

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Gabriel Mello Ferreira

**Tópicos referentes à influência da consideração do colapso progressivo no
dimensionamento e detalhamento dos projetos de edificações**

Juiz de Fora

2023

Gabriel Mello Ferreira

Tópicos referentes à influência da consideração do colapso progressivo no dimensionamento e detalhamento dos projetos de edificações

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: M.Sc Cleber Maestri Gonçalves

Juiz de Fora

2023

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Ferreira, Gabriel Mello.

Tópicos referentes à influência da consideração do colapso progressivo no detalhamento em projetos de edificações / Gabriel Mello Ferreira. -- 2023.

90 f. : il.

Orientador: Cleber Maestri Gonçalves

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia, 2023.

1. Colapso Progressivo. 2. Concreto Armado. 3. Dimensionamento. 4. Detalhamento. 5. Análise Estrutural. I. Gonçalves, Cleber Maestri, orient. II. Título.

Gabriel Mello Ferreira

**Tópicos referentes à influência da consideração do colapso progressivo no
detalhamento em projetos de edificações**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação do Curso de
Engenharia Civil da Universidade Federal
de Juiz de Fora como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Aprovada em ____ de _____ de _____

BANCA EXAMINADORA

M.Sc Cleber Maestri Gonçalves - Orientador
Universidade Federal de Juiz de Fora

M.Sc Eduardo Marques Vieira Pereira – Examinador
Universidade Federal de Juiz de Fora

M.Sc Paula de Oliveira Ribeiro – Examinadora
Universidade Federal de Juiz de Fora

AGRADECIMENTOS

Agradeço a oportunidade de conclusão desta etapa a meus pais, que me inspiram, incentivam e auxiliam na realização de meus objetivos. Meus pais são meus maiores exemplos de caráter, honestidade e trabalho árduo, motivos de grande orgulho.

Agradeço também aos demais familiares e amigos, que sempre estão ao meu lado e motivam-me a almejar o melhor. Por todos os momentos felizes que vivemos juntos, que me permitiram levar de forma mais leve fases mais difíceis da vida.

Por fim, agradeço ao professor e orientador Cleber Maestri Gonçalves, por todos ensinamentos, lições e auxílio, ao longo de disciplinas da graduação e do desenvolvimento deste trabalho.

“A verdadeira motivação vem de realização, desenvolvimento pessoal, satisfação no trabalho e reconhecimento.”

(Frederick Herzberg)

RESUMO

O colapso progressivo pode ser definido como o colapso total ou parcial de uma estrutura resultante de um dano ou falha localizado. Apesar de sua relevância, tendo em vista as conseqüentes perdas econômicas e de vidas humanas, o tema é pouco discutido em normas técnicas brasileiras, que não detalham métodos de análise estrutural com finalidade de prevenção ou mitigação de seus efeitos. Nesse âmbito, o presente trabalho busca avaliar e comparar métodos de análise e prevenção do colapso progressivo. Para tanto, é desenvolvido um modelo estrutural de um edifício em concreto armado, com o auxílio do *software* TQS®, em que uma de suas vigas é analisada a partir de diferentes modelos, com o emprego da metodologia convencional de dimensionamento de vigas, baseada no equilíbrio de tensões da seção transversal, e nas equações propostas por Dimas (2014), baseadas no esforço de tração na armadura da viga após a perda do pilar. Os modelos distinguem-se pelo emprego de análise estática linear ou não linear, pela consideração do vão original ou o vão após a perda de um pilar de apoio e pela combinação de carga adotada. A avaliação de cada modelo é realizada mediante a metodologia de análise de colapso progressivo para edifícios típicos indicada pela agência Administração de Serviços Gerais (GSA), dos Estados Unidos, baseada no Método dos Caminhos de Carga Alternativos e utilizando o critério de Relação Demanda-Capacidade (*DCR*). Com esse intuito, os Modelos 1 a 4 são empregados para dimensionar a armadura longitudinal da viga, cuja correspondente capacidade resistente calculada é comparada com o esforço solicitante obtido do Modelo 5, que considera a situação após a perda do pilar e combinação de carga indicada pela GSA. Os resultados obtidos apontam que o dimensionamento da viga pelos modelos propostos não é capaz de atender ao critério adotado, o que significa que a metodologia apresentada pela GSA é a mais conservadora. Então, foi proposto um detalhamento final para a viga, cujas armaduras foram calculadas para atender ao critério de verificação.

Palavras-chave: Colapso Progressivo, Concreto Armado, Dimensionamento, Detalhamento, Análise Estrutural.

ABSTRACT

Progressive collapse can be defined as the total or partial collapse of a structure resulting from localized damage or failure. Despite its relevance, in view of the consequent economic losses and human lives, this subject is little discussed in Brazilian technical standards, which do not detail methods of structural analysis with the purpose of preventing or mitigating its effects. In this context, the present work seeks to evaluate and compare methods of analysis and prevention of progressive collapse. Therefore, a structural model of a reinforced concrete building is developed, with the help of the TQS® software, in which one of the beams is analyzed from different models, using the conventional methodology for designing beams, based on the equilibrium of forces of the cross-section, and in the equations proposed by Dimas (2014), based on the tension axial force in the beam reinforcement after the loss of the column. The models differ by the use of linear or non-linear static analysis, by the consideration of the original span or the span after the loss of a supporting column, and by the load combination adopted. The evaluation of each model is carried out using the progressive collapse analysis methodology for typical buildings indicated by the General Services Administration (GSA) agency in the United States, based on the Alternative Load Path Method and using the Demand-Capacity Ratio criterion (DCR). For this purpose, Models 1 to 4 are used to design the longitudinal reinforcement of the beam, whose corresponding calculated resistance capacity is compared with the requesting effort obtained from Model 5, which considers the situation after the loss of the column and the load combination indicated by the GSA. The obtained results indicate that the beam designing by the proposed models is not able to meet the adopted criteria, which means that the methodology presented by the GSA is the most conservative. Then, a final reinforcement detailing for the beam was proposed to meet the verification criteria.

Keywords: Progressive Collapse, Reinforced Concrete, Designing, Detailing, Structural Analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Mecanismo de falha do colapso tipo pancake	18
Figura 2 - Mecanismo de falha do colapso tipo zipper	19
Figura 3 - Mecanismo de falha do colapso tipo domino	20
Figura 4 - Mecanismo de falha do colapso tipo instability	22
Figura 5 - Edifício Ronan Point após colapso progressivo	24
Figura 6 - <i>Alfred P. Murrah Federal</i> após colapso progressivo	25
Figura 7 - Pentágono após ocorrência o colapso progressivo.....	28
Figura 8 - Danos gerados à fachada do edifício mais próximo da explosão	29
Figura 9 - Tirantes internos longitudinais e transversais, verticais e periféricos.....	33
Figura 10 - Remoção de um pilar segundo o Método dos Caminhos de Carga Alternativos.....	36
Figura 11 - Modelos de comportamento físico do aço.....	47
Figura 12 - Diagramas tensões-deformações do aço das armaduras para concreto armado	48
Figura 13 - Análise da força de tração na viga após a remoção do apoio central	49
Figura 14 - Parcelas consideradas na determinação da largura colaborante	52
Figura 15 - Planta de formas do segundo pavimento da edificação analisada	58
Figura 16 - Corte A-A da edificação analisada.....	59
Figura 17 - Modelo estrutural gerado no software TQS® antes da remoção do pilar P3	60
Figura 18 - Modelo estrutural gerado no software TQS® após a remoção do pilar P3	60
Figura 19 - Áreas de influência a partir do Método das Charneiras Plásticas	61
Figura 20 - Viga biapoiada submetida ao carregamento obtido pela combinação última normal.....	66
Figura 21 - Diagrama de momentos fletores em tf.m na viga V201 – Modelo 4.....	69
Figura 22 - Diagrama de esforços cortantes em tf na viga V201 – Modelo 4.....	69
Figura 23 - Detalhamento das armaduras da viga V201 geradas pelo TQS®	71
Figura 24 - Detalhamento das armaduras da viga V201 ajustadas manualmente	72
Figura 25 - Diagrama de momentos fletores em tf.m na viga V201 – Modelo 5.....	75
Figura 26 - Diagrama de esforços cortantes em tf na viga V201 – Modelo 5.....	75
Figura 27 - Detalhamento final da viga V201 para resistir à perda do pilar P3	80

Figura 28 - Ordem de grandeza dos aumentos de esforço axial nos pilares do "Modelo 4 – ELU (A)" para o "Modelo 5 – MCCA (C)"	84
Figura 29 - Ordem de grandeza dos aumentos de esforço axial nos pilares do "Modelo 4 – MCCA (B)" para o "Modelo 5 – MCCA (C)"	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Equações para o cálculo da força de tração na a viga.....	49
Tabela 2 – Dimensões adotadas para os elementos estruturais.....	57
Tabela 3 - Modelos analisados e seus respectivos tipos de análise e combinação de ações considerada	66
Tabela 4 - Área de armadura para momento fletor no Modelo 1.....	66
Tabela 5 - Área de armadura para esforço cortante no Modelo 1.....	67
Tabela 6 - Áreas de armadura para os momentos fletores no Modelo 4.....	73
Tabela 7 - Área de armadura para os esforços cortantes no Modelo 4.....	73
Tabela 8 – Momento resistente, QCE , no Modelo 4	74
Tabela 9 – Esforço cortante resistente, QCE , no Modelo 4	74
Tabela 10 - Verificação do DCR a partir dos Modelos 4 e 5	76
Tabela 11 - Áreas de armadura para os momentos fletores no Modelo 5.....	76
Tabela 12 - Área de armadura para os esforços cortantes no Modelo 5.....	76
Tabela 13 - Comparação dos resultados de DCR para momento positivo nos diferentes modelos	77
Tabela 14 - Comparação dos resultados de DCR para momento positivo no Modelo 5.....	77
Tabela 15 - Comparação do peso das armaduras longitudinais para o Modelo 4 e o detalhamento final.....	81
Tabela 16 - Variação do esforço axial nos pilares.....	83

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AP	<i>Alternate Path</i>
CEN	Comité Europeu de Normalização
DCR	Demand-Capacity Ratio
DoD	<i>U.S. Department of Defense</i>
FBI	<i>Federal Bureau of Investigation</i>
GSA	<i>U.S. General Services Administration</i>
MCCA	Método dos Caminhos de Carga Alternativos
MRLE	Método da Resistência Local Específica
NBR	Norma Brasileira
NISTIR	<i>National Institute of Standards and Technology Interagency or Internal Report</i>
SLR	<i>Specific Local Resistance</i>
TF	<i>Tie Forces</i>
UFC	<i>Unified Facilities Criteria</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	13
1.2	JUSTIFICATIVA	13
1.3	OBJETIVOS	14
1.3.1	Objetivo geral	14
1.3.2	Objetivos específicos	14
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1	CAUSAS DO COLAPSO PROGRESSIVO	16
2.2	TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO	17
2.2.1	Colapso tipo <i>pancake</i>	17
2.2.2	Colapso tipo <i>zipper</i>	18
2.2.3	Colapso tipo <i>domino</i>.....	19
2.2.4	Colapso tipo <i>section</i>	21
2.2.5	Colapso tipo <i>instability</i>.....	21
2.2.6	Colapso tipo <i>mixed</i>	22
2.3	ACIDENTES ENVOLVENDO COLAPSO PROGRESSIVO	23
2.3.1	Ronan Point	23
2.3.2	Alfred P. Murrah Federal Office Building	24
2.4	EDIFICAÇÕES QUE RESISTIRAM AO COLAPSO PROGRESSIVO.....	27
2.4.1	Pentágono.....	27
2.4.2	Khobar Towers	28
2.5	DIRETRIZES PARA PREVENÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO.....	30
2.5.1	Redundância.....	30
2.5.2	Continuidade	30
2.5.3	Ductilidade.....	30

2.5.4	Recomendações gerais	31
2.6	MÉTODOS DE ANÁLISE	31
2.6.1	Método Indireto	32
2.6.2	Métodos Diretos	34
2.6.2.1	Método da Resistência Local Específica (MRLE)	34
2.6.2.2	Método dos Caminhos de Carga Alternativos (MCCA)	35
2.6.3	Visão geral dos métodos	36
2.7	NORMAS E CÓDIGOS RELACIONADOS	36
2.7.1	ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 9062	36
2.7.2	Norma ASCE 7	37
2.7.3	Norma UFC 4-023-03	38
2.7.4	GSA Guidelines	40
2.8	SISTEMAS CONSTRUTIVOS E COLAPSO PROGRESSIVO	41
2.8.1	Estruturas de concreto armado	41
2.8.2	Estruturas de concreto pré-moldado	42
2.8.3	Estruturas de concreto protendido	43
2.8.4	Estruturas de aço	43
2.8.5	Edificações em alvenaria estrutural	44
3	METODOLOGIA	46
3.1	ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO	46
3.2	CAPACIDADE MÁXIMA DA VIGA	50
3.3	ANCORAGEM DAS ARMADURAS	54
3.4	TRASPASSE DE ARMADURAS	55
3.5	MODELAGEM EXEMPLO DE ESTRUTURA APORTICADA DE CONCRETO ARMADO	55
3.5.1	Software utilizado	55
3.5.2	Materiais e propriedades	55
3.5.3	Sistema estrutural	56

3.5.4	Ações consideradas	61
3.5.4.1	Ações permanentes	61
3.5.4.2	Ações variáveis	62
3.5.4.3	Combinações de ações.....	62
4	ANÁLISE DOS MODELOS	65
4.1	MODELO 1: METODOLOGIA CONVENCIONAL (ELU)	66
4.2	MODELO 2: ANÁLISE ESTÁTICA LINEAR	67
4.3	MODELO 3: ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR COM DESLOCAMENTO VERTICAL SEM LIMITAÇÃO.....	68
4.4	MODELO 4: ANÁLISE VIA SOFTWARE ANTES DA REMOÇÃO DO APOIO (ELU).....	69
4.5	MODELO 5: ANÁLISE VIA SOFTWARE APÓS A REMOÇÃO DO APOIO (GSA).....	74
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	77
5.1	COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS	77
5.2	ARMADURA NECESSÁRIA E DETALHAMENTO DA VIGA	78
5.3	COMPARAÇÃO DA TAXA DE ARMADURA FINAL.....	81
5.4	CARGAS NOS PILARES	81
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	86

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O colapso progressivo pode ser definido como o colapso total ou parcial de uma estrutura, resultante de um dano ou falha de uma parte relativamente pequena. Assim, colapso progressivo ocorre quando a falha de um ou mais elementos estruturais, ocasionada por um determinado evento, desencadeia um mecanismo de reações em cadeia, que propaga o dano para grande parte da estrutura.

Segundo o manual NISTIR 7396 (2007) a característica fundamental desse fenômeno é que o estado final de falha é desproporcionalmente maior à falha que iniciou o colapso. Para esse tipo de falha, é comum a utilização do termo “colapso desproporcional”.

A consideração do colapso progressivo em projeto possui elevada relevância no que tange à contemplação dos riscos ao meio ambiente, das perdas econômicas e de vidas humanas. Nesse sentido, destaca-se a possibilidade de reduzir riscos e perdas, ao proporcionar à estrutura capacidade resistente que assegurem a realização de ações de evacuação e operações de resgate nas edificações. Apesar disso, a verificação ao colapso progressivo não é uma prática difundida em muitos países ou em projetos de estruturas não governamentais (LISBOA; ARAÚJO, 2021).

Desse modo, é pertinente que engenheiros que desenvolvem o projeto e o cálculo estrutural de edificações avaliem as normas e recomendações de projeto que apresentam considerações acerca do colapso progressivo. Assim, dentre os métodos de análise existentes, é possível adotar o mais adequado e relevante ao tipo de edificação, ao sistema construtivo e com complexidade apropriada aos recursos disponíveis, garantindo a viabilidade econômica do projeto e segurança na estrutura.

1.2 JUSTIFICATIVA

O colapso progressivo de uma edificação pode levar a graves perdas econômicas e de vidas humanas. Um exemplo disso foi o colapso das duas torres do *World Trade Center*, em Nova Iorque, em setembro de 2001, após um ataque terrorista, e que resultou na morte de cerca de 3.000 pessoas.

Todavia, apesar de sua relevância, o tema ainda é pouco abordado na graduação de engenharia civil no Brasil e as normas técnicas brasileiras não descrevem métodos diretos de análise ou avaliação do risco de colapso progressivo. Assim, é oportuno o desenvolvimento de uma pesquisa abrangente sobre o tema, com a avaliação de suas causas e seus mecanismos de propagação, a fim de encontrar meios de evitar sua ocorrência, ou mitigar seus efeitos.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é avaliar a influência que a consideração da prevenção ao colapso progressivo na fase de projeto de uma estrutura de concreto armado exerce em seu dimensionamento e detalhamento.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do trabalho são:

- realizar uma revisão bibliográfica sobre o tema do colapso progressivo;
- elaborar um modelo estrutural de um edifício em concreto armado com valores de cargas usuais, através do *software* TQS®;
- apresentar métodos de análise e prevenção de colapso progressivo;
- aplicar modelos de análise de uma viga, a partir da metodologia convencional de dimensionamento de vigas, baseada no equilíbrio de tensões da seção transversal, e nas equações propostas por Dimas (2014), baseadas no esforço de tração na armadura da viga após a perda de um pilar de apoio;
- avaliar os modelos propostos mediante a metodologia de análise de colapso progressivo para edifícios típicos indicada pelas *GSA Guidelines* (2016);
- avaliar os efeitos que a consideração do colapso progressivo causou no detalhamento da estrutura;
- avaliar a redistribuição de cargas nos pilares após perda de um pilar de apoio.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado em sete capítulos.

No capítulo 1, “Introdução”, são feitas considerações gerais acerca do tema colapso progressivo e são apresentados a justificativa, os objetivos e a estrutura do trabalho.

No capítulo 2, “Referencial teórico”, são descritas as causas desse fenômeno, além de serem identificados os tipos de colapso progressivo, quanto ao mecanismo de propagação da falha. Adicionalmente, são apresentados exemplos de edificações em que houve propagação do dano inicial, bem como de edificações que sofreram danos iniciais significativo, mas não colapsaram. São apresentados, ainda, diretrizes para prevenção, métodos de análise e normas e códigos relacionados ao tema. Por fim, são apresentadas algumas considerações sobre o colapso progressivo em diferentes sistemas construtivos, com base em normas e trabalhos de pesquisa.

No capítulo 3, “Metodologia”, são abordados os modelos de análise numérica de uma viga de concreto armado propostos por Dimas (2014), com as equações a serem empregadas. Além disso, são apresentados os conceitos e equações relacionados à capacidade máxima da viga, parâmetro para o critério de verificação dos modelos, e à ancoragem e ao traspasse de armaduras, importantes para o detalhamento final. Então, é descrita a modelagem exemplo de uma edificação usual em concreto armado, com abordagem do *software* utilizado, materiais e propriedades, sistema estrutural e ações e combinações consideradas.

No capítulo 4, “Análise dos modelos”, são apresentadas as análises realizadas na viga em cada modelo proposto, Modelos 1 a 5.

No capítulo 5, “Resultados e discussões”, são realizadas comparações entre os modelos, com a aplicação do critério de verificação. Como os modelos propostos não atenderam ao critério, é desenvolvido o cálculo da armadura necessária para que seja atendido e é proposto um detalhamento final para a viga. Então, é feita a comparação entre a taxa de armadura final com a do Modelo 4. Por fim, é avaliada a variação de esforço axial nos pilares, antes e depois da retirada de um dos pilares.

No capítulo 6, “Considerações finais”, são apresentadas considerações acerca dos resultados obtidos.

No capítulo 7, “Recomendações para trabalhos futuros”, são apresentadas sugestões para trabalhos de tema relacionado a serem desenvolvidos.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CAUSAS DO COLAPSO PROGRESSIVO

O colapso progressivo ocorre quando determinado evento leva à falha de um ou mais elementos estruturais e o dano se propaga para grande parte da estrutura, de forma desproporcional à causa. Dentre os fatores que podem levar ao colapso progressivo de um edifício, Laranjeiras (2011) destaca: erros de projeto ou de construção; ações variáveis abusivas e ações excepcionais.

Os erros de projeto e de construção são aqueles decorrentes da imperfeição humana, apresentam difícil quantificação e não estão incluídos nos coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras. Esses erros são os responsáveis pela maioria dos danos e colapsos nos edifícios usuais. A antevisão de possíveis cenários de danos e do aperfeiçoamento dos controles e gestão de qualidade podem minorar esses erros e prever um possível colapso progressivo.

As ações variáveis abusivas são aquelas que excedem as envoltórias de ações e combinações consideradas ou que não foram explicitamente adotadas em projeto. Os danos gerados por essas ações são incluídos na mesma categoria dos danos devidos a erros de projeto e execução. Além disso, faltam informações para que seja possível avaliar estatisticamente a incidência e intensidade dessa causa.

Por fim, as ações excepcionais envolvem, dentre outras: explosões de gás e de bombas, colisão de veículos automotores e de aviões, ações ambientais extremas, como tornados, por exemplo. Essas ações podem gerar solicitações na estrutura além da envoltória de ações considerada em projeto.

Ainda segundo Laranjeiras (2011), o colapso progressivo acontece quando, além da ocorrência de um ou mais desses fatores, a edificação possui um grau elevado de sensibilidade ou de vulnerabilidade a esse tipo de colapso. Essa vulnerabilidade caracteriza-se pela ausência ou deficiência de continuidade no sistema estrutural e a ductilidade deficiente dos materiais, elementos e ligações estruturais. Desse modo, o sistema carece de robustez, com capacidade reduzida de absorver ou dissipar a energia resultante de danos localizados.

Uma estrutura projetada para responder às ações normais, de forma adequada, pode sofrer danos locais e/ou globais após o acréscimo de uma carga acidental. A sua capacidade de não colapsar de uma forma catastrófica é

influenciada por fatores como: o tipo de ação, a localização da ação variável na estrutura em relação aos seus elementos estruturais, o tipo de sistema estrutural e a tecnologia de construção (DIMAS, 2014).

Koslova (2013) destaca que os danos locais gerados por ações excepcionais podem levar ao colapso progressivo da edificação se esta não for dotada de três características primordiais: continuidade, ductilidade e redundância.

2.2 TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO

Embora a desproporção entre causa e efeito seja uma característica definidora e comum do colapso progressivo, existem diversos mecanismos que produzem tal resultado. Para cada caso, pode ser necessário variar os tratamentos conceitual, teórico e computacional, além da adequação de contramedidas possíveis ou preferíveis e dos índices para quantificar a robustez e a resistência ao colapso (STAROSSEK, 2009).

