

**Análise do colapso progressivo de uma estrutura de concreto armado por
meio do método dos elementos finitos**

José Guilherme Porto Oliveira

Aluno egresso do mestrado em Engenharia Civil

Dep. de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Rua Marquês de São Vicente 225, 22451-900, Rio de Janeiro-RJ, Brasil

joseguilhermeporto@gmail.com; joseguilhermeporto@aluno.puc-rio.br

Luiz Carlos Wrobel

Orientador

Dep. de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Rua Marquês de São Vicente 225, 22451-900, Rio de Janeiro-RJ, Brasil

luiz.wrobel@puc-rio.br

Daniel Carlos Taissum Cardoso

Avaliador

Dep. de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Leandro Palermo Júnior

Avaliador

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP

Resumo

Edifícios com as mais diversas finalidades estão sujeitos a eventos extremos, tais como impacto de veículos, explosões, e perdas súbitas de membros essenciais para a garantia da sua estabilidade. O colapso progressivo pode ser definido como o processo no qual um dano localizado leva a uma ruína em cadeia, causando a queda de um edifício inteiro ou de parte considerável dele. A perda repentina de um membro essencial devido às cargas excepcionais pode desencadear o colapso progressivo de uma estrutura, causando enormes prejuízos humanos e econômicos. O colapso progressivo é fenômeno de natureza dinâmica e não linear, cuja modelagem é complexa. A técnica mais empregada para avaliação do colapso progressivo de estruturas é o método dos caminhos alternativos, a qual avalia o comportamento da estrutura após a remoção de um membro essencial de suporte, analisando sua capacidade de redistribuição de esforços. O trabalho realizou sucessivas análises de modelos da estrutura de um edifício em concreto armado, adotando grau de complexidade crescente a cada uma delas por meio do método dos caminhos alternativos. A efetividade e a importância das etapas de análise empregadas no trabalho foi analisada, assim como a importância de cada parâmetro sensível envolvido em cada uma delas. A estrutura dimensionada conforme a norma brasileira de concreto armado necessitou de ajustes para atender aos requisitos mínimos de resistência diante do colapso progressivo. Ao final, foram feitas as correções necessárias para a garantia de segurança e apontou-se os fatores mais relevantes para essa melhoria.

Palavras chave

Método dos elementos finitos; Colapso progressivo; Estruturas de concreto armado;

1. Introdução

1.1. Considerações iniciais

Estruturas com as mais diversas finalidades estão sujeitas a eventos extremos, podendo ser causados por: explosões, furacões, terremotos, impactos e erros de projeto ou execução. Tais eventos podem desencadear a falha de determinado trecho da estrutura, que por sua vez, pode levar a uma reação em cadeia, levando ao colapso uma parte maior ou a estrutura por inteiro.

Ellingwood [1] define o colapso progressivo como o resultado de um dano estrutural inicial e local que se desenvolve, devido a um mecanismo em cadeia, a uma falha desproporcional ao tamanho inicial. Gross e McGuire [2] afirmam que o colapso progressivo é

caracterizado pela perda da capacidade resistiva de uma parte relativamente pequena da estrutura devido a uma carga incomum, que por sua vez, resulta em um processo cascata de falha que afeta uma parte maior da estrutura. A norma norte americana proposta pelo GSA [3] define o colapso progressivo como uma situação onde uma falha local de um componente estrutural leva a um colapso de membros adjacentes, que por sua vez, resulta em um dano total desproporcional ao original.

O colapso do edifício residencial Ronan Point na Inglaterra em 1968 é apontado como o primeiro caso de colapso progressivo bem documentado, sendo o responsável por despertar o interesse da comunidade acadêmica pelo tema. A edificação residencial que contava com vinte e dois andares e 110 apartamentos teve seu canto sudeste colapsado, apenas dois meses após finalizada a sua construção, por conta de uma explosão de gás (Figura 1.1). O colapso do edifício Ronan Point foi o catalisador de mudanças em códigos de projeto de estruturas de concreto armado da época.



Figura 1.1 – Edifício Ronan Point após colapso [4]

A ruína das duas torres do World Trade Center em Nova Iorque teve grande repercussão e tornou-se um dos casos mais emblemáticos de colapso progressivo já documentado. As torres norte e sul foram alvo de um ataque terrorista coordenado, sendo atingidas por dois aviões do tipo Boeing 767, o que ocasionou a queda de ambas pouco após os impactos. Os resultados das investigações sobre o colapso do World Trade Center foram responsáveis por mudanças nas exigências de projetos para prédios altos nos EUA. Características que aumentassem a capacidade resistente ao fogo e que facilitassem a evacuação em casos de emergência foram propostas no código NISTIR 7396/2007 [5].

Em estruturas reticuladas, certos mecanismos podem mitigar os efeitos do colapso progressivo após a perda de um elemento chave de suporte. Tais dispositivos atuam garantindo a transferência de carga aos membros adjacentes. Dentre estes mecanismos, destacam-se: efeito arco nas vigas próximas, ação de membrana das lajes adjacentes e a contribuição de elementos não estruturais.

Os efeitos de membrana e catenária são cruciais para a encontrar a correta resistência e deformação de estruturas sujeitas ao colapso progressivo, destaca Kunnath [6]. Conforme a carga suportada cresce, a linha neutra tende a ficar mais próxima do bordo superior da viga, o que indica que uma porção cada vez maior dela está sendo tracionada. Deste modo, os pilares nas extremidades dela são empurrados e o aumento gradativo da tensão de compressão resultante na parte superior da viga é conhecido por efeito arco. O crescente acréscimo de carga faz com que o deslocamento vertical da viga continue aumentando, e que para continuar cobrindo o vão existente acaba por alongar-se cada vez mais, resultando no efeito membrana, no qual as tensões no elemento são predominantemente de tração. A ruptura das armaduras longitudinais ou falha na ancoragem são comuns em peças sob efeito membrana. Ambos os mecanismos acima descritos são as últimas defesas da viga ante o colapso iminente, os quais são iniciados após a formação das rotulas plásticas (figura 1.2), no instante no qual o limite de flexão é atingido. Se faz importante a participação de tais parcelas no modelo numérico que é usado para mensurar a resistência de estruturas diante da perda súbita de um elemento de suporte.

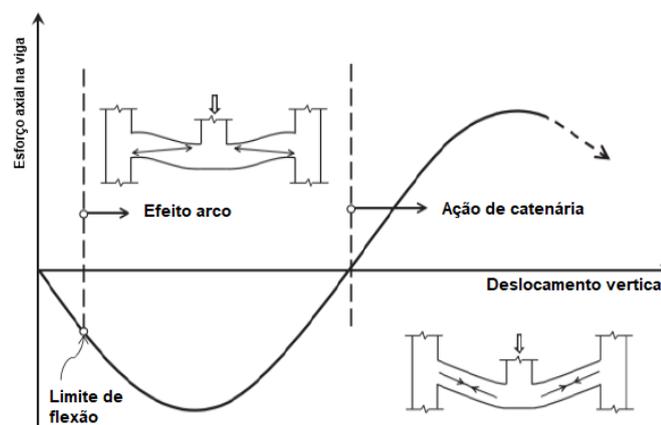


Figura 1.2 – Efeitos arco e membrana em viga [6] (adaptado)

1.2. Justificativa

Por conta da localização privilegiada do Brasil, onde a chance de ocorrência de terremotos ou outras catástrofes naturais é quase nula, o colapso progressivo não despertou tanto interesse da comunidade acadêmica, fato que se reflete na pequena quantidade de trabalhos nacionais publicados sobre o tema. Entretanto, a construção de edifícios cada vez mais altos demanda recomendações de segurança que garantam a tais estruturas certa robustez para que a sua evacuação possa ser realizada em situações extremas.

As prescrições normativas brasileiras são discretas no que se refere ao colapso progressivo de estruturas. A NBR 6118 [7] trata do tema de modo sucinto, sem defini-lo ou caracterizá-lo, também não estabelece critérios diretos para avaliação do risco ao qual a estrutura estaria sujeita ou cita mecanismo implícito em seu modelo de cálculo ou detalhamento das armaduras que contribua para combatê-lo. As normas são responsáveis por estabelecer critérios para projetos e assim garantir segurança para a sociedade, naquilo que a compete. Se faz então necessário, que tais mecanismos sejam avaliados e quantificados em estruturas projetadas segundo os critérios nacionais.

Apesar do progresso realizado no campo da análise numérica, ainda não existe um consenso sobre a consideração das lajes no modelo sujeito à eventos extremos. Adam *et al.* [8] afirmam que tais elementos têm importante papel na resistência ao colapso progressivo, porém as ferramentas de cálculo atuais não permitem que rótulas plásticas sejam atribuídas a elementos do tipo casca, comumente utilizados para representar lajes em simulações. Não havendo consenso entre pesquisadores do tema, hipóteses devem ser testadas para comprovar sua eficácia.

A natureza complexa do colapso progressivo de estruturas de concreto armado torna a sua modelagem igualmente difícil. Kunnath *et al.* [6] discorrem acerca das mais diversas variáveis envolvidas na análise do fenômeno, tais como: a consideração de grandes deformações, a adoção de macro ou microelementos no modelo de elementos finitos, a modelagem dinâmica ou estática do problema, as considerações acerca das propriedades físicas do concreto e do aço, as propriedades das ligações entre os materiais e elementos estruturais, as características dependentes do tempo e do dano. A grande quantidade de detalhes que podem, ou não, ser levados em conta em um modelo que busque analisar tal problema, torna difícil a escolha a ser adotada por parte dos projetistas, não havendo consenso acerca do que deve ser modelado para cada tipo de problema.

1.3. Objetivos

O trabalho tem quatro objetivos:

- Avaliar o desempenho de uma estrutura em concreto armado sujeita ao colapso progressivo dimensionada segundo critérios normativos brasileiros;
- Analisar os critérios de segurança apresentados pelo modelo de cálculo e sua real efetividade;
- Oferecer uma análise acerca dos detalhes a serem levados em consideração ao modelar o problema proposto, facilitando seu possível emprego por projetistas;
- Validar os dados analisados e o processo de modelagem por meio do método dos elementos finitos, tornando o processo confiável e de fácil replicação para estruturas similares.

2. Procedimento de análise

2.1. Análise com grau de complexidade crescente

Diante da necessidade de se ter uma metodologia confiável para avaliação do colapso progressivo, Marjanishvili [9] propôs um procedimento baseado em quatro análises com grau de sofisticação crescente entre elas (Figura 2.1). A incorporação das quatro análises de modo sucessivo agrega ao resultado final os pontos fortes de cada uma delas, proporcionando assim, uma decisão mais segura por parte dos projetistas.

