa elástica e plástica ou uma curva Tipo 2, o qual o deslocamento na faixa plástica é igual ou duas vezes maior que o deslocamento na faixa elástica. Se a curva Tipo 2 possuir um deslocamento na faixa plástica menor ou for uma curva Tipo 3 a ação no componente secundário é controlada por forças. Para levar em conta o Tipo da curva que a estrutura vai apresentar é levado em consideração os materiais que compõem o elemento estrutural. Para facilitar a identificação de qual ação atua nos elementos controlados por deformação e por força a GSA (2016) e Marchand et al. (2016) apresentam a Tabela 1, mostrando qual o esforço deve ser analisado em cada situação.

TABELA 1 – Ações controladas por força e por deformação.

Ações Controladas		
Componentes	Deformação	Forças
Esforços e Momento		
Vigas	Momento (M)	Cisalhamento (V)
Colunas	M, Carregamento Axial (P)	Carregamento Axial (P), V
Nós	-	V
Conexões	M	V

FONTE: GSA (2016).

Na análise dos elementos estruturais sob a influência das ações controladas por deformações, deve-se observar se foi utilizada a força esperada (Q_{CE}), sendo essa força determinada por um valor médio estatístico da força Q (escoamento, tração e compressão, etc.) para um grupo de elementos semelhantes. Na avaliação das ações controladas por força é utilizado o limite inferior de resistência do componente (Q_{CL}) descrito como uma média estatística menos um desvio padrão da força Q para uma população de componentes semelhantes (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

No cálculo de resistência dos elementos individuais e na análise da capacidade de deformação, deve-se considerar os requisitos dos capítulos que descrevem as características dos materiais na ASCE 41 (2017). Quando utilizada análise não linear na estrutura, o controle de deformações precisa ser o limite de deformações inelásticas admissíveis, e os componentes de ações controladas por forças devem ser o limite inferior de resistência Q_{CL} , sendo multiplicados por um fator de redução de resistência Φ (MARCHAND et al., 2016).

Quando o critério de aceitação é feito por análises estáticas lineares, a capacidade dos elementos de ação controlada por deformação deve ser determinada de modo que seja o produto de fatores da resistência esperada Q_{CE} , por um fator m de redução de resistência. Quando as ações são controladas por forças deve ser definido um limite de força inferior Q_{CL} , sendo multiplicados por um fator de redução de resistência Φ (MARCHAND et al., 2016).

3.2.4 Critério de aceitação das estruturas

O desenvolvimento do modelo da estrutura para o colapso progressivo depende da contribuição da rigidez global dos elementos estruturais em ambas as direções da edificação. Desse modo, um modelo plano bidimensional (2D) da estrutura não fornece de forma adequada os deslocamentos que ocorrem na fase do mecanismo de resistência da Ação Catenária, porque

o modelo superestima consideravelmente os deslocamentos produzidos pelos efeitos dinâmicos que foram induzidos pela ruptura repentina do pilar sem levar em conta a resistência das vigas transversais. Isso faz com que esses modelos computacionais sejam mais conservadores que os modelos computacionais tridimensional (3D) (FASCETTI; KUNNATH; NISTICÓ, 2015).

3.2.4.1 Procedimento Estático Linear

Para utilizar o Procedimento Estático Linear, é necessário levar em consideração alguns fatores importantes, sendo eles os requisitos de irregularidade e Demand-Capacity Ratio do inglês Demand-Capacity Ratio (DCR). Todas as estruturas que dispõem de irregularidades estruturais podem ser analisadas com procedimentos estáticos lineares se levar em consideração o cálculo das DCRs. Sendo considerado uma estrutura irregular se alguma condição a seguir for verdadeira:

- Se houver alguma interrupção no sistema de carga de gravidade (ações permanentes) ou na resistência lateral da estrutura, como, por exemplo, deslocamentos que ocorrem fora do plano dos elementos verticais, sendo que isso pode afetar a estabilidade global da edificação. Um exemplo de estruturas que podem apresentar essa interrupção e aquelas que possuem subsolo com paredes de contenção;
- Se os pilares externos, exceto os dos cantos, tiverem uma relação entre rigidez e resistência do vão de um lado do pilar para o outro inferior a 50%, exemplo: o comprimento das vigas que encontram-se no pilar variam significativamente.
- Os elementos horizontais que suportam as cargas laterais não estão alinhados com os principais eixos ortogonais X e Y do sistema lateral. Um exemplo disso são as vigas diagonais que podem estar presentes em estrutura mais complexas.

Se uma dessas irregularidades ocorrer na estrutura é necessário que as DCRs sejam menores que 2, pois se elas excederem a 2 o procedimento estático linear não deve ser utilizado (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

Para avaliar as DCRs, é essencial desenvolver um modelo linear tridimensional da estrutura. Nesse contexto, os modelos de pórticos bidimensionais não são adequados em análises estáticas lineares. O modelo tridimensional deve abranger todos os elementos estruturais, exceto aqueles que foram removidos para o estudo. É crucial considerar a rigidez e a resistência de todos os elementos estruturais no modelo, garantindo que detalhes suficientes estejam presentes para viabilizar a transferência de cargas verticais (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

A elaboração do modelo tridimensional exige a inclusão de detalhes estruturais essenciais para uma correta análise, assegurando a transferência eficaz de cargas. Embora as normas não exijam uma análise global de estabilidade da edificação devido a deformações menores, é vital considerar a estabilidade vertical, lateral e local do sistema (GSA, 2016; MARCHAND et

al., 2016).

Durante cada análise estrutural, as DCRs de todos os elementos são avaliadas minuciosamente. Caso a DCR de um elemento estrutural seja igual ou superior a 3, esse elemento é removido temporariamente e uma nova análise é realizada. Esse processo se repete até que todas as DCRs da estrutura sejam reduzidas a valores inferiores a 3, indicando que a estrutura é capaz de suportar as cargas previstas com margem de segurança (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

Para calcular o DCR são utilizadas as ações resultantes (momentos internos) definidas como Q_{UDLIM} . A seguir, a equação para calcular as DCRs:

$$DCR = \frac{Q_{UDLIM}}{Q_{CE}} \quad (1)$$

A resistência esperada Q_{CE} é calculada como o produto do módulo plástico da seção Z pela resistência de escoamento de cálculo f_{ye} . O Q_{CE} representa a capacidade máxima de carga que um elemento estrutural pode suportar antes de entrar no ponto de escoamento, fornecendo uma estimativa da resistência estrutural em uma determinada situação de análise.

Pelo fato de haver diferentes métodos para calcular as ações controladas por deformações e ações controladas por forças, são utilizados dois casos de carregamento, um para as ações controladas por deformações e outro para as ações controladas por forças. As ações controladas por deformações (Q_{UD}) utilizam em sua combinação de ações um fator que tem o objetivo de aumentar os carregamentos localizados acima do elemento estrutural perdido. Essa combinação de carga é representada por:

$$G_{LD} = \Omega_{LD}[1, 2D + ((0, 5L) + (0, 2S))] \quad (2)$$

O G_{LD} são os carregamentos ampliados para as ações controladas por deformações, em que o Ω_{LD} é o fator de majoração, D são os carregamentos permanentes, L são os carregamentos variáveis e o S são as cargas provenientes de neve.

Para os carregamentos da estrutura que estão distantes das áreas em que o pilar foi removido, tanto para as combinações de ações controladas por deformação quanto por ações controladas à força é empregada a combinação seguinte, pelo qual G são as cargas por gravidade:

$$G = [1, 2D + ((0, 5L) + (0, 2S))] \quad (3)$$

As ações controladas por força (Q_{UF}) seguem a mesma forma de calcular as combinações de cargas para os carregamentos verticais localizados em cima do elemento removido. A seguir, a equação da combinação de cargas para as ações controladas por força:

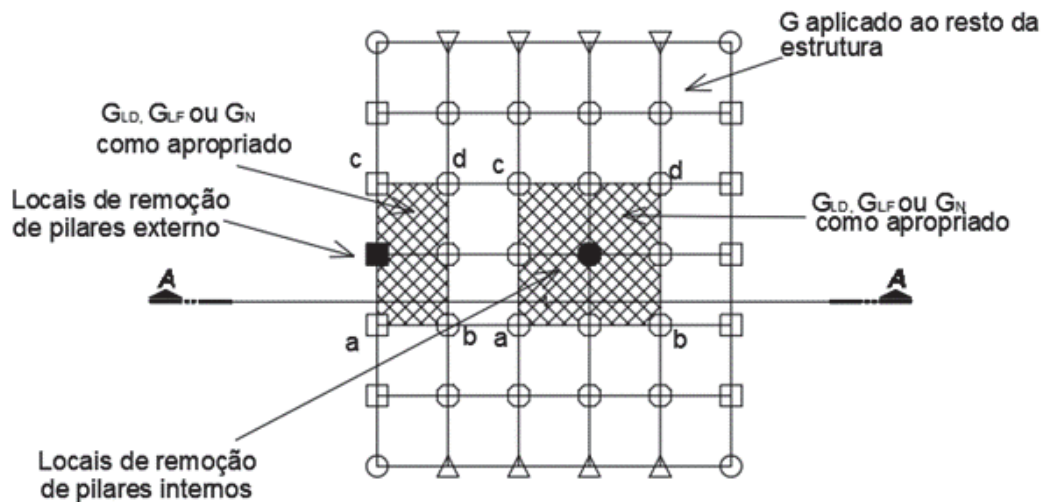
$$G_{LF} = \Omega_{LF}[1, 2D + ((0, 5L) + (0, 2S))] \quad (4)$$

O G_{LF} são os carregamentos ampliados para as ações controladas por forças, em que o Ω_{LF} é o fator de majoração, D são os carregamentos permanentes, L são os carregamentos variáveis e o S são as cargas provenientes de neve.

Os fatores de majoração dos carregamentos por deformação e por força para estruturas metálicas são: $\Omega_{LF} = 2$ e $\Omega_{LD} = 0,9m_{LIF} + 1,1$. Em que o m_{LIF} é o menor fator m de qualquer viga primária conectada aos pilares ou paredes acima do local de remoção do pilar e o fator m é definido nos capítulos 4 a 8 da ASCE (2017). O passo a passo para encontrar o fator m nas estruturas metálicas está descrito na metodologia do presente trabalho. Para as estruturas metálicas os esforços na conexão entre viga/pilar são tratados como ações controladas por força, no entanto, as rótulas que se formam na viga perto do pilar são controlados por deformação e devem ter o seu fator m apropriado (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

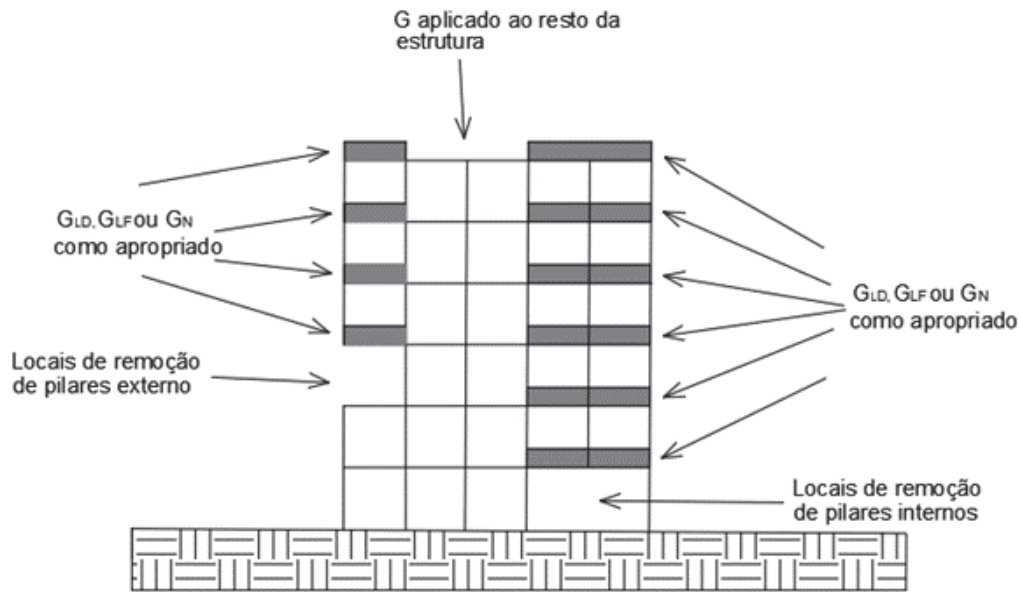
A seguir, serão apresentadas nas Figuras 21 e 22 as áreas de retiradas de pilares e os locais, pelos quais cada carregamento atua na estrutura.

FIGURA 21 – Locais onde estão sendo aplicadas as combinações de ações quando são removidos os pilares internos e externos para os procedimentos lineares e não-lineares (vista em planta).



FONTE: Adaptado do Marchand et al. (2016).

FIGURA 22 – Locais onde estão sendo aplicadas as combinações de ações quando são removidos os pilares internos e externos para os procedimentos lineares e não-lineares (vista em corte).



FONTE: Adaptado do Marchand et al. (2016).

Para fazer o processo de aceitação do caminho alternativo de cargas, devem ser utilizados todos os critérios a seguir em que são analisados os componentes da estrutura em cada categoria de ação, sendo elas controladas por deformações ou por forças (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016). Para fazer a aceitação de componentes secundários que estão sendo controlados por deformações utiliza-se a equação:

$$\Phi m Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (5)$$

O Q_{UD} é a ação controlada por deformação, o Q_{CE} é a resistência esperada do elemento para as forças controladas por deformação, o Φ é o fator de redução de resistência do material conforme os códigos American Concrete Institute (ACI) e o manual do American Institute of Steel Construction (AISC), e m é o modificador de demanda de resistência do componente.

A resistência esperada do elemento deve considerar todas as ações de carregamento especificadas na ASCE (2017), incluídos os esforços de cisalhamento, força axial e momento.

Para ocorrer o processo de aceitação de ações controladas por forças deve ser utilizada a equação:

$$\Phi Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (6)$$

O Q_{UF} é a ação controlada por força, o Q_{CL} é a resistência do limite inferior do elemento, o Φ é o fator de redução de resistência do material conforme os códigos específicos. Todos os componentes secundários da estrutura devem ser verificados segundo os códigos da

GSA (2016), Marchand et al. (2016).

3.2.4.2 Procedimento Estático Não-Linear

Em geral as análises dinâmicas não lineares são muito complexas e requerem grande esforço computacional para investigar as respostas do colapso progressivo das estruturas. Um tratamento simplificado pode ser adotado através de procedimentos estáticos não lineares (PHAM; LIM; TAN, 2017).

O Procedimento Estático Não-Linear (NSP), emprega um modelo tridimensional com detalhes dos elementos estruturais primários e seus componentes, e da mesma forma que o LSP, modelos bidimensionais (2D) não são permitidos. A construção dos elementos secundários nos modelos é arbitrária e de escolha do projetista.

Os códigos ainda informam que devem ser utilizados os requisitos de rigidez propostos pelos capítulos 9 a 12 da ASCE (2017) para desenvolver o modelo tridimensional. O engenheiro estrutural deve analisar todos os elementos estruturais da edificação a fim de encontrar as respostas relacionadas às cargas/deformações e os locais em que ocorrem as ações inelásticas. O comportamento força/deslocamento deve ser determinado de forma que os resultados sejam compreensíveis, incluído a perda de resistência e a resistência residual do elemento analisado (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

As ações controladas por deformações (Q_{UD}) e as ações controladas por forças (Q_{UF}) empregam uma combinação de ações em que é utilizado um fator de majoração para aumentar os esforços dos carregamentos localizados acima do elemento perdido. Essa combinação de carga é representada a seguir:

$$G_N = \Omega_N [1, 2D + ((0, 5L) + (0, 2S))] \quad (7)$$

O G_N são as cargas verticais majoradas no procedimento estático não-linear, o Ω_N é o fator de amplificação dinâmico, o D são os carregamentos permanentes incluindo fachadas, o L são os carregamentos variáveis e o S são os carregamentos de neve.

Para os carregamentos da estrutura que estão distantes das áreas em que o pilar foi removido, tanto para as combinações de ações controladas por deformação quanto por ações controladas por forças é utilizada a mesma combinação descrita na equação 3.

Nas análises Estáticas Não Lineares para aplicação dos carregamentos nas combinações deve ser utilizado no mínimo dez passos de cargas, que devem começar do zero e ir até o valor final do carregamento. Na análise não linear, a convergência de cada passo deve ser verificada antes de mudar para o passo seguinte (GSA, 2016; MARCHAND et al., 2016).

Os métodos não lineares de análise, utilizam rotações plásticas nos elementos horizon-

tais limitadas por alguns valores prescritos para diferentes sistemas construtivos sendo o mais comum os casos de estruturas em aço ou concreto. O NSP considera a não linearidade física e geométrica do material, utilizando fatores dinâmicos e isso leva a alguns problemas quando se espera dos elementos estruturais um nível de ductilidade maior (ADAM et al., 2018).

O método NSP envolve a multiplicação dos fatores de aumento de carga nas combinações de ações para estimar os efeitos dinâmicos na estrutura. Esse método é preferido pelos projetistas devido à sua praticidade em comparação com os procedimentos de análise NDP, como mencionado por Arshian, Morgenthal e Narayanan (2016). Os fatores de aumento dinâmico por deformação e por força para estruturas metálicas, de acordo com as normas GSA (2016) e Marchand et al. (2016), são fornecidos pela seguinte equação:

$$\Omega_N = 1,08 * \frac{0,76}{\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0,83} \quad (8)$$

O θ_{pra} é o ângulo de rotação plástica fornecido pela tabela 9-5 da ASCE (2017) e para Marchand et al. (2016), é o nível de resposta estrutural utilizado em conexões. E o θ_y é o ângulo de rotação em que é iniciado o escoamento do elemento estrutural que está sendo conectado. Para os códigos de colapso progressivo sempre deve ser escolhido a menor razão de $\frac{\theta_{pra}}{\theta_y}$.

Para os critérios de aceitação das ações controladas por deformações em elementos primários e secundários é considerada a capacidade à rotação do elemento, enquanto para os critérios de aceitação das ações controladas por força são aplicados os parâmetros da Equação 6.

3.2.4.3 Procedimento Dinâmico Não-Linear

Os procedimentos de análise dinâmica Não-Linear (NDP), apesar de demandarem mais tempo e esforço computacional, são considerados como métodos mais favoráveis para a determinação de grandezas das respostas estruturais de uma edificação após perderem um elemento de suporte de carga (ARSHIAN; MORGENTHAL; NARAYANAN, 2016; FASCETTI; KUNNATH; NISTICÓ, 2015; RIBEIRO et al., 2012).

O Procedimento Dinâmico Não-Linear segue as mesmas recomendações que o Procedimento Estático Não-Linear, com a única diferença no cálculo das combinações de carregamentos de cargas verticais para as ações controladas por deformação e para as controladas por força (MARCHAND et al., 2016; GSA, 2016) dada por:

$$G_{ND} = [1, 2D + ((0, 5L) + (0, 2S))] \quad (9)$$

Para o procedimento de acréscimo de carga as normas explicam que os carregamen-

tos devem começar do zero e ir aumentando gradativamente e proporcionalmente para toda a estrutura até que o equilíbrio seja alcançado sem ter removido nenhum elemento de suporte. Após o equilíbrio ser alcançado deve ser eliminado o suporte vertical de carga com uma duração de tempo inferior a milésimos de segundos. Para a Marchand et al. (2016, p.55) “a análise deve continuar até que os deslocamentos máximos sejam alcançados ou um ciclo de movimento ocorra no local do elemento perdido.”

O procedimento Dinâmico Não-Linear tem as suas vantagens pelo fato de considerar níveis mais altos de complexidade, o que permite levar em conta o amortecimento, os efeitos de deformação e a contribuição das lajes no fornecimento de resistência da estrutura e um caminho alternativo de cargas (ADAM et al., 2018).

A eficácia dos procedimentos descritos na GSA (2016) e por Marchand et al. (2016) são validadas através de ensaios experimentais em escala de laboratórios que oferecem respostas adequadas e confiáveis ao funcionamento da estrutura em colapso progressivo. Todavia, devido ao alto custo de implantação e áreas de laboratórios limitadas, esses experimentos são dificilmente realizados. Desse modo, os modelos computacionais se tornam uma alternativa eficiente para análise das estruturas em situação de colapso progressivo (HUSAIN et al., 2021).

3.3 MODELAGEM COMPUTACIONAL

As limitações associadas à realização de ensaios experimentais tornam as análises numéricas uma abordagem econômica e eficaz para o estudo do colapso progressivo. Esse fenômeno complexo envolve o comportamento não linear dos materiais, impactos, colisões e grandes deformações na estrutura. Os pesquisadores atualmente estão aproveitando os recursos computacionais para investigar e aprofundar o entendimento dos mecanismos subjacentes ao colapso das estruturas. Modelos numéricos bem desenvolvidos, quando adequadamente calibrados, podem ser altamente confiáveis e representar com precisão os danos que ocorrem nos elementos estruturais (ALANANI; EHAB; SALEM, 2020; ADAM et al., 2018).

Conforme Adam et al. (2018), os benefícios das simulações numéricas nessa área de estudo são inegáveis, reduzindo assim a necessidade de ensaios experimentais extensivos. Portanto, para aplicar com sucesso simulações numéricas, diversas técnicas estão disponíveis. Dentre essas alternativas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) é a abordagem mais consagrada e amplamente utilizada para simular o colapso estrutural com eficácia.

3.3.1 Método dos Elementos Finitos

Na Engenharia, o Método dos Elementos Finitos MEF é uma abordagem que visa avaliar o estado de tensão e deformação em elementos estruturais submetidos a cargas externas (AZEVEDO, 2003). Essa técnica envolve a divisão de um sistema contínuo em pequenos elementos (ou subdomínios) compostos por vários nós que descrevem o comportamento da estrutura por meio de seus deslocamentos nodais. Isso permite a determinação de resultados como esforços internos, tensões e, conseqüentemente, a capacidade de resistência da estrutura. Esses resultados são conhecidos como variáveis de estado, pois representam o estado de equilíbrio da estrutura (FILHO, 2018; TORRES, 2003).

O MEF é uma técnica de discretização amplamente utilizada para problemas de valor de contorno e pode ser implementada de várias maneiras, incluindo o Método de Galerkin ou pelo Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) (ELOY, 2010). Esse processo de discretização resulta em um sistema de equações lineares, no qual os valores dos nós são as incógnitas, e a matriz do sistema é denominada matriz de rigidez. O lado direito desse sistema é conhecido como vetor de forças nodais equivalentes (TORRES, 2003).

Ao se aplicar o Método de Galerkin, a abordagem de forma fraca é alcançada por meio da ponderação das variáveis do problema usando funções de interpolação. Na maioria das aplicações, essas funções são polinômios que têm valores diferentes de zero apenas no domínio de cada elemento. Para as análises estáticas lineares essa ponderação leva a um sistema de equações, em que a matriz principal é a matriz de rigidez e o vetor do lado direito é o vetor de forças (TORRES, 2003).

É importante observar que os modelos de elementos finitos fornecem resultados aproximados devido a várias fontes de erros. Essas discrepâncias geralmente estão relacionadas à discretização da malha de elementos finitos, incertezas na geometria, condições de contorno e propriedades do material. Para melhorar a precisão desses modelos, eles precisam ser calibrados com base em resultados experimentais ou soluções analíticas (RIBEIRO et al., 2012).

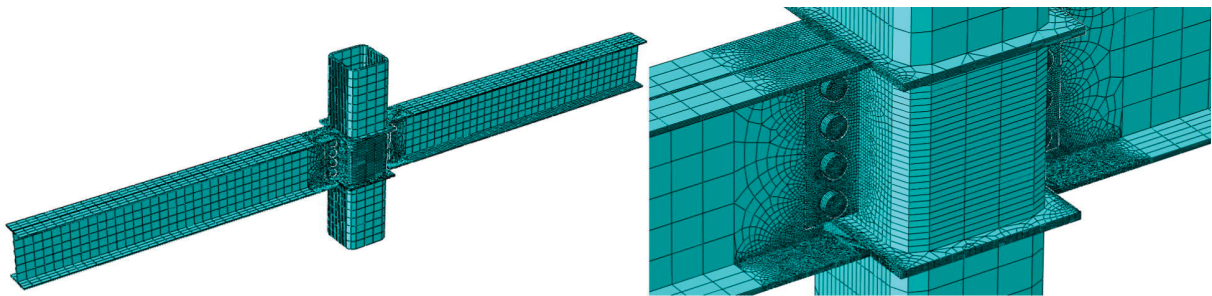
Portanto, é natural esperar uma certa imprecisão nos resultados numéricos em comparação com as soluções analíticas ou resultados experimentais. A calibração do modelo visa melhorar os fatores que contribuem para essas incertezas, de modo que os resultados do modelo de elementos finitos representem de maneira satisfatória a realidade (SEVIM et al., 2011). A realização de etapas de pós-processamento também é relevante para obter um modelo numérico com um nível de erro aceitável (WIBERG; LI; ABDULWAHAB, 1996).

No contexto do estudo do colapso progressivo, os modelos numéricos de elementos finitos desempenham um papel crucial. Eles são construídos para avaliar as conseqüências e os níveis de danos que uma estrutura sofre após a perda de um suporte de carga (FENG et al., 2021). A escolha entre micro-modelos e macro-modelos depende das dimensões da estrutura

a ser estudada e do nível de precisão necessário. Os micro-modelos são usados para analisar pequenos elementos, como vigas e subconjuntos formados por pilares e vigas, enquanto os macro-modelos são usados para avaliar edifícios inteiros (ADAM et al., 2018).