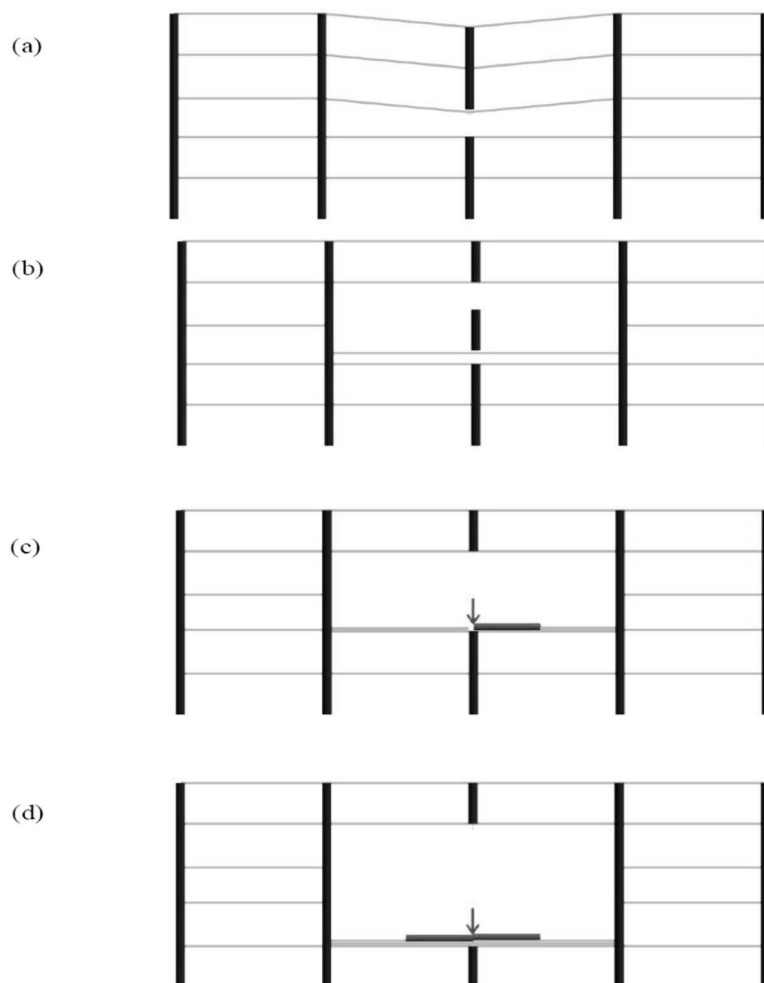
Portanto, é útil distinguir e descrever os diferentes tipos de colapso progressivo. De acordo com Starossek (2009) pode-se identificar seis tipos diferentes: *pancake*, *zipper*, *domino*, *section*, *instability* e *mixed*.

2.2.1 Colapso tipo *pancake*

O colapso tipo *pancake* ocorre quando a falha de um elemento de suporte de cargas verticais leva à queda de uma parte da estrutura, cuja força de impacto gera o colapso do piso imediatamente inferior, que pode se propagar piso a piso. Dessa forma, conforme apresentado por Koslova (2013), a sequência desse mecanismo de colapso, mostrada na Figura 1, é dada por:

- Falha inicial do elemento construtivo de suporte de cargas verticais;
- separação de elementos estruturais, com queda na direção vertical;
- conversão de energia potencial da estrutura em energia cinética;
- impacto do elemento em queda com a estrutura restante;
- falha de outro elemento de suporte devido às forças de compressão axiais geradas pelo impacto;
- progressão do colapso na direção vertical.

Figura 1 - Mecanismo de falha do colapso tipo pancake



Fonte: Rätty (2010, *apud* KOSLOVA, 2013).

2.2.2 Colapso tipo zipper

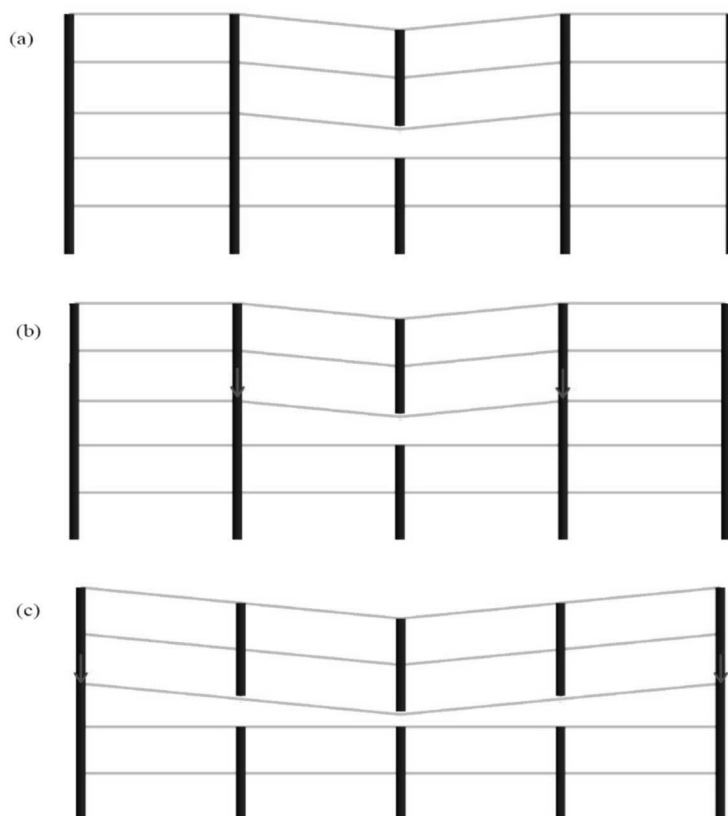
O colapso tipo *zipper* ocorre quando a falha de um elemento de suporte de cargas verticais leva à redistribuição de cargas para outros elementos localizados na direção transversal à falha, levando ao seu colapso, quando ultrapassada sua capacidade resistente.

Nesse sentido, conforme apresentado por Koslova (2013), a sequência desse mecanismo de colapso, mostrada na Figura 2, é dada por:

- Falha inicial do elemento construtivo de suporte de cargas;
- redistribuição de cargas para os elementos restantes;
- carregamento dinâmico devido à repentinidade da falha inicial e da redistribuição de cargas;

- resposta dinâmica da estrutura restante a esse carregamento;
- concentração de forças nos elementos de suporte adjacentes e que são similares em tipo e função, devido à combinação das respostas estática e dinâmica;
- sobrecarga e falha desses elementos; propagação do colapso na direção transversal às forças principais dos elementos que falharam.

Figura 2 - Mecanismo de falha do colapso tipo zipper



Fonte: Rätty (2010, *apud* KOSLOVA, 2013).

2.2.3 Colapso tipo *domino*

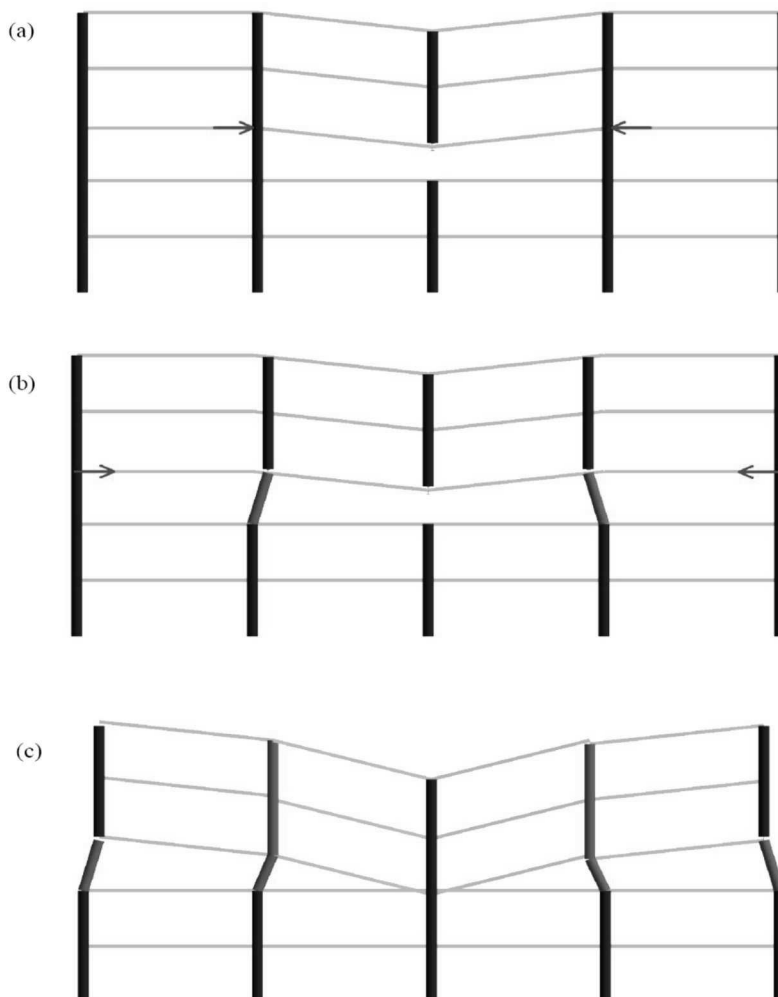
O colapso tipo *domino* ocorre quando o tombamento de um primeiro elemento, com forças principais na horizontal, é propagado para outros elementos, devido a transmissão de força horizontal.

Desse modo, conforme apresentado por Koslova (2013), a sequência desse mecanismo de colapso, mostrada na Figura 3, é dada por:

- Tombamento de um elemento;

- queda desse elemento em uma direção angular em torno de uma borda da base;
- conversão de energia potencial gravitacional em energia cinética.
- impacto lateral na borda superior do elemento tombado com a face lateral de um elemento adjacente similar;
- a força horizontal transmitida pelo impacto tem naturezas estática e dinâmica;
- tombamento dos elementos adjacentes;
- progressão da falha na direção do tombamento.

Figura 3 - Mecanismo de falha do colapso tipo domino



Fonte: Rätty (2010, *apud* KOSLOVA, 2013).

2.2.4 Colapso tipo *section*

O colapso tipo *section* ocorre quando a falha de uma determinada seção sujeita a momento fletor ou tensão axial leva à ruptura de outras seções transversais, devido ao aumento de tensões em determinados locais, gerado pela redistribuição de esforços nas seções transversais restantes.

As características e o mecanismo desse tipo de colapso são semelhantes ao tipo *zipper*, com a diferença do primeiro ser mais adequadamente definido pelos termos “parte da seção transversal” e “seções transversais restantes” em vez de “elemento estrutural” e “estrutura restante” (KOSLOVA, 2013).

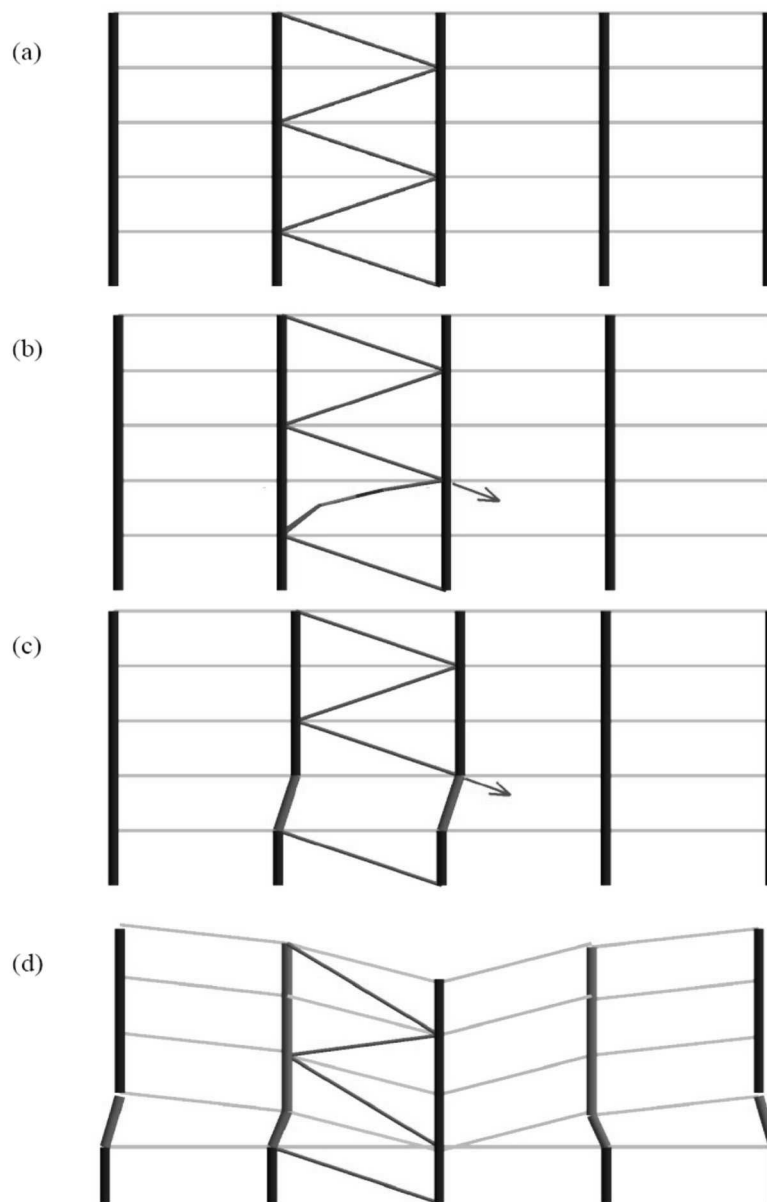
2.2.5 Colapso tipo *instability*

O colapso tipo *instability* ocorre quando uma pequena imperfeição em determinado elemento crítico leva a grandes deformações ou ao colapso.

Desse modo, conforme apresentado por Koslova (2013), a sequência desse mecanismo de colapso, mostrada na Figura 4, é dada por:

- Falha inicial de um elemento de contraventamento ou enrijecimento que estabilizava elementos de suporte de cargas de compressão;
- instabilidade dos elementos comprimidos;
- falha repentina da resistência desses elementos;
- colapso imediato da progressão da falha.

Figura 4 - Mecanismo de falha do colapso tipo instability



Fonte: Rätty (2010, *apud* KOSLOVA, 2013).

2.2.6 Colapso tipo *mixed*

O colapso tipo *mixed* descreve a ocorrência de um ou mais mecanismos de falha característicos de diferentes tipos de colapso progressivo. Segundo Koslova (2013), a característica desse caso é a existência de forças horizontais que levam ao tombamento de outros elementos.

2.3 ACIDENTES ENVOLVENDO COLAPSO PROGRESSIVO

2.3.1 Ronan Point

Um dos primeiros eventos de colapso progressivo de que se tem registro e um dos mais emblemáticos é o caso do edifício *Ronan Point Apartment Tower*, em Londres, mostrado na Figura 5. A edificação, composta por painéis pré-fabricados de concreto, com 64 metros de altura, possuía 22 pavimentos destinados à habitação de baixo custo e 5 apartamentos por piso, o que representa um total de 110 habitações.

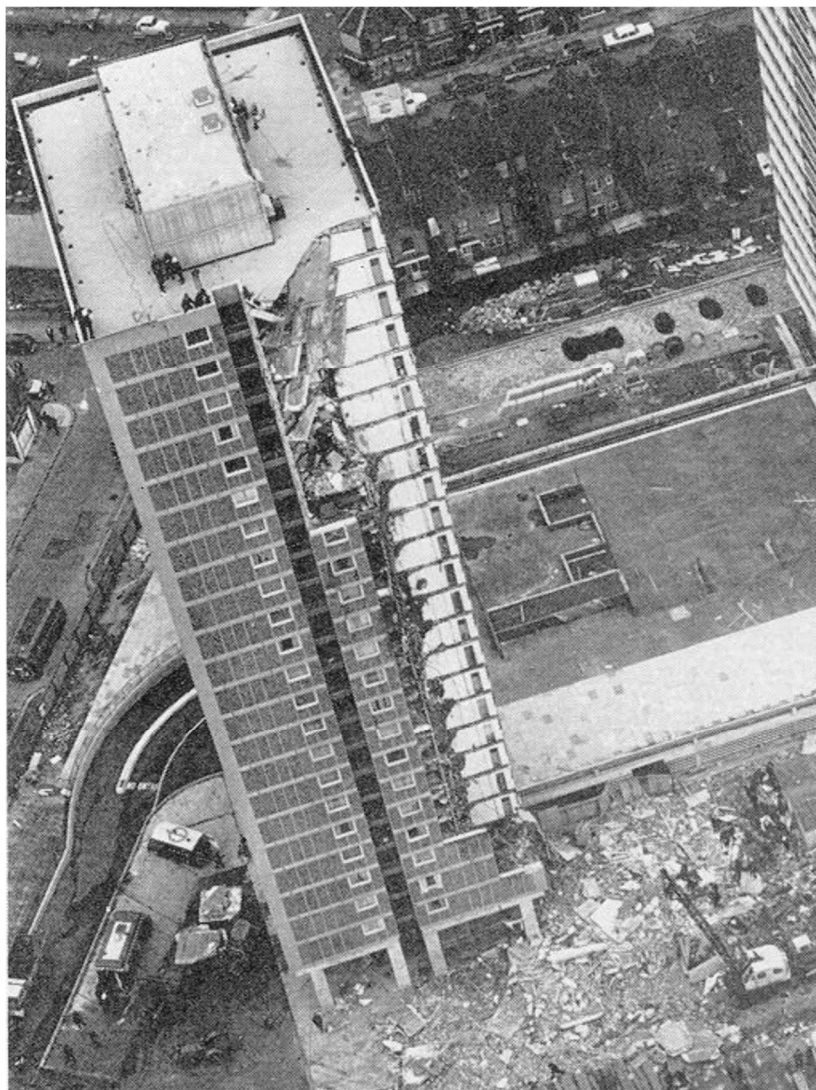
Em maio de 1968, uma explosão de gás em uma cozinha na fachada sudeste do 18º andar expeliu o painel da fachada. Com isso, as paredes externas e lajes dos pavimentos superiores colapsaram imediatamente. No 17º pavimento, o impacto do desmoronamento, por sua vez, excedeu sua capacidade resistente e desencadeou uma falha sequencial dos 16 pisos inferiores. Portanto, o colapso foi atribuído à falta de integridade estrutural e a ausência de caminhos de carga alternativos para superar a possível perda de uma parede de suporte (NISTIR, 2007). Com base em seu mecanismo de propagação, é possível concluir que o colapso dessa edificação foi do tipo *pancake*.

De acordo com Dimas (2014), a edificação foi projetada com normas consideradas desatualizadas. No âmbito do dimensionamento, não foram levados em conta caminhos de carga alternativos. Investigações e análises apontaram que até mesmo a situação mais desfavorável de vento para o local ou efeitos de um incêndio poderiam levar a um colapso da estrutura. Além disso, conclui-se que, por conta da explosão ter sido caracterizada por uma baixa intensidade, seria insuficiente para causar o colapso da estrutura, caso o edifício fosse dotado de integridade estrutural adequada.

Após o colapso dessa edificação, diversos países adotaram normas regulatórias direcionadas à prevenção do colapso progressivo. No Reino Unido, em 1976, as normas exigiam que edificações fossem dimensionadas para resistir ao colapso desproporcional através da amarração de elementos construtivos, adições de redundância e resistência adequada a cargas excepcionais, a fim de garantir maior robustez. Já nos Estados Unidos, na década de 1980, as normas de projeto passaram a incorporar requisitos para integridade geral da estrutura, através da

garantia de continuidade, redundância e ductilidade, de modo a promover resistência ao colapso progressivo (NISTIR, 2007).

Figura 5 - Edifício Ronan Point após colapso progressivo



Fonte: NISTIR, 2007.

2.3.2 Alfred P. Murrah Federal Office Building

O *Alfred P. Murrah Federal Office Building* era uma edificação governamental destinada a escritórios, com estacionamento de vários pavimentos, localizada em *Oklahoma City*, nos Estados Unidos. Construído em concreto armado entre os anos de 1970 e 1976, sua geometria era regular, com dimensões em planta de 30 por 67 metros e nove pavimentos. No dia 19 de abril de 1995, um veículo carregado com

substância altamente explosiva foi detonado próximo à fachada norte do edifício. De acordo com a agência americana FBI (2015), em poucos segundos, a explosão destruiu a maior parte dos nove pavimentos, incinerou veículos próximos e danificou ou destruiu mais de 300 outros edifícios. Resultando na morte de 168 pessoas, o atentado constitui o caso mais mortal de terrorismo doméstico na história do país. Segundo a norma UFC 4-023-03 (DoD, 2016), a maioria das fatalidades decorreram do colapso parcial da estrutura e não diretamente dos efeitos da explosão. Os danos gerados à edificação são mostrados na Figura 6.

Figura 6 - Alfred P. Murrah Federal após colapso progressivo



Fonte: *The New York Times*, 2015.

Ao longo da fachada onde estacionou o veículo, havia uma viga de transição ao nível do 3º piso, com vãos de 12,2 m, que suportava os pilares dos andares superiores, distantes 6,1 m entre si. Os danos à fachada estenderam-se cerca de 20 metros para dentro do edifício, com um colapso estimado em torno de metade de sua área útil. Três dos quatro pilares centrais, que apoiavam a viga de transição do 3º piso, foram imediatamente implodidos, provocando colapso progressivo dos andares superiores (LARANJEIRAS, 2014).

Koslova (2013) classifica o colapso ocorrido nessa edificação como do tipo *mixed*, já que houve uma combinação dos tipos *pancake* e *domino*. A explosão destruiu um dos pilares do perímetro e causou ruptura frágil de outros dois. Então, a viga de transição por eles apoiada falhou pela perda de suporte, o que levou ao colapso de pisos superiores. Enquanto isso, as forças horizontais de tração geradas pela falha inicial levaram ao tombamento de outros elementos.

De acordo com Laranjeiras (2014), análises apontaram que a estrutura do edifício foi projetada como uma estrutura apertada usual de concreto armado, em total conformidade com a então vigente, norma ACI 318, edição de 1970 e com um projeto bem detalhado. Contudo, as normas não consideravam ações excepcionais, como explosões de bombas ou sismos. Assim, a remoção de um dos pilares do andar térreo transferiria cargas e esforços aos pilares vizinhos, que não seriam capazes de resistir. Além disso, concluiu-se que a estrutura apertada não oferecia ductilidade suficiente para redistribuir as cargas após a remoção dos três pilares da fachada, no andar térreo.

Laranjeiras (2014) indica que a área do colapso poderia ser reduzida de 50% a 80% caso o detalhamento seguisse recomendações atuais para pórticos em regiões de sismos.

Desse modo, esse evento destaca a sensibilidade ou vulnerabilidade de edifícios com vigas de transição ao colapso progressivo, na eventual remoção de pilares de apoio. Por isso, esses projetos devem sempre garantir integridade e ductilidade a essas estruturas. Dimas (2014) ressalta que, no caso do *Alfred P. Murrah*, só seria possível evitar o colapso impedindo que o veículo se aproximasse do edifício, que se localizava próximo à estrada, através do posicionamento de obstáculos.

