

Verificação de colapso progressivo em vigas de concreto armado

Verification of progressive collapse on armed concrete beams

Humberto Mycael Mota Santos(1); Gleicilene Bione Santos(2); Manoel Ferreira Soares Neto(3); Caio César Rolim Mota(4)

1 Instituto Federal de Pernambuco, Caruaru, PE, Brasil.

E-mail: humberto_mota@hotmail.com | ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9786-2464>

2 Centro Universitário do Vale do Ipojuca, Caruaru, PE, Brasil.

E-mail: humberto_gleicilenebs@gmail.com

3 Centro Universitário do Vale do Ipojuca, Caruaru, PE, Brasil.

E-mail: manioel95@hotmail.com

4 Centro Universitário do Vale do Ipojuca, Caruaru, PE, Brasil.

E-mail: caiocesar.rm@hotmail.com

Revista de Engenharia Civil IMED, Passo Fundo, vol. 7, n. 1, p. 88-103, Janeiro-Junho 2020 - ISSN 2358-6508

[Recebido: Julho 17, 2019; Aceito: Junho 04, 2020]

DOI: <https://doi.org/10.18256/2358-6508.2020.v7i1.3432>

Endereço correspondente / Correspondence address

Rua Joaquim Manoel de Macêdo, 282, Salgado, Caruaru,
Pernambuco, Brasil.

Sistema de Avaliação: *Double Blind Review*

Editora: Aline Zanchet

Como citar este artigo / How to cite item: [clique aqui! / click here!](#)

Resumo

Este trabalho tem como objetivo utilizar o Método dos Caminhos Alternativos de Cargas (MCAC) e os critérios estabelecidos pelo General Services Administration (GSA), a fim de verificar, em um estudo de caso, se as vigas de uma estrutura de concreto armado, dimensionada conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), resistem ao colapso progressivo. Após a análise, as vigas, que possivelmente sofreriam danos, foram redimensionadas para resistir ao colapso. Os resultados indicaram que as vigas têm uma grande probabilidade de sofrer colapso progressivo, apenas com relação aos momentos fletores. Para combater o colapso, observou-se um aumento significativo na área de aço das vigas.

Palavras-chave: Vigas de concreto armado. Colapso progressivo. Método dos caminhos alternativos de cargas.

Abstract

This work aims to use the Alternative Load Path Method (ALPM) and the criteria established by the General Services Administration (GSA) in order to verify, in a case study, whether the beams of a reinforced concrete structure, dimensioned according to NBR 6118 (ABNT, 2014), resist progressive collapse. After the analysis, the beams, which could possibly be damaged, were resized to withstand collapse. The results indicated that the beams have a high probability of progressive collapse, only with respect to the bending moments. To counteract the collapse, there was a significant increase in the steel area of the beams.

Keywords: Reinforced concrete beams. Progressive collapse. Alternative load path method.

1 Introdução

O colapso progressivo pode ser definido como a propagação de uma falha inicial de um elemento, que gera como resultado o colapso de uma estrutura inteira ou uma parte desproporcionalmente grande dela (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS 7, 2005). Esse assunto ganhou popularidade desde o evento de 11 de setembro. Porém, antes disso já existiam diretrizes para projetos de estruturas de edifício para prevenir o colapso progressivo (DOD, 2010).

Segundo a British Standards 5950-1:2000 (BS, 2001) para ser considerado um colapso progressivo é necessário que a desproporcionalidade atinja 15% da área do piso ou do teto ou uma área de 100 m², com relação a propagação horizontal, e atingir mais de dois pavimentos, com relação a propagação vertical.

Uma observação importante é que o colapso progressivo não ocorre somente em estruturas finalizadas, podendo acontecer em estruturas ainda no processo de execução. De acordo com NISTIR 7396 (2007), há vários casos de colapso progressivo em edifícios em execução, devido a fatores como qualidade do concreto, sobrecargas de construção e erros construtivos; ainda ressalta que com os dados disponíveis, nota-se uma maior probabilidade de ocorrência de colapso progressivo em estruturas em execução, comparando com as que estão em uso.

No Brasil, bibliografias sobre esse assunto são pouco encontradas, tendo apenas algumas referências. A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 238) no item 19.5.4, relata a necessidade de dimensionar uma armadura para garantir ductilidade, e assim prevenir o colapso progressivo, sobre os pilares em lajes lisas, e a NBR 9062 (ABNT, 2017, p. 86) no item 5.1.1.4, alerta sobre cuidados que devem ser tomados na organização geral da estrutura e nos detalhes construtivos, de modo a combater possíveis problemas de colapso progressivo.

Com isso, observa-se a necessidade de analisar como as estruturas de concreto armado dimensionadas, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), se comportam e como seria possível realizar e prevenir o colapso progressivo.

2 Método dos Caminhos Alternativos de Cargas – MCAC

O MCAC tem como finalidade requerer da estrutura capacidade suficiente para que os elementos estruturais suportem cargas, mesmo quando um deles é removido (GSA, 2013). O Método dos Caminhos Alternativos de Cargas, segundo NISTIR (2007), trabalha com a hipótese de desconsiderar os danos em elementos estruturais, por causa da perda de um pilar de sustentação da estrutura em uma situação real.