Os micro-modelos, também conhecidos como modelos de alta fidelidade, usam elementos sólidos 3D para simular o desempenho de estruturas em colapso progressivo. Eles são capazes de reproduzir detalhadamente o processo de colapso, incluindo respostas locais, como fissuras e esmagamento do concreto. No entanto, essa abordagem pode ser computacionalmente intensiva e apresentar desafios de convergência, especialmente quando ocorre uma extensa falha estrutural (FENG et al., 2021). A Figura 23 mostra uma simulação de um subconjunto de aço, composto por duas vigas e um pilar central, usando modelos de alta fidelidade para detalhar com precisão a conexão entre os elementos estruturais (WANG et al., 2016).

FIGURA 23 – Simulação com elementos de alta fidelidade (modelos de refinamento locais) de um subconjunto de duas vigas e um pilar.

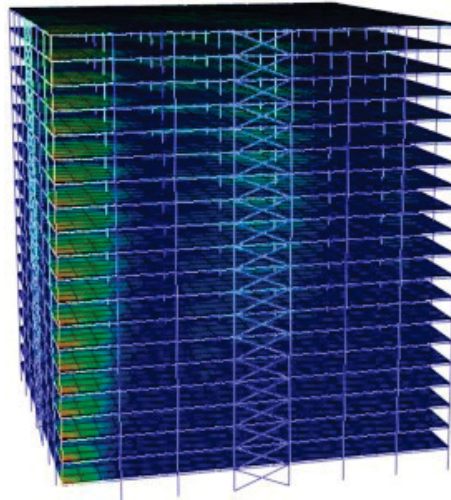


FONTE: Wang et al. (2016).

Uma abordagem adequada para analisar edifícios inteiros é a utilização de macro-modelos de pórticos, que representam a estrutura com elementos de viga/casca. Nesse contexto, os elementos de viga são frequentemente empregados para simular vigas e pilares, enquanto os elementos de casca são usados para representar lajes ou componentes de aço com pequenas espessuras. Os macro-modelos de pórticos são uma escolha comum para a análise do colapso progressivo (KWASNIEWSKI, 2010).

Para um estudo mais aprofundado do comportamento das estruturas sob grandes deformações, são desenvolvidos modelos que combinam diferentes tipos de elementos, conhecidos como modelos multiescala ou híbridos. Ao analisar a estrutura em várias escalas, é possível compreender o comportamento geral da estrutura, ao mesmo tempo em que os danos não lineares locais são detalhados. Uma das principais vantagens desses modelos multiescala é a redução do custo computacional. No entanto, eles também apresentam desafios, como a interação entre diferentes tipos de elementos (WANG; LI; WANG, 2017). A Figura 24 representa uma simulação de uma estrutura de aço que passou por um colapso progressivo após a remoção do pilar de canto. As cores na figura indicam os deslocamentos verticais que ocorreram após a retirada do pilar.

FIGURA 24 – Estrutura detalhada em macro-modelos de elementos finitos em uma simulação dinâmica.



FONTE: Fu (2010).

Os modelos de pórticos são amplamente utilizados pelos engenheiros estruturais em suas atividades diárias para analisar edifícios em situações de colapso progressivo. No entanto, as regiões de ligação, como viga-pilar, viga-laje e pilar-laje, são áreas complexas da estrutura de um edifício e requerem estudos aprofundados. Essas áreas estão sujeitas a grandes rotações e deformações, além de envolver a interação entre cargas axiais e momentos fletores. Diversos modelos de pesquisa foram desenvolvidos por estudiosos do colapso progressivo para considerar esses efeitos na estrutura (ADAM et al., 2018).

Com base nesse conhecimento teórico, o próximo capítulo se dedicará a descrever minuciosamente a metodologia adotada. Isso incluirá a seleção da estrutura de estudo, o uso de software de análise estrutural, a modelagem dos elementos, a definição dos carregamentos aplicados e a escolha dos pilares a serem removidos. A integração entre a revisão da literatura e a metodologia adotada garantirá uma abordagem sólida e fundamentada para a investigação do colapso progressivo, contribuindo para o avanço da segurança estrutural.

4 METODOLOGIA

Este capítulo descreve a metodologia utilizada nesse trabalho, sendo descritos o software adotado, os critérios de convergência, as verificações de normas e os modelos analisados. A metodologia adotada nesta pesquisa consiste em uma abordagem detalhada para a análise do colapso progressivo em estruturas metálicas. O objetivo é avaliar o comportamento e a capacidade de resistência da edificação diante da remoção de pilares em situações de perda abrupta, como o impacto de um veículo, explosões ou outras ações.

Para uma análise mais aprofundada da metodologia proposta, foi desenvolvido um modelo tridimensional de um edifício metálico. Este edifício é um exemplo que segue as diretrizes da norma da General Services Administration (GSA), projetado de acordo com as normas do American Institute of Steel Construction (AISC 360), e a modelagem foi realizada utilizando o software SAP2000, que se baseia no Método dos Elementos Finitos (MEF) para análise estrutural. A escolha do software SAP2000 foi feita devido à sua capacidade de lidar com análises de colapso progressivo em situações sísmicas.

O SAP2000 oferece a capacidade de criar modelos tridimensionais eficientes, os quais são capazes de capturar com precisão o comportamento físico dos elementos estruturais em todas as direções. Além disso, o software permite simular a remoção gradual de elementos, o que viabiliza a análise de colapso progressivo, possibilitando a avaliação do comportamento da estrutura à medida que os elementos são retirados.

Foram realizadas uma série de análises para avaliar a resistência da estrutura, abrangendo análises estáticas lineares, análises estáticas não lineares e análises dinâmicas não lineares. No contexto das análises estáticas lineares, foram aplicados coeficientes de majoração de cargas conforme as diretrizes da GSA, com o propósito de levar em conta o comportamento da estrutura controlado por deformações e forças. Os procedimentos detalhados para a determinação desses coeficientes estão explicados pormenorizadamente neste capítulo.

Nas análises estáticas não lineares, também foram utilizados coeficientes de majoração de cargas para considerar ações controladas por deformação e força. Para validar as ações controladas por deformação, analisando a rotação dos elementos estruturais acima do pilar removido.

Nas análises dinâmicas não lineares, não foi necessário aplicar coeficientes de majoração, apenas verificados a rotação dos elementos estruturais acima do pilar removido.

Para simular o colapso progressivo do modelo, foram retirados pilares do pavimento térreo em diferentes posições. Importante ressaltar que os pilares foram removidos individualmente, ou seja, não considerando a retirada de mais de um pilar simultaneamente. Os pilares escolhidos para remoção foram: o pilar de canto, os pilares das faces laterais e o pilar central. Durante esse processo, avaliando as vigas e conexões nas regiões onde os pilares foram remo-

vidos, levando em consideração a capacidade de rotação dos elementos estruturais e os limites de rotação permitidos para as conexões.

Nas análises não lineares, utilizou-se a tabela da norma ASCE 41 para determinar os fatores de majoração de carga. Foram realizadas interpolações lineares para obter os valores adequados de majoração. Além disso, foram considerados os momentos de inércia, módulo de elasticidade e comprimento das vigas e pilares para avaliar a capacidade de rotação desses elementos.

A metodologia adotada permite uma análise abrangente da estrutura, considerando diferentes aspectos das ações controladas por deformação e força, além de verificar a capacidade de rotação dos elementos estruturais e a segurança das conexões. Os resultados obtidos através dessa metodologia são essenciais para compreender o comportamento da estrutura frente a situações de colapso progressivo e contribuem para aprimorar as práticas de projeto e construção de edificações mais seguras e resistentes.

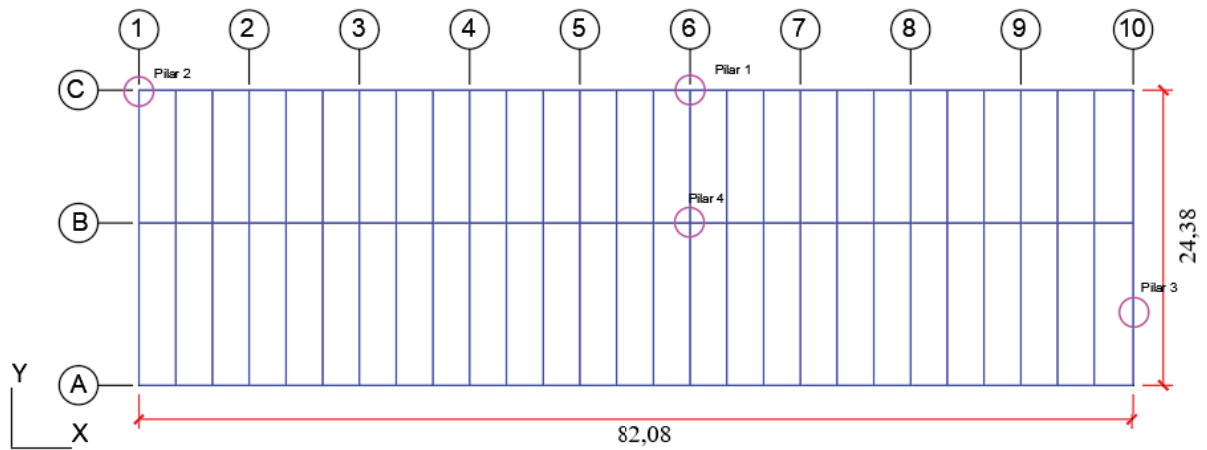
4.1 CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA METÁLICA

A estrutura utilizada neste estudo é um exemplo base retirado das diretrizes da GSA, sendo dimensionado e verificado pela AISC 360. Essa edificação foi escolhida como um exemplo representativo para descrever os principais métodos de prevenção do colapso progressivo em estruturas localizadas distantes de áreas suscetíveis a movimentações sísmicas, onde a perda abrupta de um pilar pode ocorrer devido ao impacto de um veículo.

A modelagem da estrutura foi realizada no software SAP2000, uma ferramenta comercial que utiliza o MEF como técnica principal para análise estrutural. O SAP2000 é amplamente utilizado na engenharia civil contemporânea para resolver uma variedade de problemas, incluindo situações em que a estrutura está sujeita a abalos sísmicos. Portanto, é uma escolha adequada para a análise de colapso progressivo, uma vez que a norma GSA para colapso progressivo é baseada na principal norma de projeto de estruturas em situações sísmicas, a ASCE 41 (Seismic evaluation and retrofit of existing building).

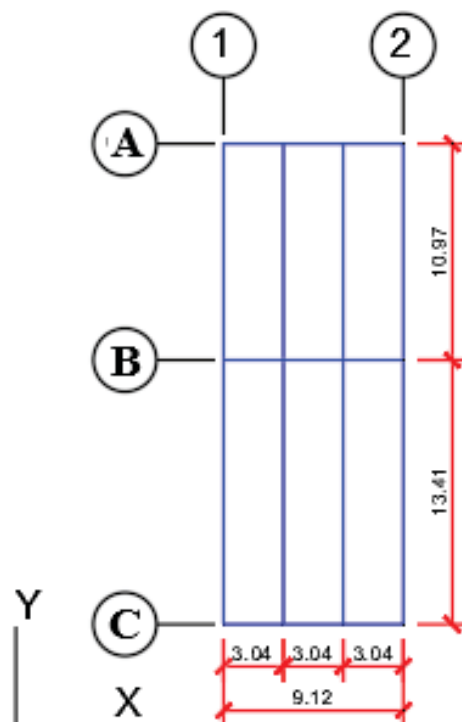
A estrutura desenvolvida no SAP2000 possui dimensões de 82,08 metros na direção X, 24,38 metros na direção Y e é composta por quatro pavimentos acima do térreo. A altura do pé-direito é de 4,47 metros na direção Z. A Figura 25 ilustra a planta dos pavimentos a cima do térreo, com os eixos de localização identificados nas direções X de 1 a 10 e nas direções Y de A a C. A Figura 25 exhibe claramente as vigas principais e secundárias da estrutura, bem como a indicação dos pilares a serem removidos. A Figura 26 fornece informações detalhadas sobre as dimensões dos elementos estruturais em metros nas direções X e Y.

FIGURA 25 – Planta dos pavimentos superiores, mostrado o plano X-Y.



FONTE: Adaptado da GSA (2016).

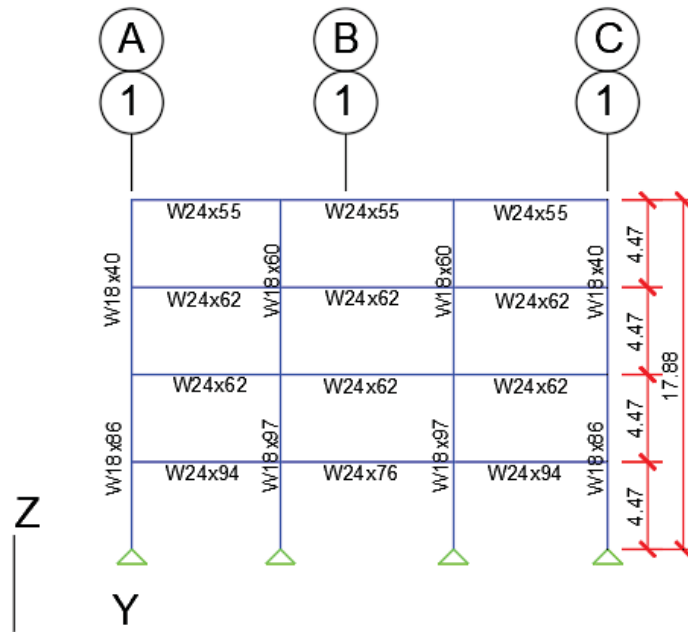
FIGURA 26 – Detalhe das dimensões da planta baixa da estrutura, mostrado o plano X-Y.



FONTE: Adaptado da GSA (2016).

Na direção Y, a estrutura é dividida em dois pórticos distintos. O primeiro pórtico abrange as seções um e dez da estrutura na direção X, sendo subdividido em quatro lances. Os vãos externos entre pilares têm uma extensão de 7,62 e 7,89 metros, enquanto o vão interno possui 8,87 metros, conforme ilustrado na Figura 27.

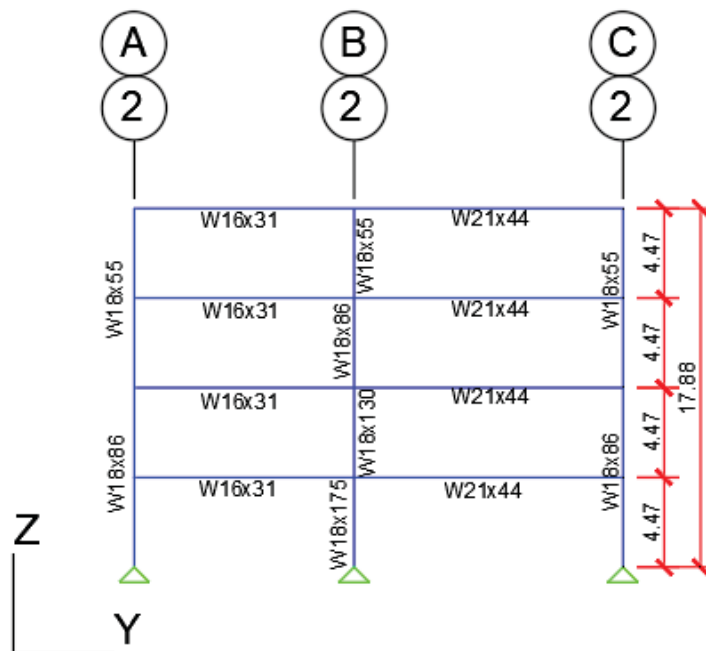
FIGURA 27 – Seção 1 e 10, mostrando o plano Y-Z.



FONTE: Adaptado da GSA (2016).

O segundo pórtico está localizado nas seções dois a nove da estrutura na direção X e é subdividido em três lances de pilares. O primeiro vão, entre as regiões A e B, possui um comprimento de 10,97 metros. Já o segundo vão, entre as regiões B e C, tem um comprimento de 13,41 metros. Essas informações estão representadas na Figura 28.

FIGURA 28 – Seção 2 a 9, mostrando o plano direção Y-Z.

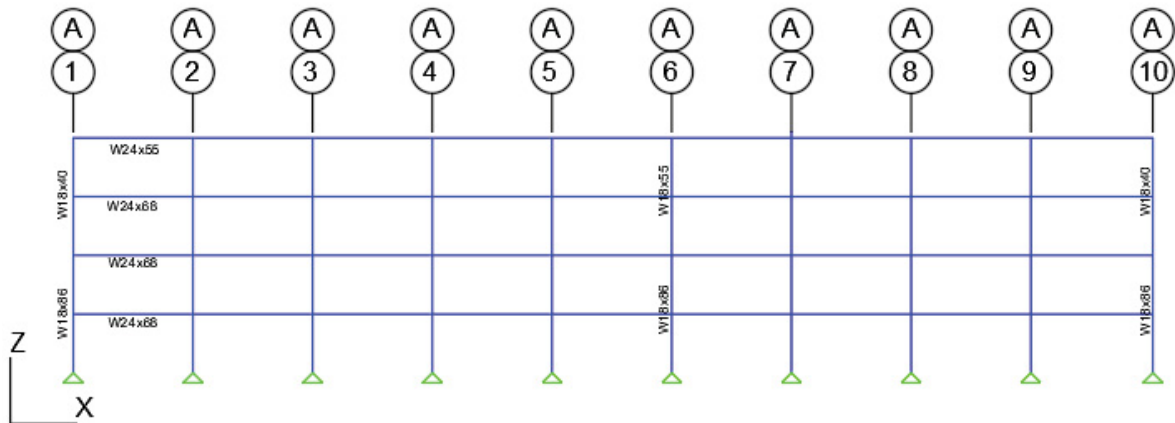


FONTE: Adaptado da GSA (2016).

Na direção X, a estrutura é subdividida em dez seções com um vão entre pilares de aproximadamente 9,14 metros. As regiões A e C apresentam configurações idênticas, sendo

compostas por pilares de perfil metálico W18x86 nos dois primeiros pavimentos acima do térreo e W18x55 nos dois últimos pavimentos. Nas seções externas, os pilares dos dois últimos pavimentos são compostos por perfis W18x40. As vigas nos três primeiros pavimentos são montadas com perfis W24x68, enquanto o pavimento de cobertura utiliza o perfil W24x55, conforme ilustrado na Figura 29.

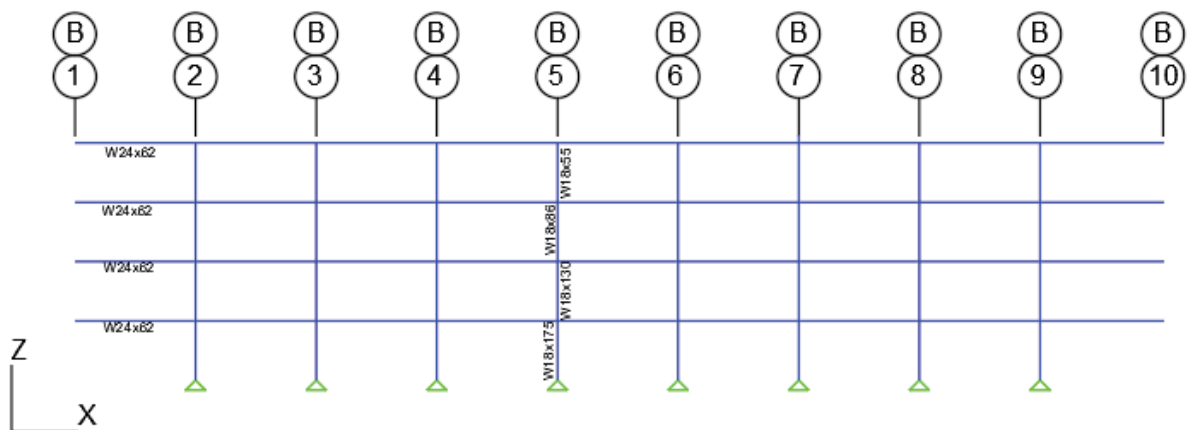
FIGURA 29 – Seção A e C, mostrado o plano X-Z.



FONTE: Adaptado da GSA (2016).

A seção B da estrutura é composta por vigas W24x62 e pilares W18x175, W18x130, W18x86 e W18x55 em toda a sua extensão, conforme ilustrado na Figura 30.

FIGURA 30 – Seção B, mostrado o plano X-Z.



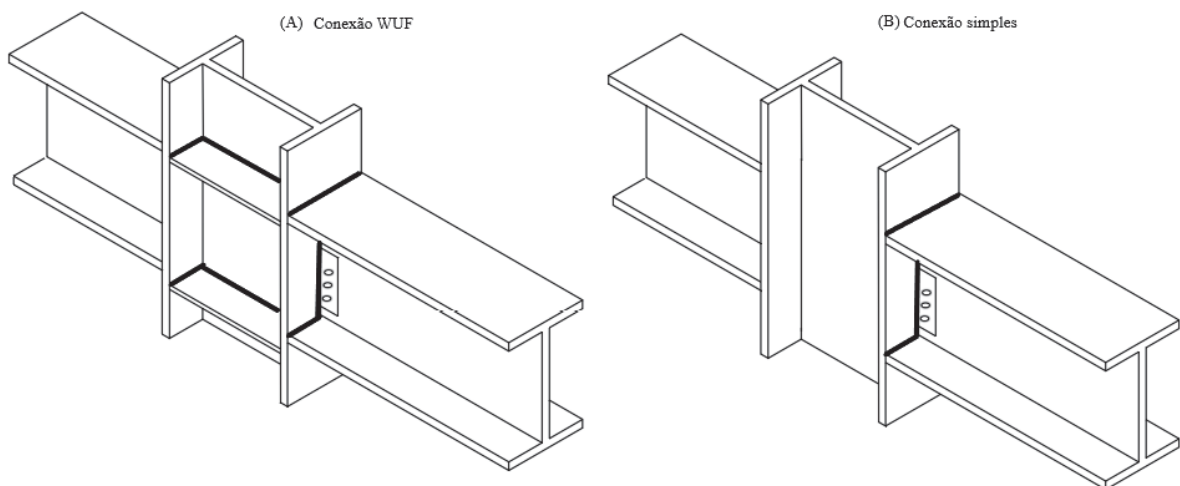
FONTE: Adaptado da GSA (2016).

Para melhorar o desempenho estrutural nas análises realizadas, foram adotadas características específicas nas conexões entre os pilares e as vigas, bem como nas conexões entre os pilares.

4.1.1 Característica das ligações e condições de contorno da estrutura

O projeto estrutural do edifício em estrutura metálica inclui conexões que restringem as rotações em todos os elementos de vigas, exceto aquelas que conectam o flange da coluna. Nesse caso, a conexão adotada é um conector WUF soldado melhorado, com alma parafusada, com uma distância entre furos de 3.5 polegadas. As demais conexões são tradicionais para estruturas que suportam os esforços de gravidade, utilizando uma chapa de cisalhamento simples com uma espessura de 9 milímetros, soldada com um cordão de solda de 6 milímetros, complementada por parafusos A325N de 19 milímetros com um comprimento de 23 centímetros. Na Figura 31, é possível observar a diferença entre essas duas conexões. A ilustração (A) representa as conexões Wuf, enquanto a ilustração (B) mostra as conexões simples.

FIGURA 31 – Conexões na estrutura



FONTE: Adaptado da GSA (2016).

Para a análise do colapso progressivo na estrutura, considerou-se que os pilares são contínuos em toda a sua altura, com emendas a cada dois pavimentos. Além disso, os pilares possuem uma conexão fixa na fundação, representada no software SAP2000 como um apoio de segundo gênero, conforme mostrado na Figura 29.

4.1.2 Características dos materiais

O material utilizado na estrutura deste estudo é o aço ASTM A992 da American Society for Testing and Materials, que é amplamente utilizado na construção civil nos Estados Unidos e no Brasil, onde é conhecido como ASTM A572 grau 50. Esse material possui alta re-

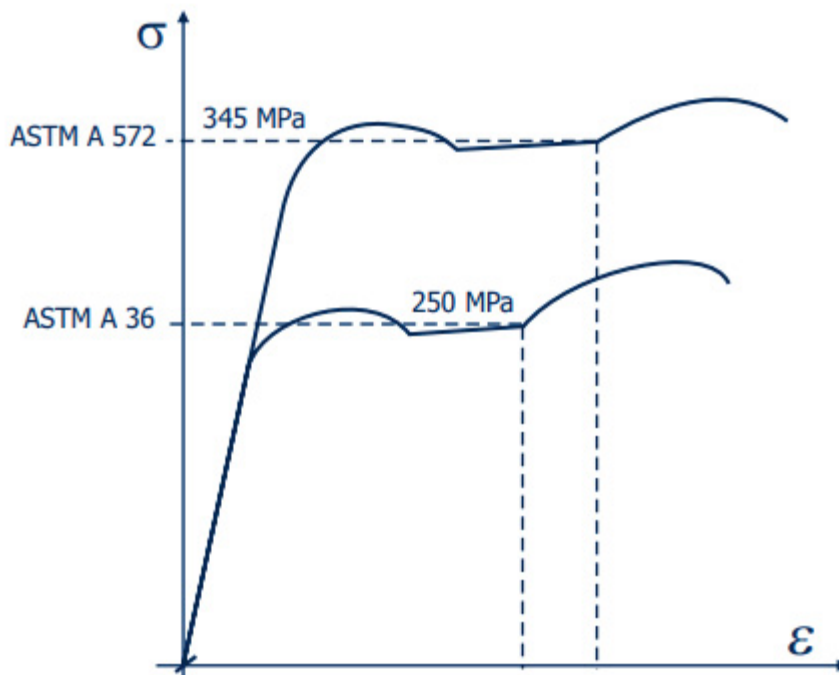
sistência e é produzido em perfis I e H com abas paralelas, o que facilita as ligações e encaixes estruturais, além de serem mais leve que os perfis tradicionais. As características do aço ASTM A992 estão descritas na Tabela 2. A Figura 32 apresenta um gráfico comparativo de tensão vs deformação entre o aço ASTM A572 e outro aço comumente utilizado na construção civil, o ASTM A36.