2.4 EDIFICAÇÕES QUE RESISTIRAM AO COLAPSO PROGRESSIVO

2.4.1 Pentágono

O Pentágono, edifício de grandes dimensões e cinco pavimentos, foi construído durante os anos de 1941 e 1942 para sediar o Departamento de Defesa dos Estados Unidos da América. A edificação possui lajes, vigas e pilares de concreto armado, com concretagem *in loco*. O vão entre pilares varia entre 3, 4,6 e 6,1 metros e as lajes possuem uma espessura de 14 centímetros. A maioria dos pilares suporta mais de um piso e, nesse caso, a armadura transversal é helicoidal contínua (cintas helicoidais). Os demais pilares são dotados de estribos usuais.

Conforme apresenta Dimas (2014), no dimensionamento do edifício foram considerados os seguintes critérios: 7 kN/m² de sobrecarga, tensão de ruptura do concreto à compressão de 17 MPa; tensão de escoamento à tração do aço de 170 MPa; e aproximadamente metade das barras tinham continuidade nos apoios, com emendas de, aproximadamente, 40 \emptyset .

No dia 11 de setembro de 2001, um Boeing 757 colidiu com a fachada oeste do edifício, entre o primeiro piso (térreo) e o segundo piso, avançando cerca de 95m para o interior e provocando uma abertura na fachada de 37m de largura. A estrutura manteve-se intacta durante cerca de vinte minutos, período suficiente para proceder à evacuação das pessoas do local, quando algumas partes do 3º ao 5º pisos começaram a evidenciar sinais de ruptura.

Dessa forma, nenhuma parte do edifício entrou em colapso no instante da colisão, apesar de danificados 50 pilares do piso térreo. No entanto, a colisão deu origem a um incêndio, que levou as armaduras dos elementos danificados a perderem resistência. Uma parte da estrutura conseguiu resistir ao colapso, apesar das lajes estarem apoiadas em pilares bastante danificados. A edificação após a ocorrência dos eventos é mostrada na Figura 7.

Figura 7 - Pentágono após ocorrência o colapso progressivo



Fonte: VEJA, 2016.

A investigação realizada concluiu que os pilares tiveram uma resposta dúctil quando sujeitos à ação acidental e que as cintas de formato helicoidal contribuíram para mitigar os danos nos pilares.

Segundo Laranjeiras (2011), a não propagação, na mesma medida, dos extensos danos nos pilares do piso térreo para os pisos superiores deveu-se a algumas características do sistema estrutural, entre elas: redundância do sistema estrutural garantindo a existência de caminhos de carga alternativos; a pequena distância entre pilares consecutivos; continuidade das armaduras inferiores na ligação viga-pilar; consideração de uma sobrecarga elevada no dimensionamento; e elevadas ductilidade e capacidade de carga residual nos pilares com cintas helicoidais.

2.4.2 Khobar Towers

Khobar Towers é um complexo de edifícios residenciais localizado na cidade de *Al-Khobar*, na Arábia Saudita. No dia 25 de junho de 1996, terroristas detonaram uma bomba em um caminhão estacionado em uma avenida, cerca de 20 metros do

edifício mais próximo, no qual criou uma cratera de 17 m de diâmetro e 5 m de profundidade, destruindo a fachada e danificando, parcialmente, lajes e paredes internas. Além disso, a explosão causou severos danos nos edifícios vizinhos. Contudo, o colapso não evoluiu além das áreas dos danos iniciais. O edifício mais danificado, situado mais próximo da avenida, possui oito andares e sua estrutura é constituída por paredes e lajes pré-moldadas de concreto armado. Desse modo, todas as cargas verticais e horizontais são resistidas pelas paredes (LARANJEIRAS, 2014). A Figura 8 mostra os danos causados na fachada do edifício mais próximo, que não se estenderam além dos danos iniciais.

Figura 8 - Danos gerados à fachada do edifício mais próximo da explosão



Fonte: *The New York Times*, 2015.

Segundo Laranjeiras (2014), o projeto da estrutura e das ligações entre paredes e lajes seguiu a norma inglesa CP-110, que inclui recomendações sobre o dimensionamento e detalhamento com vistas à prevenção do colapso progressivo. Uma investigação dos danos revelou que o sistema estrutural pré-moldado utilizado possuía ductilidade suficiente para resistir ao atentado. Desse modo, as paredes internas, paralelas à fachada, mantiveram capacidade de suportar cargas verticais, mesmo extensamente danificadas.

2.5 DIRETRIZES PARA PREVENÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO

2.5.1 Redundância

A redundância é caracterizada pela existência de caminhos de carga alternativos com capacidade de redistribuição de esforços em um sistema estrutural após sofrer um dano inicial. Desse modo, uma estrutura redundante é aquela em que, ao ter um apoio danificado, os esforços são redistribuídos para outros apoios.

Como exemplo de estrutura redundante, Laranjeiras (2011) destaca o comportamento estrutural do Pentágono durante o atentado, em que a existência de pilares pouco espaçados foi fundamental para limitar os danos na edificação.

2.5.2 Continuidade

A continuidade é a característica que garante a interligação adequada à redistribuição de esforços entre os elementos estruturais – lajes, vigas e pilares – após um dano inicial. Quando um elemento estrutural importante é perdido ocorre redistribuição de esforços e aumento de deformações, que depende da continuidade entre os elementos. Portanto, este atributo age de forma complementar à redundância, uma vez que garante o transporte de cargas para os demais elementos em caso de falha local.

Nesse âmbito, Laranjeiras (2011) destaca o exemplo das Khobar Towers, em que as lajes e paredes pré-moldadas eram eficientemente interligadas entre si, com a associação adequada entre uma redundância de apoios e uma continuidade eficaz, o que permitiu a redistribuição de cargas e minimização dos danos provocados pela explosão.

2.5.3 Ductilidade

A ductilidade é a capacidade de plastificação da estrutura, o que permite a sustentação de cargas mesmo com grandes deformações. Assim, com a perda de um elemento estrutural, apesar das possíveis flechas e rotações elevadas, a ductilidade garante a manutenção das resistências dos elementos estruturais e suas ligações e, conseqüentemente, as transferências de cargas.

“Nas estruturas de concreto, consegue-se ductilidade estrutural pelo confinamento do concreto, pela continuidade das armações através de emendas adequadas [...], e por conexões entre os elementos [...]” (LARANJEIRAS, 2011, p. 43).

Nesse contexto, Laranjeiras (2011) aponta o exemplo dos pilares cintados por estribos helicoidais do Pentágono, em que o confinamento do concreto transforma seu comportamento na ruptura de frágil em dúctil.

2.5.4 Recomendações gerais

Baseado nos conceitos de redundância, continuidade e ductilidade, podem ser descritas algumas recomendações gerais que auxiliam na prevenção do colapso progressivo em diferentes sistemas estruturais, sendo algumas delas (LARANJEIRAS, 2011, p. 46):

- Vigas pouco espaçadas, apoiando-se em vigas principais, melhora a redistribuição das cargas;
- Pilares pouco espaçados podem melhorar a redistribuição e transferência de cargas;
- Considere a resistência ao colapso em ambas direções (ortogonais); não visualize como comportamento de pórtico plano;
- Evite descontinuidades que causarão concentração de cargas, como vigas de transição, por exemplo;
- Arranjos regulares e simétricos de sistemas estruturais facilitarão redistribuição de cargas e redundância;
- Vigas contínuas resultam em menores deformações e aumento a capacidade de redistribuição de cargas, em caso de perda de um pilar;
- Excentricidades podem gerar grandes momentos, em caso de cargas adicionais;
- Caixas de escada e pilares-paredes ajudam a estabilizar a estrutura e oferecem caminhos alternativos de carga.

2.6 MÉTODOS DE ANÁLISE

Segundo a norma americana UFC 4-023-03 (DoD, 2016), para promover resistência ao colapso progressivo, diferentes abordagens podem ser utilizadas: Método Indireto e Métodos Diretos. No Método Indireto, a resistência ao colapso é considerada implicitamente, através da provisão de níveis mínimos de resistência, continuidade e ductilidade. Nos Métodos Diretos, que inclui o Método da Resistência

Local Específica e o Método dos Caminhos de Carga Alternativos, a resistência é considerada explicitamente durante o projeto.

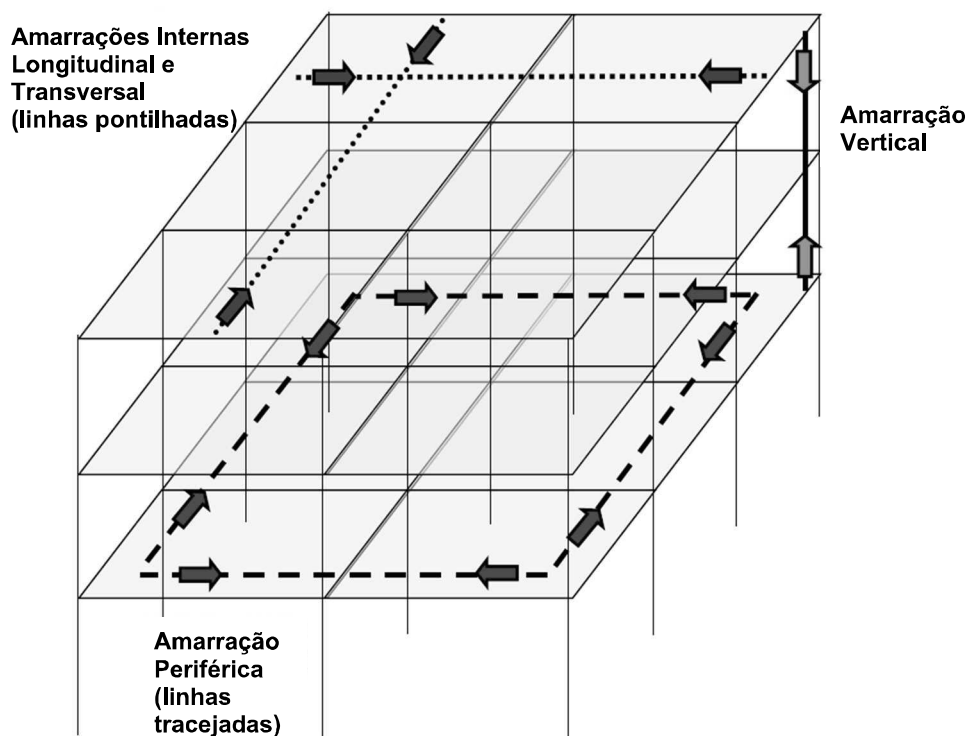
2.6.1 Método Indireto

Esse método consiste na adoção de medidas em projeto que aumentem a integridade da estrutura. Dentre as principais recomendações da norma americana UFC 4-023-03 (DoD, 2016), estão:

- bom planejamento do layout;
- sistema integrado de amarrações (ou tirantes);
- mudança na direção do vão das lajes;
- pontos intermediários de suporte de carga;
- ação catenária nas lajes (quando um elemento horizontal é submetido a uma flecha exagerada passa a se comportar como um cabo, sustentando o carregamento por meio de força de tração);
- sistemas estruturais redundantes;
- detalhamento dotado de ductilidade;
- reforços adicionais para explosões e inversão de carga, se consideradas cargas de explosão;
- construção compartimentalizada.

Esta norma americana recomenda o método das Forças de Amarração (do inglês *Tie Forces*, abreviado por TF) para aprimorar a continuidade, ductilidade e redundância na estrutura, através da especificação de forças de tensão mínimas que devem ser utilizadas para manter a estrutura amarrada. Para estruturas aporticadas, como mostrado na Figura 9, é proposta a adoção de amarrações internas longitudinais e transversais (indicadas pela linha pontilhada e setas azuis), verticais (indicadas pela linha contínua e setas verdes) e periféricas (indicadas pela linha tracejada e setas vermelhas).

Figura 9 - Tirantes internos longitudinais e transversais, verticais e periféricos



Fonte: Adaptado de DoD, 2016.

Para tais amarrações, a norma estabelece que as armaduras dispostas para resistir às ações normais de projeto podem ser consideradas de forma parcial ou total, de acordo com os requisitos mínimos resumidos a seguir (LARANJEIRAS, 2011, p. 45):

- Nas amarrações perimetrais, dispor armações longitudinais contínuas, nas faces superiores (negativas) de pelo menos $1/6$ da armação exigida nos apoios, e, nas faces inferiores, $1/4$ da armação exigida a meio vão, nunca usando menos de duas barras;
- Nas amarrações internas, dispor apenas, nas faces inferiores, $1/4$ da armação exigida a meio vão, nunca usando menos de duas barras.

Além disso, essas barras devem ser devidamente ancoradas, com uma extensão além de todas as outras barras com que cruza de um comprimento igual ao seu comprimento de ancoragem. Outros requisitos específicos são indicados abaixo seguir (LARANJEIRAS, 2011, p. 45):

As amarrações internas em cada piso e na cobertura devem ser dispostas ortogonalmente; devem ser contínuas em todo o seu comprimento; e devem ser devidamente ancoradas, em suas extremidades, nas amarrações periféricas. A armação dessas amarrações pode estar toda concentrada nas vigas ou estender-se, lateralmente, pela laje. Essas amarrações internas não devem estar espaçadas de mais do que 1,5 vezes o espaçamento entre eixos dos pilares, que suportam dois painéis de lajes adjacentes, na mesma direção dessas amarrações.

As amarrações periféricas também devem contínuas e dispostas em cada piso e na cobertura. Os pilares de canto devem ser amarrados na estrutura nas duas direções perpendiculares.

2.6.2 Métodos Diretos

Dentro dos Métodos Diretos, o Método dos Caminhos de Carga Alternativos (do inglês *Alternate Path*, abreviado por *AP*, ou *MCCA*, em português) requer que a estrutura seja capaz de superar a perda de um elemento estrutural, com uma extensão do dano resultante sendo apenas localizada. Já o Método da Resistência Local Específica (do inglês *Specific Local Resistance*, abreviado por *SLR*, ou *MRLE*, em português) requer que a edificação ou partes dela possuam rigidez suficiente para resistir a uma ação específica ou ameaça.

2.6.2.1 Método da Resistência Local Específica (MRLE)

O MRLE consiste em projetar elementos chave ou críticos de uma estrutura para resistir a uma ação específica, como um impacto de veículo ou explosões (DoD, 2016).

Essa abordagem reduz a probabilidade de ocorrência ou a extensão dos danos, especialmente para ações que podem ser quantificadas por análise de risco ou especificadas como requisitos de projeto. Assim, pode ser um método com custo-benefício adequado, até mesmo para estruturas existentes (DoD, 2016).

Contudo, segundo o manual NISTIR 7396 (2007), a consideração explícita em projeto de uma ação específica através desse método deve ser feita com a utilização de análises dinâmicas não lineares. Por esse motivo, apresenta relativa dificuldade de aplicação, podendo ficar restrito a casos particulares, como consideração de ações terroristas.

2.6.2.2 Método dos Caminhos de Carga Alternativos (MCCA)

O MCCA consiste em projetar uma edificação que seja capaz de superar a perda de um elemento, por meio da transferência de cargas gravitacionais para partes não danificadas do sistema estrutural, de forma a manter sua estabilidade.

Desse modo, a análise de uma estrutura por esse método pode ser realizada através da remoção de um ou mais elementos no modelo para verificação da possibilidade de colapso progressivo. Tais elementos podem ser pilares no perímetro da edificação ou paredes de suporte de cargas. A carga anteriormente suportada pelo elemento removido deve ser direcionada por um caminho alternativo em outros elementos. São permitidas deformações grandes, sem que haja falha do elemento (KOSLOVA, 2013).

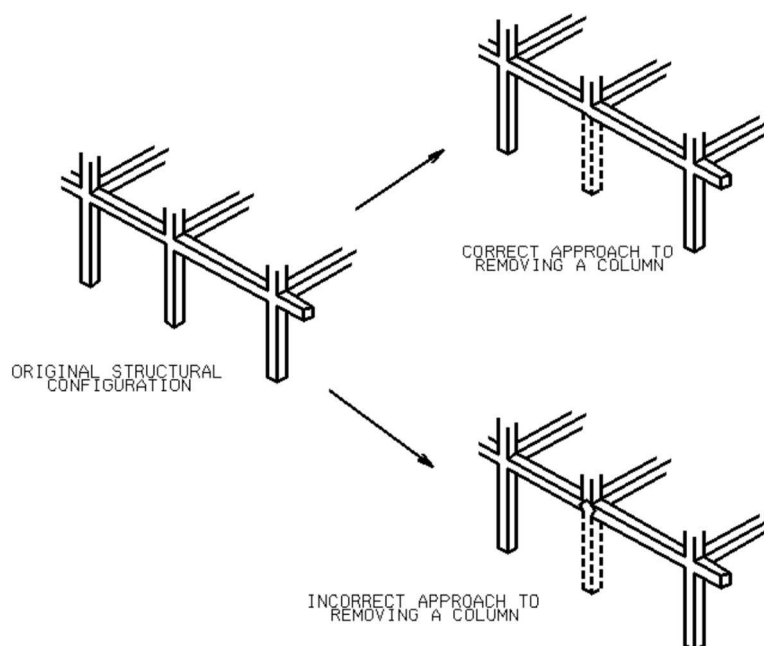
Dessa forma, o método evita o colapso progressivo da edificação ao garantir redundância no sistema estrutural, que deve ser aliada à ductilidade e à continuidade (DIMAS, 2014).

Segundo Koslova (2013), não é requerida a caracterização da origem da ação que causou a perda do elemento. Entretanto, na prática, tornam-se difíceis a definição justificada de qual elemento será removido na análise, a seleção de elementos mais relevantes, dentre o grande número de possíveis danos localizados, e a determinação de um critério quantitativo dos danos admissíveis.

Além disso, considera-se que a remoção do elemento estrutural não gera danos a outros elementos, conforme abordagem recomendada pelas *GSA Guidelines*, como mostrado na Figura 10. Ao retirar um pilar, o vão da viga passa a ser o somatório dos vãos anteriores.

Adota-se como hipótese, que o pilar é retirado de forma instantânea, gerando um efeito dinâmico na estrutura. Esse efeito deve ser considerado na análise, por conta da capacidade da estrutura de formar rótulas plásticas e suportar grandes deformações, quando sujeita a cargas excessivas. O sistema estrutural pode ser analisado por procedimentos lineares e não lineares, para as análises estática e dinâmica. A metodologia de cálculo apresentada pelas *GSA Guidelines* é empregada neste trabalho.

Figura 10 - Remoção de um pilar segundo o Método dos Caminhos de Carga Alternativos



Fonte: *GSA Guidelines*, 2016.

2.6.3 Visão geral dos métodos

De acordo com Laranjeiras (2011), o Método Indireto pode ser aplicado à maioria das estruturas para atender às exigências de projeto e levar a estruturas com mais robustez e capacidade de sustentar ações excepcionais. Já no caso de estruturas especiais, como edificações potencialmente alvo de atentados, são indicados métodos diretos para determinar as exigências de projeto, seja através do Método da Resistência Local Específica ou do Método dos Caminhos Alternativos de Carga.

2.7 NORMAS E CÓDIGOS RELACIONADOS

2.7.1 ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 9062

As normas brasileiras referem-se ao colapso progressivo por meio de recomendações gerais, sem citar e descrever métodos diretos de análise.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica, no item “10.3 Estados-limites últimos (ELU)”, que a segurança das estruturas de concreto deve ser verificada em relação

ao estado-limite último de colapso progressivo. Em sua subseção “19.5.4 Colapso progressivo”, recomenda armaduras de flexão inferior nas lajes lisas, sobre os pilares, “para garantir a ductilidade local e a consequente proteção contra o colapso progressivo”. Outra menção nesta norma é feita na subseção “20.3.1 Armaduras passivas”, onde é mostrado o detalhamento de lajes sem vigas considerando a armadura contra colapso progressivo. Por último, na subseção “20.3.2.6 Armaduras passivas e ativas”, aponta que “pode-se prescindir da armadura passiva contra colapso progressivo, se pelo menos um cabo, em cada direção ortogonal, passar pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal dos pilares ou elementos de apoio das lajes lisas o cogumelo [...]”. Pode-se concluir que tais recomendações seguem a proposta do Método Indireto, apresentado no item 3.2.1 do presente trabalho, uma vez que consistem em medidas em projeto que aumentam a integridade da estrutura.

Já a NBR 9062 (ABNT, 2017), no item 5.1.1.4, sobre estruturas pré-moldadas, recomenda que “devem ser tomados cuidados especiais na organização geral da estrutura e nos detalhes construtivos, de forma a minimizar a possibilidade de colapso progressivo.” Contudo, não são apresentadas discussões detalhadas sobre o fenômeno e suas características, bem como explicações a respeito das recomendações.

2.7.2 Norma ASCE 7

A norma do órgão americano *American Society of Civil Engineers, ASCE 7*, em seu item “1.4 *General structural integrity*”, apresenta requisitos que todas as estruturas projetadas devem seguir para garantir um caminho de carga contínuo, baseada em cinco diretrizes:

- todas as partes da estrutura devem ser interligadas para formar um caminho contínuo em um sistema de resistência à força lateral e que porções menores da estrutura devem ser amarradas ao restante com elementos com que resistam a, pelo menos, 5% do peso da porção;
- as estruturas devem ser analisadas quanto a efeitos de forças laterais estáticas aplicadas independentemente em cada uma das duas direções ortogonais, com aplicação simultânea de forças laterais estáticas em todos os níveis, para cada direção;

- vigas, vigas mestras ou treliças devem possuir uma conexão positiva para resistir a uma força horizontal agindo paralelamente ao elemento, que resista, no mínimo, a 5% da carga permanente não fatorada mais a reação de carga variável imposta pelo elemento apoiado;
- paredes estruturais devem ser ancoradas à cobertura e a todos os pisos e membros que fornecem suporte lateral ou que são apoiados por ela, sendo que as conexões devem ser capazes de resistir a uma força horizontal perpendicular ao plano da parede igual a 0,2 vezes o peso da parede e maior 0,24 kN/m²;
- a consideração de cargas e eventos excepcionais deve seguir os procedimentos seguidos por essa norma.

Conforme apresentado por Kokot e Solomos (2012), a *ASCE 7* discute especificações gerais de projeto para reduzir o potencial de colapso progressivo sem, entretanto, oferecer requisitos específicos. Desse modo, a norma fornece uma discussão detalhada sobre integridade estrutural em geral e lista os métodos possíveis a serem considerados em projeto, sendo eles o Método Indireto e os Métodos Diretos. Não há previsão de fatores de amplificação dinâmicos para situações em que métodos estáticos equivalentes forem utilizados. A norma prescreve combinações de ações que devem ser utilizadas para fornecer robustez à estrutura.

2.7.3 Norma UFC 4-023-03

O órgão americano *US Department of Defense*, através do chamado *Unified Facilities Criteria* ou *DoD UFC Guidelines*, oferece requisitos de projeto para reduzir o potencial de colapso progressivo em suas instalações. Os procedimentos de projeto são apresentados em dois segmentos. O primeiro aplica o Método das Forças de Amarração, baseadas em uma resposta catenária da estrutura, enquanto o segundo utiliza o Método dos Caminhos de Carga Alternativos, em que a edificação deve superar a perda de um elemento estrutural.