Dentre todos os métodos, esse é o mais utilizado pelas instituições governamentais americanas na prevenção do colapso progressivo. O MCAC tem a

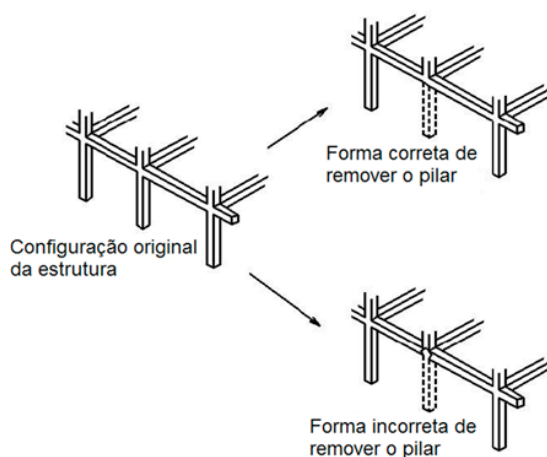
vantagem de permitir que se verifique a capacidade de suporte da estrutura, na situação de perda de um elemento estrutural, e a causa que provocou a perda desse elemento não é preciso ser caracterizada, sendo independentemente do tipo de ação excepcional (LARANJEIRAS, 2010).

Para que a estrutura consiga a característica de perder um elemento estrutural e se manter resistente ao colapso progressivo, é fundamental que ela tenha redundância, continuidade, ductilidade e um bom detalhamento das armaduras das vigas, pois quando ocorre a perda de um pilar, há inversão de momentos nessa região.

3 Critérios do GSA para o MCAC

Segundo o GSA (2013), o modo de se remover os pilares para depois analisar irá depender do nível de segurança de cada edifício. Para os edifícios com alto grau de segurança, deve-se remover os pilares em cada pavimento, e em edifícios com nível intermediário de segurança essa remoção é realizada apenas no térreo e subsolo. Com a retirada dos pilares, a estrutura ainda deve manter sua continuidade mesmo com a perda do apoio, transferindo o carregamento para os elementos mais próximos, conforme observado na Figura 1.

Figura 1 – Remoção do pilar mantendo a continuidade



Fonte: GSA, 2013, p. 203 (adaptado).

Para que se possa adotar a análise estática linear do GSA (2013), deve-se considerar a combinação de carregamentos atuantes na estrutura analisada, conforme a Equação 1.

$$F_d = 2 \cdot (\sum F_{gk} + 0,25 \cdot F_{qk}) \quad (1)$$

Sendo:

F_d = Valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} = Valor característico das ações permanentes;

F_{qk} = Valor característico das ações variáveis.

O fato do GSA (2013) multiplicar as cargas atuantes por 2,0 na equação 1, tem como objetivo considerar o efeito dinâmico ocorrido pela perda de um elemento estrutural de modo instantâneo. Já o fato das ações variáveis serem multiplicadas por 0,25 é devido a consideração que a ocorrência de todas as ações variáveis de modo simultâneo é improvável, por isso utiliza-se essa redução.

Como está sendo considerado o método estático linear, o GSA (2013) define como critério de análise da estrutura a verificação da Relação Demanda-Capacidade (RDC) com relação aos esforços nos elementos. A RDC é expressa pela Equação 2.

$$RDC = \frac{Q_{ud}}{Q_{ce}} \leq 2,0 \quad (2)$$

Sendo:

Q_{ud} = esforço solicitante (demanda) no elemento estrutural, tais como momento fletor, esforço axial e cortante;

Q_{ce} = esforço máximo resistente (capacidade) esperada em serviço do elemento.

Se os elementos analisados obtiverem resultados da RDC superior a 2,0, implica que esses elementos possuem uma grande probabilidade de sofrer graves danos ou até mesmo comprometer toda a estrutura, tendo a necessidade de redimensionar os elementos. Entretanto, se os valores de RDC estiverem dentro do intervalo estabelecido, conclui-se que o esforço é redistribuído para os outros elementos estruturais.

4 Cálculo dos esforços últimos dos elementos

Para o cálculo do RDC é necessário determinar o valor da capacidade última em serviço (Q_{ce}) dos elementos, como observado na Equação 2. A seguir, serão demonstradas as equações para obter o valor da capacidade última em serviço da viga em relação ao momento fletor e esforço cortante, e para o pilar em relação ao esforço normal.

Para determinar o momento fletor último (M_u) das vigas, considera-se o diagrama retangular no concreto e uma resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) menor ou igual a 50 MPa. O GSA (2013) permite considerar na análise do colapso progressivo a resistência do aço e do concreto em serviço, ou seja, sem coeficiente de ponderação da resistência. Com isso, obtém-se a Equação 3.

$$M_u = A_s \cdot f_{yk} \cdot \{d \cdot 0,4 \cdot [(A_s \cdot f_{yk}) / (0,68 \cdot f_{ck} \cdot b_w)]\} \quad (3)$$

Sendo:

b_w = largura da viga;

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço;

d = altura útil da viga.

