

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS FUHR RODRIGUES

**ANÁLISE DE COLAPSO PROGRESSIVO PARA UM EDIFÍCIO COM
ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2018

LUCAS FUHR RODRIGUES

**ANÁLISE DE COLAPSO PROGRESSIVO PARA UM EDIFÍCIO COM
ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito parcial à obtenção do título de
Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da
Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Savaris

TOLEDO

2018



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de N° 165

**Análise de colapso progressivo para um edifício com estrutura de
concreto armado**

por

Lucas Fuhr Rodrigues

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 09:10h do dia **06 de novembro de 2018** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR - TD)

Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza
Fakhye
(UTFPR - TD)

Prof. Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR - TD)
(Orientador)

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenador do COECI

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela sabedoria e discernimento em minha trajetória.

Agradeço aos meus pais, Zezo e Ilaine, pela paciência e compreensão em meus momentos mais difíceis na graduação, sempre me deram força para continuar seguindo em frente, além de serem o melhor exemplo que já tive de amor e resiliência. São os melhores pais que alguém poderia querer.

Agradeço aos amigos que ganhei na UTFPR, Luna, Rafa, Wilson e Tanaka. Passamos por muita coisa nesses longos anos de graduação e nossa amizade ajudou a amenizar os períodos difíceis e a aproveitar os bons momentos. Agradeço em especial ao Luna e Rafa, que estiveram sempre presentes nesses 2 últimos anos de graduação. Boas risadas e horas de conversa sempre eram garantidas.

Agradeço ao meu primo, que considero um irmão, Rafael Fuhr. Obrigado pela amizade de todos esses anos, pelos ensinamentos e por ter me apresentado a Engenharia Civil, além de ter possibilitado a realização deste trabalho com o Eberick.

Agradeço à Bateria RapoZona, que me proporcionou grandes momentos e amizades ao longo desses 3 anos, e também mostrou que nada é impossível para quem sonha grande.

Agradeço ao meu orientador, Prof. Gustavo Savaris, que mesmo com as dificuldades encontradas neste trabalho, sempre buscou soluções para que o mesmo pudesse ser realizado. Muito obrigado pelos ensinamentos.

Por fim, agradeço ao melhor presente que a UTF me deu, minha namorada Ingrid Furtado que, nesses 3 anos juntos, me mostrou o que é o companheirismo, compreensão e o apoio incondicional de uma pessoa. Seu amor e sua amizade me ajudaram a chegar nesse momento. Obrigado por ter sido um porto seguro nas dificuldades e por comemorar cada uma vencida.

RESUMO

Rodrigues, Lucas Fuhr. **Análise de colapso progressivo para um edifício com estrutura de concreto armado.** 2018. 123 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2018.

O colapso progressivo é definido como uma falha estrutural que parte de uma falha localizada e pode se propagar para toda, ou parte da estrutura. Pouco discutido nas normas reguladoras brasileiras, o fenômeno já é conhecido há mais de 50 anos e pode trazer grandes prejuízos e fatalidades. Os *softwares* computacionais provaram ser grandes ferramentas para auxiliar o engenheiro estrutural com a possibilidade de realizar diferentes análises e simulações em uma estrutura de modo a verificar sua propensão ao colapso. Neste trabalho, propõe-se estudar a propensão ao colapso progressivo de um edifício de concreto armado, utilizando para isso as recomendações da agência Administração de Serviços Gerais (GSA) dos Estados Unidos. A GSA prescreve a retirada de diversos pilares do edifício, um de cada vez, de modo a analisar o comportamento da estrutura, utilizando o critério de Relação Demanda-Capacidade (RDC) para avaliar a redistribuição dos esforços após a perda dos elementos. Utilizou-se o *software* Eberick V9, comumente empregado no dimensionamento de estruturas de concreto armado no Brasil e que se baseia na NBR 6118:2014 para dimensionar e simular os cenários de perda dos elementos. As análises foram procedidas utilizando análises lineares estáticas, aplicando combinações de carregamento que consideram os efeitos dinâmicos do colapso progressivo a partir de um fator de multiplicação. Os resultados obtidos para os casos analisados mostraram que o edifício dimensionado pelo Eberick V9, não foi capaz de absorver as cargas provenientes da retirada de um pilar e, muito provavelmente, propagaria a falha até que o colapso atingisse toda a estrutura.

Palavras-chave: Colapso progressivo. Análise linear estática. Relação Demanda-Capacidade. Concreto armado.

ABSTRACT

Rodrigues, Lucas Fuhr. **Progressive collapse analysis for a reinforced concrete structure building**. 2018. 123 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2018.