O documento especifica que seus requisitos de prevenção ao colapso progressivo devem ser respeitados em projeto mesmo quando utilizados outros métodos de análise para ameaças específicas.

A norma divide os métodos de prevenção a serem aplicados de acordo com o a Categoria de Risco da edificação, definido no planejamento do projeto. Assim, são especificadas quatro Categorias de Risco:

- Categoria I, que corresponde a edifícios e outras estruturas que representam um baixo risco para a vida humana em caso de falha, instalações agrícolas, algumas instalações temporárias e pequenas instalações de armazenamento;
- Categoria II, que diz respeito a edifícios e outras estruturas que não estão listados nas demais Categorias;
- Categoria III, que corresponde a edifícios e outras estruturas que representam um risco substancial para a vida humana ou representam perda econômica significativa em caso de falha, como edifícios com reunião pública superior a 300 pessoas, escolas de ensino fundamental, médio ou creches com carga ocupacional superior a 250 e instalações educacionais, como faculdades e universidades, com carga ocupacional superior a 500;
- Categoria IV, que diz respeito a edifícios e outras estruturas projetadas como instalações essenciais – como bombeiros, resgate, delegacias de polícia e emergência, e estações de geração de energia – e instalações concebidas como meios militares estratégicos – como instalações envolvidas no controle operacional de mísseis, lançamento, rastreamento ou outros recursos críticos de defesa.

Para a primeira categoria, não é exigido nenhum método específico. Para a segunda, permite-se utilizar o Método das Forças de Amarração para a estrutura completa em conjunto com o Método da Resistência Local Específica para cantos e penúltimos pilares ou paredes no primeiro pavimento. Outra opção, é utilizar o Método dos Caminhos de Carga Alternativos para pilar e parede especificados. Para a terceira categoria, é exigido o MCCA para pilar e parede especificados em conjunto com o MRLE para pilares e paredes de todo o perímetro do primeiro pavimento. Para a última categoria, é especificado o *TF* e o MCCA para pilar e parede especificados em conjunto com o MRLE para pilares e paredes de todo o perímetro do primeiro pavimento.

2.7.4 GSA Guidelines

As orientações do guia *General Services Administration Alternate Path Analysis & Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance*, do órgão americano *US General Services Administration (GSA)*, não mencionam elementos chave de projeto ou o Método das Forças de Amarração. Essa norma permite que sejam desenvolvidas análises linear e não linear. Para este último tipo de análise, não é apresentado um guia detalhado, apenas indicações gerais e o critério de aceitação. Devido a sua dificuldade relacionada, só é indicado para analistas estruturais experientes.

É estabelecido que, para edificações com alturas de pequena a média e com configuração simples, podem ser projetadas através de processos simplificados de análise (análise linear). Enquanto isso, para as demais, isto é, com mais de 10 pavimentos e/ou com configuração atípica, devem ser utilizadas análises não lineares.

Além disso, a norma fornece dimensões limite para diferentes sistemas estruturais (concreto armado, estruturas metálicas, alvenaria estrutural, concreto pré-moldado e madeira), de acordo com o nível de proteção requerido. São estabelecidos critérios para determinar se a edificação necessita de resistência adicional ao colapso progressivo, dependendo da ocupação do edifício, categoria do edifício, número de andares, zona sísmica, características estruturais locais e características estruturais globais.

Alguns destaques dessa norma são as combinações de carga sugeridas. É indicado que a estrutura seja analisada usando as combinações de carga mostradas nas equações (1) e (2), aplicadas em toda a estrutura, simultaneamente à perda instantânea de um elemento principal de suporte de cargas verticais. Nas equações, D é a carga permanente e L é a carga variável. Como pode ser observado, na análise estática, é empregado um fator multiplicativo no valor de 2 para compensar a não consideração dos efeitos dinâmicos. Para o caso da análise dinâmica, esse fator não é necessário.

Para análise estática:

$$2 \cdot (D + 0,25 \cdot L) \quad (1)$$

Para análise dinâmica:

$$D + 0,25 \cdot L \quad (2)$$

Para estruturas aporticadas, é indicado que a análise de remoção de um pilar seja realizada com um que apoie o pavimento acima do térreo. Além disso, as possíveis posições desse pilar em relação à edificação são: meio do menor lado, meio do maior lado ou canto da edificação. Neste trabalho, o pilar removido ocupa a posição central do maior lado da edificação.

O critério de aceitação apresentado para análises estáticas lineares envolve a razão entre as forças internas causadas pelas combinações de carga e a capacidade resistente do elemento analisado. Assim, o Indicador de Demanda-Capacidade (do inglês *Demand-Capacity Ratio*, abreviado por *DCR*) é definido como:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (3)$$

sendo:

Q_{UD} a força atuante (demanda) em um elemento estrutural ou junta (momento fletor, força cortante, força axial ou combinações de forças);

Q_{CE} a capacidade resistente última esperada (sem fatores).

Para estruturas de concreto armado, os valores admissíveis de *DCR* são de 2,0 para estruturas com configuração típica e de 1,5 para estruturas com configuração atípica.

2.8 SISTEMAS CONSTRUTIVOS E COLAPSO PROGRESSIVO

2.8.1 Estruturas de concreto armado

Para avaliação do potencial de colapso progressivo em uma estrutura de concreto armado a ser construída, as *GSA Guidelines (2016)* recomendam que seja empregada uma análise estática linear elástica. Além disso, é indicada a possibilidade de utilização de procedimentos não lineares, com análises estáticas ou dinâmicas.

Adicionalmente, são apresentadas características estruturais recomendadas para tornar a estrutura mais robusta e reduzir o potencial de colapso progressivo nas análises. A primeira é a utilização de sistemas redundantes resistentes a forças laterais e verticais, a fim de oferecer caminhos alternativos de carga em caso de falha e aumentar o número de locais possíveis para ocorrência do escoamento. Outra recomendação é implementar um detalhamento que garanta continuidade e ductilidade estruturais, com os elementos principais sendo capazes de resistir à situação de vão duplicado, após a remoção de um pilar de apoio. Para tanto, as ligações viga-viga devem possuir continuidade na região do apoio removido. A terceira sugestão é a garantia de que os elementos principais e secundários sejam capazes de resistir a carregamentos invertidos no caso de falha de outro elemento. A última recomendação consiste em assegurar que os elementos principais possuam resistência e ductilidade suficientes para impedir a falha por esforços cortantes provocados pela falha de outro elemento. Isso porque, quando a capacidade resistente ao cortante é atingida antes da capacidade resistente à flexão, há possibilidade de uma falha repentina e não dúctil, o que poderia levar a um colapso progressivo.

2.8.2 Estruturas de concreto pré-moldado

Para o projeto de estruturas de concreto pré-moldado contra o colapso progressivo, o Método das Forças de Amarração é o mais utilizado, conforme apontam Tohidi, Yang e Baniotopoulos (2014). Isso devido às facilidades decorrentes das simplificações adotadas, quando comparado a métodos analíticos como o Método dos Caminhos de Carga Alternativos.

O trabalho de Tohidi, Yang e Baniotopoulos (2014) desenvolve relações entre força de amarração e deflexão vertical para reproduzir os testes de laboratório, considerando a ductilidade em vez da resistência no projeto de colapso progressivo. Os resultados apontaram discrepâncias na força de amarração entre as especificações analíticas e normativas, o que sugere uma subestimativa por parte do método, o que pode levar a um projeto inseguro. Nesse sentido, foi apresentado um método de força de amarração melhorado, que considera fatores influenciadores como as cargas aplicadas, o comprimento da laje (igual e desigual), o diâmetro do tirante de aço, o comprimento de ancoragem e os materiais.

2.8.3 Estruturas de concreto protendido

A protensão geralmente é aplicada em vigas de pórtico ou pilares com a finalidade de melhorar as capacidades de carga e rigidez da estrutura. Nesse sentido, como os elementos de transporte de carga em estruturas de concreto protendido suportam cargas mais elevadas do que aqueles em pórticos de concreto armado, encontrarão maior risco de colapso em caso de falhas por eventos acidentais (YANG; CHEN; HAN, 2020).

Yang, Chen, Han (2020) realizaram testes de colapso em cinco subestruturas em concreto protendido, que geraram os seguintes resultados:

- Os mecanismos de natureza mecânica contra colapso que surgiram foram o arco de compressão, rótulas plásticas em vigas e ação catenária, sendo este último o principal para manutenção da capacidade resistente da estrutura residual. Isso se deu com um aumento quase linear das forças de tração, na protensão não aderente, com o deslocamento vertical da região de falha.
- As deformações últimas estavam intimamente ligadas com a falha dos fios de protensão. Assim, através de parâmetros razoáveis de projeto, como uma relação vão-altura adequada para as vigas do pórtico, pode-se mitigar o risco de colapso progressivo.
- Os pilares adjacentes ao que falhou devem possuir capacidade de suporte de carga lateral suficiente para evitar o colapso progressivo.

2.8.4 Estruturas de aço

Para estruturas de aço, a norma NISTIR 7396 (2007) indica que amarrações horizontais sejam dispostas em linhas contínuas de forma prática, distribuídas a cada pavimento e nível de cobertura em duas direções perpendiculares. Além disso, todos os elementos de aço da estrutura devem comportar-se como tirantes horizontais, com conexões capazes de resistir às especificações de tensão. Caso os pilares não sejam contínuos, o detalhamento do sistema deve garantir continuidade.

As *GSA Guidelines* (2016) apresentam algumas considerações locais para projeto e análise de estruturas metálicas. A primeira delas é a importância de prover continuidade viga-a-viga de forma discreta para mitigar as chances de colapso progressivo. O sistema de conexão viga-pilar deve garantir a continuidade viga-a-

viga, em uma ligação estruturalmente redundante, capaz de, independentemente, redistribuir as cargas gravitacionais. Outra consideração é a resiliência de conexões, em que o sistema de conexão viga-pilar deve possuir uma geometria com os atributos físicos necessários para reduzir os efeitos da perda instantânea do pilar.

Ademais, são apresentadas duas boas práticas de detalhamento que garantem comportamento dúctil. Uma diz respeito à configuração da geometria da linha de solda de modo a ser carregada principalmente ao longo do seu comprimento em cisalhamento, em vez de tensão em sua garganta. A segunda é a configuração dos elementos estruturais de maneira a que a carga aplicada seja resistida de forma aproximadamente uniforme ao longo das mesas de vigas ou pilares, em uma direção paralela à direção de laminação.

Adicionalmente, é recomendado que sejam usados somente tipos de conexão viga-pilar testados em escala real para verificação de sua capacidade rotacional, para avaliação de sua habilidade de suportar uma situação de vão duplicado, gerada pela perda de um pilar. Por fim, indica-se que se avalie as seções críticas as partes das conexões, como chapas, parafusos e soldas, para determinação de sua demanda de resistência.

2.8.5 Edificações em alvenaria estrutural

Nas edificações em alvenaria estrutural, a modulação e a rigidez da estrutura contribuem para a prevenção do colapso progressivo, devido à baixa deslocabilidade e à contribuição do efeito arco, que confere capacidade de redistribuição de esforços (MILANI *et al.*, 2015).

O documento NISTIR 7396 (2007) especifica que as estruturas de alvenaria sejam providas de amarrações diretas, com espaçamentos limitados a valores prescritos, de modo a maximizar a redundância e a continuidade.

Para análise de edificações em alvenaria estrutural segundo as recomendações GSA *Guidelines* (2016) deve-se considerar as remoções de, no mínimo, trechos de parede localizados no centro do menor lado em planta, localizados no centro do maior lado em planta, e de canto de parede, com comprimento “H” igual à altura da parede, em cada direção. No documento, é destacado, ainda, que métodos simplificados podem ser apropriados e eficientes

para esse tipo de estrutura, com análises baseadas em princípios fundamentais da mecânica e da dinâmica.

A norma NBR 16868-1 (2021), em seu Anexo A, sobre danos acidentais, indica que (ABNT, 2020, p. 45):

Elementos estruturais que possam estar sujeitos a quaisquer ações fora do conjunto que normalmente é considerado para as estruturas de alvenaria devem ser tratados de forma cuidadosa e específica.

Esses elementos devem receber, basicamente, três tipos de cuidados, que muitas vezes podem ser superpostos:

- proteção contra a atuação das ações excepcionais por meio de estruturas auxiliares;
- reforço com armaduras construtivas que possam aumentar a ductilidade;
- consideração da possibilidade de ruptura de um elemento, computando-se o efeito dessa ocorrência nos elementos estruturais da vizinhança.

Para a avaliação do risco de ocorrência do colapso progressivo nesse sistema estrutural, Felipe (2017) desenvolveu uma metodologia denominada *Risk Analysis of the Collapse Progressive (RAPC)*, que não se preocupa com a causa do colapso e utiliza uma abordagem baseada na Teoria de Confiabilidade de Sistema. A formulação mostrou-se uma ferramenta eficaz para análise da probabilidade de colapso, que é uma área pouco explorada na literatura.

3 METODOLOGIA

3.1 ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO

Conforme apontado por Dimas (2014), a adoção do regime elástico-linear para a análise de uma estrutura pode ser ineficaz para descrever seu comportamento real, por considerar apenas efeitos de 1ª ordem, isto é, sem levar em conta fenômenos de instabilidade relacionados com os efeitos de ordem geométrica e física, que se revelam relevantes com o aumento significativo da deformação. Desse modo, a consideração da não linearidade dos materiais nas análises pode produzir resultados mais próximos da realidade.

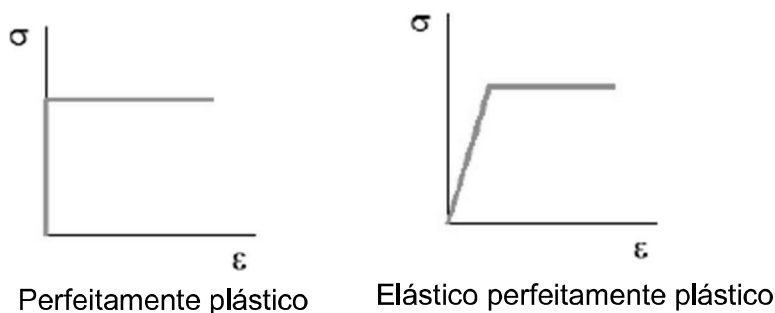
A não linearidade física acontece quando o material apresenta uma relação tensão-deformação não linear, ou seja, está relacionada com as variações nas propriedades do material com o aumento de carregamento. A não linearidade geométrica está atrelada às propriedades geométricas dos elementos estruturais, que podem sofrer grandes deslocamentos e grandes deformações, alterando, assim, as equações de equilíbrio iniciais. Como exemplo desta última tem-se as estruturas esbeltas, que sofrem grandes deslocamentos mesmo com pequenas deformações. Isso pode ocorrer independentemente de os materiais obedecerem à Lei de Hooke, que descreve o comportamento linear.

Para descrever o comportamento do aço e do concreto é necessário estabelecer as equações que relacionam as tensões, deformações e o tempo. Nesse âmbito destacam-se dois tipos de comportamento: o elástico e o plástico, que podem ser conjugados em diferentes modelos.

A elasticidade é o fenômeno de aparecimento de deformações imediatas e reversíveis. As deformações imediatas são aquelas que aparecem simultaneamente às tensões correspondentes e que permanecem constantes ao longo do tempo se as tensões correspondentes assim permanecerem. As deformações reversíveis são aquelas que se anulam quando são anuladas as tensões correspondentes, ou seja, são as deformações que desaparecem em sua totalidade no descarregamento. Por outro lado, a plasticidade é o fenômeno de aparecimento de deformações imediatas não reversíveis, que são deformações imediatas que não desaparecem completamente no descarregamento.

O comportamento físico do aço pode ser aproximado dois principais modelos, que serão considerados neste trabalho, mostrados na Figura 11: modelo rígido-plástico e modelo idealizado, de comportamento elasto-plástico.

Figura 11 - Modelos de comportamento físico do aço

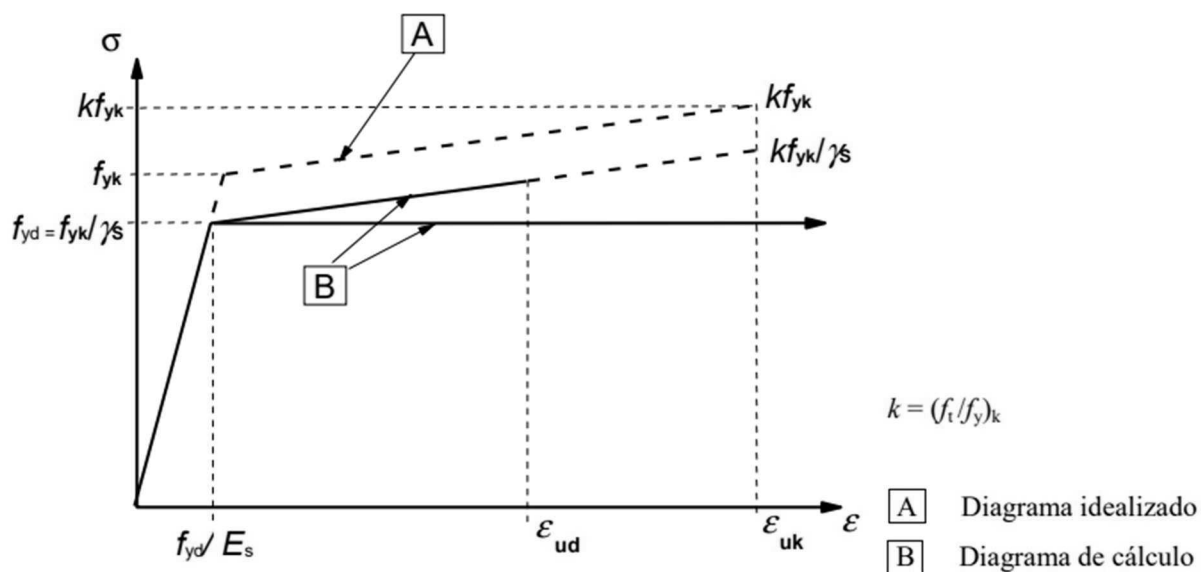


Fonte: Adaptado de Dimas, 2014.

O modelo rígido-plástico (rígido perfeitamente plástico ou perfeitamente plástico) é descrito por um diagrama composto por dois trechos: o inicial em que o aço não se deforma até ser atingida a tensão de escoamento e o seguinte em que o material apresenta deformações ilimitadas sob tensão constante. Somente após ser atingida a tensão de escoamento surgem deformações plásticas.

O modelo idealizado é descrito na norma europeia EN 1992-1-1 (CEN, 2010) pelo diagrama “A”, que representa o comportamento idealizado do material quando solicitado, e pelos diagramas “B”, que correspondem aos diagramas considerados para cálculo, ou seja, afetados pelo coeficiente de segurança, conforme mostrado na Figura 12. Para o cálculo, pode-se admitir a hipótese do ramo superior inclinado, com uma deformação limite de ε_{ud} e uma tensão máxima de $k \cdot f_{yk}/\gamma_s$ para ε_{uk} , em que $k = \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$, ou a hipótese do ramo superior horizontal, em que não é necessário verificar o limite da deformação.

Figura 12 - Diagramas tensões-deformações do aço das armaduras para concreto armado

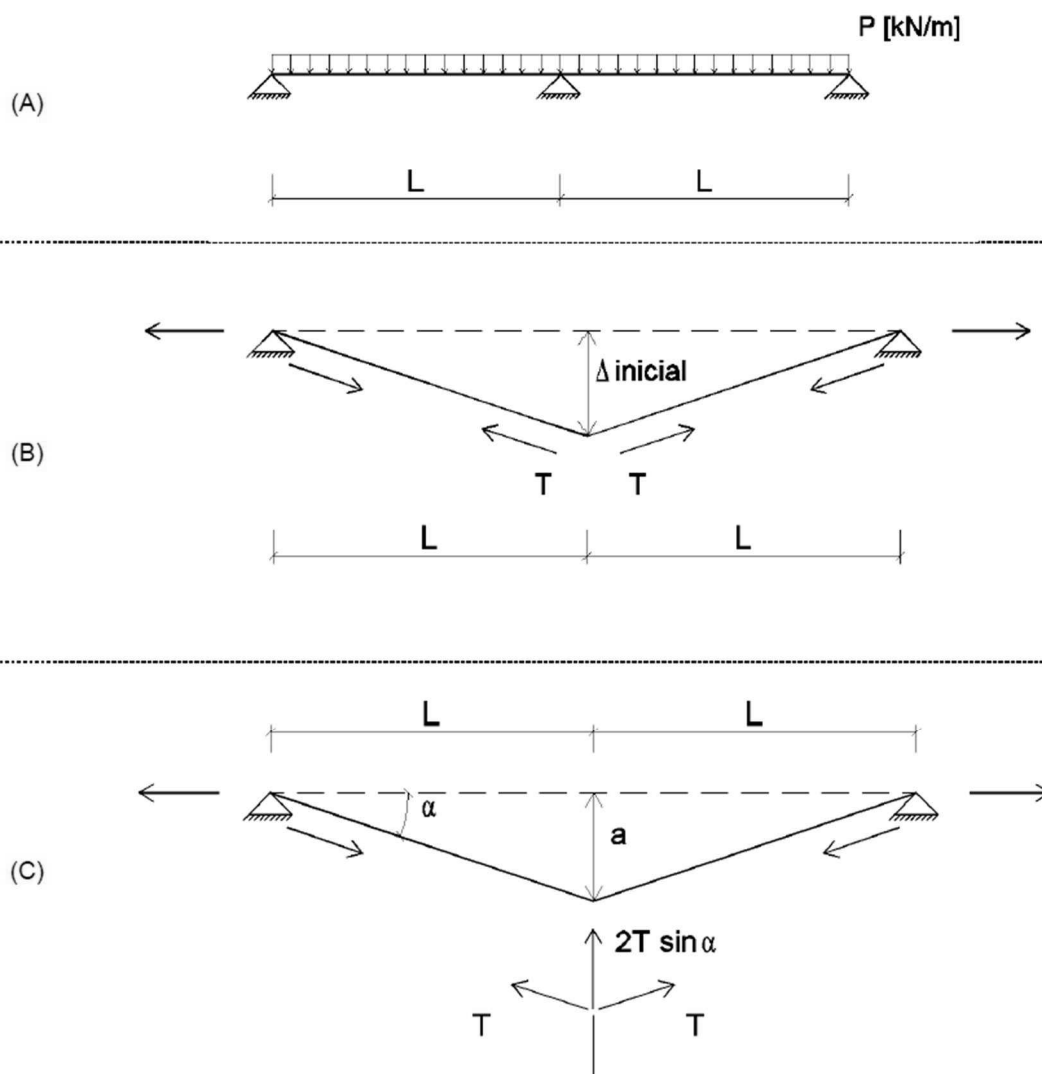


Fonte: CEN, 2010.