Para a obtenção do esforço cortante último (V_u) das vigas, considera-se a equação tradicional para o dimensionamento da armadura transversal, adotando o critério da GSA (2013). Logo, tem-se a Equação 4.

$$V_u = V_c + [(A_{sw} / s) \cdot d \cdot f_{yk} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)] \quad (4)$$

Sendo:

V_c = parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça;

A_{sw} = Área da seção transversal dos estribos;

s = espaçamento da armadura transversal;

α = ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural que deve estar situado no intervalo: $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

5 Metodologia

5.1 Projeto analisado

O projeto utilizado nesse trabalho consiste em uma estrutura convencional de concreto armado com lajes maciças. As principais características dessa estrutura são: 10 pavimentos tipos e uma casa de máquinas; altura do pé direito de 3m; 16 pilares; 15 vigas para o pavimento tipo e 5 vigas para a casa de máquinas; 8 lajes para o pavimento tipo e 2 lajes para a casa de máquinas; e área total construída de 2.805,5 m².

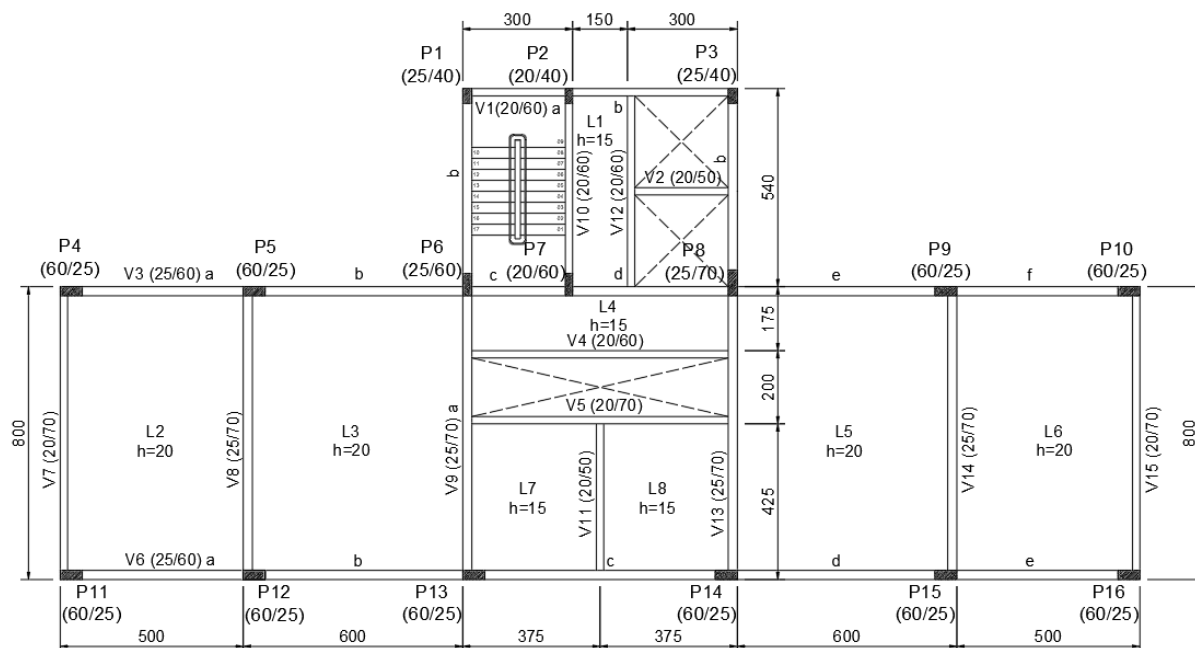
Para melhor entendimento do projeto em questão, as Figuras 2 e 3 mostram, respectivamente, as plantas de formas do pavimento tipo e da casa de máquinas, onde estão representadas as distribuições dos pilares, vigas e lajes.

5.2 Materiais e classe de agressividade

A estrutura modelada considera o concreto C30, cuja resistência característica à compressão (f_{ck}) é de 30 MPa. Para todas as armaduras da estrutura utilizou-se o aço CA-50, cuja resistência ao escoamento (f_{yk}) é de 500 MPa.

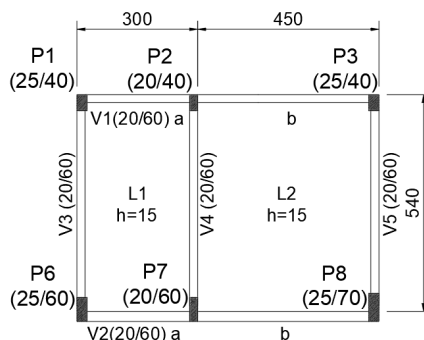
Adotou-se a classe de agressividade II, cuja agressividade é moderada, com meio ambiente do tipo urbano e risco pequeno de deterioração. O cobrimento nominal para essa classe de agressividade é de 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares (NBR 6118, 2014).