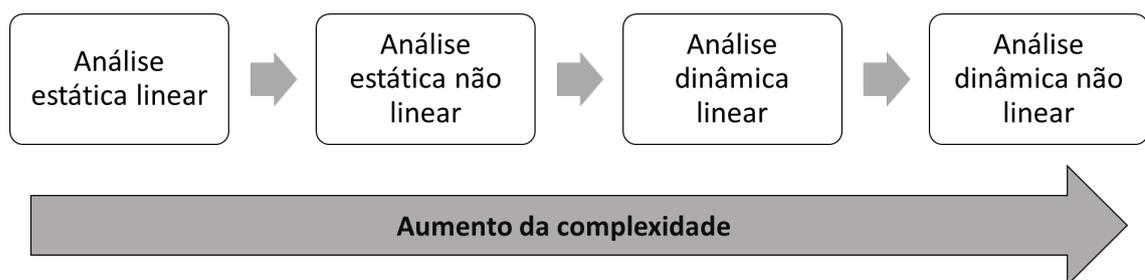


Figura 2.1 – Procedimento de análise adotado

O processo tem início por meio de uma análise estática linear, a qual é tida como a mais conservadora, devido à série de simplificações adotadas. A não consideração dos efeitos dinâmicos nesta etapa da análise, tais como forças de inércia e de amortecimento, torna o resultado conservador em relação aos demais, pois produz resultados acima dos obtidos por análises mais realistas. Entretanto, trata-se do método de mais fácil modelagem, além de apresentar cálculo que não demanda grande esforço computacional para ser realizado.

A análise estática não linear é realizada iterativamente, ou seja, as cargas aplicadas à estrutura são aumentadas em sucessivos passos até que se obtenha o valor máximo de deslocamento dela. O método permite que os elementos estruturais trabalhem além do seu limite elástico, situação à qual estariam sujeitas em casos extremos, tal como após a perda de um elemento de suporte. Em contrapartida, possui modelagem relativamente complexa, podendo levar a resultados conservadores.

As análises dinâmicas são mais realistas, pois levam em consideração as forças inerciais e de amortecimento, resultando em um modelo com comportamento mais próximo ao observado experimentalmente. A primeira a ser realizada, seguindo a ordem de complexidade crescente, é a análise dinâmica elástica linear. Logo após, é realizada a análise dinâmica não linear, que por levar em conta as não linearidades físicas e geométricas que a estrutura pode vir a exibir, pode apresentar o comportamento mais próximo do real dentre todas as análises previamente listadas. Entretanto, é a análise que tem o maior custo computacional.

A validação dos resultados é um ponto crucial da análise. Marjanishvili [9] propõe que as semelhanças entre cada etapa do processo de verificação da estrutura seja explorada ao máximo, de modo que os resultados obtidos por meio de uma análise mais complexa possam ser validados pelos da etapa anterior. A adoção de tal prática faz com que se herde as principais vantagens dos procedimentos simples e que se alie a elas a robustez das respostas vinda de uma análise complexa.

Kunnath [6] chama atenção para o fato de que uma única análise não pode ser suficiente para que uma evidência seja validada, ou seja, deve-se variar parâmetros sensíveis dentro do mesmo modelo até que sua importância seja mensurada e corretamente assimilada por ele. Dentre os parâmetros analisados estarão: tamanho da malha dos elementos finitos, passo e critérios de convergência em análises e propriedades físicas dos materiais em análises não lineares. A concordância por parte dos resultados se dará mediante evidências numéricas e resultados prévios de outros pesquisadores.

A validação dos modelos numéricos por meio de resultados experimentais é complexa, no entanto, alguns autores conseguiram obtê-la. Dentre os trabalhos validados experimentalmente os de maior destaque são os de Sasani [10–12], uma vez que analisaram a resposta de estruturas completas quando submetidas à perda de elementos de suporte. O presente trabalho validou dois modelos de referência [11,12] para completar essa etapa do procedimento de análise.

2.2. Análise dos resultados e critério de conformidade

A norma proposta pelo GSA [3] (*alternative path analysis and guidelines for progressive collapse resistance*) estabelece critérios e orientações que visam diminuir o risco de colapso progressivo de prédios. O seu procedimento de cálculo prevê a abordagem por meio dos métodos dos caminhos alternativos de carga, aplicada a modelos tridimensionais de estruturas, a qual pode ser usada em três análises: estática linear, estática não linear e dinâmica não linear.

A remoção de membros de suporte do modelo analisado é um dos passos vitais da análise por meio dos caminhos alternativos de carga. De acordo com a classificação ao risco, os pilares a serem removidos estarão em diferentes posições. O procedimento mais comum é a análise mediante remoção de três colunas: uma no centro do maior lado da estrutura, outra no centro do menor lado e outra no canto do prédio.

2.2.1. Análise estática linear

O procedimento de análise estática linear é o mais simples previsto pela norma norte americana. A facilidade do seu emprego traz consigo uma série de simplificações, que por sua vez, acabam por produzir resultados mais conservadores.

A análise estática linear é realizada com duas combinações de ações. Enquanto G_{LD} age na região adjacente e nos pisos acima do elemento removido, G é aplicada nos demais painéis de laje (Figura 2.2). Ambas são descritas pelas eq. (2.1) e (2.2):

$$G_{LD} = \Omega_{LD}[1,2DL + 0,5LL] \quad (2.1)$$

$$G = 1,2DL + 0,5LL \quad (2.2)$$

onde Ω_{LD} é o fator de amplificação dinâmica para elementos controlados pela deformação, DL são as cargas permanentes e LL são as cargas acidentais. Para elementos controlados pela força, Ω_{LD} é substituído por Ω_{LF} , que tem valor fixo de 2.

As considerações acerca do fator de amplificação dinâmica (Ω_{LD}) sofreram modificações significativas com a atualização da norma. O valor a ser utilizado nas combinações de ações está atrelado ao fator de demanda (*m-factor*) por meio da eq. (3.3):

$$\Omega_{LD} = 1,2m_{LIF} + 0,8 \quad (2.3)$$

onde m_{LIF} é o menor fator m das vigas primárias. O fator m (m -factor), é um modificador de demanda e seu cálculo leva em conta uma série de características do componente analisado, tais como: taxa de armadura (ρ), resistência à compressão do concreto (f'_c), resistência à tração do aço empregado (f_y), dentre outros dados.

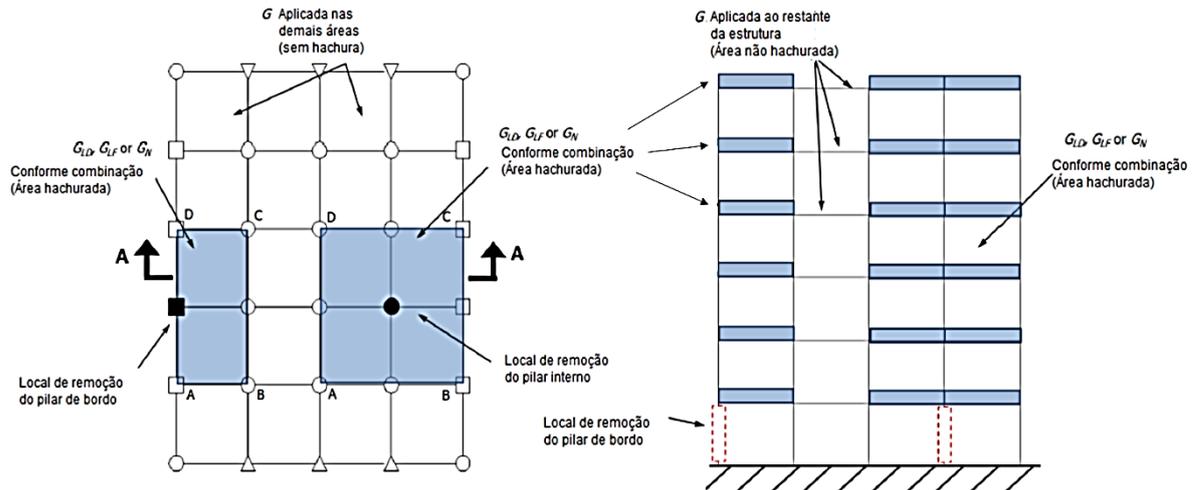


Figura 2.2 – Combinações de carga e seus locais de aplicação

De posse dos esforços solicitantes nos membros após a remoção dos pilares (Q_D) e da máxima capacidade resistente (Q_R), pôde-se calcular as relações demanda-capacidade (DCR) por meio da eq. (2.4). A norma estabelece que para os elementos analisados o DCR_{lim} , apresentado na eq. (2.5), não seja ultrapassado. Sendo assim, os membros que não atenderem ao limite estabelecido correm sério risco de romperem e comprometerem a estabilidade da estrutura.

$$DCR = \frac{Q_D}{Q_R} \quad (2.4)$$

$$DCR_{lim} \leq 1 \quad (2.5)$$

Caso o elemento analisado não atenda ao requisito imposto pelo DCR_{lim} , pode-se: aumentar a sua seção transversal, elevar sua taxa de armadura ou alterar a resistência à compressão do concreto empregado. Uma vez atendido o critério da relação demanda-capacidade, pode-se atestar a segurança da estrutura ao colapso progressivo.

2.2.2. Análise estática não linear

A análise estática não linear guarda certas semelhanças à análise estática linear, com mudanças pontuais em determinados aspectos. Por remover certas simplificações adotadas pelo procedimento previamente discutido em sua análise, como a possibilidade de comportamento além do limite de escoamento dos materiais, ela acaba apresentando resultados mais realistas.

As combinações de ações utilizadas pelo procedimento, descritas pelas eq. (2.6) e (2.7), devem ser aplicadas as áreas adjacentes e afastadas do pilar removido, respectivamente. A carga deve ser aplicada em no máximo 10 passos até atingir o seu valor máximo.

$$G_N = \Omega_N[1,2DL + 0,5LL] \quad (2.6)$$

$$G = 1,2DL + 0,5LL \quad (2.7)$$

2.2.3. Análise dinâmica não linear

A análise dinâmica não linear é apontada por diversos autores como a mais realista. O seu procedimento de análise se assemelha ao anterior, tendo o mesmo critério de aceitabilidade por parte dos elementos, porém as combinações de ações são diferentes. O fator de amplificação dinâmica não está presente, conforme pode ser visto na eq. (2.8). A carga a ser aplicada em todos os pisos é a mesma, não importando se ele está ou não próximo ao pilar removido.

$$G_{ND} = 1,2DL + 0,5LL \quad (2.8)$$

A norma faz menção à forma com que a carga deve ser aplicada e o modo com o qual a remoção do pilar deve ser feita. A carga deve ser aplicada de modo monotônico até o equilíbrio ser atingido, só após esta etapa o pilar pode ser removido. A remoção do pilar deve ser rápida, menor do que um décimo do período associado à resposta da estrutura. A análise deve durar ao menos até que o máximo deslocamento seja atingido.

3. Estrutura analisada

3.1. Descrição da estrutura

A estrutura de concreto armado é composta por vigas, pilares e lajes, possuindo 10 andares no total (Figura 3.1). Para fins de cálculo de armaduras, considerou-se em um pré-dimensionamento que as vigas tinham seções transversais de 20x60 cm, enquanto os pilares

possuíam 70x40 cm. As lajes maciças tinham espessura de 15cm. Os vãos efetivos da estrutura no maior lado tinham dimensão de 7m enquanto no menor vão medem 4m (Figura 3.2).