TABELA 2 – Característica do aço ASTM A992.

Resistência ao escoamento - F_y	345	MPa
Resistência a ruptura - F_u	450	MPa
Módulo de elasticidade	200000	MPa
Módulo de elasticidade transversal	77000	MPa
Coef. Poisson	0.3	
Massa específica	7850	kg/m ³

FONTE: Autor (2023).

FIGURA 32 – Gráfico comparativo de Tensão vs Deformação do Aço A572 e do A36.



FONTE: (GERDAU, 2022).

4.1.3 Carregamentos na estrutura

Após a definição do material utilizado nos perfis da estrutura, procedeu-se à aplicação dos carregamentos na estrutura. Esses carregamentos incluem o peso próprio dos elementos

estruturais, como pilares, vigas e lajes, bem como o peso das paredes, cargas sobrepostas adicionais e cargas acidentais. Esses carregamentos foram aplicados nas seções de um a dez das vigas principais, assim como nas vigas secundárias conforme ilustrado nas Figuras 28 e 29, com a transferência dos esforços desses elementos estruturais para as vigas principais localizadas nas regiões A até C. Além disso, as vigas das regiões A e C também suportaram o peso das paredes. Os detalhes dos carregamentos estão descritos na Tabela 3, juntamente com as vigas em que esses esforços estão atuando.

TABELA 3 – Carregamentos nas vigas da estrutura.

Vigas W24x94 - W24x68 - W24x62 - S1 e S10		
Descrição	Carregamento	und.
Peso Próprio da laje	5.17	kN/m
Parede	3.13	kN/m
Sobrecarga	1.09	kN/m
Carga acidental	7.32	kN/m
Vigas W24x55 - S1 e S10		
Peso Próprio da laje	0.37	kN/m
Parede	3.13	kN.m
Sobrecarga	1.09	kN/m
Carga acidental	1.46	kN/m
Vigas W16x31 - W21x44 - Pav tipo S2 a S9		
Peso Próprio da laje	11.41	kN/m
Sobrecarga	2.19	kN/m
Carga acidental	14.63	kN/m
Vigas W16x31 - W21x44 - Pav cobertura S2 a S9		
Peso Próprio da laje	0.73	kN/m
Sobrecarga	2.19	kN/m
Carga acidental	2.93	kN/m
Vigas W16x31 - W21x44 - Pav cobertura SA e SC		
Parede	3.13	kN/m

FONTE: Autor (2023).

Com a aplicação dos carregamentos na estrutura concluída, iniciou-se a etapa crucial de verificação preliminar do edifício e seleção dos pilares a serem removidos para a análise de colapso progressivo, utilizando a abordagem proposta pela General Services Administration (GSA, 2016). Essa etapa tem como objetivo identificar os pilares mais críticos e determinar a sequência de remoção com o potencial de desencadear o colapso progressivo da estrutura.

4.2 RETIRADA DOS PILARES E ANÁLISE DA ESTRUTURA

A metodologia da GSA é baseada em uma análise progressiva, na qual os pilares são removidos, um por vez, simulando uma situação de perda súbita de um único pilar. Durante a análise, são verificados os deslocamentos, esforços e deformações da estrutura, bem como a capacidade de redistribuição de cargas entre os elementos remanescentes. Essa abordagem permite avaliar a capacidade da estrutura em resistir ao colapso progressivo e identificar os mecanismos de falha que se desenvolvem ao longo do processo.

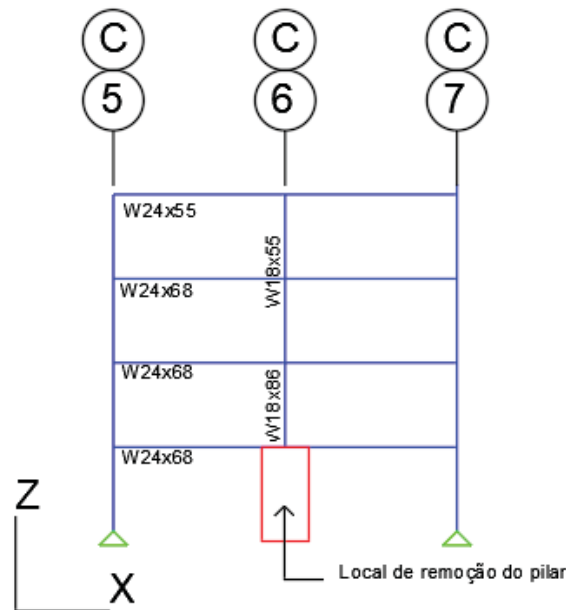
A seleção dos pilares a serem removidos é realizada com base em critérios como a localização, o tipo de pilar, a sua importância estrutural e a influência na estabilidade global da edificação. Essa seleção é fundamental para garantir uma análise precisa e representativa do comportamento da estrutura em situações de perda de pilar.

Após a seleção dos pilares, a análise para compreender o colapso progressivo é realizada considerando a sequência de remoção definida a seguir. Os resultados obtidos fornecem informações valiosas sobre a capacidade de resistência e a segurança da estrutura, auxiliando no desenvolvimento de estratégias de mitigação de riscos e no aprimoramento do projeto e construção de edificações mais robustas e resilientes.

4.2.1 Pilar 1

A escolha dos pilares a serem retirados ocorreu de maneira estratégica, de modo a abranger todas as regiões da edificação e verificar o comportamento em relação ao colapso progressivo. A remoção dos pilares foi realizada no pavimento térreo, com a retirada de um pilar em cada região de estudo da estrutura. O primeiro pilar selecionado para ser retirado está localizado na seção seis, na região C da estrutura, e é um perfil W18x86. Esse pilar encontra-se no centro da edificação e pode ser visualizado na Figura 33. Essa escolha permite analisar o impacto da perda do suporte vertical de cargas nessa área específica da estrutura.

FIGURA 33 – Primeiro pilar retirado localizado no meio da estrutura na seção 6, região C.

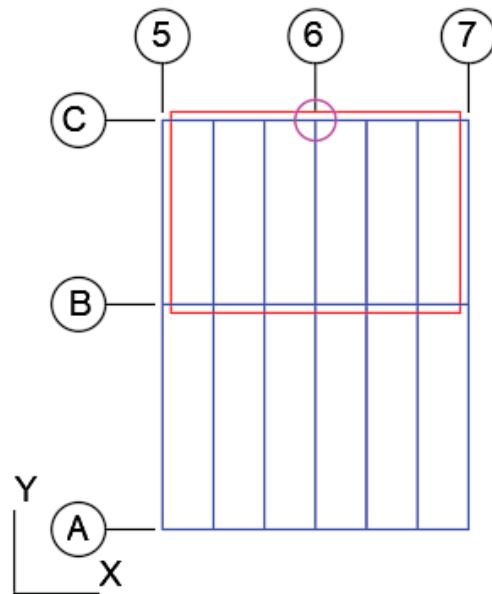


FONTE: Adaptado da GSA (2016).

Após a remoção dos pilares selecionados, é aplicado o fator de majoração de cargas (fator m) para aumentar os carregamentos na estrutura. Esses incrementos de carga são utilizados nas análises estáticas lineares e não lineares. A fim de obter uma avaliação precisa, são consideradas duas situações distintas: uma em que os esforços são controlados pelas deformações e outra em que os esforços são controlados pela força.

Os incrementos de carga são aplicados apenas na região em que os pilares foram removidos. A Figura 34 ilustra uma representação em planta dos eixos X e Y da estrutura, destacando o local onde ocorreu a remoção do pilar com perfil W18x86 por meio de um círculo roxo, e a região em que são aplicados os incrementos de carga por meio de um quadrado vermelho.

FIGURA 34 – Representação em planta do local em que os esforços são majorados na retirada de pilar na seção 6 região C.

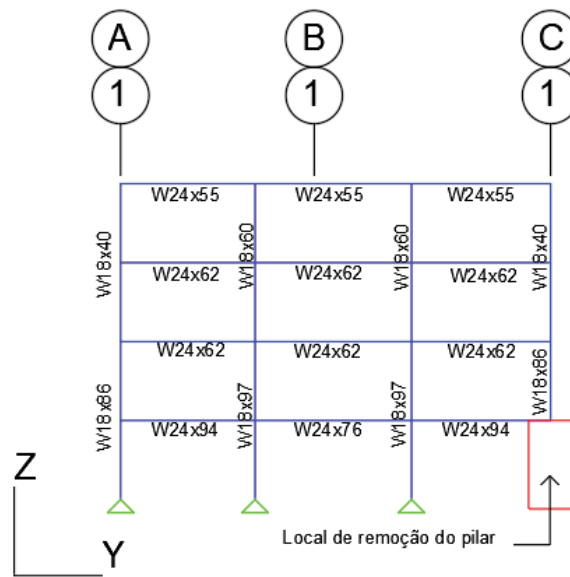


FONTE: Adaptado da GSA (2016).

4.2.2 Pilar 2

O segundo pilar selecionado para ser retirado também é um perfil W18x86, localizado na seção um da região C. Este pilar está posicionado no canto da edificação, na junção da viga W24x94 com a viga W24x68, como pode ser observado na Figura 35. Essa escolha estratégica visa analisar o impacto da perda do suporte vertical de cargas no canto da estrutura, considerando a interação entre as vigas adjacentes.

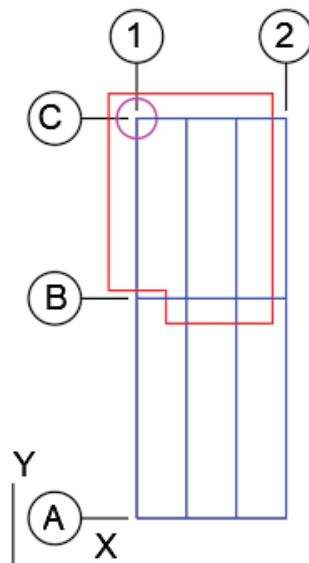
FIGURA 35 – Segundo pilar retirado localizado no canto da estrutura na seção 1, região C.



FONTE: Adaptado da GSA (2016).

Cada remoção de pilar na estrutura resulta em uma modificação na área de majoração de carregamento. Após a remoção do segundo pilar, um perfil W18x86 localizado na seção um, região C, a área em que o carregamento é majorado é representada pelos traços vermelhos na Figura 36. O local onde o pilar foi removido é indicado por um círculo roxo. A representação em planta nos eixos X e Y permite identificar claramente a região em que ocorre a majoração dos esforços após a retirada desse pilar.

FIGURA 36 – Representação em planta do local em que os esforços são majorados na retirada de pilar na seção 1 região C.

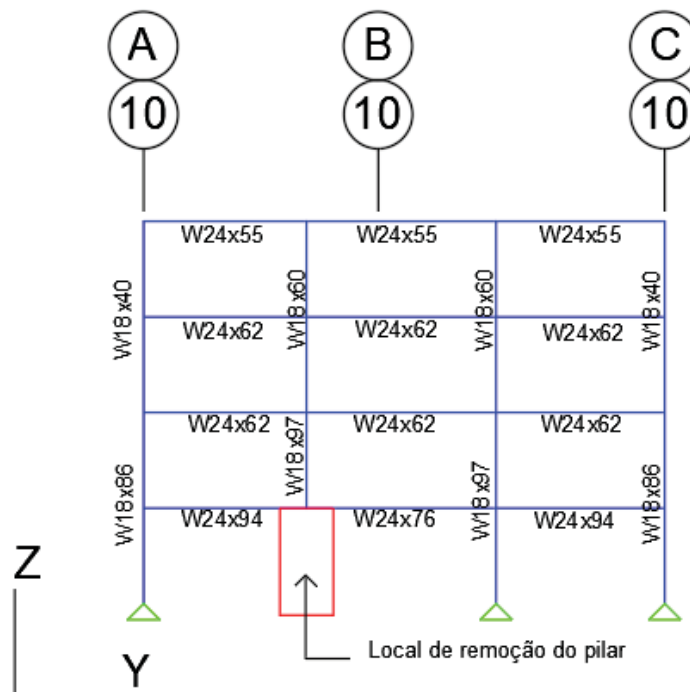


FONTE: Adaptado da GSA (2016).

4.2.3 Pilar 3

O terceiro pilar selecionado para ser retirado foi um perfil W18x97, localizado na seção dez entre as regiões A e B da estrutura. Esse pilar está posicionado no encontro de duas vigas com seções diferentes: a viga W24x94 próxima à região A e a viga W24x76 próxima à região B. A remoção desse pilar tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural na transição entre essas duas regiões, considerando a interação entre as vigas de seções distintas. A Figura 37 ilustra a localização desse elemento estrutural na estrutura em estudo

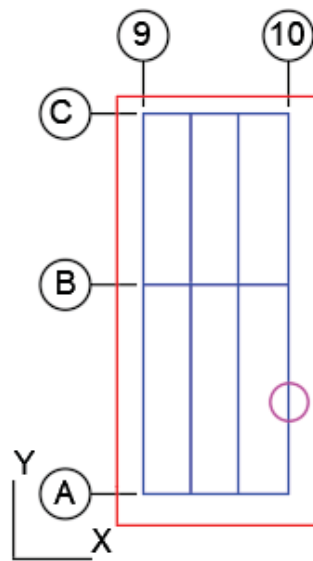
FIGURA 37 – Terceiro pilar retirado localizado na seção 10, entre as regiões A e B.



FONTE: Adaptado da GSA (2016).

A Figura 38 apresenta o local de majoração de carregamentos, sendo o pilar removido indicado por um círculo roxo e a área de influência da majoração destacada em vermelho. A modificação da área onde a carga será aplicada segue as normas prescritas, determinando quais elementos serão mais sobrecarregados após a remoção do pilar.

FIGURA 38 – Representação em planta do local em que os esforços são majorados na retirada de pilar na seção 10 entre as regiões A e B.

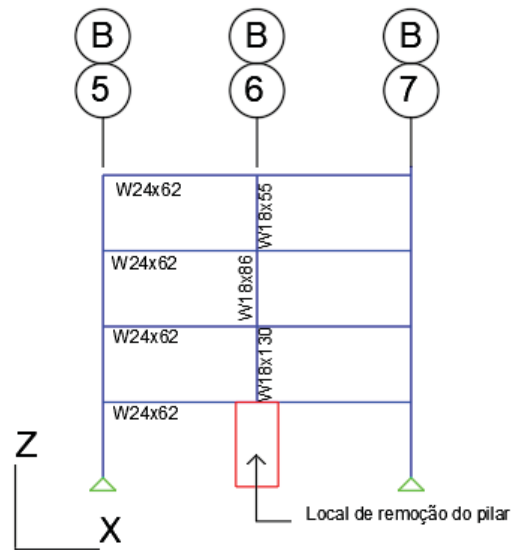


FONTE: Adaptado da GSA (2016).

4.2.4 Pilar 4

O quarto pilar escolhido para ser retirado é um perfil W18x75, localizado na seção seis da estrutura na região B. Esse elemento estrutural está posicionado na região central da edificação e apresenta uma configuração diferente dos pilares anteriores, pois suporta quatro vigas. Na região B, duas vigas W24x62 são apoiadas no pilar, enquanto na seção seis, as vigas são uma W16x31 e uma W21x44. A Figura 39 ilustra a localização desse pilar e as vigas que se apoiam nele.

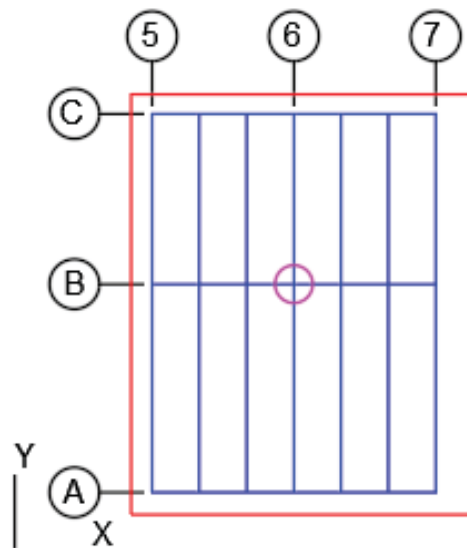
FIGURA 39 – Quarto pilar retirado localizado na seção 6, na região B.



FONTE: Adaptado da GSA (2016).

A Figura 40 mostra o local de majoração dos esforços no plano X e Y, onde o pilar removido está na seção seis, região B. Com as áreas de influência da majoração de cargas definidas, é necessário determinar o fator de majoração de carregamentos nas Análises Estáticas Lineares.

FIGURA 40 – Representação em planta do local em que os esforços são majorados na retirada de pilar na seção 6 na região B.



FONTE: Adaptado da GSA (2016).

4.3 ANÁLISES ESTÁTICAS LINEARES

A Análise Estática Linear representa uma abordagem simplificada para avaliar estruturas sujeitas à perda inesperada de pilares, uma vez que não incorpora a não linearidade física e geométrica da estrutura.

Para conduzir essa análise, o primeiro passo envolve uma avaliação completa da estrutura, sem a remoção de pilares, a fim de obter os resultados das DCRs usando a Equação 1. Uma vez obtidas todas as DCRs, é então feita uma verificação para determinar se a estrutura está apta para uma análise mais complexa. É importante destacar que, de acordo com as normas da GSA, não é recomendado utilizar procedimentos de análise estática linear em estruturas que possuem elementos com DCRs acima de 2. No entanto, para fins desta pesquisa, essa diretriz específica foi desconsiderada.

Para realizar uma análise estática linear, é necessário criar dois modelos distintos: um para as ações controladas por forças e outro para as ações controladas por deformações. No que diz respeito às ações controladas por força, de acordo com as recomendações da GSA, todas as cargas na área afetada pela remoção do pilar devem ser multiplicadas por um fator de majoração $\Omega_{LF} = 2$. Essa recomendação é baseada em estudos conduzidos pela GSA e pela ASCE, os quais demonstraram que a ampliação das cargas além desse limite não produz resultados adequados para esse tipo de ação.

Para as ações controladas por deformação, é necessário considerar a esbeltez dos elementos estruturais tipo I e H, levando em conta a mesa e a alma do elemento. O fator de majoração das ações controladas por deformação, conhecido como fator m , pode ser encontrado na Tabela 9-4 da ASCE (2017), onde são verificadas as condições de esbeltez do elemento estrutural. A Tabela 9-4 da ASCE (2017) está parcialmente reproduzida na Tabela 39 no Apêndice 1.

Os valores adotados para o fator m foram obtidos por interpolação entre as situações a e b da Tabela 39, uma vez que os elementos estruturais foram verificados na opção (c). A equação utilizada para essa interpolação é:

$$m = m_a - \frac{(m_a - m_b)}{\left(\frac{65}{\sqrt{f_{ye}}} - \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}\right)} * \left(\frac{bf}{2tf} - \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}\right) \quad (10)$$

Na equação o valor de m_a é o fator m associado à opção (a) da Tabela 39, e esse valor pode variar dependendo se o elemento é considerado primário ou secundário. Similarmente, m_b é determinado com base na opção (b) da tabela. Os valores $\frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$ e $\frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$ são padrões definidos pela ASCE 41. Por fim, $\frac{bf}{2tf}$ se refere à relação de esbeltez da mesa do perfil.

Para cada elemento estrutural, é determinado um valor de fator m , sendo que o menor desses valores é denominado como fator m_{iif} . Este último fator, identificado com base na menor esbeltez encontrada nas mesas e almas dos perfis estruturais durante as verificações reali-

zadas, desempenha um papel crucial na análise estática linear. Isso ocorre porque ele influencia diretamente as ações controladas por deformação. O fator m_{lif} é empregado na Equação 11 para calcular o incremento final de carga em cada região afetada pela retirada do pilar.

$$\Omega_{LD} = 0.9 * m_{lif} + 1.1 \quad (11)$$

Ao utilizar o menor fator m_{lif} encontrado, é possível obter o Ω_{LD} que é o fator de majoração par ações controladas por deformação de carga apropriado que leva em consideração os efeitos resultantes da perda súbita de pilares, assegurando, assim, uma análise adequada da estrutura diante do colapso progressivo.

Com base nas análises realizadas e nos fatores de majoração determinados, foram obtidos os valores de incremento de carga para cada região de retirada dos elementos estruturais para as duas análises lineares. Esses valores são apresentados na Tabela 4, permitindo uma melhor compreensão dos esforços adicionais a serem considerados nessas áreas específicas da estrutura.

TABELA 4 – Fator de incremento de carga nas Análises Estáticas Lineares.

Pilar Removido	Deformação		Força
	m_{lif} (menor fator-m)	Ω_{LD}	Ω_{LF}
1	2.34	3.206	2.0
2	2.32	3.188	2.0
3	2.32	3.188	2.0
4	2.34	3.206	2.0

FONTE: Autor (2023).

Com base nos valores de majoração de carga obtidos, é possível utilizar as Equações 5 e 6 para realizar uma análise estática linear da estrutura. Essas equações permitem avaliar a resistência potencial da estrutura frente aos efeitos do colapso progressivo. No caso de estruturas metálicas, também é necessário avaliar as conexões utilizando mesmas equações.

No caso das ações controladas por deformação, a primeira parcela da Equação 5 refere-se à resistência esperada do elemento estrutural (Q_{ce}). Neste estudo, foi considerado o valor de Z , que representa o módulo de plasticidade da seção que é tabelado pela Construction (2001) na unidade de medida in^3 , multiplicado pelo valor de resistência de escoamento de cálculo (fye) de 55 ksi, juntamente com o fator Φ de 0.9 recomendado pela AISC 360 e o fator m do elemento estrutural. O Q_{UD} representa o momento positivo que ocorre no local onde o pilar foi retirado. Assim, a equação para verificar o colapso progressivo na viga pode ser reescrita como:

$$0.9 * m * Z * fye \geq Q_{UD} \quad (12)$$

No caso das conexões, a única alteração ocorre no cálculo de Q_{UD} , que se torna a soma dos momentos que ocorrem no parafuso. O primeiro momento calculado é o momento

devido ao carregamento, que é o esforço de cisalhamento V atuando na estrutura multiplicado pela distância entre furos Di . O segundo momento atuante na região da conexão é o V_{ce} , que representa a resistência ao cisalhamento do parafuso. O valor de V_{ce} pode ser encontrado na tabela 9-5 da Construction (2001). Esse valor é multiplicado por Di dividido por 0.0005 e multiplicado por ro , que representa a rotação do elemento estrutural após a análise estática linear. A equação é a seguinte:

$$0.9 * m * Z * fye \geq (V * Di + \frac{V_{ce} * Di}{0.0005} * ro) \quad (13)$$

Nas ações controladas por forças, a verificação dos elementos estruturais é realizada por meio da Equação 14.

$$0.9 * fye * d * tw \geq V \quad (14)$$

Nessa equação, fye representa a resistência de escoamento de cálculo do material, d é a altura e tw é a espessura da alma do perfil da viga, e V é o esforço cortante atuante na estrutura. Para as conexões a verificação das ações controladas por força é dada por:

$$0.9 * V_{ce} \geq \left(\frac{V * Di}{l_b} + \frac{2 * \frac{V_{ce} * Di}{0.0005} * ro}{l_b} \right) \quad (15)$$

Na Equação 15, a segunda parte é quase idêntica à Equação 13, com a diferença de que essa parte da Equação 15 é dividida pelo comprimento do elemento estrutural l_b .

4.4 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR

As análises estáticas não lineares envolvem a criação de um modelo, para avaliar as ações controladas por forças e as ações controladas por deformações. No caso específico da GSA, as ações são ampliadas pelo fator Ω_N , que representa o fator de amplificação dinâmica. A determinação desse parâmetro segue uma metodologia diferente da utilizada para encontrar o fator m . Para calcular o fator de incremento, primeiro é necessário encontrar o ângulo de rotação de escoamento do elemento estrutural, denotado como θ_y . As equações de capacidade de rotação para vigas e pilares estão descritas a seguir.

$$\theta_y = \frac{Z * fye * l_b}{6 * E * I_b} \quad (16)$$

A Equação 16 descreve a capacidade de rotação das vigas (θ_y). Nessa equação, Z representa módulo de plasticidade da seção que é tabelado pela Construction (2001), fye é a resistência de escoamento de cálculo, l_b é o comprimento da viga, E é o módulo de elasticidade

do material e I_b é o momento de inércia da seção da viga. E a seguir é apresentado a equação de capacidade de rotação dos pilares representada pela Equação 17.

$$\theta_y = \frac{Z * f_{ye} * l_c}{6 * E * I_c} * \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad (17)$$

Nessa equação, a primeira parte é semelhante à Equação 16, mas com algumas variáveis diferentes. Em vez de l_b , utiliza-se l_c , que é o comprimento do pilar, e em vez de I_b , utiliza-se I_c , que é o momento de inércia do pilar. A equação é multiplicada por um fator relacionado ao esforço atuante (P) na estrutura e ao P_{ye} , que é o esforço de escoamento axial esperado. P_{ye} é o produto da resistência de escoamento de cálculo (f_{ye}) pela área da seção transversal do elemento estrutural (A_g). A equação pode ser reescrita como:

$$\theta_y = \frac{Z * f_{ye} * l_c}{6 * E * I_c} * \left(1 - \frac{P}{f_{ye} * A_g}\right) \quad (18)$$

Para encontrar o fator m_{lif} nas análises estáticas não lineares, é necessário consultar a Tabela 9-5 da norma ASCE 41 que está parcialmente reproduzida na Tabela 40 no Apêndice 2.