Figura 2 – Planta de forma do pavimento tipo



Fonte: Elaborado pelos autores.

Figura 3 – Planta de forma da casa de máquinas



Fonte: Elaborado pelos autores.

5.3 Valores das ações e combinações de ações consideradas

Os valores a serem considerados para as cargas permanentes e acidentais são:

- peso próprio da estrutura, calculado pelo programa CYPECAD, admitindo-se peso específico do concreto armado igual a 25 KN/m³;
- peso do revestimento igual a 0,5 KN/m²;
- carga acidental igual a 2,0 KN/m², conforme a NBR 6120 (1980) que estabelece esse valor para escritórios;
- peso próprio da alvenaria (PPAR), adotando-se uma espessura de 15 cm e peso específico da alvenaria de blocos cerâmicos de 13 KN/m³. Observa-se, no Quadro 1, as vigas que possuem o carregamento da alvenaria.

Quadro 1 – Carregamento da alvenaria

Plantas	Carregamento sobre as vigas	Altura da alvenaria	Valores
Pavimento Tipo	V5, V7, V9*, V13* e V15	2,5 m	PPAR = $0,15 \times 2,5 \times 13$ = 4,88 KN/m
Pavimento Tipo	V1, V3**, V4, V6, V10 e V12	2,6 m	PPAR = $0,15 \times 2,6 \times 13$ = 5,07 KN/m
Cobertura	V1, V3 (a, b, e, f), V6, V7, V9 (b), V13 (b) e V15	1,0 m	PPAR = $0,15 \times 1,0 \times 13$ = 1,95 KN/m
Casa de máquinas	V1, V2, V3, V4 e V5	1,4 m	PPAR = $0,15 \times 1,4 \times 13$ = 2,73 KN/m

*No tramo “a”, a carga só foi considerada na extensão entre o contato com a V4 até a V5.
 **No tramo “d”, a carga só foi considerada na extensão entre o contato com a V12 até o P8.

Fonte: Elaborado pelos autores.

Para as combinações de ações, utiliza-se a combinação última normal com os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis iguais a 1,4. Como pode ser observado na Equação 5.

$$F_d = 1,4 \cdot (PP + R) + 1,4 \cdot (SC) \quad (5)$$

Sendo:

PP = Ação permanente: peso próprio;

R = Ação permanente: revestimento;

SC= Ação variável: sobrecarga accidental.

5.4 Estudo de caso

Após modelar a estrutura, criou-se uma situação de colapso progressivo, que nesse caso resulta na remoção de um pilar de intermediário. A análise realizada considera a combinação de ações para o MCAC com verificação da RDC, utilizando-se as Equações 1 e 2.

O pilar a ser removido corresponde ao P5, apenas o trecho do pavimento térreo. Em seguida, com os valores dos esforços solicitantes devido à perda do pilar e do esforço último obtido no dimensionamento inicial da estrutura, são calculados os valores da Relação Demanda-Capacidade (RDC).

Para a RDC são analisadas as vigas adjacentes ao pilar retirado do pavimento 1, pois é nessa região que se espera os maiores valores de solicitações, inclusive a inversão do momento fletor. Foram verificadas as vigas: V3 e V8.

6 Resultados e discussão

Após o programa, CYPECAD, calcular a estrutura, são apresentados possíveis detalhamentos das armações com base nos esforços solicitantes, tendo-se a armadura necessária para não ocorrer à ruptura do elemento estrutural. Como dito anteriormente, para combater o colapso progressivo deve-se levar em consideração alguns princípios, como o da continuidade, principalmente, devido à inversão de momento ocasionado pela perda de um pilar. Por isso, optou-se em colocar as armaduras contínuas com base na maior área de aço necessária.

Depois de detalhada as armações de todas as vigas, foi necessário conhecer a capacidade resistente delas. As Tabelas 1 e 2 mostram os valores dos momentos fletores últimos das vigas analisadas e a Tabela 3 mostra os valores dos esforços cortantes últimos, conforme o GSA (2013).

Tabela 1 – Momentos fletores últimos negativos das vigas

Vigas	Tramos	f_{yk} (KN/cm ²)	f_{ck} (KN/cm ²)	A_s (cm ²)	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	M_u (KN.m)
V3	a, f	50	3	4,71	25	60	54	-122,88
	b até e			3,14				-82,89
V8	-			8,04	25	70	63	-240,66

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 2 – Momentos fletores últimos positivos das vigas

Vigas	Tramos	f_{yk} (KN/cm ²)	f_{ck} (KN/cm ²)	A_s (cm ²)	b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	M_u (KN.m)
V3	a, b, d, e, f	50	3	3,14	25	60	54	82,89
	c			0,39				10,57
V8	-			10,05	25	70	63	296,86

Fonte: Elaborado pelos autores.