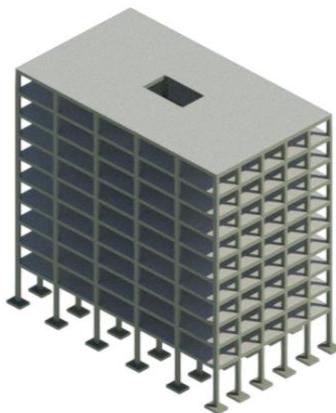


Figura 3.1 – Modelo analisado em perspectiva

O pé direito do térreo ao primeiro andar destoa em relação aos demais. Assim como em outros modelos, optou-se por variar a altura do primeiro lance, aumentando assim a esbeltez dos pilares. Do térreo ao primeiro andar tem-se uma altura de 5m, enquanto os demais andares são espaçados em 3,5m, como pode ser visto no Corte A (Figura 3.3).

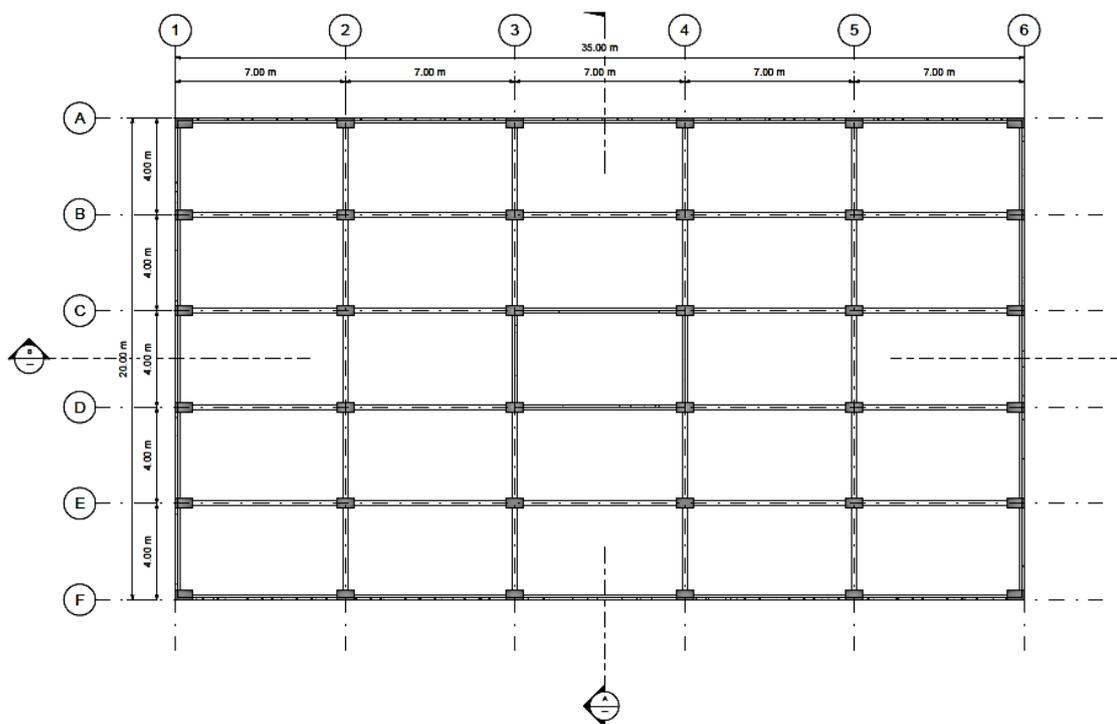


Figura 3.2 – Modelo analisado em planta

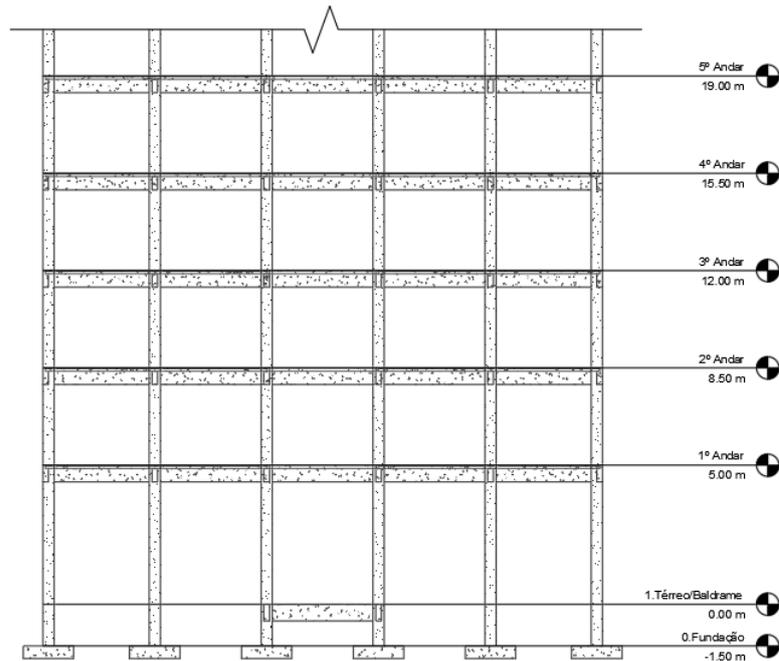


Figura 3.3 – Corte A da estrutura

Dois materiais foram empregados no modelo. O concreto utilizado em todos os elementos foi o C30, cujo módulo de elasticidade (E) foi de 27 GPa, o peso específico (γ) foi de 24 kN/m³, o coeficiente de Poisson (ν) foi igual a 0,2 e o f_{ck} equivale a 30 MPa. Utilizou-se apenas aço CA-50 para todas as armaduras, cujo módulo de elasticidade (E) foi de 210 GPa, o peso específico (γ) foi 76,98 kN/m³, o coeficiente de Poisson (ν) foi 0,3 e o f_{yk} foi de 540 MPa.

Cargas permanentes e acidentais foram aplicadas ao modelo para seu dimensionamento, ambas com valores obtidos por meio da NBR 6120 [13] (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Cargas aplicadas sobre a estrutura

Cargas permanentes	
Peso próprio CA	25 kN/m ³
Alvenaria de blocos cerâmicos	5 kN/m
<i>Drywall</i>	1,45 kN/m
Revestimento do piso	1 kN/m ²
Cargas variáveis	
Escritórios	2,5 kN/m ²
Cobertura	1 kN/m ²

Tendo em vista a importância da presença da armadura nas seções transversais do modelo de elementos finitos, realizou-se o cálculo da estrutura conforme os dados citados anteriormente. As vigas foram calculadas com mesas colaborantes (b_f), estimadas conforme

item 14.6.2.2 da norma NBR 6118 [7] (Tabela 3.2), e atenderam aos esforços solicitantes. As áreas de aço de vigas e pilares são apresentadas em sua totalidade na Tabela 3.3.

As ligações das bases dos pilares do térreo com as fundações foram modeladas como engastes. Foi considerado que esses blocos de fundação sob os quais os pilares seriam ligados teria rigidez suficiente para não permitir deslocamentos e rotação.

Tabela 3.2 – Largura da base e da mesa colaborante das vigas do modelo

Largura da base e da mesa colaborante das vigas		
Elemento	bw (cm)	bf (cm)
Viga longitudinal térrea	20	-
Viga transversal térrea		
Viga longitudinal de bordo		60
Viga transversal de bordo	20	40
Viga longitudinal interna		100
Viga transversal interna		65
Viga longitudinal de bordo superior		60
Viga transversal de bordo superior	20	40
Viga longitudinal interna superior		100
Viga transversal interna superior		65

Tabela 3.3 – Áreas de aço e concreto empregados nos elementos

Taxas de armaduras e concreto dos elementos			
Elemento	Concreto	As (cm ²)	As' (cm ²)
Viga longitudinal térrea	C30	2,50	2,50
Viga transversal térrea		2,50	2,50
Viga longitudinal de bordo		3,23	5,00
Viga transversal de bordo	C30	2,50	4,00
Viga longitudinal interna		6,00	10,00
Viga transversal interna		2,50	6,30
Viga longitudinal de bordo superior		2,26	3,20
Viga transversal de bordo superior	C30	2,50	2,50
Viga longitudinal interna superior		6,00	10,00
Viga transversal interna superior		2,50	6,30
Pilar - Pilotis	C30	37,80	-
Pilar - Tipo/Cobertura		15,00	-

3.2. Descrição do modelo em elementos finitos

Kunnath *et al.* [6] e Adam *et al.* [8] destacam que o emprego de elementos contínuos e de ordem superior é comum em análises de ligações e trechos específicos da estrutura, devido ao seu elevado custo computacional. Optou-se por discretizar o modelo da estrutura analisada neste trabalho com elementos do tipo *beam-column* para os pilares e vigas e elementos tipo *four node shell* para os pisos.

Os elementos do tipo *beam-column* empregados são tridimensionais, tendo seu comportamento descrito por Cook *et al.* [14]. Os elementos possuem seis graus de liberdade em cada nó de suas extremidades, e incluem em sua formulação os efeitos de deformação axial,

flexão bi-axial, torção e deformação cisalhante. O comportamento não linear dos elementos é incorporado pelo emprego de rótulas plásticas (*plastic hinges*) ao longo do seu comprimento, que serão discutidas adiante.

As propriedades relacionadas às seções transversais de elementos do tipo *beam-column* são de vital importância nos resultados. Após apresentar formulação para este tipo de elemento com a presença de armadura, Izzuddin *et al.* [15] demonstrou a relevância que ela tem em aplicações práticas, mesmo que cada membro seja discretizado com apenas um elemento. Deste modo, foram incorporadas às seções transversais dos elementos as armaduras longitudinais previamente calculadas, levando-se em conta a rigidez equivalente da seção com a presença das barras de aço. Os elementos utilizados no modelo dos pisos são do tipo *four node shell*, nos quais cada nó possui 6 graus de liberdade.

Na literatura é possível encontrar duas formas de discretização das lajes na região crítica: empregando elementos do tipo *four node shell* ou utilizando-se elementos do tipo *beam-column* com rigidez torsional reduzida pela metade. Adam *et al.* [8] chamam atenção para o fato de que lajes desempenham um papel significativo na resistência ao colapso progressivo, entretanto as ferramentas atuais não permitem que rótulas plásticas sejam inseridas em elementos do tipo *shell*. Não há consenso acerca da forma definitiva de modelagem da laje presente na região crítica da estrutura, sendo comum encontrar trabalhos que empreguem uma dentre as duas formas supracitadas. Sendo assim, optou-se por realizar uma análise de sensibilidade no edifício em questão, comparando os resultados entre modelos nos casos 1 (remoção do pilar de canto) com ambas as formas de discretização da laje.