Os valores do fator m_{lif} para as análises estáticas não lineares foram obtidos por meio de uma interpolação linear utilizando a Equação 10 dos valores de rotação descritos na Tabela 40. Os resultados dos fatores de amplificação dinâmicos Ω_n para cada retirada de pilar foram calculados com base na Equação 8. A Tabela 5 apresenta os resultados da majoração de cargas aplicadas nas regiões de retirada de pilar nas análises estáticas não lineares.

TABELA 5 – Fator de majoração de cargas nas Análises Estáticas Não Lineares.

Pilar Removido	Θ_y (rad)	Θ_{pra} (rad)	fator de amplificação
1	0.0110	0.0358	1.3
2	0.0092	0.0354	1.2
3	0.0040	0.0339	1.2
4	0.0112	0.0358	1.3

FONTE: ASCE (2017).

Nessa abordagem, as Equações 14 e 15 são empregadas para avaliar a estabilidade da estrutura, levando em consideração as ações controladas por força.

Nas análises estáticas não lineares para ações controladas por deformação, os esforços de momento fletor e cortante não são diretamente considerados nas verificações de aceitação da estrutura. Em vez disso, utiliza-se a rotação máxima que os elementos estruturais podem sofrer como critério de avaliação. Essa abordagem é adotada para capturar o comportamento não linear dos elementos durante a plastificação, o que é essencial para uma análise mais precisa do colapso progressivo da estrutura.

Para melhorar as respostas obtidas nas análises não lineares e simular o comportamento de plastificação nos elementos unidimensionais, são utilizados os chamados "hinges" (articulações ou rótulas). Esses hinges são elementos que representam a capacidade de

rotação e deformação plástica nos elementos estruturais. Dessa forma, é possível capturar os efeitos não lineares e as redistribuições de carga que ocorrem durante a ocorrência de danos na estrutura.

É importante mencionar que as conexões na estrutura são os elementos mais vulneráveis durante a remoção dos pilares. Portanto, a rotação máxima permitida na estrutura não deve exceder os valores especificados para as conexões WUF, conforme descrito na Tabela 6.

TABELA 6 – Critério de aceitação nas análises não lineares tabela 9-6 da ASCE 41.

Ângulo de rotação plástica (rad)			
	IO	LS	CP
Conexão	0.010–0.00015d	0.0375–0.00045 d	0.050–0.00060 d
d- altura do perfil utilizado			

FONTE: ASCE (2017).

As estruturas são projetadas com base em três níveis de segurança estabelecidos pela ASCE 41, que abrangem Ocupação Imediata (Immediate Occupancy - IO), priorizando a capacidade de continuar a ocupação após um evento, Segurança à Vida (Life Safety - LS), que visa garantir a segurança das pessoas em situações de emergência, e Prevenção do Colapso (Collapse Prevention - CP), cujo objetivo é evitar o colapso estrutural em eventos extremos.

É essencial que a estrutura seja capaz de atender a esses estágios sem ultrapassar os limites de segurança estabelecidos para garantir a proteção das pessoas e evitar o colapso da edificação. Portanto, os resultados das análises estáticas e dinâmicas devem ser cuidadosamente avaliados para garantir que a estrutura cumpra com os critérios de segurança em cada estágio de utilização.

Além dessas verificações, alguns parâmetros essenciais foram configurados no SAP2000 para garantir uma avaliação adequada nessa análise não linear, seguindo a abordagem adotada pelos pesquisadores Marjanishvili e Agnew (2006) em seus estudos. O primeiro parâmetro envolve a aplicação do caso de carregamento não linear com efeito P-Delta, no qual as condições iniciais são estabelecidas a partir de um estado em que os elementos não estão submetidos a tensões. Além disso, é utilizado um caso modal com 300 modos de vibração diferentes para simular a perda repentina do pilar. E um critério de convergência de $1E-4$ é empregado, resultando em um total de 200 passos por estágio de carregamento.

4.5 ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

As análises dinâmicas não lineares têm como objetivo principal capturar a resposta da estrutura a diversos modos de vibração. Nesse processo, são analisados um total de 300 modos

de vibração diferentes, proporcionando uma avaliação completa e representativa do comportamento da estrutura sob condições dinâmicas variadas. Foi empregando no SAP2000 a técnica de histórico de tempo não linear, com um total de 3000 passos de tempo, avançando em intervalos de 0.1 segundos. O critério de convergência estabelecido é de $1E-5$, outras configurações são padrão do modelo do SAP2000.

É relevante ressaltar que nesta análise não é aplicado nenhum fator de amplificação dinâmica, sendo utilizado apenas um amortecimento modal de 5%. Esse valor de amortecimento foi previamente validado por pesquisadores de renome, como Marjanishvili e Agnew (2006), em suas próprias investigações. A aplicação adequada do amortecimento modal é fundamental para garantir a precisão dos resultados nas análises dinâmicas não lineares, permitindo uma avaliação mais realista do comportamento dinâmico da estrutura em situações de excitação sísmica ou outros eventos dinâmicos.

A metodologia aplicada para todas as análises seguiu rigorosamente os parâmetros estabelecidos pelos pesquisadores Marjanishvili e Agnew (2006), fornecendo uma base sólida para a análise do colapso progressivo na estrutura metálica em estudo. Através das análises lineares e não lineares realizadas, foi possível avaliar a resistência e a capacidade de suporte da edificação frente à remoção dos pilares selecionados.

Para simplificar a compreensão da metodologia adotada neste estudo, apresenta o fluxograma na Figura 41. O processo inicia com a seleção da estrutura, seguida por uma análise preliminar da mesma, sem a remoção dos pilares, para entender os esforços atuantes. Após essa etapa, é feito a remoção do pilar e realizado a análise estática linear para verificar as DCRs. Se a estrutura atende às DCRs, como indicado em azul no fluxograma, passa para a verificação das ações controladas por força e deformação. Se a estrutura passar nessas verificações, nenhuma ação adicional é necessária, pois ela suporta a remoção do pilar.

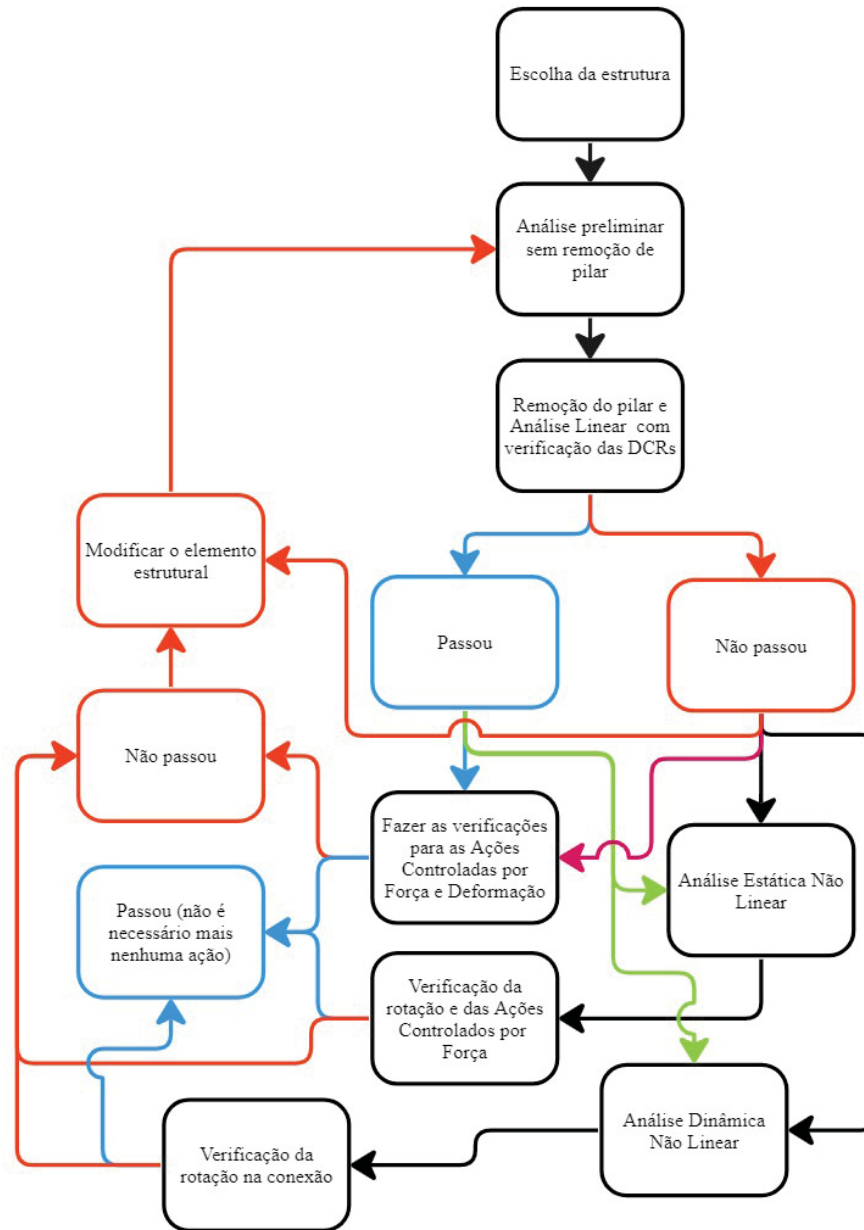
Além disso, é possível seguir o caminho verde, onde são realizadas análises estáticas não lineares e dinâmicas não lineares para validar os resultados obtidos, garantindo uma compreensão mais robusta do comportamento estrutural em cenários de colapso progressivo.

No caso em que a estrutura não atende às DCRs, existem quatro ações possíveis, conforme demonstrado no fluxograma. A primeira opção é a modificação do elemento estrutural, seguida da repetição de todas as análises. A segunda abordagem envolve uma análise estática não linear, combinada com verificações de rotação e esforços controlados por força. Se a estrutura atender a esses critérios, nenhuma ação adicional é necessária. No entanto, se não atender, é necessário realizar modificações no elemento estrutural.

O terceiro caminho representa a análise dinâmica não linear, na qual verificamos apenas a rotação do elemento estrutural. Se a estrutura mantiver a rotação dentro dos limites estabelecidos pela ASCE 41, ela é considerada apta e não requer modificações. No entanto, se não cumprir esses critérios, será necessário substituir o elemento estrutural e reiniciar as análises. O último caminho em lilás indica a possibilidade de realizar verificações de esforços controlados por força e deformação na análise estática linear, uma abordagem específica utilizada nesta

pesquisa para avaliar o desempenho da estrutura.

FIGURA 41 – Fluxograma de Análise Estrutural Detalhada.



miro

FONTE: Autor (2023).

Neste próximo capítulo, serão apresentados os principais resultados e conclusões obtidos a partir dessas análises. Esses resultados fornecerão informações valiosas sobre o comportamento estrutural em situações críticas, contribuindo para o aprimoramento das práticas de projeto e construção. O foco será voltado para a garantia da segurança e resiliência das estruturas diante de eventos de colapso progressivo.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A presente análise tem como objetivo investigar o comportamento estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos durante a remoção de pilares. Para isso, foram realizadas análises estáticas e dinâmicas não lineares, bem como a verificação das ações controladas por força e deformação nos elementos estruturais e conexões. Os resultados obtidos fornecem uma visão abrangente sobre a estabilidade e a segurança da estrutura ao longo desse processo crítico.

Inicialmente, a análise estática linear, através da Razão Demanda-Capacidade (DCR), procura verificar se os elementos estruturais estão operando dentro dos limites de resistência durante a remoção de pilares.

Em seguida, a análise estática não linear determina os esforços nas vigas e conexões durante a remoção do pilar. Os resultados apontam que diversas vigas principais, como as W24x62, não atenderam aos critérios de aceitação, excedendo os valores limite de esforços.

A análise dinâmica não linear permite avaliar o comportamento da estrutura em resposta à remoção do pilar sob condições dinâmicas. Verifica-se que as vigas principais W24x62 também não atingiram os critérios de aceitação, indicando respostas não lineares significativas.

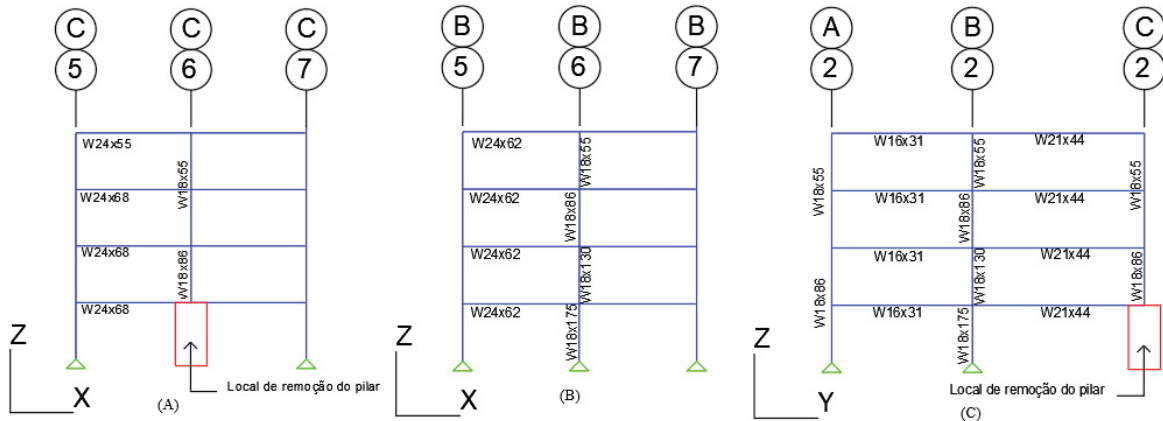
Contudo, nem todas as vigas apresentam comportamento inadequado. As vigas secundárias W16x31 e W21x44, assim como as conexões na cobertura, atendem aos critérios de aceitação em todas as análises realizadas.

Esses resultados ressaltam a importância de uma análise estrutural detalhada ao realizar a remoção de pilares em edifícios de múltiplos pavimentos. A seguir serão apresentados os resultados da remoção dos pilares na estrutura começando pelo pilar 1 até o pilar 4.

5.1 REMOÇÃO DO PILAR 1

O primeiro pilar a ser removido da estrutura está localizado na região C, seção 6, conforme ilustrado na Figura 42. Nessa figura, é possível identificar todos os elementos estruturais afetados pela remoção desse pilar. As ilustrações (42A) e (42C) representam os elementos estruturais primários, enquanto que a ilustração (42B) mostra as vigas secundárias.

FIGURA 42 – Primeiro pilar retirado localizado no meio da estrutura na seção 6, região C.



FONTE: Autor (2023).

5.1.1 Análise estática linear

Foi iniciada a verificação da estrutura com a análise estática linear. Essa análise tem como objetivo avaliar o desempenho estrutural e identificar possíveis áreas de falha. Para essa avaliação, utilizou-se a DCR, que permite identificar a necessidade de modificações nos elementos estruturais caso a DCR ultrapasse o valor de 2, limite estipulado pela norma GSA. Mesmo ultrapassando esse limite, foi optado por prosseguir com a análise a fim de obter um melhor entendimento do comportamento da estrutura.

Os resultados das DCRs dos principais elementos primários e secundários da região C, seção 6, são apresentados na Tabela 7 e demonstram que, nas ações controladas por forças, as DCRs ultrapassam o limite apenas nas vigas primárias W24x68, que recebem uma carga distribuída das paredes e esforços provenientes das vigas secundárias W21x44. Já nas ações controladas por deslocamento, as DCRs foram ultrapassadas nas vigas primárias W24x68 e W24x55, bem como nas vigas W21x44 localizadas abaixo do pavimento cobertura. Esses resultados destacam a necessidade de reforços adicionais nessas vigas, visando garantir a segurança e a capacidade de carga adequadas, e reduzir as DCRs para assegurar a integridade estrutural em situações de colapso progressivo.

TABELA 7 – Resultado das DCRs na remoção do pilar 1.

Local da viga	Viga	Q _{ce} = Z _{fye}	Q (KN.m)		DCR	
		KN.m	Força	Deformação	Força	Deformação
pav. 2	W24x68	1099.91	2385.56	3809.51	2.17	3.46
pav. 3	W24x68	1099.91	2371.78	3791.54	2.16	3.45
pav. 4	W24x68	1099.91	2239.92	3572.13	2.04	3.25
Cobertura	W24x55	832.70	1293.45	2070.22	1.55	2.49
pav. 2	W21x44*	592.83	1045.45	1665.96	1.76	2.81
pav. 3	W21x44*	592.83	982.74	1561.45	1.66	2.63
pav. 4	W21x44*	592.83	996.19	1566.20	1.68	2.64
Cobertura	W21x44*	592.83	277.49	431.26	0.47	0.73
pav. 2	W24x62*	950.77	1396.94	1741.89	1.47	1.83
pav. 3	W24x62*	950.77	1389.71	1761.66	1.46	1.85
pav. 4	W24x62*	950.77	1407.00	1753.41	1.48	1.84
Cobertura	W24x62*	950.77	318.96	392.62	0.34	0.41

* - Vigas secundárias

As células verdes são os elementos que não ultrapassaram o limite estabelecido.

As células laranjas são os elementos que ultrapassaram o limite estabelecido.

FONTE: Autor (2023).

Após a análise das DCRs, os resultados dos momentos fletores da estrutura (Q_{ud}) na remoção do pilar 1 foram utilizados para avaliar os esforços controlados por deformação. Verificou-se que o Q_{ud} não ultrapassou o limite da resistência Q_{ce} do elemento e das conexões, conforme estabelecido pela Equação 12 e 13.

Os detalhes desses resultados podem ser consultados nas Tabelas 8 e 9. Para indicar se os resultados atenderam aos critérios de aceitação da estrutura, a palavra "passou" será exibida na coluna de aceitação das tabelas para os elementos estruturais que estiverem dentro dos limites estabelecidos. Para os elementos estruturais que excederem esses limites, a palavra "não passou" será registrada na coluna de aceitação.

TABELA 8 – Resultado das ações controladas por deformação nos elementos estruturais na remoção do pilar 1.

Local da Viga	Viga	Fator-m	fi*Fator-m*Qce	Qud	Aceitação
		(viga)	KN.m	KN.m	
pav. 2	W24x68	6.14	6078.09	2203.32	Passou
pav. 3	W24x68	6.14	6078.09	2159.36	Passou
pav. 4	W24x68	6.14	6078.09	2049.44	Passou
Cobertura	W24x55	8.22	6160.30	1905.55	Passou
pav. 2	W21x44*	11.04	5890.37	749.77	Passou
pav. 3	W21x44*	11.04	5890.37	724.01	Passou
pav. 4	W21x44*	11.04	5890.37	852.81	Passou
Cobertura	W21x44*	11.04	5890.37	149.14	Passou
pav. 2	W24x62*	16.00	13691.05	949.07	Passou
pav. 3	W24x62*	16.00	13691.05	949.07	Passou
pav. 4	W24x62*	16.00	13691.05	985.68	Passou
Cobertura	W24x62*	16.00	13691.05	233.20	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

TABELA 9 – Resultado das ações controladas por deformação nas conexões na remoção do pilar 1.

Local da Viga	Viga	Fator-m	fi*Fator-m*Qce	Qud	Aceitação
		(Conexão)	KN.m	KN.m	
pav. 2	W24x68	2.34	2316.40	300.06	Passou
pav. 3	W24x68	2.34	2316.40	299.15	Passou
pav. 4	W24x68	2.34	2316.40	295.13	Passou
Cobertura	W24x55	2.35	1761.16	241.81	Passou
pav. 2	W21x44*	4.86	2593.04	195.24	Passou
pav. 3	W21x44*	4.86	2593.04	192.25	Passou
pav. 4	W21x44*	4.86	2593.04	187.33	Passou
Cobertura	W21x44*	4.86	2593.04	145.24	Passou
pav. 2	W24x62*	4.66	3987.52	101.40	Passou
pav. 3	W24x62*	4.66	3987.52	101.40	Passou
pav. 4	W24x62*	4.66	3987.52	103.17	Passou
Cobertura	W24x62*	4.66	3987.52	31.90	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

Os resultados dos esforços cortantes da estrutura (Q_{uf}) na remoção do pilar 1 foram utilizados para avaliar os esforços controlados por força. Verificou-se que o Q_{uf} não ultrapassou o limite da resistência Q_{cl} do elemento e das conexões, conforme estabelecido pela Equação 14 e 15. Os detalhes desses resultados podem ser encontrados na Tabela 10. É importante ressaltar que os elementos primários devem ter prioridade na avaliação dos esforços controlados por deformação e por força.

TABELA 10 – Resultado das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões na remoção do pilar 1.

Local da Viga	Viga	f*Qcl	V = Quf	f*Vce	Quf	Aceitação
		KN	KN	KN	KN	
pav. 2	W24x68	1971.25	1165.43	254.61	54.27	Passou
pav. 3	W24x68	1971.25	1163.12	254.61	54.09	Passou
pav. 4	W24x68	1971.25	1120.95	254.61	53.62	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	587.16	254.61	47.15	Passou
pav. 2	W21x44*	1447.42	604.96	254.61	25.11	Passou
pav. 3	W21x44*	1447.42	591.61	254.61	24.75	Passou
pav. 4	W21x44*	1447.42	604.96	254.61	23.93	Passou
Cobertura	W21x44*	1447.42	137.89	254.61	20.75	Passou
pav. 2	W24x62*	2043.37	840.71	254.61	14.00	Passou
pav. 3	W24x62*	2043.37	840.71	254.61	14.00	Passou
pav. 4	W24x62*	2043.37	849.61	254.61	14.30	Passou
Cobertura	W24x62*	2043.37	200.17	254.61	5.03	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

5.1.2 Análise estática não linear

Na análise estática não linear, ao mudar a avaliação para as ações controladas por deformação, são consideradas as rotações dos elementos estruturais e das conexões. Devido às conexões serem os elementos mais vulneráveis na estrutura metálica, utilizou-se o limite de rotação das conexões WUF, conforme apresentado na Tabela 6. Os resultados para o critério de aceitação dos elementos analisados não podem ultrapassar o valor do estágio de Prevenção do Colapso (Collapse Prevention - CP), conforme estabelecido pela ASCE 41. Na Tabela 11, são apresentados os resultados obtidos para os elementos primários com maiores rotações na estrutura, demonstrando a conformidade da estrutura com os limites de segurança estabelecidos para a fase de ocupação da estrutura (IO). Isso garante que a estrutura é capaz de resistir a possíveis colapsos e garantir a segurança dos ocupantes e das instalações.

TABELA 11 – Resultado das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 1.

Local da viga	Viga	Ângulo de rotação plástica (rad)			Rotação rad	Aceitação
		IO	SF	CP		
pav. 2	W24x68	0.00644050	0.0268215	0.035762	0.0237	Passou
pav. 3	W24x68	0.00644050	0.0268215	0.035762	0.00421	Passou
pav. 4	W24x68	0.00644050	0.0268215	0.035762	0.00546	Passou
Cobertura	W24x55	0.00646450	0.0268935	0.035858	0.00596	Passou

FONTE: Autor (2023).

A Tabela 12 apresenta os resultados das ações controladas por forças dos elementos mais críticos na análise estática não linear. É possível observar que os esforços nas conexões foram verificados com uma margem de segurança significativa. Esses resultados reforçam a resistência das conexões e a sua capacidade de suportar os esforços atuantes na estrutura. Isso é de extrema importância, visto que as conexões são elementos fundamentais para garantir a estabilidade e a integridade da estrutura metálica. Com os esforços controlados adequadamente nas conexões, a estrutura pode se comportar de forma segura e eficiente sob diferentes condições de carregamento. Dessa forma, a análise estática não linear confirma a robustez da estrutura metálica diante de carregamentos críticos.

TABELA 12 – Resultado das ações controladas por forças na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 1.

Local da viga	Viga	fi*Qcl	V = Quf	fi*Vce	Quf	Aceitação
		KN	KN	KN	KN	
pav. 2	W24x68	1971.25	444.82	254.61	30.38	Passou
pav. 3	W24x68	1971.25	440.37	254.61	8.91	Passou
pav. 4	W24x68	1971.25	449.27	254.61	10.37	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	266.89	254.61	9.15	Passou

FONTE: Autor (2023).

5.1.3 Análise dinâmica não linear

Na análise dinâmica não linear, os resultados dos elementos mais críticos também são apresentados na Tabela 13. Nota-se que a viga mais crítica está localizada no pavimento da cobertura. Essa situação ocorre porque, nesse estágio, as vigas de cobertura não conseguem ativar de maneira eficiente o mecanismo de resistência da ação de flexão. Essa constatação ressalta a importância de garantir que as vigas de cobertura sejam projetadas adequadamente para

suportar os carregamentos dinâmicos e os efeitos de flexão. Nesse sentido, é essencial considerar cuidadosamente a resistência, o dimensionamento e as conexões das vigas de cobertura para garantir a estabilidade e segurança da estrutura como um todo durante eventos dinâmicos ou sísmicos. Os resultados da análise dinâmica não linear fornecem informações cruciais para aprimorar o projeto estrutural e garantir que a estrutura metálica esteja preparada para enfrentar situações críticas e extremas com eficiência e segurança.

TABELA 13 – Resultado da Análise Dinâmica Não Linear na remoção do pilar 1.