Tabela 3 – Esforços cortantes últimos das vigas

Vigas	V_c (KN)	f_{yk} (KN/cm ²)	d (cm)	A_{sw}/S (cm ² /cm)	$\sin 90^\circ$	$\cos 90^\circ$	V_u (KN)
V3	117,31	50	54	0,025	1	0	184,81
V8	136,86		63	0,027			215,61

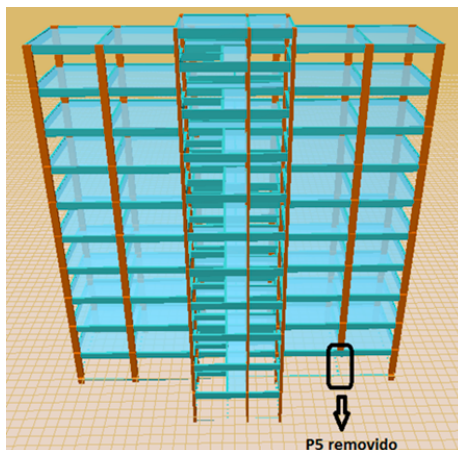
Fonte: Elaborado pelos autores.

6.1 Remoção do pilar

Neste estudo de caso, foi removido o pilar P5 do trecho térreo, como pode ser observado na Figura 4, seguindo todos os critérios da GSA (2013, p. 203) para o Método

dos Caminhos Alternativos de Cargas (MCAC), que envolve como remover o pilar, combinações de ações e Relação Demanda-Capacidade (RDC). Nas vigas analisadas, os esforços solicitantes obtidos foram comparados com as resistências da estrutura de referência para obter o valor da RDC.

Figura 4 – Estudo de caso



Fonte: Elaborado pelos autores.

6.2 Verificação dos momentos fletores nas vigas

Removido o pilar P5 e utilizando a combinação de ação da GSA (2013), obtêm-se novos momentos fletores solicitantes nas vigas, utilizados para analisar a RDC das vigas. A Tabela 4 mostra os novos momentos fletores atuantes nas vigas que serão analisadas.

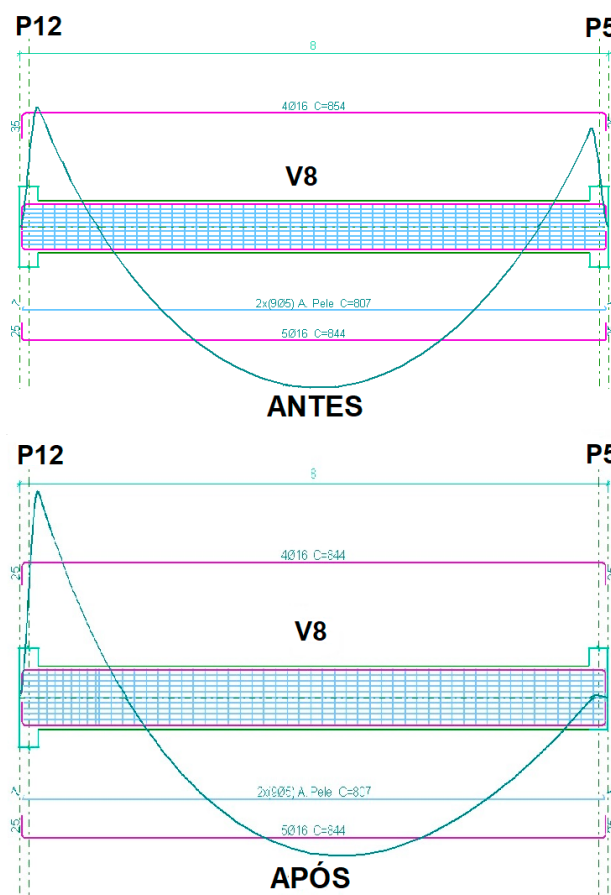
Tabela 4 – Momentos solicitantes

Vigas	Momento positivo (KN.m)	Momento negativo (KN.m)	
V3(a)	518,37	P4 = -465,49	P5 = 0
V3(b)	518,37	P5 = 0	P6 = -348,63
V3(c)	0	P6 = -265,74	P7 = -52,90
V3(d)	68,48	P7 = -33,97	P8 = -69,11
V3(e)	55,69	P8 = -52,45	P9 = -99,40
V3(f)	34,93	P9 = -58,39	P10 = -98,67
V8	228,71	P5 = -14,28	P12 = -292,28

Fonte: Elaborado pelos autores.

Nota-se, na Figura 5, que após a remoção do trecho do pilar P5, a viga V8 diminuiu consideravelmente o momento negativo no encontro com P5 e teve um acréscimo do momento negativo em P12.