4. Resultados

4.1. Análise do primeiro modelo de referência

O artigo traz os resultados de uma análise numérica e experimental acerca da resistência ao colapso progressivo de um edifício de concreto armado. A fim de avaliar esse fenômeno os Sasani *et al.* [12] removeram quatro pilares da estrutura e mensuraram o deslocamento vertical de determinados trechos dela.

O *Crowne Plaza Hotel* possuía onze andares e tinha uma descontinuidade em sua estrutura. Havia vigas de transição no primeiro andar, que era sucedido por outros de lajes planas diretamente apoiadas sobre os pilares (Figura 4.1). O arranjo estrutural empregado no edifício é complexo, como se nota pela planta do segundo andar (Figura 4.2), possuindo diversas seções de pilares, vigas e lajes (Tabela 4.1). Os autores realizaram uma série de ensaios

a fim de determinar as características físicas dos materiais que compunham a estrutura em questão (Tabela 4.2), que foram posteriormente empregadas nos modelos numéricos.



Figura 4.1 – Crowne Plaza Hotel [12]

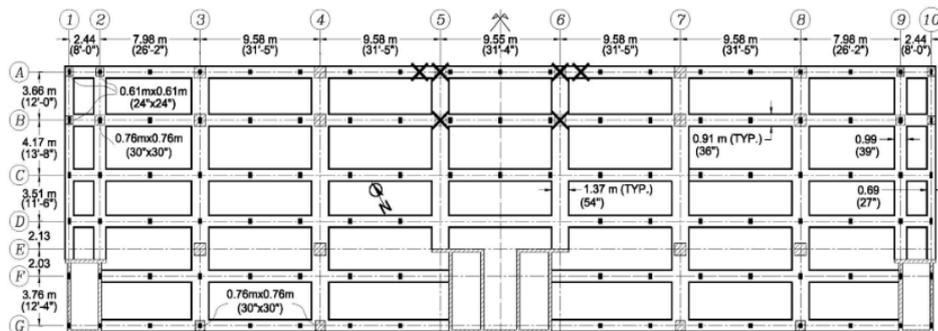


Figura 4.2 – Planta estrutural do segundo piso [12]

Tabela 4.1 – Características geométricas dos elementos estruturais

Características geométricas dos elementos	
Elemento	Seção transversal (cm)
Vigas	91x206
	137x206
	61x206
	76x206
Pilares	61x61
	76x76
	91x91
	28x33
	28x41
Lajes	esp. 15

Tabela 4.2 – Características físicas dos materiais utilizados no modelo

Características físicas dos materiais				
Local de emprego	Material	f _{ck} (MPa)	f _y (MPa)	E (MPa)
Vigas e lajes	Concreto	27,6	-	24800
Pilares	Concreto	34,4	-	27500
Vigas	Aço	-	517	200000

Com a intenção de reproduzir de modo fiel o comportamento observado experimentalmente. Os autores submeteram o modelo a uma análise dinâmica não linear. A estrutura foi analisada sujeita apenas ao seu peso próprio. Quatro pilares e dois trechos de uma viga de transição foram removidos do modelo (Figura 4.3).

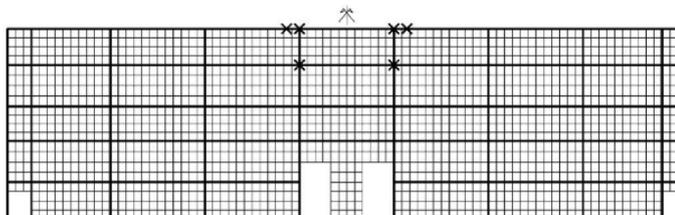


Figura 4.3 – Planta analítica do segundo piso [12]

O espaçamento entre as rótulas plásticas FPHs é crucial para a correta modelagem da perda de rigidez do membro no qual elas estão inseridas. Apesar de serem fornecidas informações acerca do comprimento desses elementos, a quantidade empregada em cada membro não foi citada. Foram adotadas 4 FPHs em cada elemento no modelo de validação.

A região delimitada pelos eixos A e D e as linhas 4 e 7, próxima aos pilares removidos, recebeu atenção especial em sua modelagem. De modo similar ao adotado pelos autores, optou-se por empregar elementos do tipo *beam-column* com quatro FPHs ao longo do seu comprimento ao invés de fazer uso de elementos *four node shell* na região crítica. A seção retangular desses elementos no modelo de validação foi de 120x15cm, obtida por meio de estimativas da planta analítica (Figura 4.3). A rigidez torsional desses membros foi reduzida pela metade.

Os primeiros resultados confrontados foram os de deslocamento vertical dos nós A6 e B6. Notou-se que a deflexão máxima, que ocorre aos 0,19s (Figura 4.4), foi maior do que a obtida pelo modelo de Sasani *et al.* [12] em análise similar, sendo cerca de 15% maior (Tabela 4.3). A dissipação de energia por parte do sistema de validação ocorreu de modo semelhante à do modelo de referência, com ponto de máximo ocorrendo quase ao mesmo tempo e convergindo tão rapidamente quanto para o ponto de estabilização.

Tabela 4.3 – Variação do deslocamento vertical nos nós A6 e B6

Deslocamento Máximo (mm)			
Nó	Modelo		Variação (%)
	Sasani <i>et al.</i> (2011)	Validação	
A6	66	75,1	13,79%
B6	46	52,9	15,00%

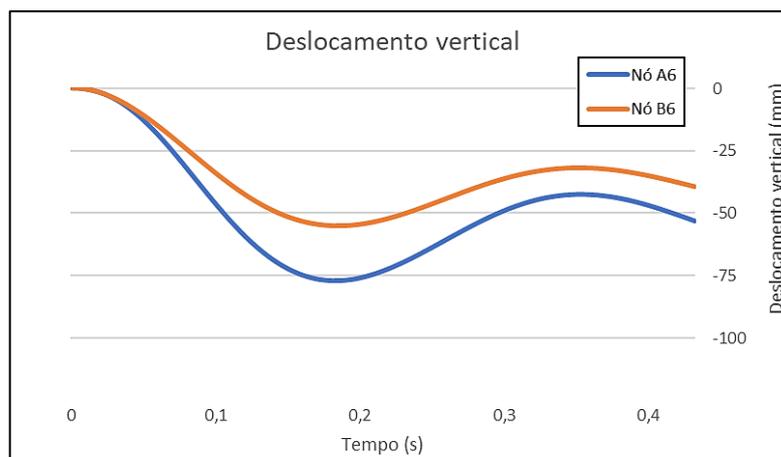


Figura 4.4 – Deslocamento vertical do modelo de validação

Outros dados comparados entre os modelos foram os momentos fletores máximos positivos e negativos. Os resultados foram obtidos no trecho compreendido entre as linhas 7 e 6 do eixo B (Tabela 4.4), apresentando maior variação nos momentos positivos. O comportamento mostrou-se similar ao do modelo de referência (Figuras 5.11).

Tabela 4.4 – Comparativo entre momentos fletores no eixo B

Comparativo entre momentos fletores - Eixo B			
Instante	Validação (kNm)	Sasani <i>et al.</i> (2011) (kNm)	Variação
0,00 s	-1482,15	-1350	8,9%
0,19 s	-12558,41	-14000	-11,5%
	9974,47	12000	-16,9%
Final	-9110,13	-9300	-2,1%
	7907,42	10600	-25,4%

Foram comparadas as cargas axiais nos pilares. Para esse fim, observou-se os valores desses carregamentos nos modelos antes e após a remoção dos membros de suporte. Os resultados foram similares aos obtidos pela referência (Tabela 4.5). Confrontou-se também a variação das cargas antes e após o dano em cada um dos modelos (Tabela 4.6), que indicou um comportamento de redistribuição de esforços semelhante em ambos.

Tabela 4.5 – Comparativo entre as cargas axiais antes e após o dano

Pilar	Variação das cargas axiais em pilares					
	Antes do dano (kN)			Após o dano (kN)		
	Sasani <i>et al.</i> (2011)	Validação	Variação	Sasani <i>et al.</i> (2011)	Validação	Variação
A7	-930	-1097,90	-18,05%	-3470	-3775,44	-8,80%
A8	-1070	-1026,25	4,09%	-90	-109,61	-21,79%
B7	-4180	-4720,62	-12,93%	-9240	-9222,25	0,19%
B8	-4360	-4304,79	1,27%	-3380	-2933,99	13,20%

Tabela 4.6 – Variação das cargas axiais em pilares de cada modelo

Variação das cargas axiais em pilares de cada modelo						
Pilar	Sasani (2011)			Validação		
	Antes do dano	Máximo após o dano (kN)	Variação	Antes do dano	Máximo após o dano (kN)	Variação
A7	-930	-3470	-273,12%	-1097,90	-3775,44	-243,88%
A8	-1070	-90	91,59%	-1026,25	-109,61	89,32%
B7	-4180	-9240	-121,05%	-4720,62	-9222,25	-95,36%
B8	-4360	-3380	22,48%	-4304,79	-2933,99	31,84%

Os resultados obtidos foram satisfatórios e estão dentro de uma margem aceitável, tendo em vista a complexidade do problema. A escassez de determinadas informações relativas à modelagem foi ponto chave para o distanciamento presente entre o modelo de validação e o de referência. Os resultados expostos na Tabela 4.6 mostram um comportamento bastante semelhante no que diz respeito à redistribuição de esforços pela estrutura de validação após a remoção dos pilares.

4.2. Análise do segundo modelo de referência

Sasani *et al.* [11] realizaram análises experimentais e numéricas a fim de avaliar o comportamento de uma estrutura sujeita à perda de um dos seus pilares. O artigo apresentou resultados de uma análise dinâmica não linear que comprovaram a robustez do edifício em questão, que foi capaz de apresentar bom comportamento quanto ao colapso progressivo.

O *Baptist Memorial Hospital* era um edifício de concreto armado com vinte andares (Figura 4.5). O arranjo estrutural do prédio era composto por lajes, vigas e pilares sem a presença de descontinuidades, como pode ser visto em planta (Figura 4.6). As seções transversais apresentadas por vigas e pilares seguem o que está descrito na Tabela 4.7 enquanto as características físicas estão presentes na Tabela 4.8. Duas espessuras de laje foram empregadas no modelo, enquanto no hall a espessura foi de 17,8cm as demais tiveram 15,2cm.