Local da viga	Viga	Ângulo de rotação plástica (rad)			Rotação rad	Aceitação
		IO	SF	CP		
pav. 2	W24x68	0.00644050	0.0268215	0.0357620	0.00217	Passou
pav. 3	W24x68	0.00644050	0.0268215	0.0357620	0.00354	Passou
pav. 4	W24x68	0.00644050	0.0268215	0.0357620	0.0046	Passou
Cobertura	W24x55	0.00646450	0.0268935	0.0358580	0.0076	Passou

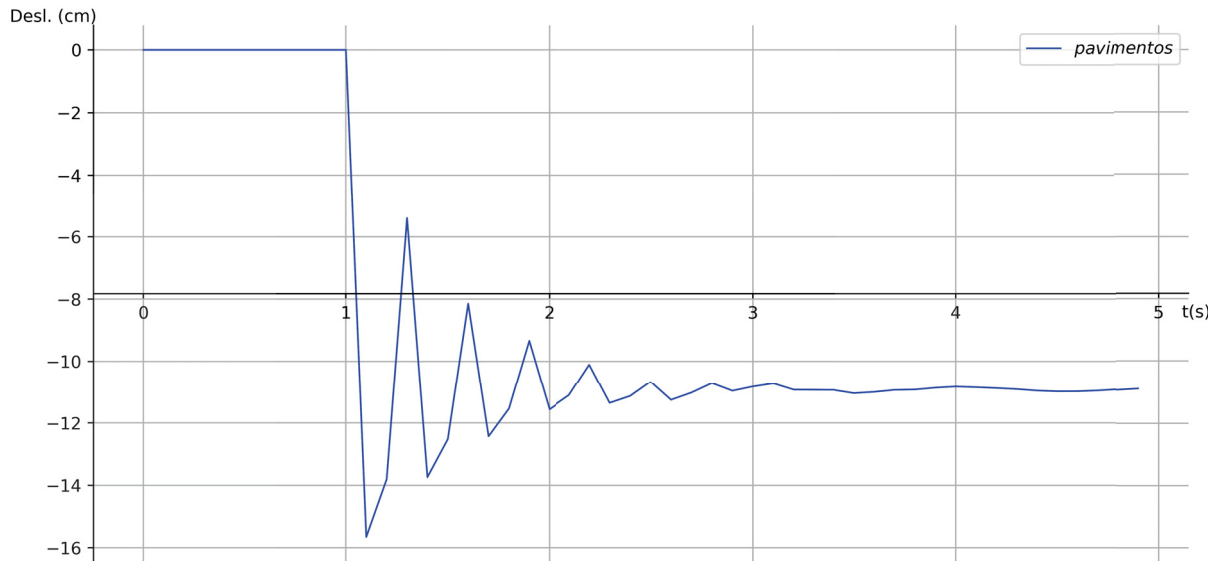
FONTE: Autor (2023).

A Figura 43 a seguir mostra um gráfico com o eixo X representando o tempo em segundos e o eixo Y representando o deslocamento em cm do pavimento 2 acima do pilar removido. A curva do gráfico apresenta o comportamento da estrutura ao longo do tempo, especialmente no momento em que o pilar é retirado. Inicialmente, o gráfico exibe o deslocamento estático da estrutura. À medida que o tempo avança e o pilar é retirado, o gráfico mostra um aumento nos deslocamentos dos pavimentos, indicando a reação da estrutura à perda do suporte do pilar.

Após a remoção do pilar, o gráfico que relaciona os deslocamentos dos pavimentos com o tempo exibe uma resposta não linear da estrutura. À medida que o tempo avança, os deslocamentos aumentam rapidamente, atingindo um valor máximo de -15.65 cm, evidenciando a instabilidade inicial causada pela perda do suporte do pilar. No entanto, após aproximadamente 3 segundos, a estrutura começa a se estabilizar em sua nova posição, alcançando um deslocamento final de -10.917 cm em relação à sua posição original.

Esse resultado sugere que a estrutura conseguiu redistribuir as cargas e encontrar um novo equilíbrio, mesmo após a retirada do pilar. O valor negativo de deslocamento indica que a estrutura se moveu para baixo em relação à sua posição inicial, o que é esperado devido à perda de suporte do pilar.

FIGURA 43 – Gráfico de deslocamento vs tempo no pavimento 2 na região em que é retirado o pilar 1.



FONTE: Autor (2023).

A Tabela 14 apresenta os deslocamentos obtidos a cima do pilar removido em cada análise realizada. Nota-se que os deslocamentos obtidos na análise estática não linear são os que mais se aproximam dos resultados obtidos na análise dinâmica não linear.

Essa observação é significativa, pois sugere que a abordagem empregada na análise estática não linear, com o controle de esforços e deslocamentos, é capaz de oferecer resultados que se aproximam do comportamento dinâmico da estrutura quando submetida à remoção do pilar. Isso possui relevância, uma vez que a análise estática não linear geralmente é mais simples e eficiente em termos de tempo de processamento da estrutura do que a análise dinâmica não linear.

TABELA 14 – Resultado dos deslocamentos da estrutura na região de remoção do pilar 1.

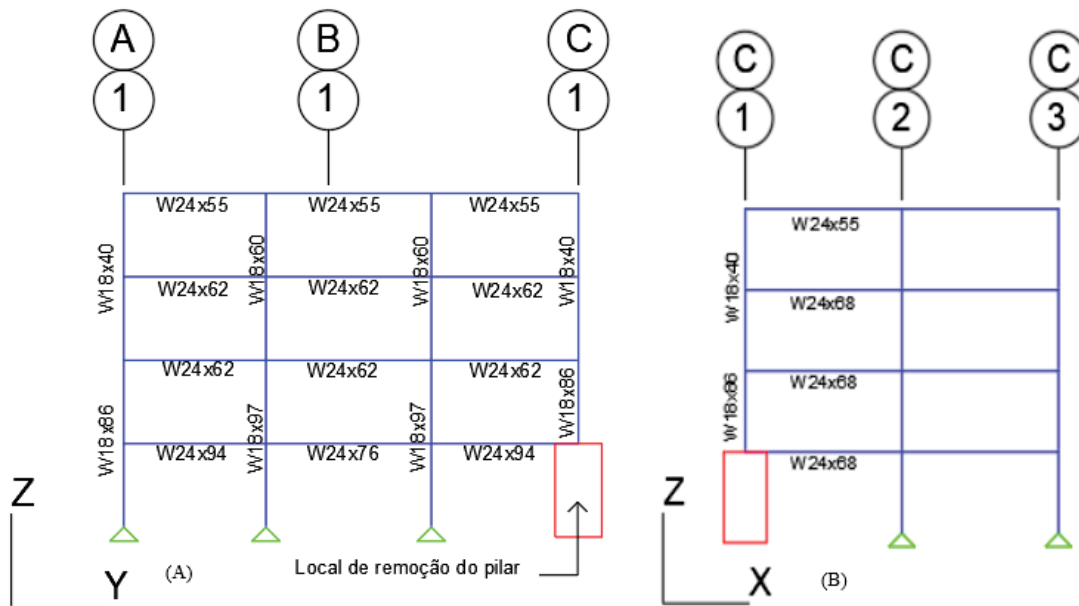
Remoção do pilar 1	Estática Linear		Estática Não Linear	Dinâmica Não Linear	
	CF (cm)	CD (cm)	CD e CF (cm)	CD (cm)	Desl. Máx (cm)
Pav. 2	-22.162	-35.648	-22.627	-10.917	-15.652
Pav. 3	-22.152	-35.632	-22.615	-10.914	-15.657
Pav. 4	-22.117	-35.574	-22.576	-10.914	-15.663
Cobertura	-22.055	-35.471	-22.521	-10.879	-15.665

FONTE: Autor (2023).

5.2 REMOÇÃO DO PILAR 2

O segundo pilar a ser retirado da estrutura está localizado na região C, seção 1, conforme ilustrado na Figura 44. Nessa figura, é possível identificar todos os elementos estruturais afetados pela remoção desse pilar, sendo a ilustração (A) relacionada aos elementos estruturais localizados no eixo Y-Z e a ilustração (B) aos elementos estruturais no eixo X-Z.

FIGURA 44 – Detalhes do pilar 2 retirado na seção 1, região C.



FONTE: Autor (2023).

5.2.1 Análise estática linear

Iniciou-se a verificação da estrutura com a análise estática linear, utilizando a DCR, o que permitiu identificar os elementos mais suscetíveis a entrar em colapso na remoção do pilar. As vigas mais críticas foram as W24x68 e uma viga secundária W21x44, como indicado pelos valores de DCR controlados por deformação, que podem ser observados na Tabela 15.

TABELA 15 – Resultado das DCRs na remoção do pilar 2.

Local da viga	Viga	Qce = Zfy	Q (KN.m)		DCR	
		KN.m	Força	Deformação	Força	Deformação
pav. 2	W24x68	1099.91	1424.74	2426.35	1.30	2.21
pav. 3	W24x68	1099.91	1425.08	2415.05	1.30	2.20
pav. 4	W24x68	1099.91	1341.69	2245.12	1.22	2.04
Cobertura	W24x55	832.70	305.51	1030.31	0.37	1.24
pav. 2	W24x94	1578.40	1556.70	2471.32	0.99	1.57
pav. 3	W24x62	950.77	1163.29	1845.27	1.22	1.94
pav. 4	W24x62	950.77	1104.77	1748.67	1.16	1.84
Cobertura	W24x55	832.70	691.24	1123.63	0.83	1.35
pav. 2	W24x62*	950.77	1524.28	1901.31	1.60	2.00
pav. 3	W24x62*	950.77	1516.82	1900.97	1.60	2.00
pav. 4	W24x62*	950.77	1417.28	1786.06	1.49	1.88
Cobertura	W24x62*	950.77	652.94	431.49	0.69	0.45
pav. 2	W21x44*	592.83	740.16	1167.58	1.25	1.97
pav. 3	W21x44*	592.83	739.49	1157.76	1.25	1.95
pav. 4	W21x44*	592.83	801.18	1241.36	1.35	2.09
Cobertura	W21x44*	592.83	131.06	203.94	0.22	0.34

* - Vigas secundárias

As células verdes são os elementos que não ultrapassaram o limite estabelecido.

As células laranjas são os elementos que ultrapassaram o limite estabelecido.

FONTE: Autor (2023).

Posteriormente, os resultados dos momentos fletores (Q_{ud}) obtidos na remoção do segundo pilar foram utilizados para a análise dos esforços controlados por deformação. Nesse caso, verificou-se que os valores de Q_{ud} não ultrapassaram os limites de resistência (Q_{ce}) dos elementos e das conexões, conforme estabelecido pelas Equações 12 e 13 da metodologia. Mais detalhes desses resultados estão disponíveis nas Tabelas 16 e 17. Para indicar se os resultados atenderam aos critérios de aceitação da estrutura, a palavra "passou" será exibida na coluna de aceitação das tabelas para os elementos estruturais que estiverem dentro dos limites estabelecidos. Para os elementos estruturais que excederem esses limites, a palavra "não passou" será registrada na coluna de aceitação.

TABELA 16 – Resultado das ações controladas por deformação nos elementos estruturais na remoção do pilar 2.

Local da viga	Viga	Fator-m	fi*Fator-m*Qce	Qud	Aceitação
		(viga)	KN.m	KN.m	
pav. 2	W24x68	6.14	6078.09	829.76	Passou
pav. 3	W24x68	6.14	6078.09	832.47	Passou
pav. 4	W24x68	6.14	6078.09	783.66	Passou
Cobertura	W24x55	8.22	6160.30	94.91	Passou
pav. 2	W24x94	13.22	18779.78	1335.48	Passou
pav. 3	W24x62	16.00	13691.05	1213.46	Passou
pav. 4	W24x62	16.00	13691.05	985.68	Passou
Cobertura	W24x55	8.22	6160.30	633.17	Passou
pav. 2	W24x62*	11.04	9446.82	1740.87	Passou
pav. 3	W24x62*	11.04	9446.82	1705.62	Passou
pav. 4	W24x62*	11.04	9446.82	1731.38	Passou
Cobertura	W24x62*	11.04	9446.82	429.79	Passou
pav. 2	W21x44*	16.00	8536.77	721.30	Passou
pav. 3	W21x44*	16.00	8536.77	748.41	Passou
pav. 4	W21x44*	16.00	8536.77	890.77	Passou
Cobertura	W21x44*	16.00	8536.77	203.37	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

TABELA 17 – Resultado das ações controladas por deformação nas conexões na remoção do pilar 2.

Local da viga	Viga	Fator-m	fi*Fator-m*Qce	Qud	Aceitação
		(Conexão)	KN.m	KN.m	
pav. 2	W24x68	2.34	2316.40	207.48	Passou
pav. 3	W24x68	2.34	2316.40	207.48	Passou
pav. 4	W24x68	2.34	2316.40	204.31	Passou
Cobertura	W24x55	2.35	1761.16	160.68	Passou
pav. 2	W24x94	2.32	3295.69	218.83	Passou
pav. 3	W24x62	4.66	3987.52	210.53	Passou
pav. 4	W24x62	4.66	3987.52	206.58	Passou
Cobertura	W24x55	2.35	1761.16	185.85	Passou
pav. 2	W24x62*	4.86	4158.66	145.23	Passou
pav. 3	W24x62*	4.86	4158.66	148.87	Passou
pav. 4	W24x62*	4.86	4158.66	151.63	Passou
Cobertura	W24x62*	4.86	4158.66	38.18	Passou
pav. 2	W21x44*	4.66	2486.33	102.99	Passou
pav. 3	W21x44*	4.66	2486.33	108.34	Passou
pav. 4	W21x44*	4.66	2486.33	128.25	Passou
Cobertura	W21x44*	4.66	2486.33	33.03	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

Os resultados das análises estáticas para as ações controladas por força são apresentados na Tabela 18. Nela, são listados os valores dos esforços nas vigas primárias e secundárias em diferentes pavimentos e na cobertura. Os esforços incluem o limite de força inferior (Q_{cl}), a força interna resistente ao cisalhamento do parafuso (V_{ce}), a o resultado das ações controladas por força (Q_{uf}) e o critério de Aceitação.

Em todos os casos, os valores de Q_{uf} foram menores do que a resistência do elemento e da conexão, indicando que a estrutura possui uma capacidade adequada para suportar as forças atuantes nas vigas. As vigas secundárias também apresentaram resultados satisfatórios, com os valores de Q_{uf} dentro dos limites de resistência. Isso reforça a estabilidade e a segurança da estrutura, pois todas as vigas foram capazes de suportar os carregamentos sem apresentar riscos de colapso.

TABELA 18 – Resultado das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões na remoção do pilar 2.

Local da viga	Viga	fi*Qcl	V = Quf	fi*Vce	Quf	Aceitação
		KN	KN	KN	KN	
pav. 2	W24x68	1971.25	796.23	254.61	37.62	Passou
pav. 3	W24x68	1971.25	796.23	254.61	37.62	Passou
pav. 4	W24x68	1971.25	760.64	254.61	37.27	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	271.34	254.61	32.49	Passou
pav. 2	W24x94	2506.05	680.57	254.61	47.75	Passou
pav. 3	W24x62	2043.37	587.16	254.61	46.70	Passou
pav. 4	W24x62	2043.37	542.68	254.61	46.20	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	311.37	254.61	43.55	Passou
pav. 2	W24x62*	2043.37	987.50	254.61	22.23	Passou
pav. 3	W24x62*	2043.37	987.50	254.61	23.03	Passou
pav. 4	W24x62*	2043.37	969.71	254.61	23.81	Passou
Cobertura	W24x62*	2043.37	213.51	254.61	6.29	Passou
pav. 2	W21x44*	1447.42	533.78	254.61	11.82	Passou
pav. 3	W21x44*	1447.42	538.23	254.61	12.59	Passou
pav. 4	W21x44*	1447.42	569.37	254.61	15.35	Passou
Cobertura	W21x44*	1447.42	111.21	254.61	4.19	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

5.2.2 Análise estática não linear

Na análise estática não linear, ao considerar as ações controladas por deformação, levam em conta as rotações dos elementos estruturais e das conexões. Devido à suscetibilidade

das conexões a danos em estruturas metálicas, adotamos o limite de rotação estabelecido para as conexões WUF, conforme indicado na Tabela 6. Os resultados das rotações durante a análise estática não linear, realizada durante a remoção do pilar 2, estão apresentados na Tabela 19. Nessa análise, avaliamos os ângulos de rotação plástica das vigas em diferentes pavimentos, considerando os critérios de aceitação para três estágios de segurança: IO, LS e CP. Os resultados evidenciam que todos os elementos estruturais analisados atenderam aos critérios de aceitação em relação aos três estágios de segurança. Isso confirma que a estrutura permaneceu estável durante a remoção do pilar 2, sem comprometer substancialmente sua capacidade de suporte. Dessa forma, a estrutura manteve-se segura sob as condições de carregamento consideradas.

TABELA 19 – Resultado das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 2.

Local da viga	Viga	Ângulo de rotação plástica (rad)			Rotação	Aceitação
		IO	SF	CP		
pav. 2	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.00042	Passou
pav. 3	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.00014	Passou
pav. 4	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.00002	Passou
Cobertura	W24x55	0.0064645	0.0268935	0.035858	0.00038	Passou
pav. 2	W24x94	0.0063535	0.0265605	0.035414	0.00041	Passou
pav. 3	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.00029	Passou
pav. 4	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.00026	Passou
Cobertura	W24x55	0.0064645	0.0268935	0.035858	0.00063	Passou

FONTE: Autor (2023).

A Tabela 20 apresenta os resultados das ações controladas por forças na análise estática não linear na remoção do pilar 2. Nessa análise, foram verificados os esforços nas vigas em diferentes pavimentos. Os resultados indicam que todos os elementos estruturais analisados passaram nos critérios de aceitação, demonstrando que a estrutura permaneceu estável e segura durante a remoção do pilar 2. Os valores dos esforços estão dentro dos limites de resistência dos elementos, garantindo a integridade e a capacidade de suporte da estrutura. Isso evidencia que a remoção do pilar 2 não causou instabilidade ou falha na estrutura, mantendo-a em conformidade com os critérios de segurança estabelecidos na análise.

TABELA 20 – Resultado das ações controladas por forças na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 2.

Local da viga	Viga	fi*Qcl	V = Quf	fi*Vce	Quf	Aceitação
		KN	KN	KN	KN	
pav. 2	W24x68	1971.25	293.58	254.61	3.31	Passou
pav. 3	W24x68	1971.25	299.23	254.61	3.06	Passou
pav. 4	W24x68	1971.25	285.40	254.61	2.76	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	107.29	254.61	1.46	Passou
pav. 2	W24x94	2506.05	258.62	254.61	3.43	Passou
pav. 3	W24x62	2043.37	224.37	254.61	2.89	Passou
pav. 4	W24x62	2043.37	209.78	254.61	2.69	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	118.68	254.61	2.14	Passou

FONTE: Autor (2023).

5.2.3 Análise dinâmica não linear

A Tabela 21 apresenta os resultados da análise dinâmica não linear na remoção do pilar 2. Nessa análise, foram avaliados os ângulos de rotação plástica das vigas em diferentes pavimentos, considerando os critérios de aceitação. Os resultados mostram que todas as vigas analisadas atenderam aos critérios de aceitação para o estágio de ocupação imediata. As rotações plásticas obtidas nas análises estão dentro dos limites estabelecidos pelas normas e critérios de segurança, o que indica que a estrutura possui uma resposta adequada mesmo diante de condições extremas, como a remoção do pilar 2.

TABELA 21 – Resultado da Análise Dinâmica Não Linear na remoção do pilar 2.

Local da viga	Viga	Ângulo de rotação plástica (rad)			Rotação rad	Aceitação
		IO	SF	CP		
pav. 2	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.00055	Passou
pav. 3	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.00068	Passou
pav. 4	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.0011	Passou
Cobertura	W24x55	0.0064645	0.0268935	0.035858	0.00116	Passou
pav. 2	W24x94	0.0063535	0.0265605	0.035414	0.00015	Passou
pav. 3	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.00039	Passou
pav. 4	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.00036	Passou
Cobertura	W24x55	0.0064645	0.0268935	0.035858	0.00037	Passou

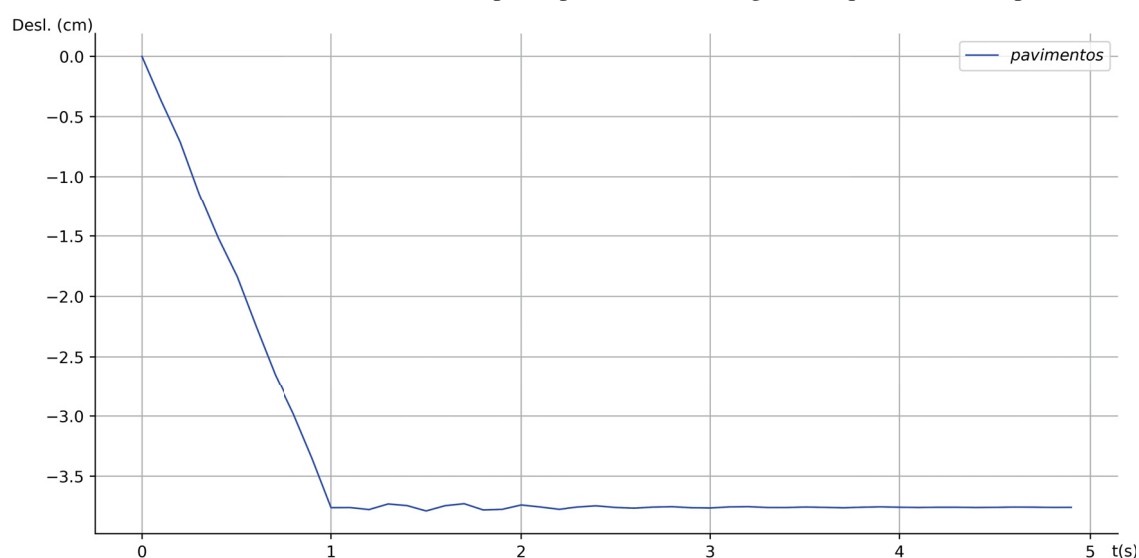
FONTE: Autor (2023).

A Figura 45 apresenta um gráfico com o tempo (eixo X) em segundos e o deslocamento dos pavimentos (eixo Y) em centímetros. Esse gráfico ilustra o comportamento da estrutura ao

longo do tempo, focando especialmente a região do pavimento 2 no momento em que o pilar 2 é removido. Inicialmente, a curva exibe o deslocamento estático da estrutura momentos antes do colapso do pilar. À medida que o tempo avança e o pilar é retirado, os deslocamentos dos pavimentos aumentam, indicando a reação da estrutura à perda de suporte do pilar.

Após a retirada do pilar, o gráfico apresenta uma resposta linear da estrutura. Conforme o tempo avança, os deslocamentos aumentam rapidamente, refletindo a instabilidade inicial causada pela perda de suporte. Contudo, cerca de 5 segundos após a retirada do pilar, a estrutura começa a se estabilizar em uma nova posição, com um deslocamento final de -3.757 cm em relação à sua posição original.

FIGURA 45 – Gráfico de deslocamento vs tempo no pavimento 2 da região em que é retirado o pilar do canto.



FONTE: Autor (2023).

Na Tabela 22, são apresentados os deslocamentos nos nós acima do pilar removido. Observa-se que, nas análises de remoção do pilar do canto, a abordagem de análise estática não linear com os esforços controlados por deformação é a que mais se aproxima dos resultados obtidos na análise dinâmica não linear.

Essa discrepância entre os resultados pode ser atribuída à natureza mais simplificada das análises estáticas em relação às análises dinâmicas não lineares. Nas análises estáticas, os esforços de momento fletor e cortante são diretamente considerados nas verificações de aceitação, enquanto nas análises dinâmicas não lineares, a resposta não linear da estrutura é levada em conta, incluindo a influência dos efeitos dinâmicos.

TABELA 22 – Resultado dos deslocamentos da estrutura na região de remoção do pilar 2.

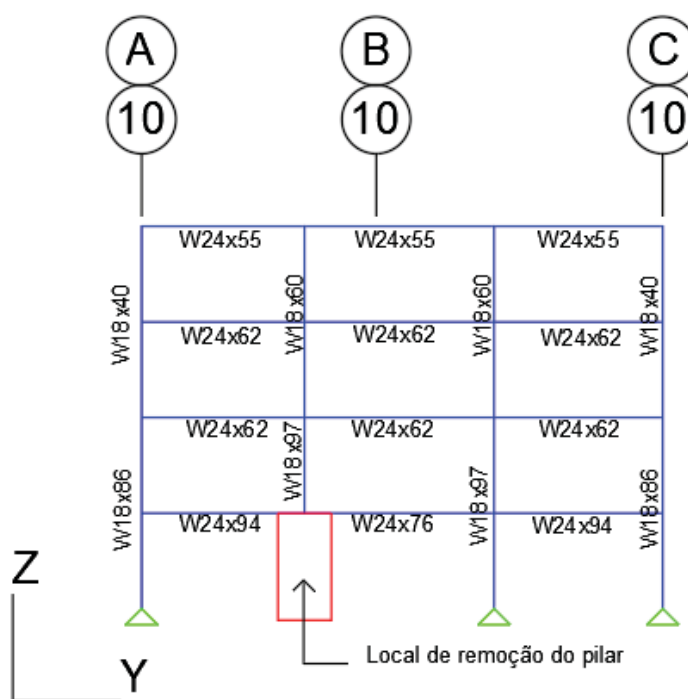
Remoção do pilar 2	Estática Linear		Estática Não Linear	Dinâmica Não Linear
	CF (cm)	CD (cm)	CD e CF (cm)	CD (cm)
Pav. 2	-15.460	-24.860	-9.324	-3.757
Pav. 3	-15.465	-24.868	-9.326	-3.758
Pav. 4	-15.468	-24.874	-9.327	-3.761
Cobertura	-15.450	-24.846	-9.317	-3.763

FONTE: Autor (2023).

5.3 REMOÇÃO DO PILAR 3

O terceiro pilar retirado da estrutura está localizado entre as regiões A e B, seção 10, conforme ilustrado na Figura 46.

FIGURA 46 – região de retirada do pilar 3



FONTE: Autor (2023).