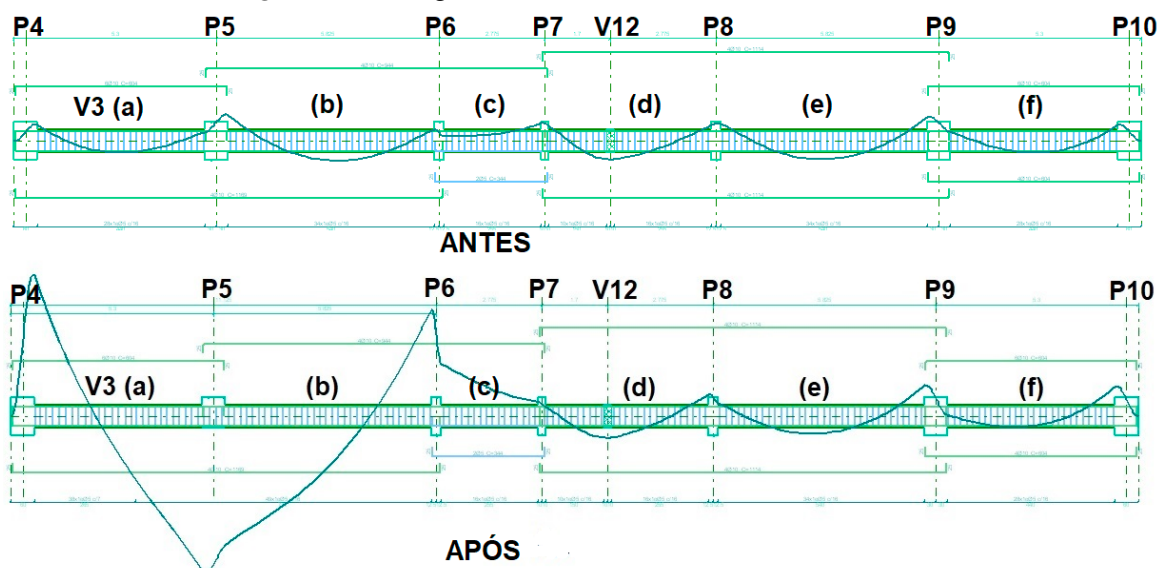
Figura 5 – Diagrama dos momentos fletores em V8



Fonte: Elaborado pelos autores.

Já na Figura 6, as vigas V3(a) e V3(b) sofreram inversão de momento no encontro com P5 e os valores dos momentos negativos nos encontros com P4 e P6 aumentaram consideravelmente.

Figura 6 – Diagrama dos momentos fletores em V3



Fonte: Elaborado pelos autores.

Após se obter os momentos solicitantes (M_s) das vigas, aplica-se a verificação da Relação Demanda-Capacidade através da Equação 2. Pode-se observar, na Tabela 5, a RDC das vigas em questão, com relação ao momento fletor máximo.

Tabela 5 – RDC dos momentos fletores das vigas

Vigas	M_s (+) (KN.m)	M_u (+) (KN.m)	RDC	M_s (-) (KN.m)	M_u (-) (KN.m)	RDC
V3(a)	518,37	82,89	6,25	-465,49	-122,88	3,79
V3(b)	518,37	82,89	6,25	-348,63	-82,89	4,21
V3(c)	0	10,57	0	-265,74	-82,89	3,21
V3(d)	68,48	82,89	0,83	-69,11	-82,89	0,83
V3(e)	55,69	82,89	0,67	-99,40	-82,89	1,20
V3(f)	34,93	82,89	0,42	-98,67	-122,88	0,80
V8	228,71	296,86	0,77	-292,28	-240,66	1,21

Fonte: Elaborado pelos autores.

Ainda conforme a Tabela 5, a viga V8 obteve valores de RDC inferiores a 2. Esse resultado da viga V8 foi proveniente devido ao fato da mesma está apoiada na viga V3 e não mais no pilar P5, assim como também é possível perceber que o acréscimo de momento positivo na viga se deu pelo fato da viga V3 não estar proporcionando um vínculo minimamente rígido, não absorvendo momento fletor (torsão na V3). Logo, a viga V8 não tem grande probabilidade de sofrer graves danos que comprometa toda a estrutura, não sendo necessário realizar alterações na mesma.

Entretanto, as vigas V3(a) e V3(b) excedeu tanto no momento positivo como no negativo os valores de RDC, sendo considerada uma viga com grande probabilidade de sofrer graves danos, tendo a necessidade de redimensionamento. A viga V3(c) também foi afetada, mas apenas com relação ao momento fletor negativo que obteve um valor de RDC superior a 2, necessitando também de redimensionamento.

Um modo simples de redimensionar as vigas V3(a), V3(b) e V3(c) sem alterar suas dimensões é modificar suas armaduras. Para isso, coloca-se o momento resistente último (M_u) em evidência da Equação 2, encontrando-se um novo valor, considerando o limite da RDC igual a 2. Tem-se assim a Equação 6, onde o momento solicitante é representado por M_s .

$$M_u = \frac{M_s}{RDC} = \frac{M_s}{2} \quad (6)$$

Substituindo-se o valor do momento solicitante na equação 6, tem-se os seguintes valores do momento último (M_u) das vigas: M_u (+) para V3(a) e V3(b) igual a 259,19 KN.m; e M_u (-) para V3(a), V3(b) e V3(C) igual a -232,75 KN.m, -174,32 KN.m e -132,87 KN.m respectivamente.