Figura 4.5 – Baptist Memorial Hospital (Sasani et al., 2010)

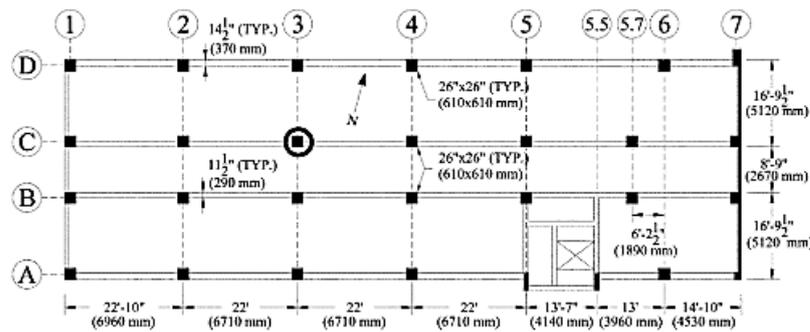


Figura 4.6 – Planta baixa do primeiro pavimento [11]

Tabela 4.7 – Seções transversais dos membros do modelo

Características geométrias de vigas e pilares			
Andar	Elemento	Altura (cm)	Largura (cm)
1° ao 3°	Viga longitudinal de bordo	56	37
	Viga longitudinal interna	56	29
4°	Viga longitudinal de bordo	91	37
	Viga longitudinal interna	91	29
5° ao 20°	Viga longitudinal de bordo	51	37
	Viga longitudinal interna	51	29
-	Pilar	61	61

Tabela 4.8 – Características físicas dos materiais do modelo

Características físicas dos materiais			
Material	fck (MPa)	fy (MPa)	E (MPa)
Concreto	28	-	25100
Aço	-	448	200000

Utilizou-se dois tipos de elementos para discretizar a estrutura em questão. Enquanto as vigas e pilares contaram com elementos do tipo *beam-column*, as lajes foram modeladas com elementos do tipo *four node shell*. A não linearidade física dos membros foi obtida adicionando *plastic hinges* nas extremidades de vigas e pilares. Utilizou-se amortecimento proporcional de 5% nas duas primeiras frequências naturais do modelo.

A presença ou não da alvenaria e de *drywalls* em certos andares do modelo foi um dos questionamentos que surgiram durante a construção do modelo. Tendo em vista a contribuição de elementos não estruturais no comportamento global da estrutura, ponto discutido previamente no trabalho, optou-se por modelar apenas os trechos com alvenaria de blocos cerâmicos, seguindo as descrições apresentadas por cortes esquemáticos no trabalho. A discretização dos trechos foi feita com elementos iguais aos empregados nas lajes e com a malha

de mesmo tamanho. Foram adotados um módulo de elasticidade (E) de 4440 MPa e um coeficiente de Poisson (ν) de 0,19 para o material da alvenaria.

O deslocamento vertical dos nós imediatamente acima do pilar removido foi comparado entre os modelos. Os resultados obtidos pelo modelo de validação foram similares aos obtidos inicialmente pelos autores (Tabela 4.9), não variando mais do que 7,8% no pico e 13,3% permanentemente. A resposta do deslocamento vertical converge rapidamente para a estabilização (Figura 4.7).

Tabela 4.9 – Deslocamento vertical dos nós acima do elemento removido

Andar	Máximo (mm)			Permanente (mm)		
	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Diferença	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Diferença
2º	12,40	11,90	-4,03%	10,30	8,93	-13,30%
7º	7,90	8,52	7,85%	5,90	6,51	10,34%

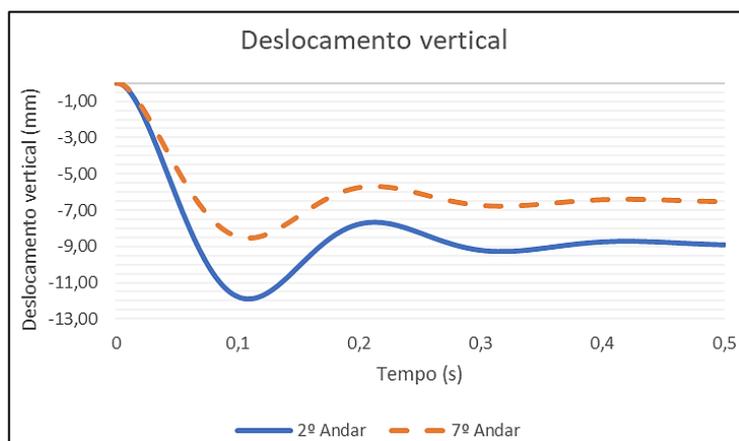


Figura 4.7 – Deslocamento vertical dos nós do 2º e 7º andares

Foram confrontados os resultados de cargas axiais em pilares. Notou-se um aumento nos carregamentos suportados pelos membros adjacentes à região diretamente afetada, onde foi removida a coluna (Tabela 4.10). A variação percentual entre as cargas final e inicial em cada pilar foi obtido. Os resultados obtidos estiveram dentro de uma margem aceitável.

Tabela 4.10 – Deslocamento vertical dos nós acima do elemento removido

Modelo	Variação da na carga axial de pilares no modelo (kN)							
	C2		C3		C4		B3	
	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação	Sasani <i>et al.</i> (2010)	Validação
Inicial	3425	3167	3350	3340	3222	3219	3355	3351
Final	4066	4044	422	415	3800	4120	4208	4031
Diferença (kN)	641,00	877,00	-2928,00	-2925,00	578,00	901,00	853,00	680,00
Variação	15,76%	21,69%	-693,84%	-704,82%	15,21%	21,87%	20,27%	16,87%

4.3. Análises do modelo proposto

4.3.1. Análise estática linear (AEL)

Seguindo o roteiro previsto na metodologia, deu-se início ao estudo do modelo por meio da análise estática linear. A estrutura foi submetida a três possíveis cenários de perda de pilar (Figura 4.8), selecionados de acordo com os critérios apresentados na norma GSA (2016).

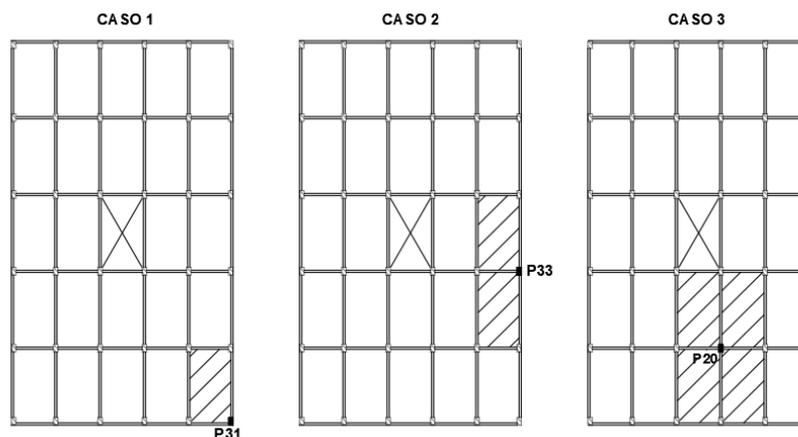


Figura 4.8 – Pilares removidos na análise

Nesta primeira etapa da análise foi empregado um fator de amplificação dinâmica (Ω_{LD}) igual a 2. Conduziu-se inicialmente uma análise de sensibilidade de malha a fim de verificar o seu impacto nos resultados. Para esse fim escolheu-se o modelo do caso 1 e variou-se as dimensões dos elementos presentes nas lajes e vigas. No total, quatro análises foram realizadas e foi comparado ao final os valores de momentos fletores no trecho próximo ao pilar removido nas vigas primárias (Tabela 4.11).

Tabela 4.11 – Sensibilidade do momento fletor no caso 1

Sensibilidade do momento fletor (kNm)					
Caso	Elemento	Tamanho da malha			
		100 cm	75 cm	50 cm	30 cm
1	V6	169,75	170,18	170,15	170,90
		-482,76	-482,12	-481,65	-480,90
	V7	336,69	336,11	335,93	335,67
		-524,36	-523,54	-522,96	-522,10

Notou-se uma pequena mudança no momento fletor conforme a malha foi reduzida. Os resultados não variaram mais do que 1% quando comparados os momentos fletores do modelo com maior dimensão de elemento em relação ao de menor, indicando uma rápida convergência.

Deste modo, foram conduzidas as demais análises desta etapa com modelos cuja malha tem elementos com no máximo 30cm de comprimento.

Foi realizada uma análise de convergência entre os resultados obtidos com duas formas distintas de discretização da laje na região crítica do caso 1. Formam confrontados os deslocamentos verticais (Tabela 4.12) e os momentos fletores das vigas primárias do modelo (Tabela 4.13). Devido a variação pequena entre os resultados, optou-se por conduzir as análises dos demais casos com a discretização das lajes com elementos do tipo *shell*.

Tabela 4.12 – Sensibilidade do deslocamento conforme discretização

Deslocamento vertical (m)				
Caso	Nó	Elemento empregado na laje		Diferença
		<i>Shell</i>	<i>Beam</i>	
1	3	-0,0245	-0,0282	13,12%
	427	-0,0253	-0,0289	12,46%

Tabela 4.13 – Sensibilidade do momento fletor na análise estática linear

Momento fletor (kNm)				
Caso	Viga	Elemento empregado na laje		Diferença
		<i>Shell</i>	<i>Beam</i>	
1	V6	191,96	199,04	3,56%
		-524,76	-549,95	4,58%
	V7	393,19	404,45	2,78%
		-594,58	-610,71	2,64%

Dentre os requisitos a serem atendidos pela estrutura em qualquer um dos três cenários destaca-se o DCR. O fator demanda-capacidade é calculado conforme a eq. (2.4) e deve ser maior que 1 nos elementos primários. Considerando que a seção das vigas trabalha nos domínios 2 e 3, Carvalho *et al.* (2015) propõe que o momento fletor máximo resistente (M_r) seja obtido por meio da eq. (4.1).

$$M_r = A_s \times f_{yd}(d - 0,4x) \quad (4.1)$$

onde A_s é a área de aço da seção transversal, f_{yd} é a resistência de projeto de escoamento do aço, d é a altura útil da seção transversal da viga e x é a posição relativa da linha neutra, descrita pela eq. (4.2).

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,68 \times b_w \times f_{cd}} \quad (4.2)$$

onde b_w é a largura da seção transversal da viga e f_{cd} é a resistência de projeto à compressão do concreto.

As relações demanda-capacidade (DCRs) para as vigas foram obtidas após a condução das análises nos diferentes cenários. Os momentos fletores de cálculo (M_d) observados excederam a capacidade resistente apresentada pelos membros em questão (Tabela 4.14). Notou-se um significativo aumento nos momentos fletores nas regiões próximas aos pilares removidos.

Tabela 4.14 – Momentos solicitantes e RDCs observados na AEL

Momentos fletores e relação RDC				
Caso	Viga	Md (kNm)	Mr (kNm)	RDC
1	V6	191,96	76,92	2,50
		-524,76	116,77	4,49
	V7	393,19	60,01	6,55
		-594,58	94,46	6,29
2	V6	310,06	76,92	4,03
		-636,07	116,77	5,45
	V9	487,02	60,54	8,05
		-776,18	146,34	5,30
3	V4	242,28	138,05	1,76
		-648,69	138,05	4,70
	V8	802,59	146,34	5,48
		-775,42	146,34	5,30

Os limites de DCR também devem ser observados para os pilares. Considerando que os pilares tenham baixo índice de esbeltez e que possuam uma carga relativamente centrada, o carregamento axial resistente (N_r) pode ser obtido pela eq. (4.3).

$$N_r = \frac{(0,85 \times f_{cd} \times A_c) + A_s \times \sigma_s}{1,4 \times \left(1 + \frac{6}{h_p}\right)} \quad (4.3)$$

onde A_c é a área de concreto presente na seção transversal, f_{cd} é a resistência de projeto à compressão do concreto, σ_s é a tensão no aço para uma deformação específica de 2mm/m e h_p é o menor lado da seção transversal do pilar.