5.3.1 Análise estática linear

O processo de verificação da estrutura teve início com a análise estática linear, utilizando a DCR. Na Tabela 23, são apresentados os resultados das DCRs para as ações controladas por força e por deformação.

Nas ações controladas por força, foi constatado que as DCRs foram ultrapassadas nas vigas secundárias W24x62. Já nas ações controladas por deformação, as DCRs foram ultrapassadas nas vigas primárias W24x76, W24x68, bem como em várias vigas secundárias. Esses resultados indicam que certos elementos estruturais podem estar operando próximo ou além de sua capacidade de resistência durante a remoção do terceiro pilar.

TABELA 23 – Resultado das DCRs na remoção do pilar 3.

Local da viga	Viga	Qce = Zfy _e	Q (KN.m)		DCR	
		KN.m	Força	Deformação	Força	Deformação
pav. 2	W24x68	1099.91	438.27	652.49	0.40	0.59
pav. 3	W24x68	1099.91	449.11	661.86	0.41	0.60
pav. 4	W24x68	1099.91	453.18	670.34	0.41	0.61
Cobertura	W24x55	832.70	135.92	187.78	0.16	0.23
pav. 2	W24x94	1578.40	1690.37	2689.60	1.07	1.70
pav. 3	W24x62	950.77	1142.95	1831.94	1.20	1.93
pav. 4	W24x62	950.77	987.49	1574.22	1.04	1.66
Cobertura	W24x55	832.70	965.91	1543.82	1.16	1.85
pav. 2	W24x76	1242.83	2188.97	3463.44	1.76	2.79
pav. 3	W24x68	1099.91	1828.55	2893.54	1.66	2.63
pav. 4	W24x68	1099.91	1564.39	2469.51	1.42	2.25
Cobertura	W24x55	832.70	870.21	1369.15	1.05	1.64
pav. 2	W24x62*	950.77	2151.46	3275.20	2.26	3.44
pav. 3	W24x62*	950.77	2115.64	3215.32	2.23	3.38
pav. 4	W24x62*	950.77	1958.82	2935.23	2.06	3.09
Cobertura	W24x62*	950.77	604.24	898.12	0.64	0.94
pav. 2	W16x31*	335.56	560.18	884.78	1.67	2.64
pav. 3	W16x31*	335.56	580.52	916.98	1.73	2.73
pav. 4	W16x31*	335.56	657.57	1041.15	1.96	3.10
Cobertura	W16x31*	335.56	144.06	223.37	0.43	0.67
pav. 2	W21x44*	592.83	829.53	1322.15	1.40	2.23
pav. 3	W21x44*	592.83	821.74	1308.48	1.39	2.21
pav. 4	W21x44*	592.83	889.30	1414.23	1.50	2.39
Cobertura	W21x44*	592.83	166.77	260.77	0.28	0.44

* - Vigas secundárias

As células verdes são os elementos que não ultrapassaram o limite estabelecido.

As células laranjas são os elementos que ultrapassaram o limite estabelecido.

A Tabela 24 apresenta os resultados das ações controladas por deformação nos elementos estruturais durante a remoção do pilar 3. Como nas outras retiradas de pilares são avaliados o momento fletor resistente Q_{ce} com os obtidos na análise Q_{ud} .

Nas vigas principais, como W24x68, W24x94, e W24x76, todos os elementos passaram na verificação, indicando que os momentos fletores não ultrapassaram os limites de resistência especificados. Da mesma forma, nas vigas secundárias W24x62, W16x31, e W21x44, os resultados foram satisfatórios, com todos os elementos atendendo aos critérios de aceitação.

TABELA 24 – Resultado das ações controladas por deformação nos elementos estruturais na remoção do pilar 3.

Local da viga	Viga	Fator-m	fi*Fator-m*Qce	Qud	Aceitação
		(viga)	KN.m	KN.m	
pav. 2	W24x68	6.14	6078.09	412.17	Passou
pav. 3	W24x68	6.14	6078.09	417.59	Passou
pav. 4	W24x68	6.14	6078.09	478.60	Passou
Cobertura	W24x55	8.22	6160.30	119.31	Passou
pav. 2	W24x94	13.22	18779.78	2688.59	Passou
pav. 3	W24x62	16.00	13691.05	1831.71	Passou
pav. 4	W24x62	16.00	13691.05	1511.74	Passou
Cobertura	W24x55	8.22	6160.30	1542.92	Passou
pav. 2	W24x76	9.14	10223.54	1971.36	Passou
pav. 3	W24x68	6.14	6078.09	1572.75	Passou
pav. 4	W24x68	6.14	6078.09	2260.15	Passou
Cobertura	W24x55	8.22	6160.30	1081.94	Passou
pav. 2	W24x62*	11.04	9446.82	2296.76	Passou
pav. 3	W24x62*	11.04	9446.82	2307.61	Passou
pav. 4	W24x62*	11.04	9446.82	2401.16	Passou
Cobertura	W24x62*	11.04	9446.82	412.17	Passou
pav. 2	W16x31*	15.35	4635.83	433.86	Passou
pav. 3	W16x31*	15.35	4635.83	442.00	Passou
pav. 4	W16x31*	15.35	4635.83	503.01	Passou
Cobertura	W16x31*	15.35	4635.83	100.33	Passou
pav. 2	W21x44*	11.04	5890.37	705.03	Passou
pav. 3	W21x44*	11.04	5890.37	732.14	Passou
pav. 4	W21x44*	11.04	5890.37	854.17	Passou
Cobertura	W21x44*	11.04	5890.37	187.10	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

A Tabela 25 apresenta os resultados das ações controladas por deformação nas conexões durante a remoção do pilar 3. Os valores analisados incluem o fator de multiplicação dos carregamentos (Fator-m), os momentos fletores correspondentes (fi*Fator-m*Qce), e os momentos obtidos na análise Q_{ud} .

Todos os elementos nas conexões, tanto nas vigas principais (W24x62, W24x68, W24x94, W24x76 e W24x55) e vigas secundárias (W16x31 e W21x44), apresentaram resultados satis-

fatórios e atenderam aos critérios de aceitação. Os valores calculados não ultrapassaram os limites de resistência estabelecidos, o que indica que as conexões foram capazes de suportar as cargas impostas durante o evento de retirada do pilar 3.

TABELA 25 – Resultado das ações controladas por deformação nas conexões na remoção do pilar 3.

Local da viga	Viga	Fator-m	fi*Fator-m*Qce	Qud	Aceitação
		(Conexão)	KN.m	KN.m	
pav. 2	W24x68	2.34	2316.40	42.90	Passou
pav. 3	W24x68	2.34	2316.40	44.83	Passou
pav. 4	W24x68	2.34	2316.40	49.23	Passou
Cobertura	W24x55	2.35	1761.16	18.47	Passou
pav. 2	W24x94	2.32	3295.69	231.40	Passou
pav. 3	W24x62	4.66	3987.52	216.91	Passou
pav. 4	W24x62	4.66	3987.52	206.40	Passou
Cobertura	W24x55	2.35	1761.16	194.70	Passou
pav. 2	W24x76	2.33	2606.22	249.43	Passou
pav. 3	W24x68	2.34	2316.40	233.83	Passou
pav. 4	W24x68	2.34	2316.40	227.25	Passou
Cobertura	W24x55	2.35	1761.16	187.06	Passou
pav. 2	W24x62*	4.86	4158.66	273.61	Passou
pav. 3	W24x62*	4.86	4158.66	273.21	Passou
pav. 4	W24x62*	4.86	4158.66	277.87	Passou
Cobertura	W24x62*	4.86	4158.66	138.50	Passou
pav. 2	W16x31*	5.17	1561.38	95.91	Passou
pav. 3	W16x31*	5.17	1561.38	99.85	Passou
pav. 4	W16x31*	5.17	1561.38	115.22	Passou
Cobertura	W16x31*	5.17	1561.38	28.23	Passou
pav. 2	W21x44*	4.86	2593.04	102.30	Passou
pav. 3	W21x44*	4.86	2593.04	106.97	Passou
pav. 4	W21x44*	4.86	2593.04	123.93	Passou
Cobertura	W21x44*	4.86	2593.04	31.63	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

A Tabela 26 apresenta os resultados das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões durante a remoção do pilar 3. Os esforços incluem o limite de força inferior (Q_{cl}), a força interna resistente ao cisalhamento do parafuso (V_{ce}), a o resultado das ações controladas por força (Q_{uf}) e o critério de Aceitação.

Todas as vigas principais (W24x68, W24x94, W24x76 e W24x55) e vigas secundárias (W16x31 e W21x44, W24x62) apresentaram resultados satisfatórios e atenderam aos critérios de aceitação. Os valores calculados não ultrapassaram os limites de resistência estabelecidos, o que indica que os elementos estruturais foram capazes de suportar as cargas impostas durante a remoção do pilar 3.

Da mesma forma, todas as conexões analisadas também atenderam aos critérios de

aceitação. Os valores obtidos para as conexões não ultrapassaram os limites de resistência, o que significa que elas foram capazes de suportar as forças aplicadas durante o evento de retirada do pilar.

TABELA 26 – Resultado das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões na remoção do pilar 3.

Local da viga	Viga	$f_i^*Q_{cl}$	$V = Q_{uf}$	$f_i^*V_{ce}$	Q_{uf}	Aceitação
		KN	KN	KN	KN	
pav. 2	W24x68	1971.25	338.06	254.61	6.09	Passou
pav. 3	W24x68	1971.25	342.51	254.61	6.47	Passou
pav. 4	W24x68	1971.25	355.86	254.61	7.30	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	97.86	254.61	3.09	Passou
pav. 2	W24x94	2506.05	707.26	254.61	50.63	Passou
pav. 3	W24x62	2043.37	551.58	254.61	48.71	Passou
pav. 4	W24x62	2043.37	431.48	254.61	47.40	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	298.03	254.61	45.94	Passou
pav. 2	W24x76	2106.74	1116.50	254.61	45.08	Passou
pav. 3	W24x68	2043.37	947.47	254.61	43.26	Passou
pav. 4	W24x68	2043.37	871.85	254.61	42.53	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	418.13	254.61	38.01	Passou
pav. 2	W24x62*	2043.37	1481.25	254.61	45.57	Passou
pav. 3	W24x62*	2043.37	1476.80	254.61	45.53	Passou
pav. 4	W24x62*	2043.37	1445.67	254.61	46.85	Passou
Cobertura	W24x62*	2043.37	338.06	254.61	27.08	Passou
pav. 2	W16x31*	874.14	444.82	254.61	13.91	Passou
pav. 3	W16x31*	874.14	453.72	254.61	14.56	Passou
pav. 4	W16x31*	874.14	484.85	254.61	17.11	Passou
Cobertura	W16x31*	874.14	102.31	254.61	4.33	Passou
pav. 2	W21x44*	1447.42	556.03	254.61	11.57	Passou
pav. 3	W21x44*	1447.42	556.03	254.61	12.27	Passou
pav. 4	W21x44*	1447.42	587.16	254.61	14.59	Passou
Cobertura	W21x44*	1447.42	120.10	254.61	3.92	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

5.3.2 Análise estática não linear

A Tabela 27 apresenta os resultados das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear durante a remoção do pilar 3. Os valores analisados são o ângulo de rotação plástica (rad) nas conexões.

Para todas as vigas e conexões analisadas (W24x94, W24x62, W24x76, W24x68 e W24x55), os resultados atenderam aos critérios de aceitação. Os valores calculados de rotação não ultrapassaram os limites estabelecidos, o que indica que a estrutura manteve-se estável durante o evento crítico de remoção do pilar 3.

TABELA 27 – Resultado das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 3.

Local da viga	Viga	Ângulo de rotação plástica (rad)			Rotação rad	Aceitação
		IO	SF	CP		
pav. 2	W24x94	0.0063535	0.0265605	0.035414	0.00087	Passou
pav. 3	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.00174	Passou
pav. 4	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.0038	Passou
Cobertura	W24x55	0.0064645	0.0268935	0.035858	0.0056	Passou
pav. 2	W24x76	0.006412	0.026736	0.035648	0.00179	Passou
pav. 3	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.0007	Passou
pav. 4	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.00202	Passou
Cobertura	W24x55	0.0064645	0.0268935	0.035858	0.0038	Passou

FONTE: Autor (2023).

A Tabela 28 apresenta os resultados das ações controladas por forças na Análise Estática Não Linear durante a remoção do pilar 3. Nessa análise, foram verificados os esforços nas vigas em diferentes pavimentos. Os resultados indicam que todas as vigas analisadas (W24x94, W24x62, W24x76, W24x68 e W24x55) atenderam aos critérios de aceitação, demonstrando que a estrutura permaneceu estável e segura durante a remoção do pilar 3.

Os valores dos esforços (V e Q_{uf}) estão dentro dos limites de resistência dos elementos, garantindo a integridade e a capacidade de suporte da estrutura. Isso evidencia que a remoção do pilar 3 não causou instabilidade ou falha na estrutura, mantendo-a em conformidade com os critérios de segurança estabelecidos na análise.

TABELA 28 – Resultado das ações controladas por forças na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 3.

Local da viga	Viga	fi*Qcl	V = Quf	fi*Vce	Quf	Aceitação
		KN	KN	KN	KN	
pav. 2	W24x94	2506.05	271.34	254.61	4.16	Passou
pav. 3	W24x62	2043.37	209.07	254.61	4.57	Passou
pav. 4	W24x62	2043.37	169.03	254.61	6.74	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	115.65	254.61	8.43	Passou
pav. 2	W24x76	2106.74	422.58	254.61	6.27	Passou
pav. 3	W24x68	2043.37	351.41	254.61	4.32	Passou
pav. 4	W24x68	2043.37	338.06	254.61	5.68	Passou
Cobertura	W24x55	1863.60	169.03	254.61	6.01	Passou

FONTE: Autor (2023).

5.3.3 Análise dinâmica não linear

A Tabela 29 apresenta o resultado da Análise Dinâmica Não Linear durante a remoção do pilar 3. Nessa análise, foram verificados os ângulos de rotação plástica (rad) das vigas nos diferentes pavimentos. Os resultados mostram que todas as vigas analisadas (W24x94, W24x62, W24x76, W24x68 e W24x55) passaram nos critérios de aceitação.

As rotações plásticas foram avaliadas em cada viga, indicando o comportamento da estrutura ao longo do tempo, especialmente durante a remoção do pilar 3. Os valores de rotação plástica foram considerados aceitáveis, o que sugere que a estrutura não apresentou deformações excessivas ou instabilidade que poderiam comprometer sua integridade.

A análise dinâmica não linear é essencial para simular o comportamento real da estrutura sob carregamentos dinâmicos e eventos extremos, garantindo que a edificação seja segura e confiável mesmo em situações de impacto. Os resultados obtidos reforçam a capacidade da estrutura de resistir ao colapso progressivo durante a remoção do pilar 3, proporcionando maior segurança aos ocupantes e mantendo a integridade do edifício.

TABELA 29 – Resultado da Análise Dinâmica Não Linear na remoção do pilar 3.

Local da viga	Viga	Ângulo de rotação plástica (rad)			Rotação rad	Aceitação
		IO	SF	CP		
pav. 2	W24x94	0.0063535	0.0265605	0.035414	0.00063	Passou
pav. 3	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.00186	Passou
pav. 4	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.00327	Passou
Cobertura	W24x55	0.0064645	0.0268935	0.035858	0.00356	Passou
pav. 2	W24x76	0.006412	0.026736	0.035648	0.00031	Passou
pav. 3	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.00086	Passou
pav. 4	W24x68	0.0064405	0.0268215	0.035762	0.00129	Passou
Cobertura	W24x55	0.0064645	0.0268935	0.035858	0.00189	Passou

FONTE: Autor (2023).

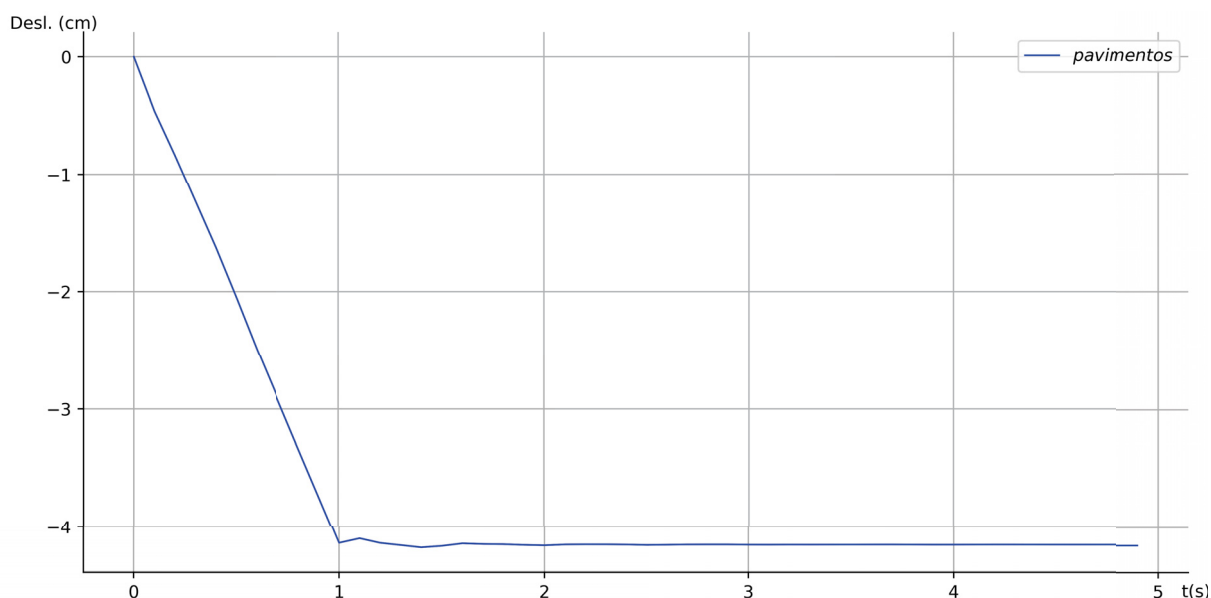
A Figura 47 apresenta um gráfico com o tempo (eixo X) em segundos e o deslocamento dos pavimentos (eixo Y) em centímetros. Esse gráfico ilustra o comportamento da estrutura ao longo do tempo, focando especialmente no momento em que o pilar 3 é removido. Inicialmente, a curva exibe o deslocamento estático da estrutura no colapso do pilar. À medida que o tempo avança e o pilar é retirado, os deslocamentos dos pavimentos aumentam, indicando a reação da estrutura à perda de suporte do pilar.

Após a retirada do pilar, o gráfico ilustra uma resposta linear da estrutura. Conforme o tempo avança, os deslocamentos dos pavimentos aumentam rapidamente, evidenciando a instabilidade inicial causada pela perda do suporte do pilar. No entanto, um aspecto interessante é que, ao contrário das outras remoções de pilares, nesta análise específica, a estrutura começou

a se estabilizar em uma nova posição de forma mais rápida.

Enquanto nas outras remoções de pilares houve uma demora significativa para que a estrutura atingisse o equilíbrio, nesta análise, aproximadamente 3 segundos após a retirada do pilar, a estrutura já demonstrou sinais de estabilização. O gráfico revela que o deslocamento final foi de -4.154 cm em relação à posição original da estrutura.

FIGURA 47 – Gráfico de deslocamento vs tempo no pavimento 2 a cima da remoção do pilar 3.



FONTE: Autor (2023).

Na Tabela 30, são apresentados os deslocamentos nos nós acima do pilar removido. Observa-se que, nas análises de remoção do pilar entre a seção A e B, a abordagem de análise estática não linear com os esforços controlados por deformação é a que mais se aproxima dos resultados obtidos na análise dinâmica não linear.

Essa discrepância entre os resultados pode ser atribuída à natureza mais simplificada das análises estáticas em relação às análises dinâmicas não lineares. Nas análises estáticas, os esforços de momento fletor e cortante são diretamente considerados nas verificações de aceitação, enquanto nas análises dinâmicas não lineares, a resposta não linear da estrutura é levada em conta, incluindo a influência dos efeitos dinâmicos.

TABELA 30 – Resultado dos deslocamentos da estrutura na região de remoção do pilar 3.

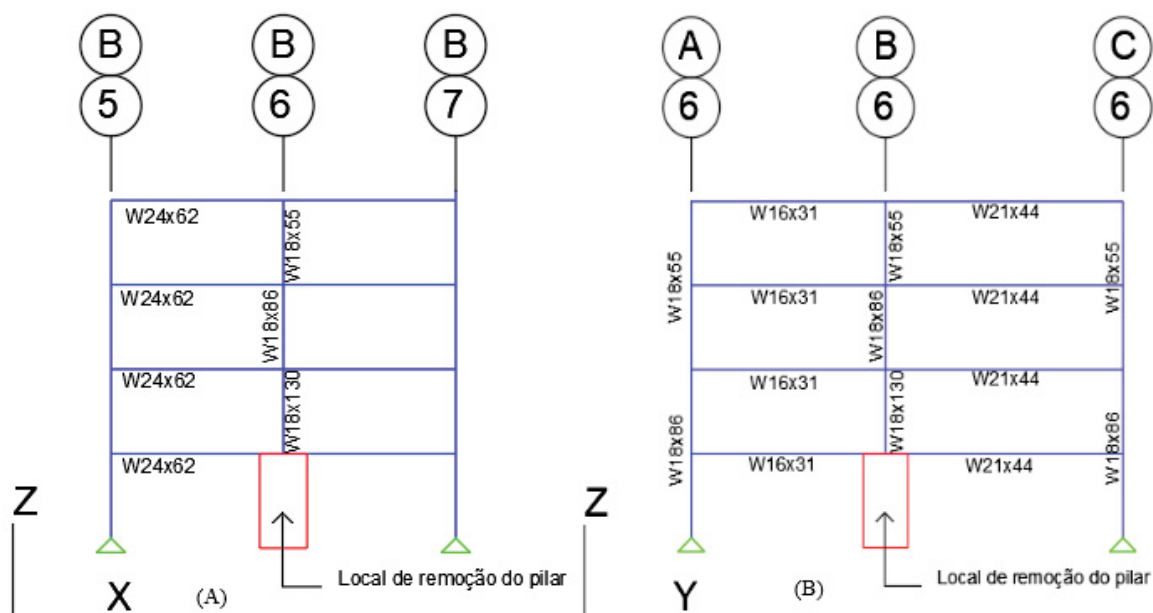
Remoção do pilar 3	Estática Linear		Estática Não Linear	Dinâmica Não Linear
	CF (cm)	CD (cm)	CD e CF (cm)	CD (cm)
Pav. 2	-16.591	-26.355	-10.397	-4.154
Pav. 3	-16.607	-26.381	-10.406	-4.159
Pav. 4	-16.620	-26.401	-10.411	-4.164
Cobertura	-16.591	-26.354	-10.393	-4.163

FONTE: Autor (2023).

5.4 REMOÇÃO DO PILAR 4

O quarto pilar removido da estrutura está situado entre as regiões B, seção 6, conforme ilustrado na Figura 48. Nessa representação, são fornecidas duas visualizações: a ilustração (A) refere-se às vigas principais dispostas no eixo X-Z, enquanto a ilustração (B) abrange as vigas principais nos eixos Y-Z.

FIGURA 48 – Detalhes do pilar 4 retirado na seção 6, região B.



FONTE: Autor (2023).

5.4.1 Análise estática linear

A Tabela 31 apresenta os resultados das DCRs (Razão Demanda-Capacidade) para ações controladas por força e por deformação na remoção do quarto pilar da estrutura. Foram verificadas as DCRs para diferentes elementos estruturais, como W24x62, W16x31 e W21x44.

Nos casos em que as ações são controladas por força, os resultados mostraram que as DCRs foram ultrapassadas nos elementos W24x62, W16x31 e W21x44. Especificamente, os elementos W24x62 apresentaram valores de DCR acima de 4. As DCRs são valores que devem ser interpretados como qualitativos e indicam que os elementos estruturais podem estar operando próximo ou além de sua capacidade de resistência. Isso pode ser preocupante, pois indica que esses elementos ficam sobrecarregados durante a remoção do pilar 4. Da mesma forma, nas ações controladas por deformação, as DCRs foram ultrapassadas nas vigas primárias W24x62, W16x31 e W21x44, e os valores de DCR foram expressivos.

TABELA 31 – Resultado das DCRs na remoção do pilar 4.

Local da viga	Viga	Qce = Zfy _e	Q (KN.m)		DCR	
		KN.m	Força	Deformação	Força	Deformação
pav. 2	W24x62	950.77	4777.22	6811.29	5.02	7.16
pav. 3	W24x62	950.77	4711.24	6719.66	4.96	7.07
pav. 4	W24x62	950.77	4171.74	5910.35	4.39	6.22
Cobertura	W24x62	950.77	3624.55	5310.62	3.81	5.59
pav. 2	W16x31	335.56	1024.21	1544.50	3.05	4.60
pav. 3	W16x31	335.56	965.79	1449.14	2.88	4.32
pav. 4	W16x31	335.56	623.90	934.50	1.86	2.78
Cobertura	W16x31	335.56	479.17	681.41	1.43	2.03
pav. 2	W21x44	592.83	1239.78	1813.07	2.09	3.06
pav. 3	W21x44	592.83	1129.96	1700.53	1.91	2.87
pav. 4	W21x44	592.83	749.43	1157.42	1.26	1.95
Cobertura	W21x44	592.83	567.30	810.55	0.96	1.37
pav. 2	W24x68*	1099.91	520.63	1042.40	0.47	0.95
pav. 3	W24x68*	1099.91	514.31	1024.32	0.47	0.93
pav. 4	W24x68*	1099.91	553.63	1024.43	0.50	0.93
Cobertura	W24x55*	832.70	191.17	326.30	0.23	0.39

* - Vigas secundárias

As células verdes são os elementos que não ultrapassaram o limite estabelecido.