De acordo com a proposta do presente trabalho, serão comparados diferentes métodos de análise para determinação da área de armadura necessária para uma viga, incluindo a situação da perda de um apoio central, que poderia levar à ocorrência de colapso progressivo em uma edificação.

Algumas das análises baseiam-se nas equações apresentadas por Dimas (2014), mostradas na Tabela 1, que representam o cálculo da força de tração a que fica sujeita uma viga, composta por dois tramos e uma carga uniformemente distribuída, após a remoção do apoio central, como ilustrado na Figura 13. A metodologia é dividida em análise estática linear e análise estática não linear, em que são considerados os modelos rígido-plástico e elasto-plástico.

Figura 13 - Análise da força de tração na viga após a remoção do apoio central



Fonte: DIMAS, 2014.

Tabela 1 - Equações para o cálculo da força de tração na viga

Análise estática linear		$T = \frac{PL}{2} \sqrt{\frac{L^2}{a^2} + 1}$
Análise estática não-linear	Diagrama tensão-deformação do aço em regime rígido-plástico	$T = \frac{PLa}{2\Delta L}$
	Diagrama tensão-deformação do aço em regime elasto-plástico (modelo idealizado)	$T = \frac{PLa}{\Delta L(k+1) - k\Delta L_y}$

Fonte: Adaptado de Dimas, 2014.

A seguir, são rerepresentadas as equações com identificação de suas parcelas:

$$F_S = \frac{P \cdot L}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{L}{a}\right)^2 + 1} \quad (4)$$

onde:

F_S é o esforço suportado pelas armaduras;

P é a carga distribuída atuante na viga;

L é a distância entre apoios;

a é o deslocamento vertical máximo da viga, calculado a partir da deformação máxima do aço da armadura.

$$F_S = \frac{P \cdot L \cdot a}{2 \cdot \Delta L} \quad (5)$$

onde:

ΔL é a deformação da armadura.

$$F_S = \frac{P \cdot L \cdot a}{\Delta L \cdot (k + 1) - k \cdot \Delta L_y} \quad (6)$$

onde:

$$k = \frac{f_{st}}{f_{yk}};$$

$$\Delta L_y = L \cdot \frac{f_{yk}}{E_S}.$$

3.2 CAPACIDADE MÁXIMA DA VIGA

Para a aplicação do Método dos Caminhos de Carga Alternativos é necessário calcular a capacidade máxima, Q_{CE} , da viga analisada, correspondente ao momento fletor resistente para a área efetiva de armadura, considerando a resistência do aço e do concreto com seus valores característicos.

Do equilíbrio da seção de uma viga submetida à flexão, o momento resistente, M_{Rd} , pode ser representado pela seguinte expressão, em que T representa a tração sofrida pela armadura e z representa o braço de alavanca entre T e a resultante da compressão no concreto:

$$M_{Rd} = T \cdot z \quad (7)$$

A partir da equação (7) e da aproximação da posição da linha neutra para seções retangulares, é obtida a equação (8) para o momento de cálculo. Os valores para λ e α são indicados pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot \alpha \cdot b_w \cdot f_{cd}} \right) \quad (8)$$

onde:

$$\lambda = 0,8 \text{ para } f_{ck} \leq 50;$$

$$\alpha = 0,85 \text{ para } f_{ck} \leq 50;$$

A_s é a área de armadura longitudinal correspondente;

d é a altura útil da viga;

b_w é a largura da viga;

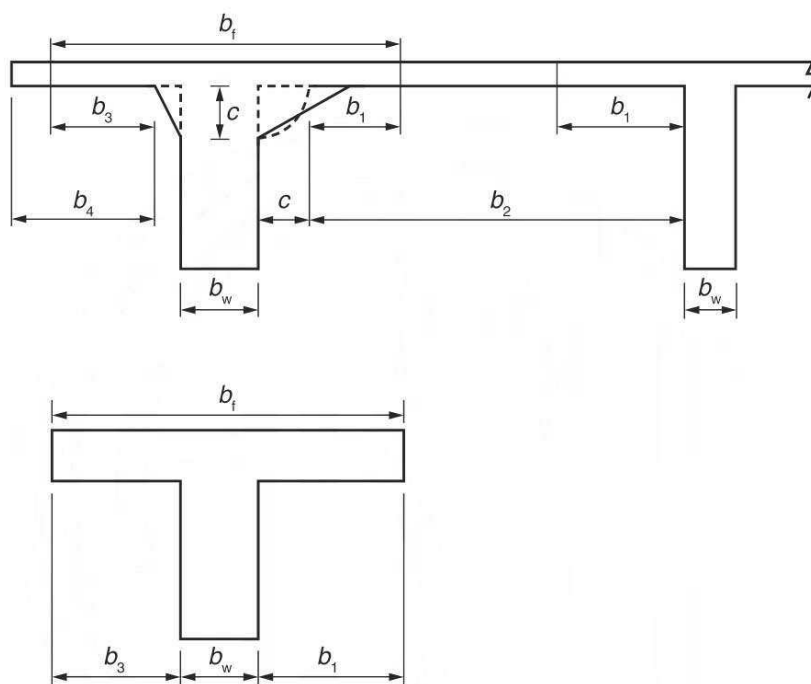
f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto.

Tendo em vista que as *GSA Guidelines* indicam que devem ser utilizados valores característicos para a determinação do *DCR*, a capacidade máxima pode ser calculada pela equação (9).

$$Q_{CE} = A_s \cdot f_{yk} \cdot \left(d - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\lambda \cdot \alpha \cdot b_w \cdot f_{ck}} \right) \quad (9)$$

Cabe ressaltar que o TQS®, na configuração padrão, realiza o dimensionamento das vigas considerando seção T, isto é, ação conjunta de lajes e vigas. A largura colaborante da laje associada à viga, b_f , de acordo com o item “14.6.2.2 Largura colaborante de vigas de seção T” da NBR 6118 (ABNT,2014), depende dos valores de b_1 e b_3 , ilustrados na Figura 14 e definidos pelas equações (10) e (11), respectivamente. Dessa forma, b_f pode ser determinada pela equação (12).

Figura 14 - Parcelas consideradas na determinação da largura colaborante



Fonte: Guia da Engenharia, 2019.

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 \\ 0,1 \cdot a \end{cases} \quad (10)$$

$$b_3 \leq \begin{cases} b_4 \\ 0,1 \cdot a \end{cases} \quad (11)$$

$$b_f = b_3 + b_w + b_1 \quad (12)$$

onde:

b_w é a largura da viga;

$a = 0,60 \cdot l$ para tramo com momentos nas duas extremidades, com l sendo o comprimento da viga;

$a = 0,75 \cdot l$ para tramo com momento em uma só extremidade;

$a = 1,00 \cdot l$ para viga simplesmente apoiada.

Para a situação particular da viga que será analisada neste trabalho, localizada no perímetro da edificação com colaboração de laje em apenas um de

seus lados, com a consideração de tramo com momentos nas duas extremidades, como adotado por padrão no TQS®, são obtidas as equações (16) e (17):

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,5 \cdot b_2 \\ b_w + 0,06 \cdot l \end{cases} \quad (13)$$

O método de dimensionamento de uma viga ao esforço cortante a partir do modelo de treliça Ritter-Mörsch, Modelo de Cálculo I da NBR 6118, é representado pela equação (14):

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (14)$$

sendo, para flexão simples e flexo-tração com a linha neutra cortando a seção:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (15)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} \quad (16)$$

Contudo, conforme a metodologia indicada pelas *GSA Guidelines*, empregam-se valores característicos para determinação do *DCR*. Nesse sentido, a resistência à tração do concreto será utilizada em seu valor característico, como indicado na equação (17). Portanto, V_c será calculado pela equação (18).

$$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (17)$$

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ct} \cdot b_w \cdot d \quad (18)$$

Com manipulação algébrica, isola-se V_{sd} , equivalente à capacidade máxima, como mostrado na equação (19), com a resistência de escoamento do aço em seu valor característico:

$$Q_{CE} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yk} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) + V_c \quad (19)$$

3.3 ANCORAGEM DAS ARMADURAS

A avaliação da ancoragem das armaduras adotadas a partir do dimensionamento final neste trabalho é feita com base na norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Em seu item “9.4.2.4 Comprimento de ancoragem básico”, o comprimento de ancoragem básico é definido como o “[...] comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força-limite $A_s \cdot f_{yd}$ nessa barra [...]” (ABNT, 2014, p. 37). Para seu cálculo, a norma apresenta a seguinte expressão:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi \quad (20)$$

sendo f_{bd} a resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem, dada pela expressão a seguir:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (21)$$

onde:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c};$$

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência e

0,7 para situações de má aderência;

$\eta_3 = 1,0$ para $\phi < 32 \text{ mm}$.

A partir do comprimento de ancoragem básico, pode ser determinado o comprimento de ancoragem necessário para a armadura, cuja expressão é apresentada no item “9.4.2.5 Comprimento de ancoragem necessário” da NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (22)$$

onde:

$\alpha = 1,0$ para barras sem gancho;

$l_{b,min}$ é o maior valor entre $0,3 \cdot l_b$, $10 \cdot \phi$ e 100 mm .

3.4 TRASPASSE DE ARMADURAS

A determinação do traspasse das armaduras adotadas a partir do dimensionamento final neste trabalho é feita com base na norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Em seu item “9.5.2.2 Comprimento de traspasse de barras tracionadas, isoladas”, são apresentados os parâmetros para determinação do comprimento de traspasse para barras tracionadas, isoladas, como mostrado a seguir:

$$l_{ot} = \alpha_{ot} \cdot l_{b,nec} \geq l_{ot,min} \quad (23)$$

onde:

$\alpha_{ot} = 2,0$ casos em que mais de 50% das barras são emendadas na mesma seção;

$l_{ot,min}$ é o maior valor entre $0,3 \cdot \alpha_{ot} \cdot l_b$, $15 \cdot \phi$ e 20 cm ;

$l_{b,nec}$ é o comprimento de ancoragem necessário;

l_b é o comprimento de ancoragem básico.

3.5 MODELAGEM EXEMPLO DE ESTRUTURA APORTICADA DE CONCRETO ARMADO

3.5.1 Software utilizado

O *software* utilizado para a elaboração do modelo estrutural da edificação e extração de dados relevantes foi o TQS® Versão 22.12.19. Esse *software* é destinado à elaboração de projetos estruturais de edificações de concreto armado e fornece recursos necessários para a concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de armaduras, geração de desenhos e emissão de plantas.

3.5.2 Materiais e propriedades

Para os cálculos, foram adotados o concreto C30 e aço CA-50, para as armaduras longitudinais, e CA-60, para as armaduras transversais.

O concreto C30 atende ao mínimo estabelecido pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) para uma classe de agressividade ambiental II (moderada), correspondente a um ambiente urbano. Para essa condição, é especificado que o concreto deve apresentar uma resistência característica maior ou igual à do C25. A norma NBR 8953 (ABNT, 2015) estabelece que a resistência característica à compressão para o concreto de classe C30 é $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$. Foi adotado o cobrimento de 30 mm para todos os elementos estruturais.

Em relação ao aço da categoria CA-50, a norma NBR 7480 (ABNT, 2022) estabelece alguns valores mínimos: resistência característica de escoamento, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$; limite de resistência $f_{st} = 1,10 \cdot f_y$; e alongamento após ruptura em 10ϕ , $A = 8\%$. Para o módulo de elasticidade, a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) permite que seja admitido $E_s = 210 \text{ GPa}$.

3.5.3 Sistema estrutural

As premissas adotadas para a concepção estrutural da edificação em concreto armado buscam representar uma situação real no que diz respeito às dimensões e cargas consideradas. Além disso, foram consideradas as recomendações de um arranjo regular e simétrico, pilares pouco espaçados e vigas contínuas, a fim de melhorar a redistribuição de carga e redundância, bem como simplificar as análises.

Nesse sentido, pilares foram lançados a cada 5 metros, o que permite a passagem de dois veículos, no caso da existência de pavimentos de estacionamento, e representa um vão de viga de concreto armado usual.

A altura das vigas foi definida dividindo-se seu vão por 10, método de pré-dimensionamento usualmente aplicado para tramos externos de vigas contínuas ou vigas biapoiadas, enquanto sua largura foi baseada na espessura de paredes com módulo de 15 cm. A espessura das lajes foi obtida dividindo o seu vão por 40, uma abordagem muito simplificada, mas útil para o pré-dimensionamento. Com esses valores definidos, foi possível estimar a carga nos pilares e, a partir disso, as dimensões da seção transversal dos pilares, baseado no processo simplificado de pré-dimensionamento de pilares de extremidade e de canto indicado por Bastos (2005), representado pela equação (24). Essa equação foi escolhida por resultar em maior área que a empregada para pilares intermediários. Os valores

obtidos foram testados com a ferramenta de processamento do TQS® e foram ajustadas, assim como a orientação dos pilares, para atender a requisitos de estabilidade global, com o intuito de representar uma edificação próxima da realidade. As dimensões finais adotadas para os elementos estruturais são mostradas na Tabela 2.

$$A_c = \frac{1,45 \cdot N_d}{0,6 \cdot f_{ck} + 0,42} \quad (24)$$

onde:

A_c é a área da seção transversal do pilar (cm²);

N_d é a força normal de cálculo (kN);

f_{ck} é a resistência característica do concreto (kN/cm²).

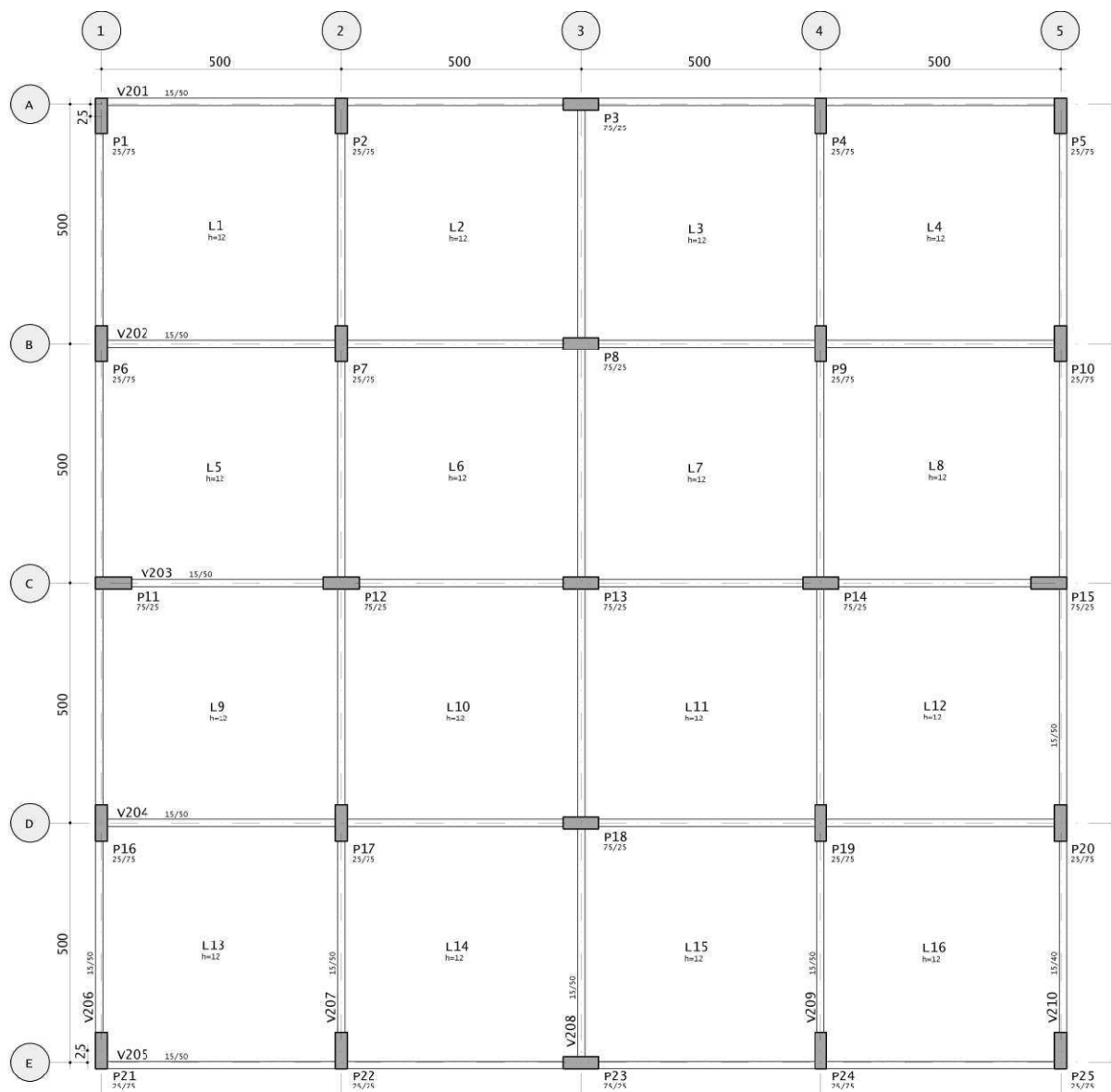
Tabela 2 – Dimensões adotadas para os elementos estruturais

Elemento	Largura [cm]	Altura [cm]	Espessura [cm]
Pilares	25	75	-
Vigas	15	50	-
Lajes	-	-	14

Fonte: Autor, 2023.

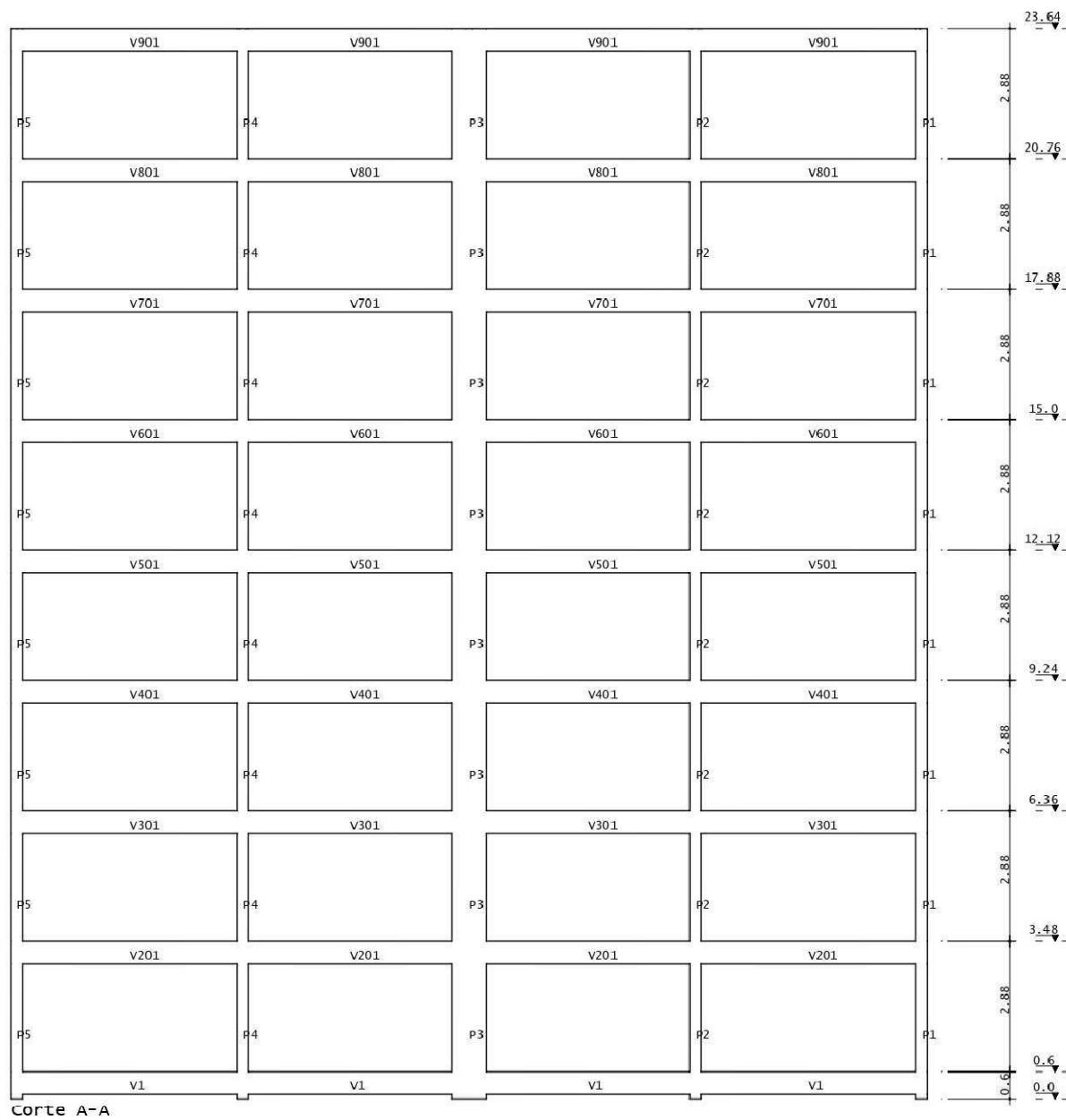
A edificação possui 9 pavimentos, indicados pelos nomes: térreo, segundo, terceiro, quarto, quinto, sexto, sétimo, oitavo e cobertura. A distância piso a piso adotada foi de 2,88 m, a fim de possibilitar a construção de uma escada com 16 degraus de 18 cm de espelho. A Figura 15 mostra a planta de formas do segundo pavimento, com a viga V201 que será analisada e com as dimensões dos elementos estruturais e distâncias adotados. Essa planta foi adotada como pavimento tipo, sendo repetida até o pavimento cobertura, apenas renomeação das vigas. Para as vigas de fundação, foi adotada uma largura de 25 cm. A Figura 16 apresenta um corte da edificação, mostrando a viga V201 e o pilar P3. A Figura 17 ilustra, em perspectiva, o modelo estrutural final completo. A Figura 18 ilustra o modelo estrutural final após a remoção do trecho do pilar P3, que apoia a viga V201.