Assim como aconteceu com as vigas, os valores obtidos de DCRs nos pilares ficaram acima do limite tolerável. Os resultados da análise estática linear (AEL) apontam para uma

ruptura dos pilares adjacentes à região crítica (Tabela 4.15), uma vez que a relação demanda-capacidade ficou acima de 1.

Tabela 4.15– Cargas axiais e DCRs observados nos pilares na AEL

Cargas axiais e DCRs em pilares				
Caso	Pilar	Nd (kN)	Nr (kN)	DCR
1	P25	6344,77		1,31
	P26	6364,48	4854,05	1,31
	P32	5530,56		1,14
2	P26	6636,36		1,37
	P27	9197,92		1,89
	P28	6678,60	4854,05	1,38
	P32	5951,59		1,23
	P34	5996,87		1,24
3	P14	8996,14		1,85
	P19	5288,76	4854,05	1,09
	P21	6818,56		1,40
	P26	8730,26		1,80

4.3.2. Análise estática não linear (AENL)

O fator de amplificação dinâmica (Ω_N) empregado nessa etapa foi o primeiro ponto a ser obtido. Para tal, utilizaram-se as características inerentes a viga longitudinal de bordo do modelo estudado e equações fornecidas pela norma GSA (2016). O valor de Ω_N é dado pela eq. (4.4).

$$\Omega_N = 1,04 + \frac{0,45}{\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0,48} \quad (4.4)$$

onde θ_{pra} é o ângulo de rotação plástica, θ_y é o ângulo de rotação de escoamento. Ambos são obtidos na norma GSA [3] e variam conforme a taxa de aço das vigas. Para o modelo em questão, o fator de amplificação calculado foi de 1.33, cerca de 30% menor do que o aplicado na etapa anterior da análise.

As rótulas plásticas inseridas no modelo são responsáveis por conferir o comportamento não linear ao membro. Como citado anteriormente, as rótulas do tipo FPH, quando corretamente inseridas, podem simular a perda de rigidez ao longo do elemento, sendo assim, realizou-se uma análise de sensibilidade do modelo quanto à quantidade de rótulas inseridas em cada trecho no modelo do caso 1. Empregou-se então um número crescente de rótulas em vigas e pilares e analisou-se o deslocamento vertical do nó imediatamente acima ao pilar removido (Tabela 4.16) e os momentos fletores nas vigas primárias (Tabela 4.17).

Tabela 4.16 – Sensibilidade quanto à presença de rótulas do deslocamento vertical

Sensibilidade do deslocamento vertical quanto a rótulas plásticas		
Rótulas plásticas p/ membro	Nó	Deslocamento vertical (mm)
2	3	-21,90
3		-22,00
4		-21,90

Tabela 4.17 – Sensibilidade do momento fletor quanto à presença de rótulas

Sensibilidade do momento fletor quanto a rótulas plásticas		
Rótulas plásticas	Vigas	Momentos fletores (kNm)
2	V6	-257,18 117,80
	V7	-268,93 178,65
3	V6	-256,30 109,72
	V7	-270,30 178,48
4	V6	-256,38 103,11
	V7	-269,56 167,25

A sensibilidade do modelo quanto à discretização empregada também foi avaliada. Para esse fim, modelou-se a laje da região crítica do caso 1 com elementos do tipo *beam* e *shell*. Por fim, os resultados de deslocamento vertical (Tabela 4.18) e momento fletor (Tabela 4.19) foram confrontados.

Tabela 4.18 – Sensibilidade do deslocamento vertical quanto à discretização

Deslocamento vertical (m)				
Caso	Nó	Elemento empregado na laje		Variação
		<i>Shell</i>	<i>Beam</i>	
1	3	-0,0235	-0,0228	-3,07%
	427	-0,0240	-0,0226	-6,19%

Tabela 4.19 – Sensibilidade do momento fletor quanto à presença de rótulas plásticas na AENL

Momento fletor (kNm)				
Caso	Viga	Elemento empregado na laje		Variação
		<i>Shell</i>	<i>Beam</i>	
1	V6	-256,38	-234,80	-9,19%
		103,11	103,63	0,50%
	V7	-269,56	-233,21	-15,59%
		167,25	125,40	-33,37%

A margem entre os resultados obtidos sugere certa insensibilidade do modelo em relação aos parâmetros que foram modificados. Adotou-se então para os modelos da análise estática não linear: três rótulas plásticas por elemento e uma discretização com elementos do tipo *shell* nas lajes, com dimensões iguais às da etapa anterior.

Uma vez definidos os parâmetros adotados para a análise estática não linear (AENL), os resultados dos três cenários propostos foram obtidos. As relações demanda-capacidade (DCRs) foram obtidas para as vigas primárias sujeitas à flexão (Tabela 4.20) e para os pilares sujeitos à carga axial (Tabela 4.21).

Tabela 4.20 – Momentos fletores das vigas primárias na AENL

Monento fletor - AENL				
Caso	Viga	Md (kNm)	Mr (kNm)	RDC
1	V6	-256,38	76,92	3,33
		103,11	116,77	0,88
	V7	-269,56	60,01	4,49
		167,25	94,46	1,77
2	V6	-425,48	76,92	5,53
		191,91	116,77	1,64
	V9	-509,47	60,54	8,42
		147,81	146,34	1,01
3	V4	-326,45	138,05	2,36
		132,56	138,05	0,96
	V8	-341,27	146,34	2,33
		270,82	146,34	1,85

Tabela 4.21 – Cargas axiais e RDCs em pilares na AENL

Cargas axiais nos pilares - AENL				
Caso	Pilar	Nd (kN)	Nr (kN)	RDC
1	P25	4911,97		1,01
	P26	5102,61	4854,05	1,05
	P32	4321,53		0,89
2	P26	5304,78		1,09
	P27	7182,25		1,48
	P28	5333,82	4854,05	1,10
	P32	4637,27		0,96
	P34	4693,04		0,97
3	P14	6943,14		1,43
	P19	4961,14	4854,05	1,02
	P21	5324,97		1,10
	P26	6740,09		1,39

Por fim, notou-se que, ao contrário do que aconteceu na etapa anterior, diversos membros atenderam ao critério dos RDCs. Tal efeito ocorreu por conta da mudança do fator de

amplificação dinâmica empregado, que é menor conservador em relação ao da etapa anterior. Ainda assim, muitos elementos ainda não atenderam ao critério da GSA (2016), o que demandaria uma mudança em suas características físicas caso as análises fossem interrompidas nessa etapa.

4.3.3. Análise dinâmica linear (ADL)

O procedimento de análise teve sequência com a sua etapa dinâmica. A análise dinâmica linear (ADL) foi realizada para os três casos listados inicialmente propostos. Empregou-se um amortecimento proporcional igual a 5% nas duas primeiras frequências de vibração da estrutura. Utilizou-se o mesmo tamanho de malha bem sucedido na etapa estática das análises, ou seja, elementos com 30cm de dimensão máxima. A combinação de ações aqui empregada não foi majorada pelo fator de amplificação dinâmica.

A etapa teve início com uma análise de sensibilidade do modelo quanto a determinados parâmetros. A solução do problema é obtida por meio da eq. (4.9), deste modo, a qualidade do resultado está intimamente ligada ao tamanho do incremento de tempo (Δ_t) utilizado. Foram empregados três passos (0,1s, 0,01s e 0,001s) e avaliou-se ao final o deslocamento vertical do nó 3 do modelo 1 nessas diferentes situações, além dos momentos fletores nas vigas primárias a ele conectadas (V6 e V7). A diferença entre os resultados de deslocamento máximo obtidos foi pequena, variando não mais do que 1%. A tabela 4.22 traz os resultados de deslocamentos em seu pico e no ponto de estabilidade (0,7s). Notou-se que o maior incremento (0,1s) é incapaz de traçar de modo fiel a trajetória vertical do nó 3 após a remoção da coluna imediatamente abaixo.

Tabela 4.22 – Deslocamentos verticais máximos e finais para cada incremento de tempo

Deslocamentos verticais máximos e finais para cada incremento de tempo		
Incremento (s)	Deslocamento vertical máximo (mm)	Deslocamento vertical final (mm)
0,1	-28,87	-27,90
0,01	-29,57	-18,15
0,001	-29,63	-18,21

Os momentos fletores nas vigas primárias foram comparados, no instante de máximo deslocamento vertical, para cada incremento de tempo adotado. A Tabela 4.23 apresenta os momentos positivos e negativos máximos apresentados pelos membros em questão. Notou-se que os resultados obtidos pelos dois últimos incrementos de tempo não destoaram

significativamente e confirmaram que o maior entre os três (0,1s) não reproduz fielmente o comportamento da estrutura, conforme observado nos resultados.

Os resultados mostraram uma pequena disparidade entre os deslocamentos verticais e momentos fletores do modelo com incrementos de 0,01s e 0,001s. Optou-se ao final por prosseguir as análises dinâmicas com o menor incremento entre os três propostos inicialmente.

Tabela 4.23 – Momentos fletores máximos para cada incremento de tempo

Momentos fletores nas vigas primárias conforme incremento de tempo		
Viga	Incremento (s)	Momento máximo (kNm)
V6	0,1	-445,97
		180,24
	0,01	-463,83
		189,04
	0,001	-464,23
		188,83
V7	0,1	-543,36
		370,30
	0,01	-568,43
		383,87
	0,001	569,10
		384,77

O método empregado para a resolução da equação que rege o problema foi o Hilber-Hughes-Taylor alpha. O parâmetro alfa (α), introduzido para reduzir possíveis ruídos de frequências naturais mais elevadas no resultado final, varia entre 0 e -1/3. Deste modo, analisou-se a sensibilidade do modelo dinâmico linear do caso 1 com três valores para α : 0, -0,15 e -0,3. O deslocamento vertical ao longo do tempo para as três situações propostas apresentou comportamento similar. Os deslocamentos verticais máximos e permanentes variaram pouco entre si. Os valores apresentados na Tabela 4.24 mostram que os modos de vibração mais altos têm pouca interferência para a estrutura em questão. Deste modo, optou-se por prosseguir com as análises dos casos 2 e 3 com o parâmetro alfa igual a 0.