As células laranjas são os elementos que ultrapassaram o limite estabelecido.

FONTE: Autor (2023).

A Tabela 32 apresenta os resultados das ações controladas por deformação nos elementos estruturais na remoção do pilar 3. Nesta análise, foram verificados os fatores de amplificação (fator-m), o produto entre o fator-m e a carga crítica equivalente (Q_{ce}), bem como os momentos

últimos de projeto (Q_{ud}) para cada viga.

Os resultados indicam que todas as vigas analisadas, tanto as principais (W24x62, W16x31, W21x44) quanto as secundárias (W24x68 e W24x55), atenderam aos critérios de aceitação. Isso significa que os momentos calculados foram menores ou iguais aos momentos últimos de projeto, demonstrando que a estrutura permaneceu estável e segura durante a remoção do pilar 4.

Os valores de fator-m e Q_{ce} foram utilizados para avaliar a capacidade de carga e a estabilidade das vigas durante a remoção do pilar. Como todos os resultados passaram na verificação, podemos concluir que a estrutura se comportou adequadamente, e as vigas analisadas mantiveram-se dentro dos limites de resistência e integridade mesmo com as DCRs elevadas.

TABELA 32 – Resultado das ações controladas por deformação nos elementos estruturais na remoção do pilar 4.

Local da viga	Viga	Fator-m	$f_i \cdot \text{Fator-m} \cdot Q_{ce}$	Qud	Aceitação
		(viga)	KN.m	KN.m	
pav. 2	W24x62	10.98	9395.48	4082.37	Passou
pav. 3	W24x62	10.98	9395.48	4001.02	Passou
pav. 4	W24x62	10.98	9395.48	3576.65	Passou
Cobertura	W24x62	10.98	9395.48	5302.61	Passou
pav. 2	W16x31	10.09	3047.26	713.16	Passou
pav. 3	W16x31	10.09	3047.26	702.31	Passou
pav. 4	W16x31	10.09	3047.26	706.38	Passou
Cobertura	W16x31	10.09	3047.26	680.62	Passou
pav. 2	W21x44	7.40	3948.26	1043.98	Passou
pav. 3	W21x44	7.40	3948.26	1053.47	Passou
pav. 4	W21x44	7.40	3948.26	1156.51	Passou
Cobertura	W21x44	7.40	3948.26	809.42	Passou
pav. 2	W24x68*	9.03	8938.94	420.30	Passou
pav. 3	W24x68*	9.03	8938.94	420.30	Passou
pav. 4	W24x68*	9.03	8938.94	431.15	Passou
Cobertura	W24x55*	12.35	9255.44	176.26	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

A Tabela 33 apresenta os resultados das ações controladas por deformação nas conexões na remoção do pilar 4. Nesta análise, foram verificados os fatores de amplificação (fator-m), o produto entre o fator-m e a carga crítica equivalente (Q_{ce}), bem como as mudanças (Q_{ud}) para cada conexão de viga.

Os resultados mostram que todas as conexões de vigas analisadas, tanto as principais (W24x62, W16x31, W21x44) quanto as secundárias (W24x68, W24x55), atenderam aos critérios de aceitação. Isso significa que as conexões mantiveram-se estáveis e seguras durante a remoção do pilar 4.

Os valores de fator-m e Q_{ce} foram utilizados para avaliar a capacidade de carga e a

estabilidade das conexões durante a remoção do pilar. Como todos os resultados passaram na verificação, podemos concluir que as conexões de viga analisadas também se mantiveram dentro dos limites de resistência e integridade, mesmo após a remoção do pilar.

TABELA 33 – Resultado das ações controladas por deformação nas conexões na remoção do pilar 4.

Local da viga	Viga	Fator-m	fi*Fator-m*Qce	Qud	Aceitação
		(Conexão)	KN.m	KN.m	
pav. 2	W24x62	2.34	2002.32	696.19	Passou
pav. 3	W24x62	2.34	2002.32	694.08	Passou
pav. 4	W24x62	2.34	2002.32	681.51	Passou
Cobertura	W24x62	2.34	2002.32	597.71	Passou
pav. 2	W16x31	2.35	709.72	464.86	Passou
pav. 3	W16x31	2.35	709.72	463.16	Passou
pav. 4	W16x31	2.35	709.72	456.25	Passou
Cobertura	W16x31	2.35	709.72	427.73	Passou
pav. 2	W21x44	2.44	1301.86	396.17	Passou
pav. 3	W21x44	2.44	1301.86	394.49	Passou
pav. 4	W21x44	2.44	1301.86	386.89	Passou
Cobertura	W21x44	2.44	1301.86	353.13	Passou
pav. 2	W24x68*	4.66	4613.01	50.30	Passou
pav. 3	W24x68*	4.66	4613.01	62.05	Passou
pav. 4	W24x68*	4.66	4613.01	54.21	Passou
Cobertura	W24x55*	4.67	3499.83	27.94	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

A Tabela 34 apresenta os resultados das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões na remoção do pilar 4. Nesta análise, foram verificados os fatores de amplificação ($\phi * Q_{cl}$), o produto entre o fator ϕ e a resistência ao cisalhamento do parafuso (V_{ce}), bem como o esforço cortante último (Q_{uf}) para cada viga e conexão.

Os resultados indicam que as vigas principais W24x62, tanto no pavimento 2, pavimento 3 e pavimento 4, não atenderam aos critérios de aceitação. Isso significa que essas vigas operaram além de sua capacidade de resistência durante a remoção do pilar 4. Essa situação de não atendimento dos critérios de segurança é preocupante, pois indica que essas vigas podem ter uma capacidade insuficiente para suportar as cargas após a remoção do pilar. Essa análise ressalta a importância de avaliar cuidadosamente as vigas principais W24x62 e tomar medidas adequadas para garantir sua integridade e capacidade de suporte após a remoção do pilar.

Por outro lado, as vigas primárias W16x31 e W21x44 e a secundárias W24x68, assim como as conexões, atenderam aos critérios de aceitação, indicando que esses elementos mantiveram-se seguros e estáveis durante a remoção do pilar 4.

TABELA 34 – Resultado das ações controladas por força nos elementos estruturais e nas conexões na remoção do pilar 4.

Local da viga	Viga	fi*Qcl	V = Quf	fi*Vce	Quf	Aceitação
		KN	KN	KN	KN	
pav. 2	W24x62	2043.37	2277.48	254.61	53.62	Não Passou
pav. 3	W24x62	2043.37	2255.24	254.61	47.15	Não Passou
pav. 4	W24x62	2043.37	2121.79	254.61	25.11	Não Passou
Cobertura	W24x62	2043.37	1201.01	254.61	24.75	Passou
pav. 2	W16x31	874.14	587.16	254.61	23.93	Passou
pav. 3	W16x31	874.14	569.37	254.61	20.75	Passou
pav. 4	W16x31	874.14	498.20	254.61	14.00	Passou
Cobertura	W16x31	874.14	195.72	254.61	14.00	Passou
pav. 2	W21x44	1447.42	667.23	254.61	14.30	Passou
pav. 3	W21x44	1447.42	649.44	254.61	5.03	Passou
pav. 4	W21x44	1447.42	569.37	254.61	37.62	Passou
Cobertura	W21x44	1447.42	204.62	254.61	37.62	Passou
pav. 2	W24x68*	1971.25	418.13	254.61	37.27	Passou
pav. 3	W24x68*	1971.25	413.68	254.61	32.49	Passou
pav. 4	W24x68*	1971.25	418.13	254.61	47.75	Passou
Cobertura	W24x55*	1863.60	172.90	254.61	46.70	Passou

* - Vigas secundárias

FONTE: Autor (2023).

5.4.2 Análise estática não linear

A Tabela 35 apresenta os resultados das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 4. Nesta análise, foram verificados os ângulos de rotação plástica (rad) para cada viga e conexão.

Os resultados indicam que todas as vigas principais W24x62, tanto nos pavimentos 2, 3 e 4, não atenderam aos critérios de aceitação. Isso significa que essas vigas apresentaram rotações plásticas significativas durante a remoção do pilar 4, indicando instabilidade na estrutura nessa situação.

Por outro lado, as vigas primárias W16x31 e W21x44, assim como as conexões, atenderam aos critérios de aceitação, indicando que esses elementos permaneceram estáveis e seguros durante a remoção do pilar.

TABELA 35 – Resultado das ações controladas por deformações na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 4.

Local da viga	Viga	Ângulo de rotação plástica (rad)			Rotação rad	Aceitação
		IO	SF	CP		
pav. 2	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.04466	Não Passou
pav. 3	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.04466	Não Passou
pav. 4	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.04466	Não Passou
Cobertura	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.04466	Não Passou
pav. 2	W16x31	0.007618	0.030354	0.040472	0.0372	Passou
pav. 3	W16x31	0.007618	0.030354	0.040472	0.0372	Passou
pav. 4	W16x31	0.007618	0.030354	0.040472	0.0372	Passou
Cobertura	W16x31	0.007618	0.030354	0.040472	0.0372	Passou
pav. 2	W21x44	0.006901	0.028203	0.037604	0.0305	Passou
pav. 3	W21x44	0.006901	0.028203	0.037604	0.0305	Passou
pav. 4	W21x44	0.006901	0.028203	0.037604	0.0305	Passou
Cobertura	W21x44	0.006901	0.028203	0.037604	0.0305	Passou

FONTE: Autor (2023).

A Tabela 36 apresenta os resultados das ações controladas por força na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 4. Nesta análise, foram verificadas as forças nas vigas e conexões em diferentes pavimentos.

Os resultados indicam que todas as vigas principais W24x62, tanto nos pavimentos 2, 3 e 4, atenderam aos critérios de aceitação, ou seja, as forças estão dentro dos limites de resistência dos elementos. Isso indica que essas vigas permaneceram estáveis e seguras durante a remoção do pilar 4.

As vigas primárias W16x31 e W21x44, assim como as conexões, também atenderam aos critérios de aceitação, demonstrando que esses elementos permaneceram estáveis e seguros durante a remoção do pilar.

Os resultados desta análise mostram que a estrutura conseguiu suportar as ações controladas por força na remoção do pilar 4 sem ultrapassar seus limites de resistência, garantindo dessa forma integridade e segurança da estrutura durante essa operação.

TABELA 36 – Resultado das ações controladas por força na Análise Estática Não Linear na remoção do pilar 4.

Local da viga	Viga	f ⁱ *Q _{cl}	V	f ⁱ *V _{ce}	Q _{uf}	Aceitação
		KN	KN	KN	KN	
pav. 2	W24x62	2043.37	480.41	254.61	53.77	Passou
pav. 3	W24x62	2043.37	475.96	254.61	53.73	Passou
pav. 4	W24x62	2043.37	478.18	254.61	53.75	Passou
Cobertura	W24x62	2043.37	271.34	254.61	51.74	Passou
pav. 2	W16x31	874.14	155.68	254.61	35.45	Passou
pav. 3	W16x31	874.14	155.68	254.61	35.45	Passou
pav. 4	W16x31	874.14	151.24	254.61	35.41	Passou
Cobertura	W16x31	874.14	53.38	254.61	34.62	Passou
pav. 2	W21x44	1447.42	186.82	254.61	24.12	Passou
pav. 3	W21x44	1447.42	177.93	254.61	24.06	Passou
pav. 4	W21x44	1447.42	160.14	254.61	23.94	Passou
Cobertura	W21x44	1447.42	62.27	254.61	23.29	Passou

FONTE: Autor (2023).

5.4.3 Análise dinâmica não linear

A Tabela 37 apresenta o resultado da Análise Dinâmica Não Linear na remoção do pilar 4. Nesta análise, foram verificados os ângulos de rotação plástica (rad) e as rotações (IO, LS, CP) das vigas em diferentes pavimentos.

Os resultados mostram que todas as vigas principais W24x62 e W16x31, tanto nos pavimentos 2, 3 e 4, não atenderam aos critérios de aceitação para a rotação plástica. Os valores de rotação plástica encontrados foram maiores do que o limite de aceitação estabelecido (0.0357 rad), o que indica que essas vigas apresentaram uma resposta não linear significativa durante a remoção do pilar 4.

As vigas W21x44, assim como as conexões na cobertura, passaram nos critérios de aceitação para a rotação plástica. Os valores de rotação plástica encontrados nessas vigas e conexões foram menores ou iguais ao limite de aceitação estabelecido (0.0376 rad para W21x44 e conexões).

Esses resultados indicam que, enquanto as vigas principais W24x62 e W16x31 apresentaram comportamento instável e não atenderam aos critérios de segurança de rotação plástica, as vigas W21x44 e conexões na cobertura permaneceram estáveis e dentro dos limites de segurança durante o processo de remoção do pilar 4. Portanto, é importante realizar uma avaliação mais detalhada da estrutura para garantir a segurança e estabilidade após a remoção do pilar.

TABELA 37 – Resultado da Análise Dinâmica Não Linear na remoção do pilar 4.

Local da viga	Viga	Ângulo de rotação plástica (rad)			Rotação rad	Aceitação
		IO	SF	CP		
pav. 2	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.055	Não Passou
pav. 3	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.055	Não Passou
pav. 4	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.055	Não Passou
Cobertura	W24x62	0.006439	0.026817	0.035756	0.055	Não Passou
pav. 2	W16x31	0.007618	0.030354	0.040472	0.0458	Não Passou
pav. 3	W16x31	0.007618	0.030354	0.040472	0.0458	Não Passou
pav. 4	W16x31	0.007618	0.030354	0.040472	0.0458	Não Passou
Cobertura	W16x31	0.007618	0.030354	0.040472	0.0458	Não Passou
pav. 2	W21x44	0.006901	0.028203	0.037604	0.0375	Passou
pav. 3	W21x44	0.006901	0.028203	0.037604	0.0375	Passou
pav. 4	W21x44	0.006901	0.028203	0.037604	0.0375	Passou
Cobertura	W21x44	0.006901	0.028203	0.037604	0.0375	Passou

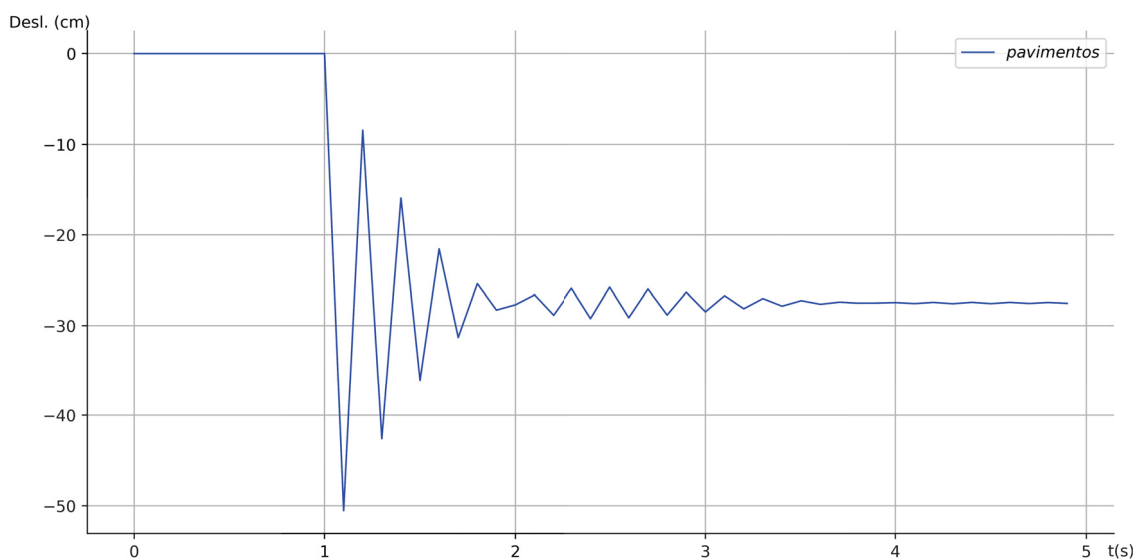
FONTE: Autor (2023).

A Figura 49 a seguir mostra um gráfico com o eixo X representando o tempo em segundos e o eixo Y representando o deslocamento em cm dos pavimentos. A curva do gráfico apresenta o comportamento da estrutura ao longo do tempo, no pavimento 2 a cima do pilar retirado. Inicialmente, o gráfico não exibe deslocamentos na estrutura com a remoção do pilar.

Após a remoção do pilar, o gráfico que representa o deslocamento dos pavimentos ao longo do tempo demonstra uma resposta dinâmica não linear da estrutura. À medida que o tempo progride, os deslocamentos aumentam rapidamente, atingindo -50.53 cm, evidenciando a instabilidade inicial decorrente da perda de suporte do pilar. Contudo, após aproximadamente 3 segundos, a estrutura começa a se estabilizar em sua nova posição, com um deslocamento final de -27.501 cm em relação à sua posição original. É importante notar que, embora a análise indique a estabilização da estrutura após atingir o deslocamento máximo, na prática, existe a possibilidade de a estrutura entrar em colapso.

Esse resultado sugere que a estrutura conseguiu redistribuir as cargas e encontrar um novo equilíbrio, mesmo após a retirada do pilar. O valor negativo de deslocamento indica que a estrutura se moveu para baixo em relação à sua posição inicial, o que é esperado devido à perda de suporte do pilar.

FIGURA 49 – Gráfico de deslocamento vs tempo no pavimento 2 a cima do pilar 4 que foi retirado.



FONTE: Autor (2023).

Na Tabela 38, são apresentados os deslocamentos nos nós acima do pilar removido. Observa-se que, nas análises de remoção do pilar central, a abordagem de análise estática não linear com os esforços controlados por força e deformações são os que mais se aproximam dos resultados obtidos na análise dinâmica não linear.

Essa discrepância entre os resultados pode ser atribuída à natureza mais simplificada das análises estáticas em relação às análises dinâmicas não lineares. Nas análises estáticas, os esforços de momento fletor e cortante são diretamente considerados nas verificações de aceitação, enquanto nas análises dinâmicas não lineares, a resposta não linear da estrutura é levada em conta, incluindo a influência dos efeitos dinâmicos.

TABELA 38 – Resultado dos deslocamentos da estrutura na região de remoção do pilar 4.

Remoção do pilar 4	Estática Linear		Estática Não Linear	Dinâmica Não Linear	
	CF (cm)	CD (cm)	CD (cm)	CD (cm)	Desl. Máx (cm)
Pav. 2	-61.740	-89.827	-40.880	-27.501	-50.530
Pav. 3	-61.717	-89.793	-40.870	-27.494	-50.518
Pav. 4	-61.640	-89.680	-40.834	-27.463	-50.464
Cobertura	-61.394	-89.317	-40.744	-27.378	-50.320

FONTE: Autor (2023).

6 CONCLUSÃO

Após análise dos resultados obtidos, evidencia que as Razões Demanda-Capacidade (DCRs) desempenham um papel crucial na manutenção da segurança estrutural durante a remoção de pilares. No entanto, é importante salientar que os limites estabelecidos pelas normas GSA (2016) e ASCE (2017) são voltados para estruturas genéricas, abrangendo tanto concreto, madeira como aço. Esse fato pode levar à subestimação da capacidade das estruturas metálicas, uma vez que a análise não considera devidamente suas características específicas.

Os resultados obtidos para a remoção do pilar 1 revelaram que as DCRs que se mantiveram acima de 2 tanto nas análises controladas por força quanto por deformação. Isso indica que os elementos estruturais analisados poderiam não ter uma margem de segurança adequada em relação aos limites de resistência, mostrando uma boa capacidade de suporte durante o processo de remoção do pilar.

Além disso, as análises estáticas não lineares para ações controladas por força apresentaram uma aproximação mais próxima aos deslocamentos obtidos nas análises dinâmicas não lineares.

Os resultados encontrados para a remoção do pilar 1 demonstram que a estrutura analisada possui uma boa capacidade de adaptação e estabilidade frente à intervenção estrutural. Esses achados são encorajadores e indicam que a edificação se encontra dentro dos parâmetros de segurança, permitindo que a remoção do pilar seja realizada sem riscos significativos de colapso ou instabilidade.

Para a remoção do pilar 2, os resultados obtidos nas análises mostram um cenário um pouco diferente ao observado na remoção do pilar 1. As DCRs nas análises controladas por força e por deformação permaneceram um pouco acima de 2, indicando que os elementos estruturais possuem uma margem de segurança adequada em relação aos seus limites de resistência. Isso sugere que a estrutura também é capaz de suportar a remoção do pilar 2 que está no canto da estrutura sem riscos significativos de colapso ou falha estrutural.

Para a remoção do pilar 3, também localizado na extremidade da estrutura, as DCRs chegaram próximo ao valor 3.5 nas análises para ações controladas por força e por deformação, indicando uma situação de maior atenção em relação à capacidade de resistência dos elementos estruturais. Esse resultado revela que a remoção do pilar 3 representa um desafio maior para a estrutura em comparação com as remoções anteriores.

Os elementos estruturais W24x62, W16x31 e W21x44 foram os mais afetados, apresentando DCRs que se aproximam ou ultrapassaram o valor de 3, indicando que essas vigas estão operando em condições próximas a sua capacidade de resistência.

Para o pilar 4, localizado na região central da estrutura, os resultados das análises revelam uma situação crítica, uma vez que vários elementos estruturais apresentaram valores de

DCR acima de 4, tanto para as ações controladas por força quanto por deformação. Isso indica que esses elementos estão operando em condições de carga próximas ou além de sua capacidade de resistência, tornando-os incapazes de suportar a remoção do pilar de forma segura.

Nas análises estáticas lineares, onde as ações são controladas por força, o cortante atuante na estrutura ultrapassou o limite estabelecido por $\phi * V_{ce}$, o que agrava ainda mais a situação, tornando os elementos estruturais ainda mais vulneráveis à remoção do pilar.

Além disso, nas análises estáticas não lineares para ações controladas por deformação, os resultados das vigas W24x62 ultrapassaram o limite estabelecido para rotação, tornando essas vigas desqualificadas para suportar a remoção do pilar. Nas análises dinâmicas não lineares, os elementos estruturais W24x62 e W16x31 também mostraram-se incapazes de resistir à rotação decorrente da remoção do pilar, enquanto as vigas W21x44 se aproximaram perigosamente do limite estabelecido. Isso indica que a estrutura não é capaz de resistir à remoção do pilar 4 de forma segura, representando um cenário de alto risco para a estabilidade da construção.

Diante desses resultados, é imprescindível que medidas de reforço, realocação de cargas ou até mesmo a utilização de técnicas construtivas alternativas sejam cuidadosamente estudadas e implementadas para garantir a segurança da estrutura durante e após a remoção do pilar 4.

Os resultados obtidos através dos gráficos das Figuras 36 e 37 revelam um comportamento semelhante na remoção dos pilares localizados nos extremos da edificação. Após a retirada do pilar, os deslocamentos começam a agir na estrutura de forma linear, até que ela atinja o ponto de estabilização. Esse comportamento indica que a estrutura responde de maneira mais previsível e gradual à remoção desses pilares, e os deslocamentos evoluem de forma controlada até que a estabilidade seja alcançada.

Por outro lado, ao analisar os gráficos das Figuras 35 e 38, percebe-se um comportamento distinto. Na remoção desses pilares, a estrutura inicialmente se mantém estática até cerca de 1 segundo após a retirada. No entanto, a partir desse momento, a estrutura apresenta um comportamento dinâmico muito mais acentuado, com deslocamentos aumentando rapidamente até que a nova posição de estabilidade seja alcançada. Esse comportamento demonstra que, nesses casos, a estrutura responde de forma mais brusca e menos previsível à remoção dos pilares, resultando em deslocamentos mais significativos em um curto espaço de tempo.

Essas diferenças nos comportamentos dinâmicos da estrutura ao remover os pilares em diferentes localizações são extremamente relevantes para a compreensão do comportamento estrutural em situações críticas. Isso ressalta a importância de considerar a localização dos pilares na estrutura e a influência que essa escolha pode ter na resposta da edificação a eventos de colapso progressivo.

Esses resultados fornecem uma visão mais abrangente sobre as capacidades e limitações da estrutura em diferentes cenários de remoção de pilares. Essa análise detalhada é essencial para a tomada de decisões informadas em projetos de reforço e intervenção estrutural, visando garantir a segurança e a estabilidade das edificações. Portanto, esses resultados

contribuem significativamente para o aprimoramento das práticas de engenharia e para o desenvolvimento de estruturas mais resilientes frente a eventos adversos.

No entanto, é importante ressaltar que cada intervenção estrutural é única, e os resultados obtidos para a remoção dos pilares não necessariamente se aplicam a outras situações de intervenção na mesma estrutura ou em edificações diferentes. Portanto, é fundamental realizar análises detalhadas e personalizadas para cada cenário específico, considerando as particularidades da estrutura e as condições de carga impostas pela intervenção. Isso garantirá uma tomada de decisão adequada e segura durante o processo de remoção de pilares ou qualquer outra intervenção estrutural.

Vale ressaltar que toda a metodologia de análise seguiu os padrões estabelecidos pelos autores Marjanishvili e Agnew (2006). Isso garante a consistência e a robustez dos resultados obtidos, uma vez que a metodologia utilizada segue uma base teórica bem fundamentada e amplamente reconhecida na literatura técnica.

6.1 TRABALHOS FUTUROS

Com base nos resultados e conclusões obtidos neste estudo, diversas possibilidades de trabalhos futuros podem ser consideradas para aprofundar a compreensão do comportamento estrutural em situações de remoção de pilares e para aprimorar a segurança e resiliência das edificações.