Figura 15 - Planta de formas do segundo pavimento da edificação analisada



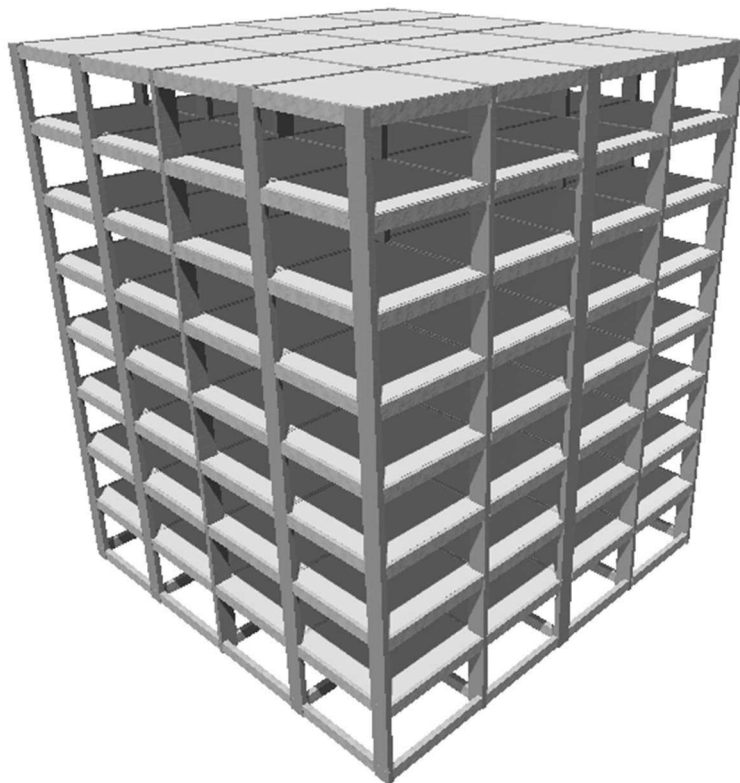
Fonte: Autor, 2023.

Figura 16 - Corte A-A da edificação analisada



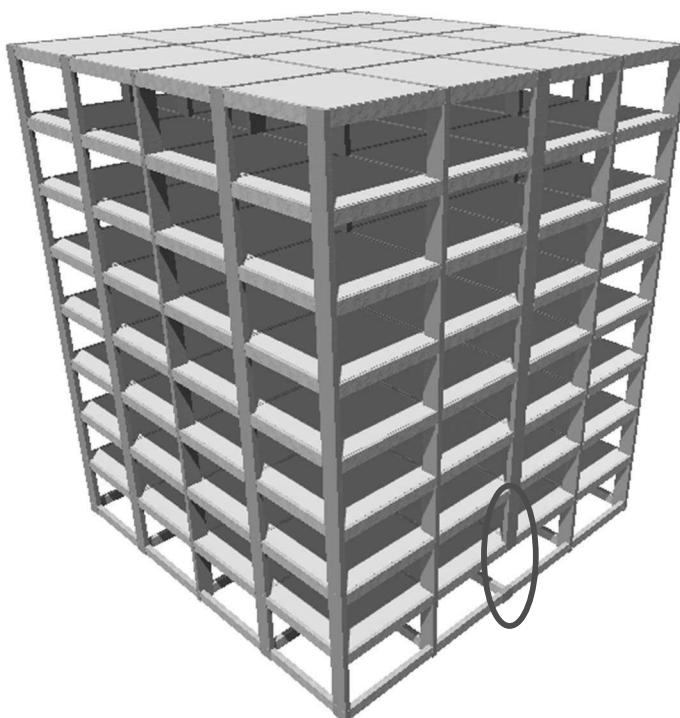
Fonte: Autor, 2023.

Figura 17 - Modelo estrutural gerado no software TQS® antes da remoção do pilar P3



Fonte: Autor, 2023.

Figura 18 - Modelo estrutural gerado no software TQS® após a remoção do pilar P3



Fonte: Autor, 2023.

3.5.4 Ações consideradas

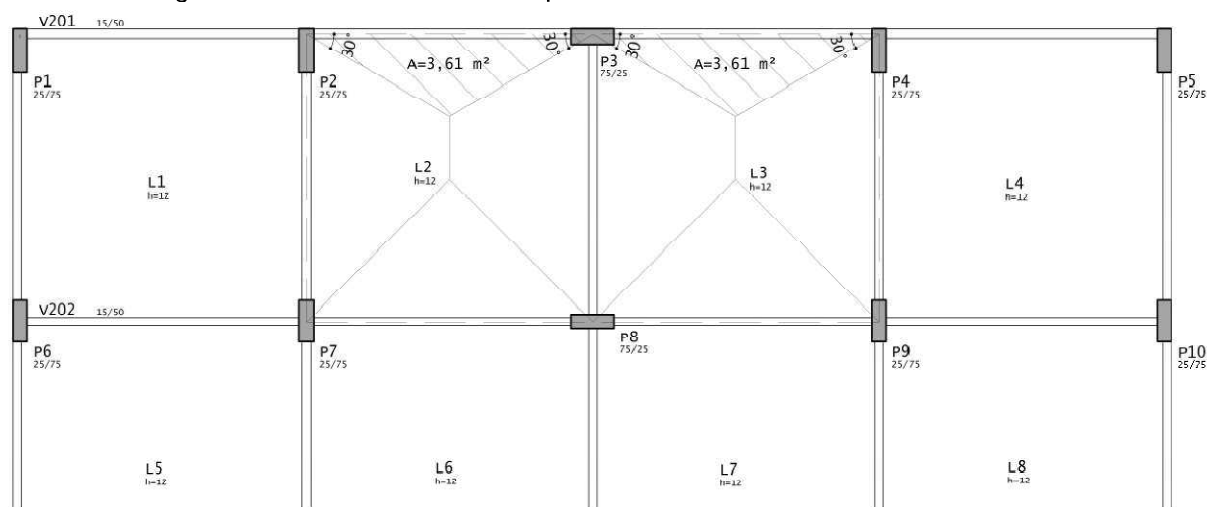
3.5.4.1 Ações permanentes

A determinação do peso próprio dos elementos estruturais - vigas, lajes e pilares - foi baseada em um peso específico para o concreto armado de 25 kN/m^3 , indicado pela NBR 6120 (ABNT, 2019).

Foi considerada a existência de uma parede em alvenaria de vedação apoiada sobre cada uma das vigas. Para alvenaria de vedação com bloco cerâmico vazado de 9 cm de espessura e 2 cm de revestimento por face, a norma NBR 6120 (ABNT, 2019) indica um peso de $1,6 \text{ kN/m}^2$. A altura dessas paredes é de 2,38 m, relativa à distância entre o topo de uma laje e a base da viga imediatamente superior. Além disso, foi considerado um revestimento de piso dos pavimentos de $1,0 \text{ kN/m}^2$, relativo a revestimentos de lajes residenciais com 5 cm de espessura, indicado NBR 6120 (ABNT, 2019).

Para a viga analisada, V201, o peso próprio da laje e de seu revestimento foram considerados em uma área de influência de $3,61 \text{ m}^2$ para cada trecho de 5 m de viga, obtida pelo Método das Charneiras Plásticas, conforme prescreve a NBR 6118 (ABNT, 2014) (Figura 19). A charneira foi desenhada um ângulo de 30° em relação a borda apoiada das lajes L2 e L3 – na viga V201 –, uma vez que as demais bordas são engastadas – nas vigas V207, V208 e V209.

Figura 19 - Áreas de influência a partir do Método das Charneiras Plásticas



Fonte: Autor, 2023.

Assim, a carga permanente na viga V201:

$$\bar{G}_{viga} = 25 \cdot 0,15 \cdot 0,50 = 1,88 \text{ kN/m}$$

$$\bar{G}_{laje} = 25 \cdot 0,12 \cdot \frac{2 \cdot 3,61}{2 \cdot 5} = 2,17 \text{ kN/m}$$

$$\bar{G}_{revestimento} = 1,0 \cdot \frac{2 \cdot 3,61}{2 \cdot 5} = 0,73 \text{ kN/m}$$

$$\bar{G}_{parede} = 1,6 \cdot 2,38 = 3,81 \text{ kN/m}$$

$$\bar{G}_{k,V201} = 1,88 + 2,17 + 0,73 + 3,81 = 8,59 \text{ kN/m}$$

3.5.4.2 Ações variáveis

Para a sobrecarga de utilização da edificação, foi adotada uma carga uniformemente distribuída de 2,0 kN/m², como um valor representativo de cargas e edificações residenciais, considerando cômodos, escadas e halls, baseado na NBR 6120 (ABNT, 2019). Assim, para a viga V201, considerando a área de influência de 3,61 m² para cada trecho de 5 m de viga:

$$\bar{Q} = 2,0 \cdot \frac{2 \cdot 3,61}{2 \cdot 5} = 1,45 \text{ kN/m}$$

$$\bar{Q}_{k,V201} = 1,45 \text{ kN/m}$$

3.5.4.3 Combinações de ações

Para o método convencional de dimensionamento de vigas, baseado na norma NBR 8681 (ABNT, 2003), utiliza-se as combinações últimas normais. De acordo com essa norma, essas combinações são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}] \quad (25)$$

onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Qi,k}$ é o valor característico da ação variável principal;

$\psi_{0j} \cdot F_{Qi,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Assim, com $\gamma_g = \gamma_q = 1,4$ para ações permanentes diretas agrupadas em edificação tipo 2 (ABNT, 2003, p. 11), a combinação última normal para a viga V201 é dada por:

$$P_{normal} = 1,4 \cdot 8,59 + 1,4 \cdot 1,45 = 14,06 \text{ kN/m}$$

O manual NISTIR 7396 (2007), na seção “2.5.3 *Specific Design Strategies*” descreve a combinação mais adequada para as análises baseadas no Método dos Caminhos Alternativos de Carga e no Método da Resistência Local Específica (NISTIR, 2007, p. 21).:

"Análises probabilísticas modernas de combinações de ações mostram que a máxima combinação estrutural de ações devido a diversos eventos de ocorrência aleatória acontece quando uma das ações atinge seu máximo valor, enquanto as demais estão em seu valor frequente [...]".

As combinações raras de serviço, definidas na norma NBR 8681 (ABNT, 2003), correspondem a essa descrição. Portanto, essas combinações serão utilizadas nas análises que consideram a ausência do pilar central, baseadas no Método dos Caminhos Alternativos de Carga. A norma apresenta a seguinte expressão para tais combinações:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \cdot F_{Qj,k} \quad (26)$$

onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal;

$\psi_{1j} \cdot F_{Qi,k}$ é o valor frequente das demais ações variáveis.

Logo, a combinação rara de serviço para a viga V201 é dada por:

$$P_{q,rara} = 8,59 + 1,45 = 10,04 \text{ kN/m}$$

Por fim, a partir da equação (1), indicada pelas *GSA Guidelines* para análises estáticas, obtém-se:

$$P_{GSA} = 2 \cdot (8,59 + 0,25 \cdot 1,45) = 17,91 \text{ kN/m}$$

4 ANÁLISE DOS MODELOS

Dentro da proposta de comparação de diferentes métodos de análise e determinação da área de armadura necessária para uma viga, serão avaliados pelo critério *DCR* quatro modelos: Modelo 1, Modelo 2, Modelo 3 e Modelo 4. Considera-se que, a armadura adotada, cuja área deve ser igual ou maior à calculada, possui continuidade na região do apoio e ancoragem adequada. Para o cálculo do *DCR* de cada modelo, é calculada a capacidade resistente correspondente à armadura adotada, que é comparada com o esforço solicitante após a perda do pilar, com combinação indicada pela *GSA*, obtido do Modelo 5.

Os Modelos 1 e 2 consistem na análise estática e linear da viga, considerada biapoiada, por ser a situação mais desfavorável para o meio do vão. No Modelo 1, a viga, com vão efetivo de 5 metros (antes da remoção do pilar), será dimensionada pela Metodologia Convencional no Estado Limite Último. No Modelo 2, a viga, com vão efetivo de 10 metros (após a remoção do pilar) e considerada biapoiada, será analisada a partir da equação (4), apresentada por Dimas (2014), com combinação rara de serviço e valores de resistência característicos.

O Modelo 3 consiste na análise estática e não linear da viga, com vão efetivo de 10 metros devido à perda do pilar e considerada biapoiada, a partir das equações (5) e (6), apresentada por Dimas (2014), com combinação rara de serviço e valores de resistência característicos.

Por fim, os Modelos 4 e 5 consistem na análise estática e linear com a utilização do *software* TQS®. No Modelo 4, a viga é dimensionada considerando o Estado Limite Último, com o vão original, antes da perda do pilar. No Modelo 5, os esforços solicitantes são obtidos considerando o Método dos Caminhos de Carga Alternativos, com a combinação indicada pela *GSA*, representada pela equação (1).

A Tabela 3, a seguir, identifica os modelos e seus respectivos tipos de análise, vão efetivo, combinação de ações considerada e uso ou não do TQS®.

Tabela 3 - Modelos analisados e seus respectivos tipos de análise e combinação de ações considerada

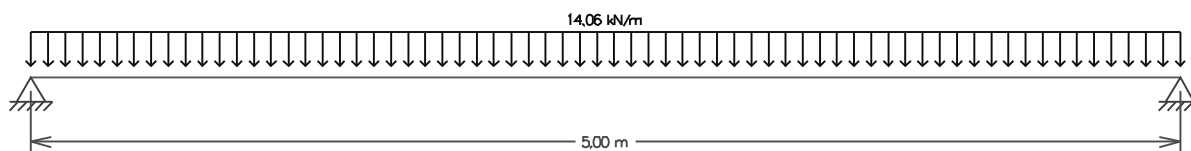
Modelo	Tipo de análise	l_{ef} da viga (m)	Combinação de ações		Uso do TQS®
Modelo 1	Estática e linear	5,0 (biapoiada)	Combinação normal - ELU	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k$	Não
Modelo 2	Estática e linear	10,0 (biapoiada)	Combinação rara de serviço	$G_k + Q_k$	Não
Modelo 3	Estática e não linear	10,0 (biapoiada)	Combinação rara de serviço	$G_k + Q_k$	Não
Modelo 4	Estática e linear	5,0 (rigidez dos apoios)	Combinação normal - ELU	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k$	Sim
Modelo 5	Estática e linear	10,0 (rigidez dos apoios)	Combinação GSA	$2 \cdot (G_k + 0,25 \cdot Q_k)$	Sim

Fonte: Autor, 2023.

4.1 MODELO 1: METODOLOGIA CONVENCIONAL (ELU)

Neste modelo, será analisada a viga V201, com 5 m de vão, submetida ao carregamento distribuído uniforme obtido pela combinação última normal, conforme ilustrado na Figura 20. Para o momento fletor atuante no meio do vão, considerando a viga biapoiada, o dimensionamento pelo método convencional resulta nos valores indicados na Tabela 4.

Figura 20 - Viga biapoiada submetida ao carregamento obtido pela combinação última normal



Fonte: Autor, 2023.

Tabela 4 - Área de armadura para momento fletor no Modelo 1

Elemento	Seção	L [m]	P [kN/m]	M [kN.m]	$A_{s,long}$ [cm^2]	$A_{s,long.adot}$ [cm^2]
Viga V201	Meio vão	5,0	14,06	43,94	2,34	2,36 [3Ø10,0]

Fonte: Autor, 2023.

Para o esforço cortante atuante na região dos apoios, o dimensionamento pelo método convencional, modelo de cálculo I, resulta nos valores indicados na Tabela 5.

Tabela 5 - Área de armadura para esforço cortante no Modelo 1

Elemento	Seção	f_{yd} [MPa]	θ [°]	V_{Ed} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	$A_{sw/s,adot.}$ [cm ² /m]
Viga V201	Apoio	435	45	35,15	1,74	1,78 [Ø5 c/22,0]

Fonte: Autor, 2023.

4.2 MODELO 2: ANÁLISE ESTÁTICA LINEAR

A partir do valor da deformação específica após ruptura em 10Ø, ε_{uk} , obtido para o aço, pode-se calcular a variação de comprimento do aço, ΔL , em função do comprimento do vão entre apoios, L, conforme apresentado no item 2.9 deste trabalho:

$$\Delta L = \varepsilon_{uk} \cdot L$$

$$\therefore \Delta L = 8 \cdot 10^{-2} \cdot 5 = 0,4 \text{ m}$$

O deslocamento vertical imposto pela carga obtida pela combinação rara, a partir do vão, é calculado por:

$$a = \sqrt{(\Delta L + L)^2 - L^2} = \sqrt{(0,4 + 5)^2 - 5^2} = 2,04 \text{ m}$$

$$F_S = T$$

$$F_S = \frac{P \cdot L}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{L}{a}\right)^2 + 1} = \frac{10,25 \cdot 5,0}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{5,0}{2,04}\right)^2 + 1} = 67,84 \text{ kN}$$

$$A_S = \frac{F_S}{f_{yk}} = \frac{67,84}{50} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,adot} = 1,57 \text{ cm}^2 [2\text{Ø}10,0]$$

4.3 MODELO 3: ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR COM DESLOCAMENTO VERTICAL SEM LIMITAÇÃO

Considerando o diagrama tensão-deformação rígido-plástico:

$$F_S = \frac{P \cdot L \cdot a}{2 \cdot \Delta L} = \frac{10,25 \cdot 5 \cdot 2,04}{2 \cdot 0,4} = 130,69 \text{ kN}$$

$$A_S = \frac{F_S}{f_{yk}} = \frac{130,69}{50} = 2,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,adot} = 3,14 \text{ cm}^2 [4\emptyset 10,0]$$

Considerando o diagrama tensão-deformação elasto-plástico:

$$k = \frac{f_{st}}{f_{yk}} = 1,10$$

$$\Delta L_y = L \cdot \frac{f_{yk}}{E_S} = 5,0 \cdot \frac{500}{210 \cdot 10^3} = 0,0119 \text{ m}$$

$$F_S = \frac{P \cdot L \cdot a}{\Delta L \cdot (k + 1) - k \cdot \Delta L_y} = \frac{10,25 \cdot 5,0 \cdot 2,04}{0,4 \cdot (1,10 + 1) - 1,10 \cdot 0,0119} = 126,44 \text{ kN}$$

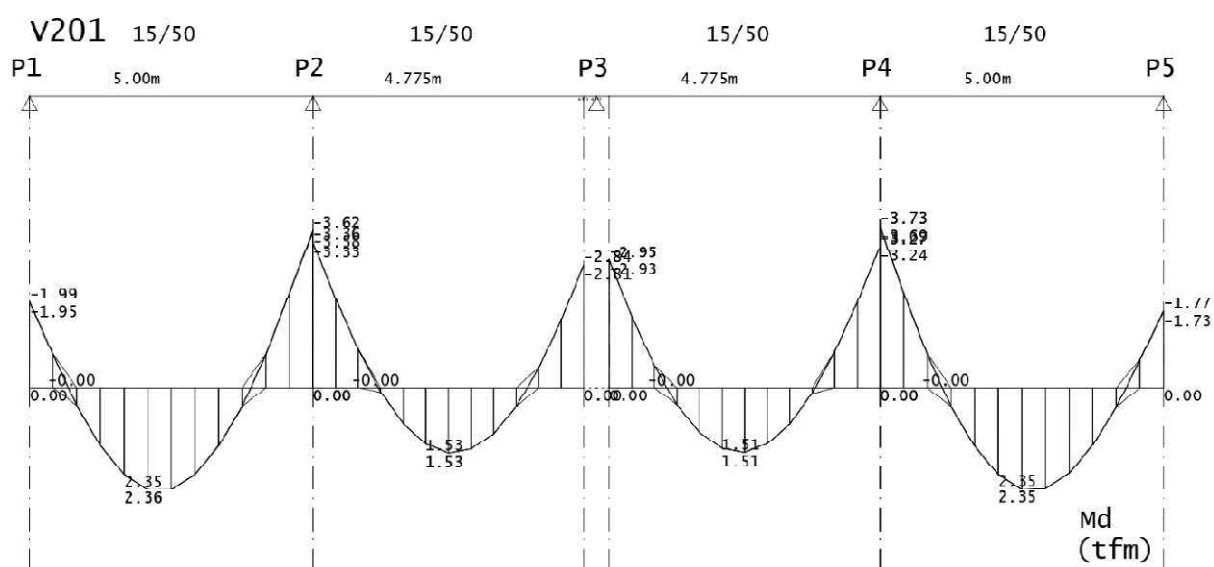
$$A_S = \frac{F_S}{f_{yk}} = \frac{126,44}{50} = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{S,adot} = 3,14 \text{ cm}^2 [4\emptyset 10,0]$$

4.4 MODELO 4: ANÁLISE VIA SOFTWARE ANTES DA REMOÇÃO DO APOIO (ELU)

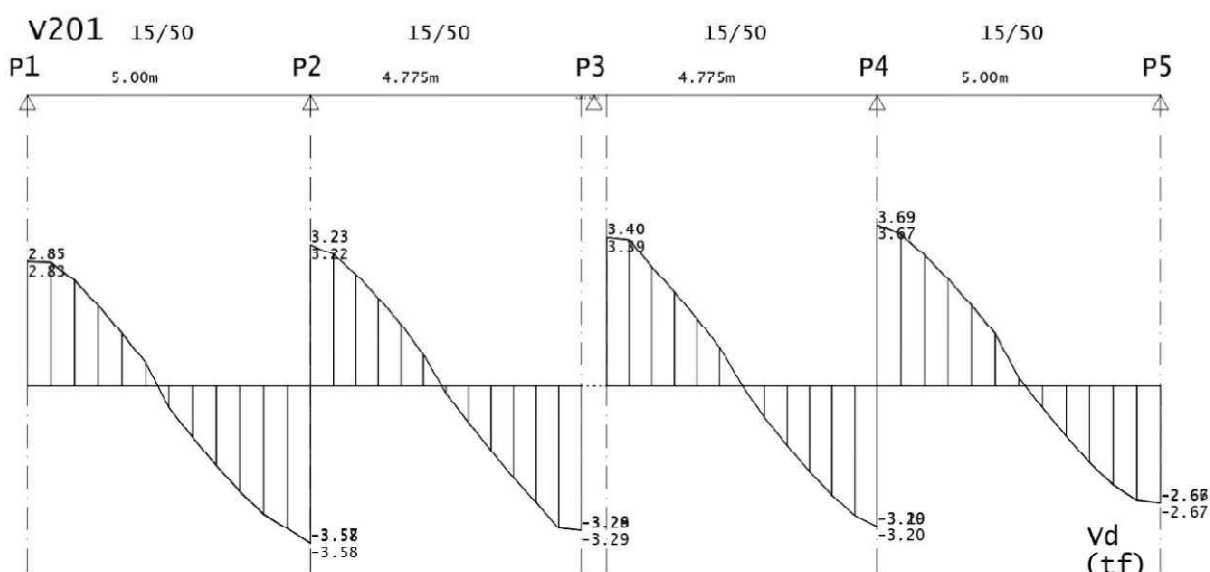
A partir da análise do modelo computacional, antes da remoção do pilar, com o *software* TQS®, para as combinações últimas normais, foram obtidos os diagramas de momentos fletores e de esforços cortantes para a viga V201, mostrados, respectivamente, na Figura 21 e na Figura 22.