Com os valores dos momentos fletores último necessários para que a RDC seja igual a 2, encontrou-se a área de aço ótima, conforme equação 3. Para as vigas V3(a) e

V3(b) a região positiva de ambas é necessário o uso de $10,383 \text{ cm}^2$ de aço, pois as duas possuem o mesmo momento fletor último positivo. Com relação a região negativa, as vigas V3(a), V3(b) e V3(c), necessitariam de respectivamente, $9,241 \text{ cm}^2$, $6,792 \text{ cm}^2$ e $5,111 \text{ cm}^2$ de áreas de aço nas mesmas.

Como visto, a nova área de aço é ideal para que as vigas V3(a), V3(b) e V3(c) não tenham uma grande probabilidade de sofrer graves danos que possam comprometer a estrutura. Na região positiva das vigas V3(a) e V3(b) houve um aumento na área de aço de 230,67% e para a região negativa as vigas V3(a), V3(b) e V3(c) aumentaram, respectivamente, 96,19%, 116,31% e 62,77%.

6.3 Verificação dos esforços cortantes nas vigas

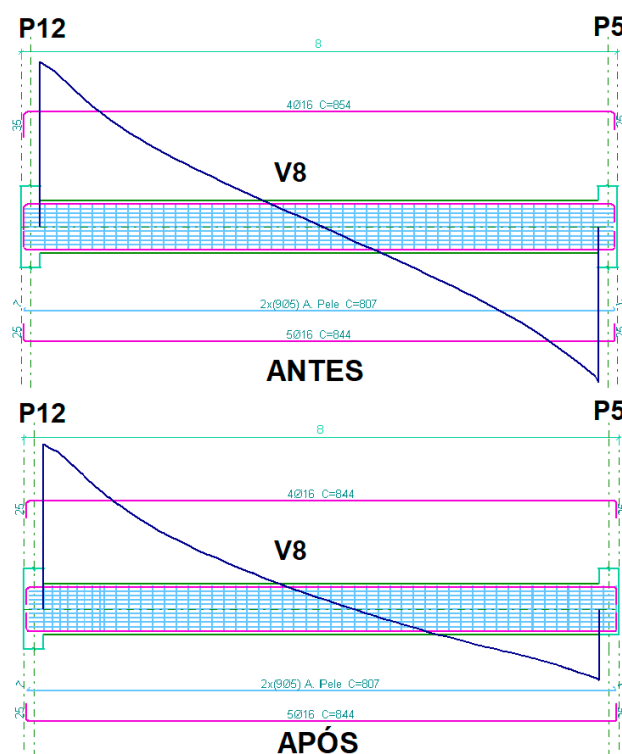
Para a verificação da RDC das vigas com relação ao esforço cortante é necessário conhecer os novos esforços atuantes nelas, devido a remoção do pilar e da nova combinação de ações. Pode ser visto, na Tabela 6, esses valores.

Tabela 6 – Verificação dos esforços cortantes nas vigas

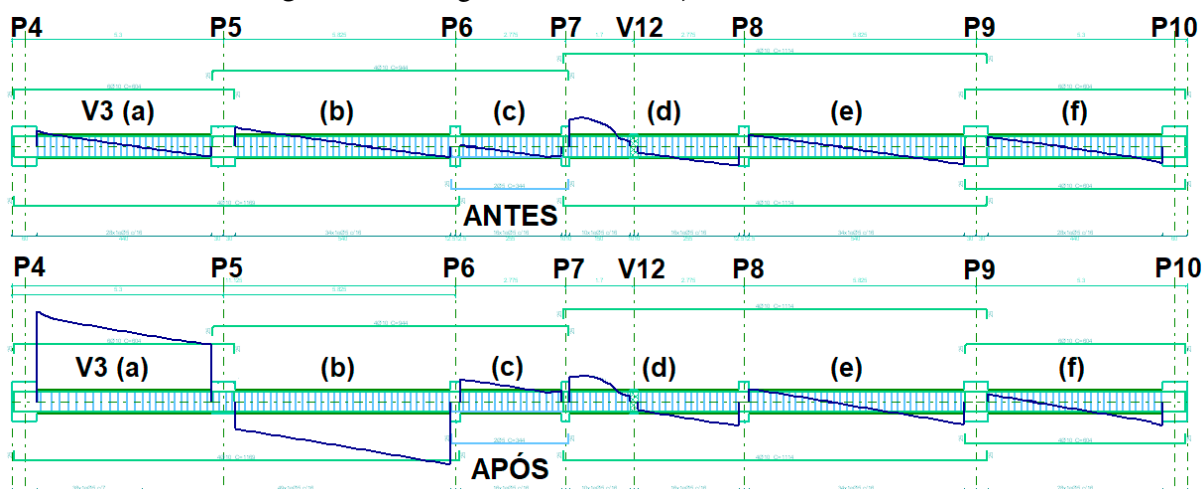
Vigas	Esforço cortante (KN)	
V3(a)	P4 = 280,99	P5 = 141,09
V3(b)	P5 = -67,43	P6 = -192,38
V3(c)	P6 = 68,84	P7 = 43,16
V3(d)	P7 = 76,86	P8 = -69,62
V3(e)	P8 = 34,44	P9 = -66,60
V3(f)	P9 = 19,70	P10 = -70,77
V8	P5 = -133,35	P12 = 295,40

Fonte: Elaborado pelos autores.