Tabela 4.24 – Deslocamentos verticais máximos para cada α adotado

Deslocamentos verticais máximos e finais para cada		
α	Deslocamento vertical máximo (mm)	Deslocamento vertical final (mm)
0,00	-29,63	-18,21
-0,15	-29,35	-18,26
-0,30	-29,08	-18,30

Uma vez definidos os valores dos parâmetros sensíveis a serem empregados nos modelos, deu-se início às análises dos três casos. O primeiro resultado colhido foi referente aos deslocamentos verticais dos nós imediatamente acima dos pilares removidos (Figura 4.9). As maiores deflexões foram observadas no caso 2, tanto no momento de pico quanto após a estabilização, como mostra a Tabela 4.25.

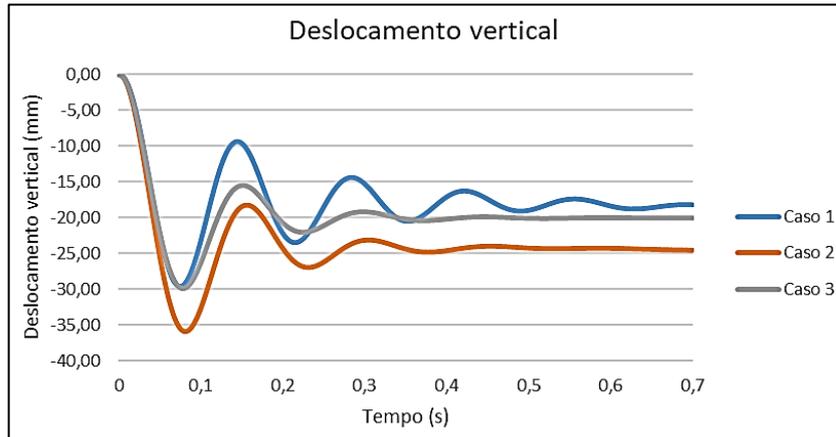


Figura 4.9 – Deslocamento vertical dos três casos na ADL

Tabela 4.25 – Deslocamentos verticais na ADL

Deslocamentos verticais máximos e finais para cada caso			
Caso	Nó	Deslocamento vertical máximo (mm)	Deslocamento vertical final (mm)
1	3	-29,63	18,21
2	39	-35,93	-24,56
3	27	-29,87	-20,02

Em um segundo momento, foram analisados os momentos fletores apresentados pelas vigas primárias de cada caso. Os momentos fletores iniciais, obtidos com a estrutura completa, são significativamente menores que os apresentados por ela no momento de deslocamento vertical máximo e após a estabilização, como mostra a Tabela 4.26. Os esforços aos quais as vigas estão sujeitas no instante de pico fizeram com que os DCRs não fossem atendidos (Tabela 4.27), deste modo, medidas devem ser tomadas ainda na fase de projeto para atender aos requisitos da GSA (2016) quanto ao colapso progressivo da estrutura.

Tabela 4.26 – Momentos fletores observados na ADL

Momentos fletores máximos e permanentes na ADL				
Caso	Viga	Momento fletor inicial (kNm)	Momento fletor máximo (kNm)	Momento fletor permanente (kNm)
1	V6	65,47	185,06	111,74
	V7	-111,12	-460,31	-299,07
2	V6	25,17	380,96	215,59
	V9	-312,40	-563,78	-334,09
3	V6	65,47	318,84	208,34
	V9	-111,12	-580,73	-411,41
3	V4	104,09	288,01	173,60
	V8	-181,67	-616,78	-430,63
3	V4	31,31	787,58	515,51
	V8	-56,15	-736,12	495,84

Tabela 4.27 – Momentos fletores e DCRs na ADL

Momentos fletores e relação RDC				
Caso	Viga	Md (kNm)	Mr (kNm)	RDC
1	V6	185,06	76,92	2,41
	V7	-460,31	116,77	3,94
2	V6	380,96	60,01	6,35
	V9	-563,78	94,46	5,97
2	V6	318,84	76,92	4,15
	V9	-580,73	116,70	4,98
3	V4	483,43	60,54	7,99
	V8	-715,43	146,34	4,89
3	V4	288,01	138,05	2,09
	V8	-616,78	138,05	4,47
3	V4	787,58	146,34	5,38
	V8	-736,12	146,34	5,03

Por fim, os esforços axiais dos pilares adjacentes à região crítica foram avaliados. Os maiores valores puderam ser observados nos casos 2 e 3 (Tabela 4.28) no instante de máximo deslocamento vertical. Assim como ocorreu nas vigas, os pilares também não exibiram comportamento satisfatório quanto ao colapso progressivo (Tabela 4.29), carecendo de ajustes para atender aos requisitos normativos.

Tabela 4.28 – Cargas axiais observadas na ADL

Cargas axiais nos pilares - ADL				
Caso	Pilar	Antes do dano (kN)	Após o dano	
			Máximo (kN)	Permanente (kN)
1	P25	-2893,76	-6518,27	-4287,34
	P26	-4385,43	-6804,65	-4487,16
	P32	-3291,62	-5573,63	-3848,67
2	P26	-4385,43	-6950,38	-5228,75
	P27	-4414,29	-9863,88	-6998,68
	P28	-4410,40	-7048,35	-5260,39
	P32	-3291,62	-5969,83	-4584,74
	P34	-3336,47	-6074,12	-4638,45
3	P14	-4564,84	-9700,54	-6802,10
	P19	-3019,75	-3884,22	-5102,31
	P21	-4179,76	-7229,48	-5209,38
	P26	-4385,43	-9242,28	-6595,44

Tabela 4.29 – Cargas axiais e DCRs na ADL

Cargas axiais e DCRs em pilares - ADL				
Caso	Pilar	Nd (kN)	Nr (kN)	DCR
1	P25	-6518,27		1,34
	P26	-6804,65	4854,05	1,40
	P32	-5573,63		1,15
2	P26	-6950,38		1,43
	P27	-9863,88		2,03
	P28	-7048,35	4854,05	1,45
	P32	-5969,83		1,23
	P34	-6074,12		1,25
3	P14	-9700,54		2,00
	P19	-3884,22	4854,05	0,80
	P21	-7229,48		1,49
	P26	-9242,28		1,90

4.3.4. Análise dinâmica não linear (ADNL)

Mesmo sem previsão por norma, a etapa anterior da análise proporcionou um ganho significativo de produtividade ao contribuir para a calibração dos parâmetros sensíveis. A presença das rótulas plásticas do tipo FPH ao longo dos elementos do tipo *beam-column* é a principal diferença entre os modelos das análises dinâmica linear e dinâmica não linear (ADNL).

O deslocamento vertical dos nós 3, 39 e 27 ao longo do tempo foi o primeiro resultado obtido nesta etapa. Conforme pôde-se observar nos valores apresentados pela Tabela 4.30, os maiores deslocamentos máximo e permanente foram atingidos pelo nó 39, no caso 2. A dissipação de energia pelo sistema ocorreu de modo similar nos três casos estudados, conforme demonstrado na Figura 4.10.

Tabela 4.30 – Deslocamentos verticais máximos e permanentes na ADNL

Deslocamentos verticais máximos e finais para cada caso - ADNL				
Caso	Nó	Deslocamento vertical máximo (mm)	Deslocamento vertical final (mm)	
1	3	-26,19	-19,69	
2	39	-32,14	-22,94	
3	27	-26,26	-17,95	

Os momentos fletores nas vigas primárias foram objeto de análise em um segundo momento. Os maiores valores foram observados na viga V8 no caso 3, como mostra a Tabela 4.31. As DCRs não foram atingidas pelas vigas em nenhum dos três cenários observados (Tabela 4.32), demandando intervenção para que possam atender aos requisitos normativos.

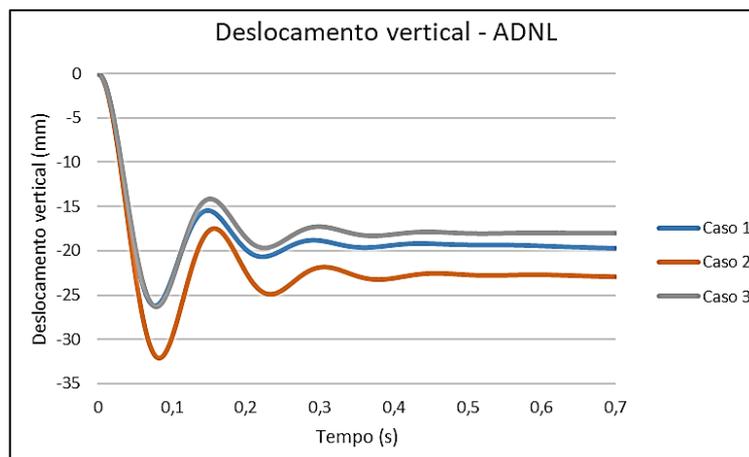


Figura 4.10 – Deslocamento vertical dos três casos na ADNL

Tabela 4.31 – Momentos fletores observados na ADNL

Momentos fletores máximos e permanentes na ADNL				
Caso	Viga	Momento fletor inicial (kNm)	Momento fletor máximo (kNm)	Momento fletor permanente (kNm)
1	V6	-111,12 65,47	-289,17 126,01	-213,09 84,05
	V7	-32,83 25,17	-312,4 182,75	-198,25 81,8
2	V6	-111,12 65,47	-365,54 196,78	-237,03 101,51
	V9	-58,58 45,46	-429,69 241,22	-243,86 85,09
3	V4	-181,67 104,09	-394,67 175,48	-256,61 112,21
	V8	-56,155 31,31	-713,21 793,39	-476,19 520,89

Tabela 4.32 – Momentos fletores e RDCs na ADNL

Momentos fletores e RDCs - ADNL				
Case	Beam	Md (kNm)	Mr (kNm)	DCR
1	V6	126,01	76,92	1,64
		-289,17	116,77	2,48
1	V7	182,75	60,01	3,05
		-312,40	94,46	3,31
2	V6	196,78	76,92	2,56
		-312,4	116,77	2,68
2	V9	241,22	60,54	3,98
		-429,69	146,34	2,94
3	V4	175,48	138,05	1,27
		-394,67	138,05	2,86
3	V8	793,39	146,34	5,42
		-713,21	146,34	4,87

Por fim, as cargas axiais presentes nos pilares foram obtidas para as situações propostas em momentos distintos da análise. Conforme dados da Tabela 4.34, as maiores ações após a

perda do membro de suporte puderam ser observadas no pilar P27 no caso 2. A redistribuição de esforços pela estrutura pôde ser observada pelo aumento da carga suportada pelas colunas antes e após o dano. As RDCs, assim como nas vigas, não foram atendidas pela maioria dos elementos carregados de modo axial (Tabela 4.35).

Os resultados acabaram cumprindo com o papel esperado de validação mútua. Os valores permaneceram dentro de uma margem pequena, desde a análise mais simples (AEL) até a mais rebuscada (ADNL), não variando mais do que 7,97% para os momentos fletores em vigas e 7,54% dentre as cargas axiais nos pilares.