Figura 21 - Diagrama de momentos fletores em tf.m na viga V201 – Modelo 4



Fonte: Autor, 2023

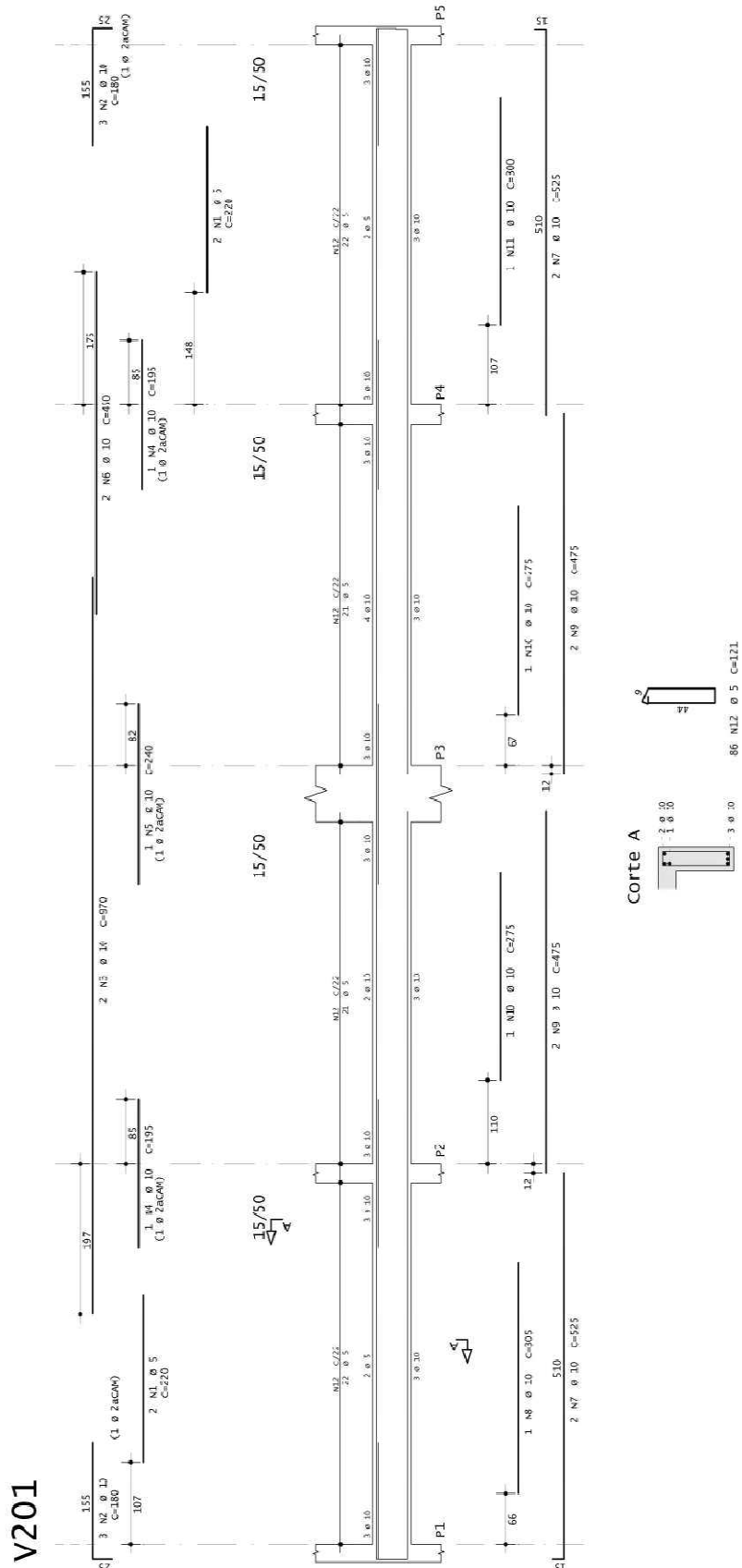
Figura 22 - Diagrama de esforços cortantes em tf na viga V201 – Modelo 4



Fonte: Autor, 2023.

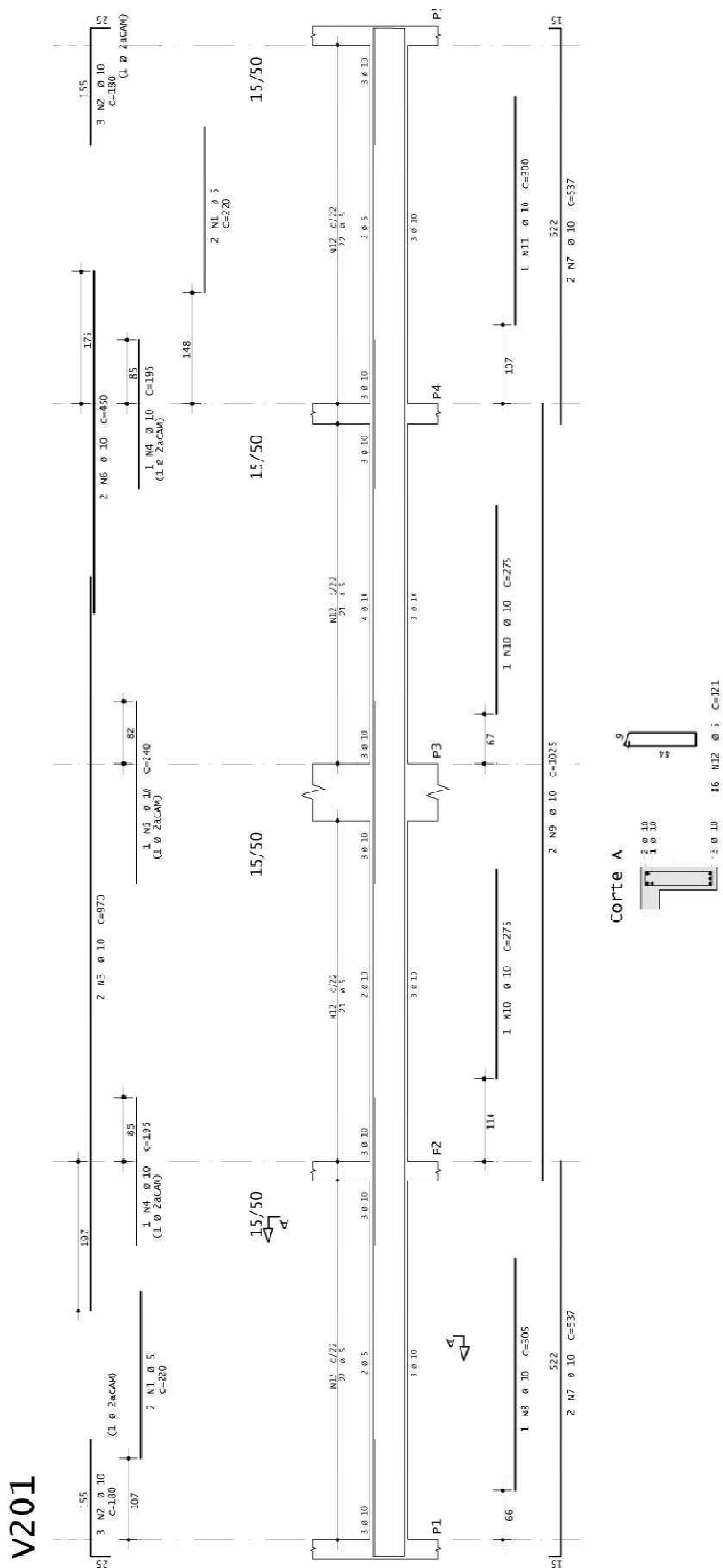
Para esses valores de momentos fletores e esforços cortantes, o *software* gera as respectivas armaduras longitudinais e transversais, como mostrado na Figura 23. Então, as barras das posições N7 e N9 foram ajustadas manualmente, para que se estendessem até as faces opostas dos pilares e, no caso destas últimas, foi feito o agrupamento das barras, que eram interrompidas na região do pilar P3 e passaram a ser contínuas. Além disso, as barras das posições N1, tiveram seus diâmetros trocados de 5 mm para 8 mm, por serem mais usuais em vigas. Tais ajustes, mostrados na Figura 24, buscam promover continuidade na viga e facilitar a montagem de armaduras em obra. A Tabela 6 apresenta um resumo das áreas de armadura longitudinal adotadas e a Tabela 7, da armadura transversal. A conversão de unidades de tf para kN foi realizada utilizando um fator multiplicativo aproximado de 10.

Figura 23 - Detalhamento das armaduras da viga V201 geradas pelo TQS®



Fonte: Autor, 2023.

Figura 24 - Detalhamento das armaduras da viga V201 ajustadas manualmente



Fonte: Autor, 2023.

Tabela 6 - Áreas de armadura para os momentos fletores no Modelo 4

Elemento	Seção	b [m]	h [m]	M [kN.m]	$A_{s, \text{long. calc.}} [cm^2]$	$A_{s, \text{long. adot.}} [cm^2]$
Viga V201	Meio vão	43,65	50	23,60	1,80	2,36 [3Ø10,0]
Viga V201	Apoio	15	50	37,30	2,38	2,36 [3Ø10,0]

Fonte: Autor, 2023.

Tabela 7 - Área de armadura para os esforços cortantes no Modelo 4

Elemento	Seção	θ [°]	V_{Ed} [kN]	$A_{sw/s, \text{calc.}} [cm^2]$	$A_{sw/s, \text{adot.}} [cm^2]$
Viga V201	Apoio	45	36,90	1,74	1,78 [Ø5 c/22,0]

Fonte: Autor, 2023.

Desse modo, para as seções analisadas da viga V201, os cálculos das capacidades máximas a partir das equações (9) e (19), para os momentos fletores e esforço cortante, respectivamente, são apresentadas a seguir. Para a armadura positiva, foi considerada viga seção T e verificado que a linha neutra corta a mesa da viga. Assim, como a região comprimida é retangular, $b_w = b_f$, que foi calculado pela equação (13), considerando o trecho de viga com 4,775 m adotado pelo TQS®, por ser o vão que resulta em uma menor largura colaborante, ou seja, situação mais desfavorável. Os resultados obtidos são indicados na Tabela 8 e na Tabela 9.

Para a armadura positiva:

$$b_f \leq \begin{cases} b_w + 0,5 \cdot b_2 \\ b_w + 0,06 \cdot l \end{cases}$$

$$\Rightarrow b_f \leq \begin{cases} 15 + 0,5 \cdot 490 = 260 \\ 15 + 0,06 \cdot 477,5 = 43,65 \end{cases} \Rightarrow b_f = 43,65 \text{ cm}$$

$$Q_{CE} = A_s \cdot f_{yk} \cdot \left(d - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\lambda \cdot \alpha \cdot b_w \cdot f_{ck}} \right)$$

$$\Rightarrow Q_{CE} = 2,36 \cdot 50 \cdot \left(46 - \frac{0,8}{2} \cdot \frac{2,36 \cdot 50}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 43,65 \cdot 3} \right) = 5365 \text{ kN.cm} = 53,65 \text{ kN.m}$$

Para a armadura negativa:

$$Q_{CE} = 2,36 \cdot 50 \cdot \left(46 - \frac{0,8}{2} \cdot \frac{2,36 \cdot 50}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 15 \cdot 3} \right) = 5246 \text{ kN.cm} = 52,46 \text{ kN.m}$$

Para a armadura transversal:

$$f_{ct} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2} = 2,028 \text{ MPa}$$

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ct} \cdot b_w \cdot d$$

$$\Rightarrow V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot 0,2028 \cdot 15 \cdot 46 = 83,96 \text{ kN}$$

$$Q_{CE} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yk} \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) + V_c$$

$$\Rightarrow Q_{CE} = 0,9 \cdot 46 \cdot 50 \cdot \left(\frac{1,78}{100} \right) + 83,96 = 120,81 \text{ kN}$$

Tabela 8 – Momento resistente, Q_{CE} , no Modelo 4

Elemento	Seção	b [m]	h [m]	d [m]	$A_{s, \text{long. adot.}} [\text{cm}^2]$	$Q_{CE} [\text{kN.m}]$
Viga V201	Meio vão	43,65	50	46	2,36 [3Ø10,0]	53,65
Viga V201	Apoio	15	50	46	2,36 [3Ø10,0]	52,46

Fonte: Autor, 2023.

Tabela 9 – Esforço cortante resistente, Q_{CE} , no Modelo 4

Elemento	Seção	b [m]	h [m]	d [m]	$A_{sw/s \text{ adot.}} [\text{cm}^2]$	$Q_{CE} [\text{kN}]$
Viga V201	Apoio	15	60	46	1,78 [Ø5 c/22,0]	120,81

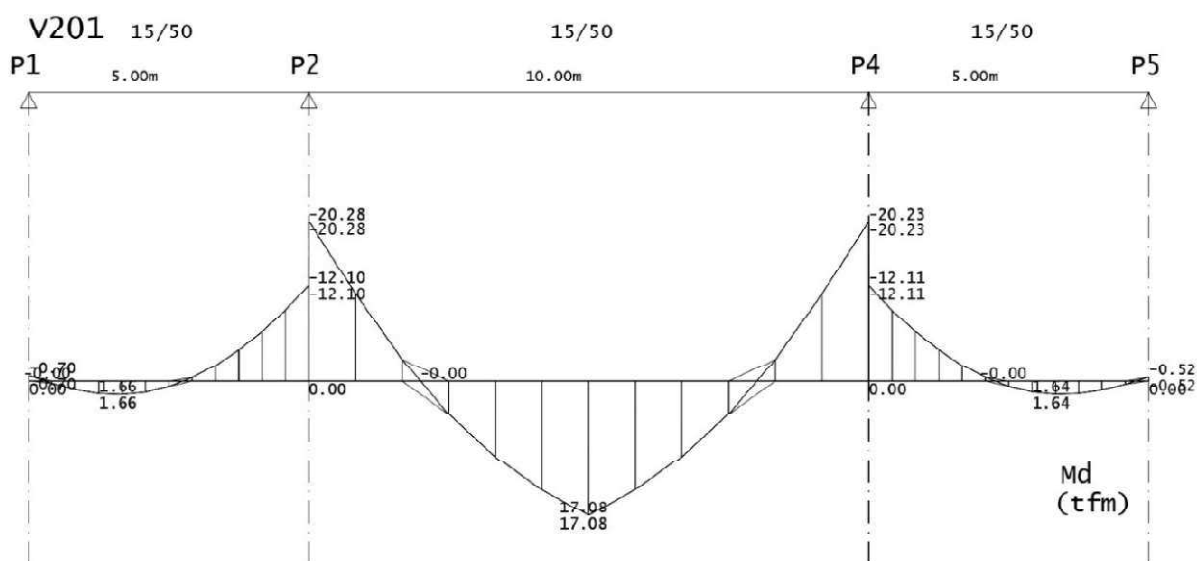
Fonte: Autor, 2023.

4.5 MODELO 5: ANÁLISE VIA SOFTWARE APÓS A REMOÇÃO DO APOIO (GSA)

No Modelo 5, a análise do modelo computacional, com o *software* TQS®, é realizada após a remoção do pilar P3, com a combinação indicada pelas GSA *Guidelines* para o MCCA. Para consideração dessa combinação no TQS®, foram editados na aba “Cargas” na edição dos “Dados do Edifício” os valores dos

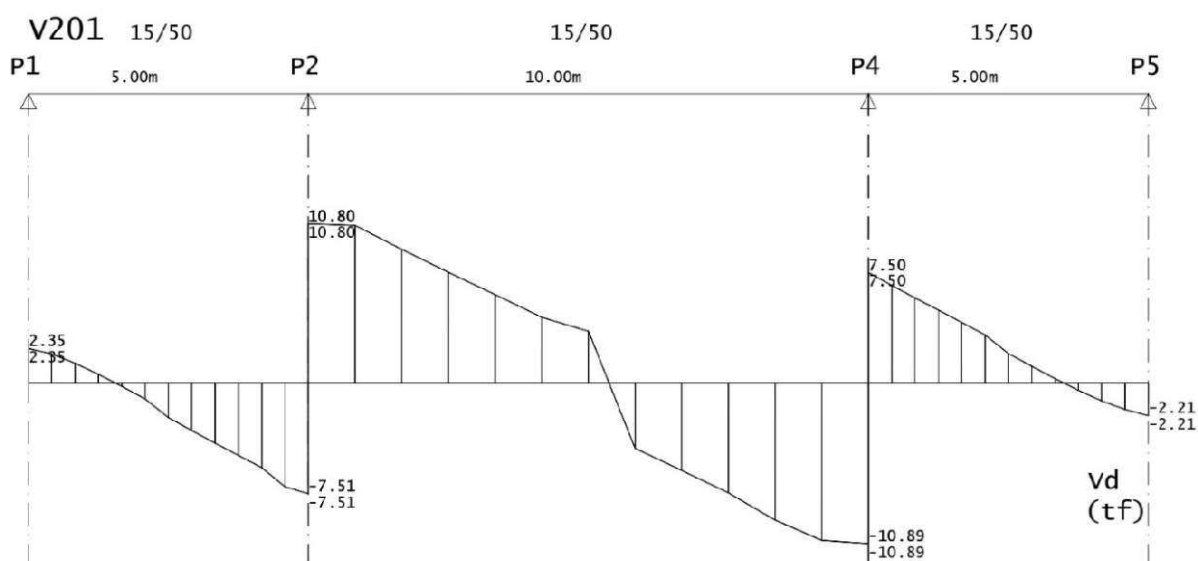
ponderadores de ações γ_F e dos fatores de redução Ψ . Para as cargas permanentes, foi adotado $\gamma_F = 2$ e, para as sobrecargas, $\gamma_F = 0,5$, conforme a equação (1). Para os fatores de redução, foi adotado $\Psi_0 = \Psi_1 = \Psi_2 = 1$. Então, foram obtidos os diagramas de momentos fletores e de esforços cortantes para a viga V201, mostrados, respectivamente, na Figura 25 e na Figura 26. Esses valores representam os esforços atuantes na viga (demanda), Q_{UD} .

Figura 25 - Diagrama de momentos fletores em tf.m na viga V201 – Modelo 5



Fonte: Autor, 2023.

Figura 26 - Diagrama de esforços cortantes em tf na viga V201 – Modelo 5



Fonte: Autor, 2023.

Como a estrutura da edificação em estudo possui uma configuração típica, o valor do índice *DCR* deve ser igual ou menor a 2,0. Caso contrário, o elemento analisado deve ser reforçado ou redimensionado. A Tabela 10 apresenta os valores de *DCR* obtidos.

Tabela 10 - Verificação do *DCR* a partir dos Modelos 4 e 5

Esforço	Seção	Q _{CE} [kN.m]	Q _{UD} [kN.m]	DCR ≤ 2,0	
Momento fletor [kN.m]	Meio vão	53,65	170,80	3,2	Não verifica
Momento fletor [kN.m]	Apoio	52,46	202,80	3,9	Não verifica
Esforço cortante [kN]	Apoio	120,81	108,90	0,9	Verifica

Fonte: Autor, 2023.

Com a análise dos valores indicados na Tabela 10, conclui-se que o critério *DCR* não é verificado para os momentos resistentes nas seções analisadas. Para o esforço cortante, todavia, o critério é verificado.

Contudo, caso o Modelo 5 seja considerado para dimensionamento da viga, o *software* gera como utilizado as áreas de armadura indicadas na Tabela 11 e na Tabela 12, para momento fletor e esforço cortante, respectivamente. É possível observar que os valores são consideravelmente mais elevados que os obtidos para os demais modelos. Nessa consideração, conforme recomendado pela GSA, foram utilizados os valores característicos das resistências do aço e do concreto, com a edição dos fatores de minoração γ_c e γ_s aba “Materiais” na edição dos critérios de vigas e de lajes do TQS®, que foram adotados iguais a 1.

Tabela 11 - Áreas de armadura para os momentos fletores no Modelo 5

Elemento	Seção	b [m]	h [m]	M [kN.m]	A _{s,long. calc.} [cm ²]	A _{s,long. adot.} [cm ²]
Viga V201	Meio vão	43,65	50	170,80	7,99	8,04 [4Ø16,0]
Viga V201	Apoio	15	50	202,80	12,40	12,57 [4Ø20,0]

Fonte: Autor, 2023.

Tabela 12 - Área de armadura para os esforços cortantes no Modelo 5

Elemento	Seção	θ [°]	V _{Ed} [kN]	A _{sw/s,calc.} [cm ²]	A _{sw/s,adot.} [cm ²]
Viga V201	Apoio	45	108,90	1,74	1,78 [Ø5 c/22,0]

Fonte: Autor, 2023.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS

Na Tabela 13, apresentada a seguir, é feita uma comparação entre o momento resistente calculado para a armadura positiva adotada para cada modelo analisado e os resultados obtidos do Modelo 5. As capacidades máximas foram calculadas considerando viga de seção T, com $b_f = 43,65 \text{ cm}$. Como pode ser observado, em nenhum dos modelos, 1 a 4, o critério foi verificado. Como o esforço solicitante de referência foi obtido do Modelo 5, a capacidade resistente decorrente da área de armadura calculada por esse modelo resultou em um DCR de 1,0, como mostrado na Tabela 14. Este último modelo, portanto, é conservador, sendo possível reduzir a capacidade máxima para a correspondente ao DCR limite de 2,0 e possibilitar uma viga mais econômica.

Tabela 13 - Comparação dos resultados de DCR para momento positivo nos diferentes modelos

Modelo	$A_{s,long. \text{ adot. }} [cm^2]$	$Q_{CE} [kN.m]$	$Q_{UD} [kN.m]$	$DCR \leq 2,0$	
Modelo 1	2,36	53,65	170,80	3,2	Não verifica
Modelo 2	1,57	35,83	170,80	4,8	Não verifica
Modelo 3	3,14	71,11	170,80	2,4	Não verifica
Modelo 4	2,36	53,65	170,80	3,2	Não verifica

Fonte: Autor, 2023.

Tabela 14 - Comparação dos resultados de DCR para momento positivo no Modelo 5

Modelo	$A_{s,long. \text{ adot. }} [cm^2]$	$Q_{CE} [kN.m]$	$Q_{UD} [kN.m]$	$DCR \leq 2,0$	
Modelo 5	8,04	177,66	170,80	1,0	Verifica

Fonte: Autor, 2023.

Como o critério DCR não é verificado para os momentos resistentes nas seções analisadas obtidos dos Modelos 1 a 4, as armaduras longitudinais da viga precisam ser reavaliadas.

5.2 ARMADURA NECESSÁRIA E DETALHAMENTO DA VIGA

A determinação da armadura necessária para atender ao *DCR* que pode ser feita a partir da equação (9), adotando-se $Q_{CE} = Q_{UD}/2,0$. O comprimento de ancoragem necessário correspondente pode ser determinado pela equação (22) e suas equações complementares. Além disso, foi calculado o comprimento de traspasse mínimo, pela equação (23), para emendas com as armaduras construtivas, sendo considerado como base o maior diâmetro emendado. Os cálculos são mostrados a seguir.