Nas Figuras 7 e 8, observa-se, respectivamente, os diagramas dos esforços cortantes antes e após a remoção do pilar P5, para as vigas V8 e V3.

Figura 7 – Diagrama dos esforços cortantes em V8


Fonte: Elaborado pelos autores.

Figura 8 – Diagrama dos esforços cortantes em V3


Fonte: Elaborado pelos autores.

Nota-se, na Figura 8, que ocorreu uma inversão dos esforços cortantes da viga V3(a) e V3(b) no encontro com o pilar P5, e também houve essa inversão na viga V3(c) no encontro com o pilar P7. Os demais tramos da viga V3 não ocorreram muitas alterações. Na viga V8 percebe-se, conforme a Figura 7, uma diminuição do esforço cortante no encontro com o pilar P5.

Conforme a Tabela 7, observa-se a RDC das vigas em questão com relação ao esforço cortante máximo em valor absoluto.

Tabela 7 – RDC dos esforços cortantes das vigas

Vigas	Vs (KN)	Vu (KN)	RDC
V3(a)	280,99	184,81	1,52
V3(b)	192,38	184,81	1,04
V3(c)	68,84	184,81	0,37
V3(d)	76,86	184,81	0,42
V3(e)	66,60	184,81	0,36
V3(f)	70,77	184,81	0,38
V8	295,40	215,61	1,37

Fonte: Elaborado pelos autores.

Os valores da RDC para ambas as vigas se encontram abaixo do limite de 2, concluindo-se que o dimensionamento realizado na estrutura de referência é o suficiente para as vigas não apresentarem problemas devido ao esforço cortante.

7 Considerações finais

No estudo de caso realizado, pode-se observar que a estrutura dimensionada seguindo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) corre o risco de sofrer colapso progressivo, pelo fato das vigas mais próximas do pilar removido terem obtido valores superiores a 2 da RDC, com relação aos momentos fletores, principalmente pelo fato da inversão de momentos. Resultados semelhantes de estruturas dimensionadas conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) que apresentaram risco de sofrer colapso progressivo foram obtidos nos trabalhos de Longo (2014) e Alves, Matias e Parente Junior (2018). Os esforços cortantes das vigas ficaram todos dentro do limite estabelecidos pelo GSA (2013), mostrando que com o dimensionamento da estrutura, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), as armações transversais das vigas adotadas seriam o suficiente para resistir a um possível caso de colapso.

A fim de corrigir os problemas gerados nos momentos fletores das vigas analisadas, obteve-se a área de aço ótima. Entretanto, esse aumento de área de aço foi bastante considerável, cujo maior aumento ocorreram nas vigas V3(a) e V3(b), com modificação tanto na região negativa como na positiva das áreas de aço dos momentos. Pode-se observar que, com as novas áreas de aços, a estrutura seria resistente ao colapso.

Com a realização desse trabalho foi demonstrado que seguindo o passo a passo adotado, é possível analisar outras estruturas de concreto com relação ao colapso progressivo. Observa-se a necessidade de as normas brasileiras esclarecerem melhor esse tipo de situação e criar parâmetros nacionais que induzam o projetista a ter uma maior sensibilidade no dimensionamento da estrutura, para não a tornar susceptível ao colapso. Mesmo sabendo-se que há um aumento considerável na área de aço a ser utilizada, em determinados casos é necessário realizar uma análise para não colocar vidas em riscos.

Referências

- ALVES, J. C; MATIAS, B. S; PARENTE JUNIOR, E. *Análise Linear Estática e Dinâmica na Avaliação do Colapso Progressivo de Estruturas de Concreto Armado*. In: XIII Simpósio de Mecânica Computacional (SIMMEC), Vitória, 2018.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE/SEI 7. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia, 2005. 424 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120. *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062. *Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado*. Rio de Janeiro, 2017. 86 p.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 5950-1:2000. *Structural use of steel in building – Part: Code of practice for design – Rolled and welded section*. Londres. 2001. 224 p.
- DEPARTMENT OF DEFENCE – DOD. *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. Unified Facilities Criteria (UFC)*, 4-023-03; 2010.
- GENERAL SERVICES ADMINISTRATION – GSA. *Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance*. USA. 2013. 203 p.
- LARANJEIRAS, A. C. R. *Colapso Progressivo dos Edifícios: Breve Introdução*. [S.I.]. 2010. 38 p.
- LONGO, H. I. *Análise da Estrutura para Avaliação do Colapso Progressivo*. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2014.
- NISTIR 7396. *Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings*. USA, 2007. 216 p.