Tabela 4.34 – Cargas axiais nos pilares na ADNL

Cargas axiais em pilares - ADNL				
Caso	Pilar	Antes do dano (kNm)	Após o dano	
			Maximo (kNm)	Permanente (kNm)
1	P25	-2893,76	-5732,79	-4288,54
	P26	-4385,43	-6082,73	-4489,28
	P32	-3291,62	-5037,96	-3863,63
2	P26	-4385,43	-6109,92	-4632,34
	P27	-4414,29	-8504,12	-5997,43
	P28	-4410,40	-6201,04	-4664,44
	P32	-3291,62	-5124,35	-4009,81
	P34	-3336,47	-5285,02	-4051,88
3	P14	-4564,84	-8464,89	-5952,82
	P19	-3019,75	-3413,79	-4457,87
	P21	-4179,76	-4557,37	-6299,83
	P26	-4385,43	-8069,79	-5782,17

Tabela 4.35 – Cargas axiais máximas e DCRs na ADNL

RDCs nos pilares - ADNL				
Caso	Pilar	Nd (kN)	Nr (kN)	RDC
1	P25	-5732,79		1,18
	P26	-6082,73	4854,05	1,25
	P32	-5037,96		1,04
2	P26	-6109,92		1,26
	P27	-8504,12		1,75
	P28	-6201,04	4854,05	1,28
	P32	-5124,35		1,06
	P34	-5285,02		1,09
3	P14	-8464,89		1,74
	P19	-3413,79		0,70
	P21	-4557,37	4854,05	0,94
	P26	-8069,79		1,66

4.3.5. Adequação de vigas e pilares

Ao analisar as relações demanda-capacidade (RDCs), tanto para vigas quanto pilares, notou-se que eles não atendiam aos requisitos normativos mínimos. Para atingirem o critério de aceitabilidade então efetuou-se modificações nesses elementos. Três fatores principais surgiram

como alternativa para incrementar a resistência dos membros aos novos esforços após a perda do pilar, foram eles: o aumento da área da seção transversal do elemento, o aumento da taxa de armadura e o aumento da resistência à compressão do concreto empregado.

Os resultados mais realistas, provenientes da análise dinâmica não linear, foram empregados na análise da adequação de vigas e pilares. Os momentos fletores nas vigas e cargas axiais nos pilares nos instantes de pico de deslocamento em cada um dos casos foram adotados nessa etapa. O aumento da seção transversal e da resistência à compressão do concreto mostraram-se as adequações mais efetivas para pilares. A área de concreto presente na seção transversal inicial dos pilares era de 2800 cm², ampliou-se então as dimensões para 85x50cm (4250 cm²). Incrementou-se de 30 para 40 MPa a resistência à compressão do concreto utilizado nos pilotis da estrutura. Tais alterações foram responsáveis por fazer com que os pilares resistissem aos novos esforços (Tabela 4.36). A estimativa da carga axial resistente do pilar seguiu a eq. (4.3) e suas hipóteses.

O aumento na área de aço presente na seção transversal das vigas foi a principal mudança para que os requisitos normativos fossem atendidos (Tabela 4.37). O incremento de altura na seção transversal foi necessário apenas na viga V8, a mais solicitada em todos os 3 casos analisados, que passou de 60 para 80 cm de altura. A taxa de armadura passou de 0,55% para 3,75% na viga V8, sendo esse o maior incremento de aço dentre as vigas analisadas (Tabela 4.38), ainda assim, respeitou-se o limite normativo de armadura máxima permitida. Utilizou-se a eq. (6.1) para estimar o momento resistente das vigas.

Tabela 4.36 – Cargas axiais de cálculo e RDCs corrigidas

RDCs nos pilares - ADNL				
Case	Column	Nd (kN)	Nr (kN)	DCR
1	P25	-5732,79		0,66
	P26	-6082,73	8682,22	0,70
	P32	-5037,96		0,58
2	P26	-6109,92		0,70
	P27	-8504,12		0,98
	P28	-6201,04	8682,22	0,71
	P32	-5124,35		0,59
	P34	-5285,02		0,61
3	P14	-8464,89		0,97
	P19	-3413,79	8682,22	0,39
	P21	-4557,37		0,52
	P26	-8069,79		0,93

A busca pelo equilíbrio nas ações tomadas para a adequação da estrutura é fundamental para que o projeto continue cumprindo com o que dele se espera. O aumento da seção transversal, apesar de bastante efetivo, deve ser feito em consonância com a arquitetura em

questão. Em contrapartida, o incremento da taxa de aço e da resistência do concreto empregado pode subir significativamente o custo da estrutura em questão.

Tabela 4.37 – Momentos fletores de cálculo e RDCs corrigidas

Momentos fletores e RDCs - ADNL				
Caso	Viga	Md (kNm)	Mr (kNm)	RDC
1	V6	126,01	220,58	0,57
		-289,17	328,01	0,88
	V7	182,75	195,84	0,93
		-312,40	328,01	0,95
2	V6	196,78	220,58	0,89
		-312,4	328,01	0,95
	V9	241,22	260,99	0,92
		-429,69	447,26	0,96
3	V4	175,48	179,92	0,98
		-394,67	408,22	0,97
	V8	793,39	838,46	0,95
		-713,21	838,46	0,85

Tabela 4.38 – Taxas de armaduras iniciais e corrigidas em vigas

Taxas de armadura em vigas					
Viga	Ac	As (inicial)	ρ (inicial)	As (corrigida)	ρ (corrigida)
V6	1200	8,23	0,69%	26,00	2,17%
V7	1200	6,50	0,54%	24,75	2,06%
V9	1200	8,80	0,73%	36,00	3,00%
V4	1200	16,00	1,33%	29,50	2,46%
V8	1600	8,80	0,55%	60,00	3,75%

5. Conclusões

O trabalho avaliou o desempenho de uma estrutura de concreto armado sujeita ao colapso progressivo. Os resultados mostraram que os elementos dimensionados conforme os estados limites último e de serviço da norma brasileira para os carregamentos da Tabela 3.1 não atenderiam aos critérios de resistência esperada para situações extremas. As cargas empregadas no modelo foram adotadas prevendo a sua utilização como um edifício escritório usual. A inclusão de combinações de ações específicas para a avaliação do risco de colapso progressivo, além das outras comumente adotadas, se mostrou primordial para a garantia da segurança de uma edificação dessa natureza. As adequações realizadas nas peças críticas da estrutura garantiram a redundância requerida pela norma norte americana.

Foram empregadas diferentes combinações de ações para cada etapa da análise, como previsto pela norma GSA [3]. Conforme o grau de sofisticação da fase foi elevado, diminuiu-se o conservadorismo da combinação de ações empregada. A ausência do fator de amplificação dinâmica nos testes mais realistas foi responsável por uma diminuição significativa dos esforços observados nos elementos diretamente afetados pela remoção dos pilares. A correção dos

elementos que não atendem aos requisitos normativos realizada com valores mais realistas proporcionou uma readequação mais racional da estrutura.

Os parâmetros sensíveis inerentes a cada etapa da modelagem foram analisados e tiveram a sua importância mensurada. O grande número de variáveis envolvidas a cada passo torna a análise do comportamento da estrutura ante o colapso progressivo uma tarefa complexa para os projetistas. Dentre os parâmetros analisados, os que interferiram significativamente no resultado final foram: o elemento empregado na discretização das lajes e o incremento de tempo na análise dinâmica. O modelo em questão não apresentou demasiada sensibilidade diante da variação do tamanho dos elementos, da quantidade de rótulas por elemento e do coeficiente α na análise dinâmica.

A fase de validação de outros modelos numéricos foi crucial para o sucesso da metodologia adotada. A etapa se mostrou muito útil para a escolha do caminho adotado durante a modelagem da estrutura proposta pelo trabalho. Pôde-se avaliar os elementos e os parâmetros mais efetivos para a análise a ser feita, tendo em vista as lacunas deixadas pela descrição do processo de construção de modelos dos outros autores, as quais exigiram que hipóteses fossem testadas na modelagem de verificação para obter os resultados mais próximos aos publicados. O ganho de confiança no método empregado é outro ponto positivo a ser destacado nesta fase, já que não haveria validação experimental para a estrutura analisada, a verificação da conformidade dos dados inseridos e os parâmetros utilizados foi essencial para garantir que os resultados fossem mais condizentes com a realidade.

A metodologia de análise com grau crescente de sofisticação cumpriu com o seu papel. Os resultados das etapas mais simples de modelagem ajudaram a validar os que vieram das etapas posteriores. O processo completo, ou parte sucessiva dele, pode ser empregado por parte dos projetistas a fim de estimar a real efetividade do modelo que foi adotado, gerando previsões mais assertivas acerca do comportamento de estruturas sujeitas a situações extremas.

6. Referências

- [1] Ellingwood BR. Mitigating Risk from Abnormal Loads and Progressive Collapse. *J Perform Constr Facil* 2006;20:315–23. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2006\)20:4\(315\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(315)).
- [2] Gross JL, McGuire W. Progressive Collapse Resistant Design. *J Struct Eng* 1983;109:1–15. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1983\)109:1\(1\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:1(1)).
- [3] Services AG. Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse

- Resistance 2013:203.
- [4] Pearson C, Delatte N. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes. *J Perform Constr Facil* 2005;19:172–7. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2005\)19:2\(172\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2005)19:2(172)).
 - [5] NATIONAL INSTITUTE OF STANDARD AND TECHNOLOGY. NISTIR 7396: Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings 2007.
 - [6] Kunnath SK, Bao Y, El-Tawil S. Advances in Computational Simulation of Gravity-Induced Disproportionate Collapse of RC Frame Buildings. *J Struct Eng (United States)* 2018;144:1–18. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001938](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001938).
 - [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118:2014. Proj Estruturas Concreto, Procedimento Norma Bras 2018:238.
 - [8] Adam JM, Parisi F, Sagaseta J, Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Eng Struct* 2018;173:122–49. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>.
 - [9] Marjanishvili SM. Progressive analysis procedure for progressive collapse. *J Perform Constr Facil* 2004;18:79–85. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2004\)18:2\(79\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2004)18:2(79)).
 - [10] Sasani M, Bazan M, Sagioglu S. Experimental and Analytical Progressive Collapse Evaluation of Actual Reinforced Concrete Structure. *ACI Struct J* 2007;104:731–9. <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/18955>.
 - [11] Sasani M, Sagioglu S, Chen S, Zhang X. Gravity load redistribution and progressive collapse resistance of 20-story reinforced concrete structure following loss of interior column. *ACI Struct J* 2010;108:641–2. <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51664011>.
 - [12] Sasani M, Kazemi A, Sagioglu S, Forest S. Progressive collapse resistance of an actual 11-story structure subjected to severe initial damage. *J Struct Eng* 2011;137:893–902. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000418](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000418).
 - [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6120:2019 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações 2019:66.
 - [14] Cook RD, Malkus DS, Plesha ME. Concepts and applications of finite element analysis. 4th ed. Hoboken: John Wiley & Sons; 2001.
 - [15] Izzuddin BA, Siyam AAFM, Smith DL. An efficient beam – column formulation for 3D reinforced concrete frames. *Comput Struct* 2002;80:659–76.