Para a armadura positiva:

$$Q_{CE} = A_s \cdot f_{yk} \cdot \left(d - \frac{\lambda}{2} \cdot \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\lambda \cdot \alpha \cdot b_w \cdot f_{ck}} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{170,80}{2,0} = A_{s,nec} \cdot 50 \cdot \left(46 - 0,4 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot 50}{0,68 \cdot 43,65 \cdot 3} \right) \Rightarrow A_{s,nec} = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ef} = 4,02 \text{ cm}^2 [2\phi 16,0]$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2}}{1,4} = 1,448 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi$$

$$\Rightarrow l_b = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{435}{2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,448} = 53,41 \text{ cm} > 25 \cdot 1,6 = 40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_{b,min} = 0,3 \cdot 53,41 = 16,03 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$$\Rightarrow l_{b,nec} = 1,0 \cdot 53,41 \cdot \frac{3,79}{4,00} = 50,61 \text{ cm} > l_{b,min}$$

$$l_{0t,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 2,0 \cdot 53,41 = 32,05 \text{ cm} \\ 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow l_{0t,min} = 32,05 \text{ cm}$$

$$l_{0t} = 2,0 \cdot 50,61 = 101,22 \text{ cm} > l_{0t,min}$$

Para a armadura negativa:

$$\frac{202,80}{2,0} = A_{s,nec} \cdot 50 \cdot \left(46 - 0,4 \cdot \frac{A_{s,nec} \cdot 50}{0,68 \cdot 15 \cdot 3} \right) \Rightarrow A_{s,nec} = 4,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ef} = 5,00 \text{ cm}^2 [4\phi 12,5]$$

$$l_b = \frac{1,25}{4} \cdot \frac{435}{2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,448} = 59,61 \text{ cm} > 25 \cdot 1,25 = 31,25 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} = 0,3 \cdot 59,61 = 17,84 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 \cdot 59,61 \cdot \frac{4,73}{5,00} = 56,40 \text{ cm} > l_{b,min}$$

$$l_{0t,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 2,0 \cdot 59,61 = 35,77 \text{ cm} \\ 15 \cdot 1,25 = 18,75 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow l_{0t,min} = 35,77 \text{ cm}$$

$$l_{0t} = 2,0 \cdot 56,60 = 113,22 \text{ cm} > l_{0t,min}$$

Então, para as seções restantes da viga, foi verificado se as armaduras obtidas para a situação antes da perda do pilar (Modelo 4) atendem ao critério na nova configuração, sem o pilar. Nesse sentido, com as áreas de armaduras e os correspondentes comprimentos de ancoragem e traspasse necessários calculados, pode-se detalhar a viga de modo a resistir à perda do pilar. No detalhamento, mostrado na Figura 27, a armadura positiva calculada é identificada pela posição N7 e as negativas, pelas posições N3 e N4.

5.3 COMPARAÇÃO DA TAXA DE ARMADURA FINAL

Para o detalhamento obtido para o Modelo 4 a partir do TQS® (Figura 24) e para o detalhamento final (Figura 27), que atende ao *DCR*, foram determinados os pesos totais correspondentes de armadura longitudinal para a viga V201. Com esses valores, mostrados na Tabela 15, é possível comparar o impacto da consideração do colapso progressivo na taxa de armadura da viga analisada, em termos percentuais relativos.

Tabela 15 - Comparação do peso das armaduras longitudinais para o Modelo 4 e o detalhamento final

Elemento	Peso [kgf]		Δp [%] (A) → (D)
	Modelo 4 (A)	Detalhamento final (D)	
V201	65	115	76,92

Fonte: Autor, 2023.

Portanto, o acréscimo de armadura na viga V201 para que atendesse ao critério de verificação ao colapso progressivo resultou em um aumento relativo de 76,92% na taxa de armadura. Tal fato representa um impacto significativo no custo da viga, quando analisada isoladamente. Contudo, ao se considerar toda a edificação, o impacto pode ser menos relevante, devendo ser analisado a cada caso, com base na determinação de quantos e quais pilares serão considerados na análise de prevenção ao colapso progressivo.

Foi possível observar que, as áreas de armadura resultantes do dimensionamento através do Modelo 5, para momento positivo e negativo, respectivamente, foram 100% e 151,4% maiores do que as do detalhamento final, já que o *DCR* para esse modelo é igual a 1,0.

5.4 CARGAS NOS PILARES

A fim de avaliar o comportamento da estrutura quanto ao caminho das cargas após a retirada do pilar P3, serão comparados os esforços axiais de compressão atuantes no topo dos trechos dos pilares compreendidos entre o nível Térreo e Segundo. Esses esforços são apresentados na Tabela 16. Na segunda e na terceira

colunas, são apresentados os esforços obtidos no Modelo 4, resultantes, respectivamente, da combinação última normal e da combinação do MCCA. Este último cenário possui o intuito de avaliar o impacto da combinação do MCCA comparativamente à combinação última normal, para a estrutura antes da retirada do pilar P3. A quarta coluna da tabela apresenta os esforços obtidos no Modelo 5, resultantes da combinação do MCCA. A quinta e a sexta colunas apresentam a variação percentual dos esforços relativa, respectivamente, do terceiro em relação ao primeiro cenário e do terceiro em relação ao segundo cenário.

De acordo com a Tabela 16, verifica-se que, do "Modelo 4 – ELU (A)" para o "Modelo 5 – MCCA (C)", os pilares P2 e P4 – apoios da viga V201 adjacentes ao pilar P3 que foi removido – sofrem aumentos de carga axial de 73,05% e 74,49%, respectivamente. No pilar P8 – adjacente ao pilar P3 no sentido transversal da edificação –, o acréscimo foi de 38,03%. Para os demais pilares, o aumento foi da ordem de 20,00%, com exceção dos pilares P1, P5 e P13, em que foi da ordem de 10,00%. A ordem de grandeza dos aumentos de esforços axiais citados é ilustrada na Figura 28.

Do "Modelo 4 – MCCA (B)" para o "Modelo 5 – MCCA (C)", sujeitos à mesma combinação de ações, os pilares P2 e P4 sofrem aumentos de carga axial de 42,23% e 43,09%, respectivamente. No pilar P8, o acréscimo foi de 17,45%. Para os demais pilares, a variação foi da ordem de 0,00%, com exceção dos pilares P1, P5 e P13, em que foi da ordem de 10,00%. A ordem de grandeza das variações de esforços axiais citadas é ilustrada na Figura 29.

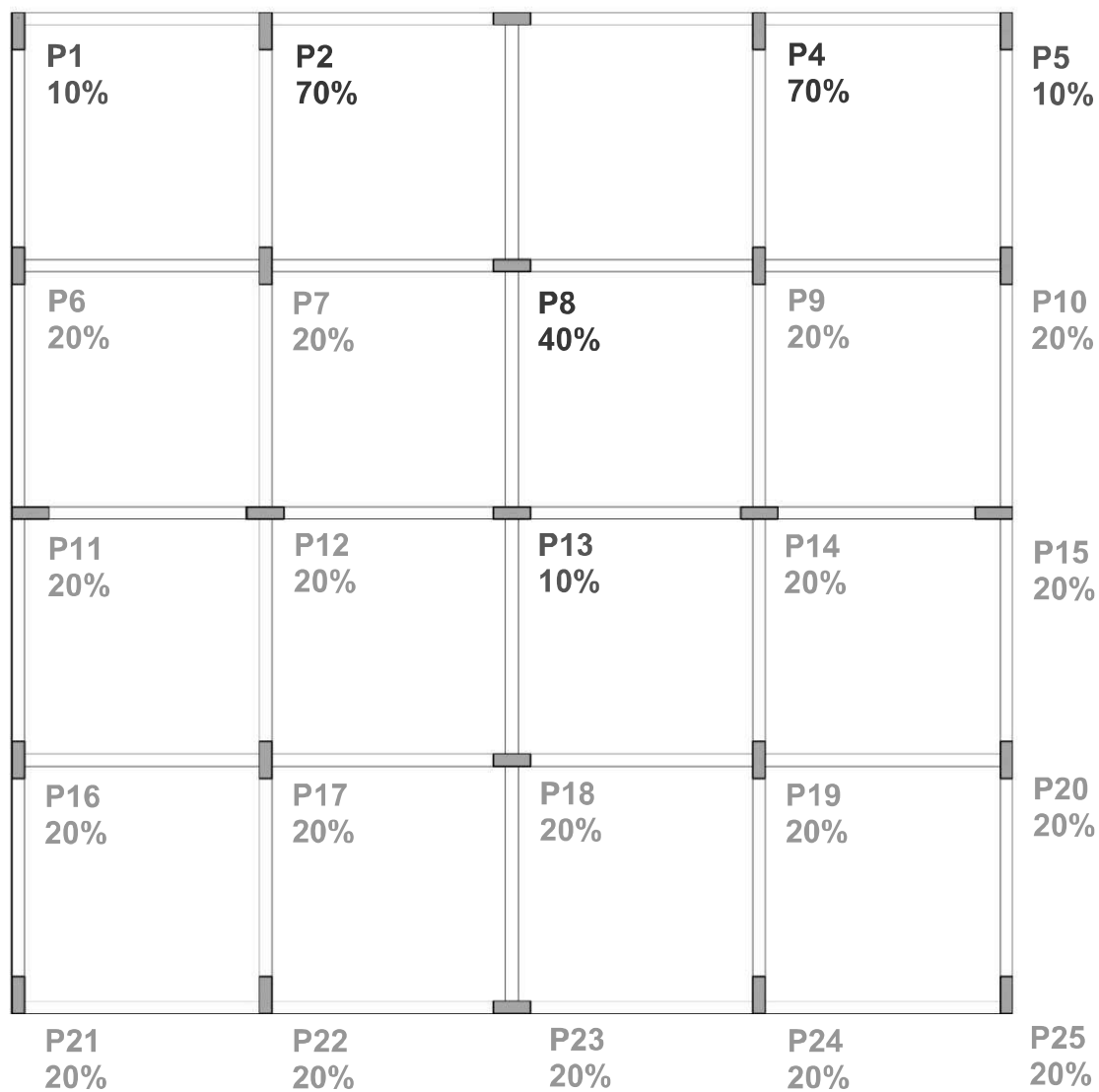
A observação de tais variações de esforço axial permite concluir que a redistribuição de esforços incide sobretudo nos pilares adjacentes ao pilar P3, principalmente os que apoiam a viga V201.

Tabela 16 - Variação do esforço axial nos pilares

Elemento	N [kN]			ΔN [%] (A) \rightarrow (C)	ΔN [%] (B) \rightarrow (C)
	Modelo 4 – ELU (A)	Modelo 4 – MCCA (B)	Modelo 5 – MCCA (C)		
P1	724,4	917,6	815,4	12,56	-11,14
P2	1388,0	1688,7	2401,9	73,05	42,23
P3	1230,6	1509,9	---	---	---
P4	1358,3	1656,4	2370,1	74,49	43,09
P5	749,5	944,7	841,9	12,33	-10,88
P6	1245,1	1523,8	1505,7	20,93	-1,19
P7	2472,0	2900,2	2871,9	16,18	-0,98
P8	2445,0	2873,4	3374,9	38,03	17,45
P9	2412,5	2836,2	2810,0	16,48	-0,92
P10	1289,3	1572,0	1553,1	20,46	-1,20
P11	1311,2	1596,9	1597,0	21,80	0,01
P12	2267,4	2668,7	2654,5	17,07	-0,53
P13	2277,3	2684,6	2540,8	11,57	-5,36
P14	2216,5	2614,3	2602,1	17,40	-0,47
P15	1348,0	1636,0	1636,2	21,38	0,01
P16	1220,5	1497,3	1511,7	23,86	0,96
P17	2416,6	2840,9	2829,2	17,07	-0,41
P18	2386,9	2810,7	2829,6	18,55	0,67
P19	2362,5	2782,7	2772,8	17,37	-0,36
P20	1259,6	1541,7	1555,6	23,50	0,90
P21	748,3	943,2	917,7	22,64	-2,70
P22	1436,1	1740,0	1712,1	19,22	-1,60
P23	1281,5	1564,9	1551,8	21,09	-0,84
P24	1405,6	1707,0	1679,1	19,46	-1,63
P25	771,2	968,9	943,5	22,34	-2,62

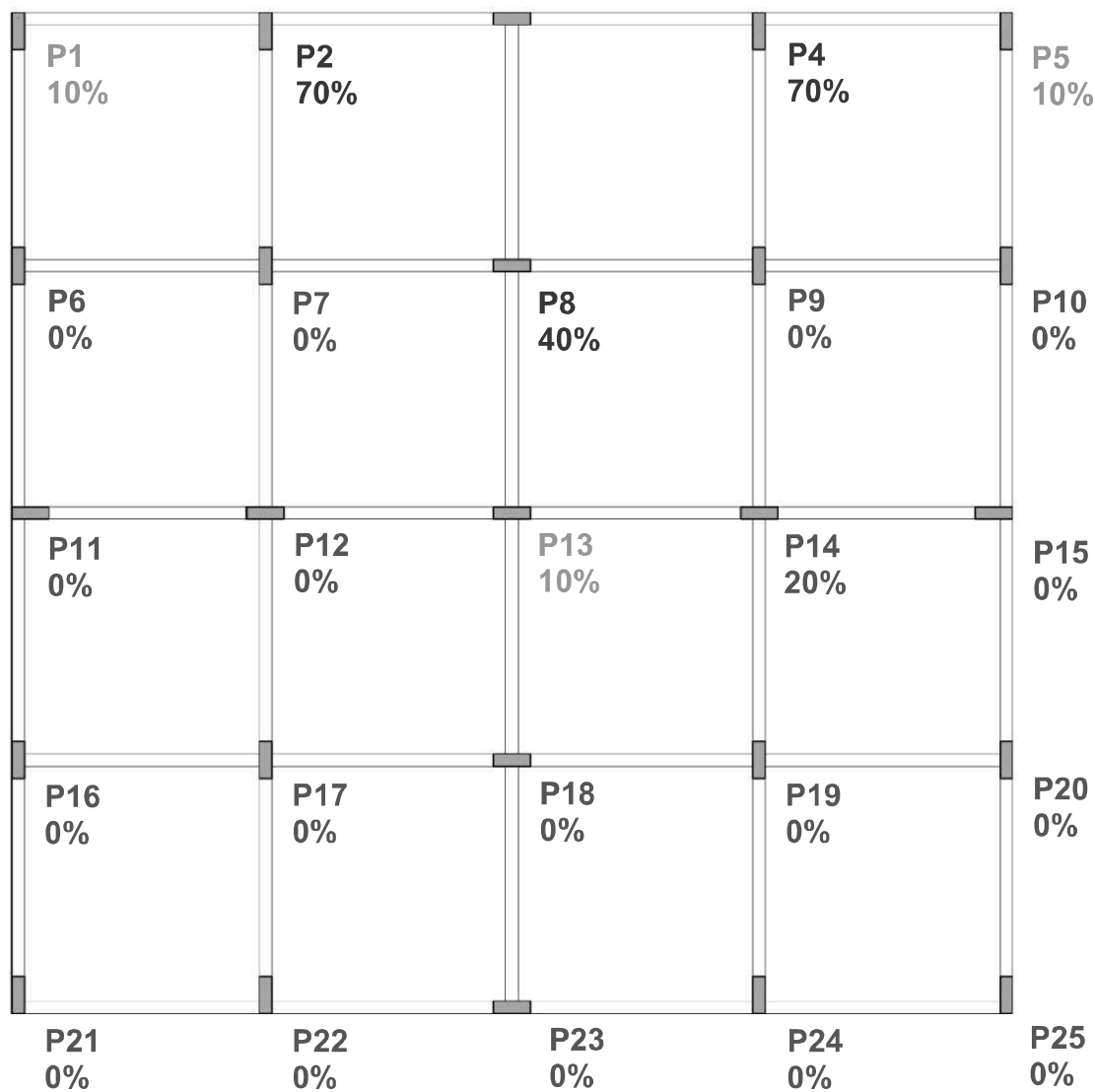
Fonte: Autor, 2023.

Figura 28 - Ordem de grandeza dos aumentos de esforço axial nos pilares do "Modelo 4 – ELU (A)" para o "Modelo 5 – MCCA (C)"



Fonte: Autor, 2023.

Figura 29 - Ordem de grandeza dos aumentos de esforço axial nos pilares do "Modelo 4 – MCCA (B)" para o "Modelo 5 – MCCA (C)"



Fonte: Autor, 2023.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dos resultados obtidos, a partir dos modelos apresentados, conclui-se que nenhum deles atendeu ao critério do *DCR*, proposto pela *GSA*. O Modelo 3, baseado na análise não linear apresentada por Dimas (2014), foi o que mais se aproximou da área de armadura necessária, embora tenha apresentado um valor 20% menor. Esses resultados indicam que a norma *GSA* é a mais conservadora, o que, todavia, não invalida os outros métodos. Tal avaliação somente seria possível através de modelos computacionais robustos, que considerem a ação dinâmica da remoção do pilar.

O Modelo 2, que se baseia na análise estática linear apresentada por Dimas (2014), para o vão de 10 m, apresentou área de armadura menor que a dos Modelos 1 e 4, que consideram um vão de apenas 5 m, ao contrário do que era esperado. Esse resultado foi reforçado pela combinação rara de serviço adotada, conforme indicado pela NISTIR 7396 (2007) para o Método dos Caminhos Alternativos de Carga, enquanto as demais utilizaram combinação última normal. Além disso, o Modelo 2 considera valores de resistência característicos para os materiais, enquanto os demais incluem fatores de minoração.

A armadura transversal, que foi calculada nas análises do Modelo 1 e do Modelo 4, atendeu ao *DCR* e, portanto, não precisou ser reavaliada.

O detalhamento final obtido para que a viga V201 atendesse ao critério *DCR*, com adequadas áreas de armaduras e ancoragens correspondentes, promove as recomendações de prevenção ao colapso progressivo: continuidade, ductilidade e redundância. Em comparação ao Modelo 4, dimensionado pelo TQS®, esse detalhamento resultou em um aumento relativo de 76,92% na taxa de armadura longitudinal. Tal acréscimo deve ser analisado a cada caso de projeto, a fim de verificar o impacto econômico no contexto da edificação.

Em relação aos pilares, a observação da variação dos esforços axial comparados antes e depois da perda do pilar P3 (Modelos 4 e 5) permite concluir que os esforços são redistribuídos, essencialmente, para os pilares adjacentes ao removido. Tal ilustração do caminho de cargas evidencia a importância da redundância, da continuidade e da ductilidade, princípios de prevenção do colapso progressivo.

7 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como encerramento do trabalho, são apresentadas algumas sugestões de caminhos de investigação a serem seguidos futuramente, de modo a dar continuidade aos estudos envolvendo o colapso progressivo em edificações:

- realizar análises de confiabilidade de uma estrutura, que avaliem o risco de colapso progressivo;
- determinar a robustez e a vulnerabilidade de uma estrutura;
- determinar qual o elemento chave ou crítico de uma estrutura;
- desenvolver modelos computacionais que considerem o efeito dinâmico gerado pela perda de um pilar na estrutura.

REFERÊNCIAS

- ASCE 7-10 (2013) **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**, American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, VA 20191-4400.
- ATENTADOS DE 11 DE SETEMBRO COMPLETAM 15 ANOS. **VEJA**, São Paulo, 11 de set. de 2016. Disponível em: <<https://veja.abril.com.br/mundo/atentados-de-11-de-setembro-completam-15-anos/>>. Acesso em: 14 de nov. de 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16868-1**: Alvenaria estrutural Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- BASTOS, P. S. **Pilares de concreto armado**. Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto II. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista, Unesp, Bauru, 2005.
- COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO (CEN). **Norma Portuguesa NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1**: Regras gerais e regras para edifícios. Caparica, 2010.
- DIMAS, T. S. **Análise de estruturas de edifícios sujeitas a ações acidentais**. Dissertação (Dissertação de Mestrado) – Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2014.
- DOD, U. S. **UFC 4-023-03**: Design of buildings to resist progressive collapse. US Department of Defense, Washington, DC, USA, 2016.
- FELIPE, T. R. C. **Novo Método para a Avaliação do Risco de Colapso Progressivo em Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 2017. Dissertação de mestrado

(Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

GENERAL SERVICES ADMINISTRATION (GSA). **GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance**. Washington, DC: Office of Chief Architects; 2016.

MOURA, J. Dimensionamento de Viga T. **Guia da Engenharia**, Teresina, 27 de maio de 2019. Disponível em: <<https://www.guiadaengenharia.com/dimensionamento-viga-t/#:~:text=Largura%20colaborante%20de%20vigas%20de%20se%C3%A7%C3%A3o%20T&text=A%20norma%20brasileira%20ABNT%2FNBR,uma%20largura%20colaborante%20bf.>>. Acesso em: 03 de jan. de 2023.

KIRKPATRICK, D. D. Saudi Arabia Said to Arrest Suspect in 1996 Khobar Towers Bombing. **The New York Times**, New York, 26 de ago. de 2015. Disponível em: <<https://www.nytimes.com/2015/08/27/world/middleeast/saudia-arabia-arrests-suspect-khobar-towers-bombing.html>>. Acesso em: 14 de nov. de 2022.

KOSLOVA, P. **The phenomenon of progressive collapse according to russian norms**. Bachelor's Thesis (Double Degree Programme in Civil and Construction Engineering). The Faculty of Technology, Saimaa University of Applied Sciences, 2013.

LARANJEIRAS, A. **Colapso progressivo dos edifícios: breve introdução**. *TQS News*, p. 36-47, 2011.

LISBOA, G. P.; ARAÚJO, D. L. **Colapso Progressivo em Estruturas em Pórtico de Concreto Armado: Revisão de Normas de Projeto e Resultados Bibliométricos de Revisão em Trabalhos Científicos**. Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, Escola Nacional de Engenharia da Universidade do Brasil, 2021.

MILANI A. S. *et al.* **Construções em alvenaria estrutural: materiais, projeto e desempenho**. Capítulo 7: Dados acidentais e colapso progressivo em estruturas de alvenaria estrutural. São Paulo: Blucher, 2015.

NATIONAL INSTITUTE OF STANDARD AND TECHNOLOGY. **NISTIR 7396: Best practices for reducing the potencial for progressive colapse in buldings, technology administration**. Gaithersburg, MD, 2007.

STAROSSEK, U. **Progressive collapse of structures**. London: Thomas Telford Limited, 2009.

THE OKLAHOMA CITY BOMBING. **FBI**, Washington, D.C., 16 de abr. de 2015. Disponível em: <<https://www.fbi.gov/news/stories/the-oklahoma-city-bombing-20-years-later>>. Acesso em: 14 de nov. de 2022.

TOHIDI, M.; YANG, J.; BANIOTOPOULOS, C. **An Improved Tie Force Method for Progressive Collapse Resistance of Precast Concrete Cross Wall Structures**.

World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Civil, Architectural Science and Engineering, 2014.

WINES, M. Bill Clinton marks the 20th anniversary of the Oklahoma City bombing. **The New York Times**, New York, 19 de abr. de 2015. Disponível em: <<https://www.nytimes.com/2015/04/20/us/oklahoma-city-bombing-20th-anniversary-bill-clinton.html?smid=tw-nytimes>>. Acesso em: 14 de nov. de 2022.

YANG, T; CHEN, W.; HAN, Z. **Experimental Investigation of Progressive Collapse of Prestressed Concrete Frames after the Loss of Middle Column**. Advances in Civil Engineering, Hindawi Publishing Corporation, 2013.