Uma área de pesquisa promissora é a realização de análises mais detalhadas sobre a influência da localização dos pilares na resposta estrutural. Estudar como a remoção de pilares em diferentes posições pode afetar a estabilidade global da estrutura, bem como os padrões de deslocamentos e tensões em elementos específicos, pode fornecer informações valiosas para o projeto de reforço e intervenção em edifícios existentes.

Além disso, é importante investigar o desempenho de diferentes tipos de materiais e sistemas construtivos brasileiros em situações de colapso progressivo. Enquanto este estudo se concentrou em estruturas metálicas, a análise de estruturas de concreto e outros materiais pode fornecer explicações adicionais sobre o comportamento estrutural em eventos extremos.

Outra abordagem possível é considerar cenários de carregamentos variados na estrutura, como cargas sísmicas ou explosivas. Analisar como a remoção de pilares em conjunto com esses carregamentos pode impactar a estabilidade da edificação permitirá uma avaliação mais abrangente do comportamento estrutural em condições adversas.

Além disso, estudos experimentais utilizando as normas brasileiras também são essenciais para validar e complementar os resultados das análises numéricas. Realizar ensaios em escala reduzida ou em protótipos reais pode fornecer dados reais sobre o comportamento da

estrutura em situações críticas e ajudar a calibrar os modelos numéricos.

Por fim, é importante considerar a aplicação de técnicas de otimização para o projeto de reforço e intervenção em estruturas. Utilizar algoritmos de otimização para encontrar as melhores soluções de reforço, levando em conta restrições de custo e material, pode contribuir para o desenvolvimento de projetos mais eficientes e econômicos.

Essas são apenas algumas das possíveis direções para trabalhos futuros a partir deste estudo. A investigação contínua nessa área é fundamental para o avanço da engenharia estrutural e para a garantia da segurança das edificações em face de eventos imprevistos e situações críticas. Com a crescente preocupação com a resiliência das estruturas frente a desastres naturais e eventos extremos, a realização de pesquisas nesse campo é de extrema relevância para a sociedade como um todo.

REFERÊNCIAS

- ACI. Building code requirements for structural concrete (aci 318-05) and commentary (aci 318r-05). In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. [S.l.], 2005.
- ADAM, J. M.; PARISI, F.; SAGASETA, J.; LU, X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. **Engineering Structures**, v. 173, p. 122–149, 2018. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029618306849>>.
- AISC. Specification for structural steel buildings. **AISC 360, August**, 2022. Disponível em: <<https://www.aisc.org/Specification-for-Structural-Steel-Buildings-ANSIAISC-360-22-Download>>.
- AL-KHAIAT, H.; FERREIG, S.; AL-DUAIJ, J.; AWIDA, T. A. Impact of shelling on rc frames with and without infill walls. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 13, n. 1, p. 22–28, 1999. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290887-3828%281999%2913%3A1%2822%29>>.
- ALANANI, M.; EHAB, M.; SALEM, H. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method. **Case Studies in Construction Materials**, v. 13, p. e00457, 2020. ISSN 2214-5095. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214509520301297>>.
- ALOGLA, K.; WEEKES, L.; AUGUSTHUS-NELSON, L. A new mitigation scheme to resist progressive collapse of rc structures. **Construction and Building Materials**, v. 125, p. 533–545, 2016. ISSN 0950-0618. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816313472>>.
- ALSHAIKH, I. M.; BAKAR, B. A.; ALWESABI, E. A.; AKIL, H. M. Experimental investigation of the progressive collapse of reinforced concrete structures: An overview. **Structures**, v. 25, p. 881–900, 2020. ISSN 2352-0124. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012420301016>>.
- ARSHIAN, A. H.; MORGENTHAL, G.; NARAYANAN, S. Influence of modelling strategies on uncertainty propagation in the alternate path mechanism of reinforced concrete framed structures. **Engineering Structures**, v. 110, p. 36–47, 2016. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615007257>>.
- ASCE, A. S. of C. E. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. In: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. [S.l.], 2017.
- AZEVEDO, Á. F. Método dos elementos finitos. **Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto**, v. 1, n. 7, 2003.
- AZIM, I.; YANG, J.; BHATTA, S.; WANG, F.; LIU, Q. feng. Factors influencing the progressive collapse resistance of rc frame structures. **Journal of Building Engineering**, v. 27, p. 100986, 2020. ISSN 2352-7102. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710219306643>>.

BAKER, J. F.; WILLIAMS, E. L.; LAX, D. “the design of framed buildings against high-explosive bombs.”. In: **The civil engineer in war**. Thomas Telford Ltd, 1948. p. 3: 80–112. Disponível em: <<https://doi.org/10.1680/ciww3.45170.0006>>.

BAO, Y.; KUNNATH, S. K.; EL-TAWIL, S.; LEW, H. S. Macromodel-based simulation of progressive collapse: Rc frame structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 134, n. 7, p. 1079–1091, 2008. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9445%282008%29134%3A7%281079%29>>.

BRUNESI, E.; NASCIMBENE, R.; PARISI, F.; AUGENTI, N. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. **Engineering Structures**, v. 104, p. 65–79, 2015. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615005957>>.

CAO, Y.; JIANG, J.; LU, Y.; CHEN, W.; YE, J. Progressive collapse of steel structures exposed to fire: A critical review. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 207, p. 107985, 2023. ISSN 0143-974X. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X23002122>>.

CONSTRUCTION, A. I. of S. **Manual of steel construction: load & resistance factor design**. [S.l.]: American Institute of Steel Construction, 2001.

CORLEY, W. G.; SR., P. F. M.; SOZEN, M. A.; THORNTON, C. H. The oklahoma city bombing: Summary and recommendations for multihazard mitigation. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 12, n. 3, p. 100–112, 1998. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290887-3828%281998%2912%3A3%28100%29>>.

DAT, P. X.; HAI, T. K. Membrane actions of rc slabs in mitigating progressive collapse of building structures. **Engineering Structures**, v. 55, p. 107–115, 2013. ISSN 0141-0296. Analysis and Design of Protective Structures. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029611003671>>.

ELLINGWOOD, B.; SMILOWITZ, R.; DUSENBERRY, D.; DUTHINH, D.; LEW, H.; CARINO, N. **Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings**. NIST Interagency/Internal Report (NISTIR), National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2007. Disponível em: <https://tsapps.nist.gov/publication/get_pdf.cfm?pub_id=860696>.

ELLINGWOOD, B. R. Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 20, n. 4, p. 315–323, 2006. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290887-3828%282006%2920%3A4%28315%29>>.

ELOY, L. **Métodos dos Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. [S.l.]: Elsevier Brasil, 2010.

FARHANGVESALI, N.; VALIPOUR, H.; SAMALI, B.; FOSTER, S. Development of arching action in longitudinally-restrained reinforced concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 47, p. 7–19, 2013. ISSN 0950-0618. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061813003917>>.

FASCETTI, A.; KUNNATH, S. K.; NISTICÓ, N. Robustness evaluation of rc frame buildings to progressive collapse. **Engineering Structures**, v. 86, p. 242–249, 2015. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615000097>>.

FENG, D.-C.; SHI, H.-R.; PARISI, F.; BRUNESI, E.; WANG, C.-L. Efficient numerical model for progressive collapse analysis of prestressed concrete frame structures. **Engineering Failure Analysis**, v. 129, p. 105683, 2021. ISSN 1350-6307. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630721005446>>.

FILHO, A. A. **Elementos Finitos—A base da tecnologia CAE**. [S.l.]: Saraiva Educação SA, 2018.

FU, F. 3-d nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-storey steel composite frame buildings — parametric study. **Engineering Structures**, v. 32, n. 12, p. 3974–3980, 2010. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029610003457>>.

G1, P. de notícias. **Colapso desproporcional do edifício localizado em Miami (2021)**. 2021. Disponível em: <<https://g1.globo.com/mundo/noticia/2021/06/25/desabamento-de-predio-na-regiao-de-miami-o-que-se-sabe-e-o-que-falta-saber.ghtml>>.

_____. **Edifício residencial atingido por um tiro de um projétil, em Kiev, na Ucrânia (2022)**. 2022. Disponível em: <<https://g1.globo.com/mundo/ucrania-russia/noticia/2022/02/26/video-missil-atinge-predio-residencial-em-kiev.ghtml>>.

GERDAU. **Perfis Estruturais Gerdau - Tabela de bitolas**. [s.n.], 2022. Disponível em: <<https://www2.gerdau.com.br/publicacao/perfis-estruturais-gerdau-informacoes-tecnicas/>>.

GROSS, J. L.; MCGUIRE, W. Progressive collapse resistant design. **Journal of Structural Engineering**, v. 109, n. 1, p. 1–15, 1983.

GSA, G. S. A. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance. **General Services Administration**, 2016.

GU, X.; WANG, X.; YIN, X.; LIN, F.; HOU, J. Collapse simulation of reinforced concrete moment frames considering impact actions among blocks. **Engineering Structures**, Elsevier BV, v. 65, p. 30–41, abr. 2014. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614000601>>.

HELMY, H.; SALEM, H.; MOURAD, S. Progressive collapse assessment of framed reinforced concrete structures according to ufc guidelines for alternative path method. **Engineering Structures**, v. 42, p. 127–141, 2012. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612001836>>.

_____. Computer-aided assessment of progressive collapse of reinforced concrete structures according to gsa code. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 27, n. 5, p. 529–539, 2013. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0000350>>.

HUSAIN, M.; YU, J.; OSMAN, B. H.; JI, J. Progressive collapse resistance of post-tensioned concrete beam-column assemblies under a middle column removal scenario. **Journal of Building Engineering**, v. 34, p. 101945, 2021. ISSN 2352-7102. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352710220335774>>.

IZZUDDIN, B.; VLASSIS, A.; ELGHAZOULI, A.; NETHERCOT, D. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — part i: Simplified assessment framework. **Engineering Structures**, v. 30, n. 5, p. 1308–1318, 2008. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029607002805>>.

KAEWKULCHAI, G.; WILLIAMSON, E. B. Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis. **Computers Structures**, v. 82, n. 7, p. 639–651, 2004. ISSN 0045-7949. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0045794904000045>>.

KAI, Q.; LI, B. Dynamic performance of rc beam-column substructures under the scenario of the loss of a corner column—experimental results. **Engineering Structures**, v. 42, p. 154–167, 2012. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612002118>>.

_____. Experimental and analytical assessment on rc interior beam-column subassemblages for progressive collapse. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 26, n. 5, p. 576–589, 2012. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0000284>>.

_____. Performance of three-dimensional reinforced concrete beam-column substructures under loss of a corner column scenario. **Journal of Structural Engineering**, v. 139, n. 4, p. 584–594, 2013. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0000630>>.

KANG, S.-B.; TAN, K. H. Behaviour of precast concrete beam–column sub-assemblages subject to column removal. **Engineering Structures**, v. 93, p. 85–96, 2015. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615001637>>.

KAZEMI, A.; SASANI, M. Effects of beam growth and axial force in progressive collapse analysis of rc structures. **ProFeediQgs of the IMPLAST 2010 CoQfereQFe**, p. 12–14, 2010.

KEYVANI, L.; SASANI, M.; MIRZAEI, Y. Compressive membrane action in progressive collapse resistance of rc flat plates. **Engineering Structures**, v. 59, p. 554–564, 2014. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029613005191>>.

KIAKOJOURI, F.; BIAGI, V. D.; CHIAIA, B.; SHEIDAII, M. R. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects. **Engineering Structures**, Elsevier BV, v. 206, p. 110061, mar. 2020. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110061>>.

KIM, H.-S.; KIM, J.; AN, D.-W. Development of integrated system for progressive collapse analysis of building structures considering dynamic effects. **Advances in Engineering Software**, v. 40, n. 1, p. 1–8, 2009. ISSN 0965-9978. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0965997808000525>>.

KWASNIEWSKI, L. Nonlinear dynamic simulations of progressive collapse for a multistory building. **Engineering Structures**, v. 32, n. 5, p. 1223–1235, 2010. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029609004428>>.

LI, Y.; LU, X.; GUAN, H.; YE, L. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures. **Engineering Structures**, v. 33, n. 10, p. 2931–2942, 2011. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029611002537>>.

LIM, N. S.; TAN, K.; LEE, C. Effects of rotational capacity and horizontal restraint on development of catenary action in 2-d rc frames. **Engineering Structures**, v. 153, p. 613–627, 2017. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616314717>>.

_____. Experimental studies of 3d rc substructures under exterior and corner column removal scenarios. **Engineering Structures**, v. 150, p. 409–427, 2017. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029617306168>>.

LIVINGSTON, E.; SASANI, M.; BAZAN, M.; SAGIROGLU, S. Progressive collapse resistance of rc beams. **Engineering Structures**, v. 95, p. 61–70, 2015. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615001893>>.

LOU, G.; WANG, C.; JIANG, J.; JIANG, Y.; LI, G.-Q. Fire-induced progressive collapse of 3d steel portal frames. **Procedia Engineering**, v. 210, p. 537–543, 2017. ISSN 1877-7058. Performance of materials and structures under extreme conditions. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817361064>>.

LU, X.; LIN, K.; LI, Y.; GUAN, H.; REN, P.; ZHOU, Y. Experimental investigation of rc beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario. **Engineering Structures**, v. 149, p. 91–103, 2015. ISSN 0141-0296. Analysis and Design of Protective Structures 2015. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616303765>>.

_____. _____. **Engineering Structures**, v. 149, p. 91–103, 2017. ISSN 0141-0296. Analysis and Design of Protective Structures 2015. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616303765>>.

MARCHAND, K.; STEVENS, D.; CROWDER, B.; CAMPBELL, T. Ufc4-023-03: Design of buildings to resist progressive collapse. **Structure**, p. 34–37, 2016.

MARJANISHVILI, S.; AGNEW, E. Comparison of various procedures for progressive collapse analysis. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 20, n. 4, p. 365–374, 2006. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290887-3828%282006%2920%3A4%28365%29>>.

MARJANISHVILI, S. M. Progressive analysis procedure for progressive collapse. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 18, n. 2, p. 79–85, 2004. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290887-3828%282004%2918%3A2%2879%29>>.

PARISI, F.; AUGENTI, N. Influence of seismic design criteria on blast resistance of rc framed buildings: A case study. **Engineering Structures**, v. 44, p. 78–93, 2012. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612002891>>.

PHAM, A. T.; LIM, N. S.; TAN, K. H. Investigations of tensile membrane action in beam-slab systems under progressive collapse subject to different loading configurations and boundary conditions. **Engineering Structures**, v. 150, p. 520–536, 2017. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029617316747>>.

PHAM, A. T.; TAN, K. H.; YU, J. Numerical investigations on static and dynamic responses of reinforced concrete sub-assemblages under progressive collapse. **Engineering Structures**, v. 149, p. 2–20, 2017. ISSN 0141-0296. Analysis and Design of Protective Structures 2015. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616303789>>.

QIAN, K.; LI, B. Dynamic and residual behavior of reinforced concrete floors following instantaneous removal of a column. **Engineering Structures**, v. 148, p. 175–184, 2017. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029617321028>>.

QIN, X.; WANG, W.; CHEN, Y.; BAO, Y. A special reinforcing technique to improve resistance of beam-to-tubular column connections for progressive collapse prevention. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 117, p. 26–39, 2016.

REGAN, P. Catenary action in damage concrete structures. **Special Publication**, v. 48, p. 191–224, 1975.

REN, P.; LI, Y.; LU, X.; GUAN, H.; ZHOU, Y. Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam–slab substructures under a middle-column-removal scenario. **Engineering Structures**, v. 118, p. 28–40, 2016. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616300864>>.

RIBEIRO, D.; CALCADA, R.; DELGADO, R.; BREHM, M.; ZABEL, V. Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters. **Engineering Structures**, v. 40, p. 413–435, 2012. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612001319>>.

ROUHANI, F. **Developing a plastic hinge model for RC beams prone to progressive collapse**. Tese (Doutorado) — Concordia University, 2015.

ROY, K.; LIM, J. B.; LAU, H. H.; YONG, P.; CLIFTON, G.; JOHNSTON, R. P.; WRZESIEN, A.; MEI, C. C. Collapse behaviour of a fire engineering designed single-storey cold-formed steel building in severe fires. **Thin-Walled Structures**, v. 142, p. 340–357, 2019. ISSN 0263-8231. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263823118315507>>.

RUSSELL, J.; OWEN, J.; HAJIRASOULIHA, I. Experimental investigation on the dynamic response of rc flat slabs after a sudden column loss. **Engineering Structures**, v. 99, p. 28–41, 2015. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615002965>>.

RUTHES, H. C. Análise do comportamento de sistemas estruturais em concreto moldado in loco sob o efeito do colapso progressivo. Universidade Federal de São Carlos, 2020.

SAGIROGLU, S.; SASANI, M. Progressive collapse-resisting mechanisms of reinforced concrete structures and effects of initial damage locations. **Journal of Structural Engineering**, v. 140, n. 3, p. 04013073, 2014. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0000854>>.

SCRIBNER, C. F.; CULVER, C. G. Investigation of the collapse of l'ambiance plaza. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 2, n. 2, p. 58–79, 1988. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290887-3828%281988%292%3A2%2858%29>>.

SEVIM, B.; BAYRAKTAR, A.; ALTUNIŞIK, A. C.; ATAMTÜRKTÜR, S.; BIRINCI, F. Finite element model calibration effects on the earthquake response of masonry arch bridges. **Finite Elements in Analysis and Design**, v. 47, n. 7, p. 621–634, 2011. ISSN 0168-874X. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0168874X10002064>>.

STAROSSEK, U. Typology of progressive collapse. **Engineering Structures**, v. 29, n. 9, p. 2302–2307, 2007. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029606004974>>.

STAROSSEK, U.; HABERLAND, M. Disproportionate collapse: Terminology and procedures. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 24, n. 6, p. 519–528, dez. 2010. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0000138](https://doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000138)>.

STINGER, S. M. **Evaluation of alternative resistance mechanisms for progressive collapse**. [S.l.]: University of Missouri-Columbia, 2011.

STINGER, S. M.; ORTON, S. L. Experimental evaluation of disproportionate collapse resistance in reinforced concrete frames. **Acı Structural Journal**, v. 110, p. 521–530, 2013.

STODDART, E.; BYFIELD, M.; DAVISON, J.; TYAS, A. Strain rate dependent component based connection modelling for use in non-linear dynamic progressive collapse analysis. **Engineering Structures**, v. 55, p. 35–43, 2013. ISSN 0141-0296. Analysis and Design of Protective Structures. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612002854>>.

TORRES, I. F. R. **Desenvolvimento e aplicação do método dos elementos finitos generalizados em análise tridimensional não-linear de sólidos**. Tese (Doutorado), 2003. Disponível em: <<https://doi.org/10.11606/t.18.2003.tde-23062006-154258>>.

VALIPOUR, H.; FARHANGVESALI, N.; FOSTER, S. A generic model for investigation of arching action in reinforced concrete members. **Construction and Building Materials**, v. 38, p. 742–750, 2013. ISSN 0950-0618. 25th Anniversary Session for ACI 228 – Building on the Past for the Future of NDT of Concrete. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061812007088>>.

VLASSIS, A.; IZZUDDIN, B.; ELGHAZOULI, A.; NETHERCOT, D. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss—part ii: Application. **Engineering Structures**, v. 30, n. 5, p. 1424–1438, 2008. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029607003239>>.

WANG, S.; KANG, S.-B. Analytical investigation on catenary action in axially-restrained reinforced concrete beams. **Engineering Structures**, v. 192, p. 145–155, 2019. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029619307795>>.

WANG, W.; FANG, C.; QIN, X.; CHEN, Y.; LI, L. Performance of practical beam-to-shs column connections against progressive collapse. **Engineering Structures**, v. 106, p. 332–347, 2016. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615006744>>.

WANG, W.; LI, H.; WANG, J. Progressive collapse analysis of concrete-filled steel tubular column to steel beam connections using multi-scale model. **Structures**, v. 9, p. 123–133, 2017. ISSN 2352-0124. Advances in Steel-Concrete Composite Structures. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012416301011>>.

WIBERG, N.; LI, X.; ABDULWAHAB, F. Adaptive finite element procedures in elasticity and plasticity. **Engineering with computers**, Springer Nature, NEW YORK, v. 12, n. 2, p. 120–141, 1996. ISSN 0177-0667.

XI, Z.; ZHANG, Z.; QIN, W.; ZHANG, P. Experiments and a reverse-curved compressive arch model for the progressive collapse resistance of reinforced concrete frames. **Engineering Failure Analysis**, v. 135, p. 106054, 2022. ISSN 1350-6307. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630722000280>>.

XIAO, H.; HEDEGAARD, B. Flexural, compressive arch, and catenary mechanisms in pseudostatic progressive collapse analysis. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 32, n. 1, p. 04017115, 2018. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0001110>>.

YU, J.; LUO, L.; LI, Y. Numerical study of progressive collapse resistance of RC beam-slab substructures under perimeter column removal scenarios. **Engineering Structures**, Elsevier BV, v. 159, p. 14–27, mar. 2018. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029617332145>>.

YU, J.; TAN, K. H. Experimental study on catenary action of rc beam-column sub-assemblages. In: **Proceedings of the 3rd International FIB Congress and Exhibition, Precast/Prestressed Concrete Institute**. [S.l.: s.n.], 2010.

_____. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. **Engineering Structures**, v. 55, p. 90–106, 2013. ISSN 0141-0296. Analysis and Design of Protective Structures. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029611003683>>.

_____. Structural behavior of rc beam-column subassemblages under a middle column removal scenario. **Journal of Structural Engineering**, v. 139, n. 2, p. 233–250, 2013. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000658](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000658)>.

_____. Special detailing techniques to improve structural resistance against progressive collapse. **Journal of Structural Engineering**, v. 140, n. 3, p. 04013077, 2014. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0000886>>.

APÊNDICE 1 – Tabela 9-4 da ASCE 41

TABELA 39 – Tabela 9-4 da ASCE41 fator m parcialmente reproduzida.

Elemento Estrutural				Primário	Secundário
Vigas - Flexão				CP (m)	CP (m)
a.	$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	e	$\frac{h}{tw} \leq \frac{418}{\sqrt{f_{ye}}}$	8	12
b.	$\frac{bf}{2tf} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	ou	$\frac{h}{tw} \geq \frac{640}{\sqrt{f_{ye}}}$	3	4
c.	Outros*.				
Pilares					
Para $P/Pcl < 0.2$					
a.	$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	e	$\frac{h}{tw} \leq \frac{300}{\sqrt{f_{ye}}}$	8	12
b.	$\frac{bf}{2tf} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	ou	$\frac{h}{tw} \geq \frac{460}{\sqrt{f_{ye}}}$	2	3
c.	Outros*.				
Para $0.2 \leq P/Pcl \leq 0.5$					
a.	$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	e	$\frac{h}{tw} \leq \frac{260}{\sqrt{f_{ye}}}$	1	2
b.	$\frac{bf}{2tf} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	ou	$\frac{h}{tw} \geq \frac{400}{\sqrt{f_{ye}}}$	1.5	2
c.	Outros*.				
Para $P/Pcl < 0.5$ o Pilar é controlado por força					
Conexões					
WUF	3.1–0.032d				

$$^1 - m = 12(1 - 1.67* (P/Pcl))$$

$$^2 - m = 18(1 - 1.67* (P/Pcl))$$

* -Necessário fazer interpolação linear entre os valores a cima

FONTE: ASCE (2017).

O parâmetro $bf/2tf$ na tabela se refere à esbeltez da mesa do perfil, enquanto h/tw é a esbeltez da alma do perfil estrutural. O valor de resistência de escoamento de cálculo F_{ye} , mencionado na tabela, deve ser inserido na equação em ksi, juntamente com um fator de majoração de 1.10 (para o sistema de medidas americano utilizado neste caso). O parâmetro P representa a carga atuante no pilar, que precisa ser determinada por meio de uma análise inicial para identificar os esforços transmitidos aos pilares. O parâmetro Pcl é o esforço crítico suportado pelo pilar, e para determiná-lo, foram utilizadas equações descritas na norma American Institute of Steel Construction (AISC) 360-22, no capítulo E (AISC, 2022). O parâmetro d na tabela, na linha WUF das conexões, refere-se à altura do perfil utilizado.

APÊNDICE 2 – Tabela 9-5 da ASCE 41

TABELA 40 – Tabela 9-5 da ASCE41 fator m parcialmente reproduzida.

Vigas - Flexão				CP (m)
a.	$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	e	$\frac{h}{tw} \leq \frac{418}{\sqrt{f_{ye}}}$	$11\theta_y$
b.	$\frac{bf}{2tf} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	ou	$\frac{h}{tw} \geq \frac{640}{\sqrt{f_{ye}}}$	$4\theta_y$
c.	Outros*.			
Pilares				
Para P/Pcl <0.2				
a.	$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	e	$\frac{h}{tw} \leq \frac{300}{\sqrt{f_{ye}}}$	$11\theta_y$
b.	$\frac{bf}{2tf} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	ou	$\frac{h}{tw} \geq \frac{460}{\sqrt{f_{ye}}}$	$4\theta_y$
c.	Outros*.			
Para 0.2 <= P/Pcl <= 0.5				
a.	$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{52}{\sqrt{f_{ye}}}$	e	$\frac{h}{tw} \leq \frac{260}{\sqrt{f_{ye}}}$	1
b.	$\frac{bf}{2tf} \geq \frac{65}{\sqrt{f_{ye}}}$	ou	$\frac{h}{tw} \geq \frac{400}{\sqrt{f_{ye}}}$	$1.2\theta_y$
c.	Outros*.			
Para P/Pcl <0.5 o Pilar é controlado por força				
Conexões				
WUF	0.050–0.00060 d			

$$^1 - m = 17(1 - 1.67^*(P/Pcl))\theta_y$$

* -Necessário fazer interpolação linear entre os valores a cima

FONTE: ASCE (2017).