Progressive collapse is defined as a structural failure that starts from a local failure and can propagate to all or part of the structure. Little discussed in Brazilian regulatory norms, the phenomenon has been known for more than 50 years and can bring great losses and fatalities. Computational software has proved to be great tools to assist the structural engineer with the possibility of performing different analyses and simulations in a structure in order to verify their propensity to propagate collapse. In this work, it is proposed to study the propensity for progressive collapse of a reinforced concrete building, using the recommendations of the General Services Administration (GSA) of the United States. GSA prescribes the removal of several columns of the building, one at a time, in order to analyze the behavior of the structure, using Demand-Capacity Ratio (DCR) to evaluate the load redistribution, after those elements loss. Eberick V9 software, was used to size and simulate the scenarios of loss of the elements, this software is commonly used in the design of reinforced concrete structures in Brazil, based on NBR 6118: 2014. The analyses were performed using static linear analysis, applying loading combinations that consider the dynamic effects of progressive collapse from a multiplication factor. The results obtained for the analyzed cases showed that the building designed by Eberick V9 was not able to absorb loads coming from the loss of a column and would most likely propagate the failure until the collapse reached the entire structure.

Keywords: Progressive collapse. Linear static analysis. Demand-Capacity Ratio. Reinforced Concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação da reação em cadeia e desproporcionalidade do fenômeno.	17
Figura 2 - Situações de redundância estrutural.	19
Figura 3 - Diferentes situações de Continuidade.	20
Figura 4 - Pilar comum e Pilar cintado.	21
Figura 5 - Edifício Ronan Point após o colapso.	24
Figura 6 - Fachada do edifício mais danificado pela explosão da bomba.	25
Figura 7 - Esquema estrutural da ponte I35-W.	26
Figura 8 - Placa de Gusset da ponte I35-W.	27
Figura 9 - Vista da ponte I-35W após o colapso.	28
Figura 10 - Tirantes de amarração para promover integridade estrutural.	32
Figura 11 - Modelo do protótipo utilizado no experimento.	35
Figura 12 - Dispositivo mecânico utilizado no experimento.	36
Figura 13 - Modelo 3D do edifício e cenário de perda de elemento estrutural.	38
Figura 14 - Estrutura modelada com os membros removidos demarcados.	39
Figura 15 - Modelo computacional do estudo com as colunas a serem removidas.	40
Figura 16 - Armadura complementar de proteção contra o colapso progressivo.	42
Figura 17 - Modelagem tridimensional da estrutura.	42
Figura 18 - Malha de terças e treliças – unidades em cm.	45
Figura 19 - Cortes Esquemáticos – unidades em cm.	45
Figura 20 – Análises para edifícios típicos sem garagem ou pavimento térreo aberto ao público.	48
Figura 21 – Análise a ser considerada para edifícios típicos com garagem ou pavimento térreo aberto ao público.	48
Figura 22 – Pilares do 1º pavimento a serem removidos para análise de colapso progressivo.	49
Figura 23 - Modelo computacional desenvolvido no Eberick V9.	50
Figura 24 - Coeficientes para otimização do detalhamento do Eberick V9.	51
Figura 25 – Exemplificação de uma viga antes e depois da otimização do detalhamento no Eberick V9.	51
Figura 26 – Esquema da interação dos esforços axiais e fletores em um pilar retangular com armadura simétrica.	53

Figura 27 – Interface do software PCalc 1.4 após a verificação de um pilar.....	54
Figura 28 – Pilar removido para a análise do Caso 1.....	62
Figura 29 – Planos mais afetados na estrutura para a remoção do pilar P6.....	64
Figura 30 – Mapa de distribuição de esforços axiais no 1º pavimento para o Caso 1.	66
Figura 31 – Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P6 no plano em X.....	67
Figura 32 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P6 no plano em X.....	67
Figura 33 - Pilar removido para a análise do Caso 2.	70
Figura 34 - Planos mais afetados na estrutura para a remoção do pilar P7.....	72
Figura 35 - Mapa de distribuição de esforços axiais no 1º pavimento para o Caso 2.	74
Figura 36 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P7 no plano em X.....	75
Figura 37 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P7 no plano em Y.....	75
Figura 38 - Pilar removido para a análise do Caso 3.	77
Figura 39 - Planos mais afetados na estrutura para a remoção do pilar P11.....	79
Figura 40 - Mapa de distribuição de esforços axiais no 1º pavimento para o Caso 3.	81
Figura 41 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P11 no plano em X.....	82
Figura 42 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P11 no plano em Y.....	82
Figura 43 - Pilar removido para a análise do Caso 4.	84
Figura 44 - Planos mais afetados na estrutura para a remoção do pilar P12.....	87
Figura 45 - Mapa de distribuição de esforços axiais no 1º pavimento para o Caso 4.	88
Figura 46 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P12 no plano em X.....	89
Figura 47 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P12 no plano em Y.....	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Armaduras das Vigas.....	59
Tabela 2 - Esforços Resistentes das Vigas.....	60
Tabela 3 - Armaduras dos Pilares.....	60
Tabela 4 - Armaduras dos Pilares da Cobertura.....	60
Tabela 5 - Valores de RDC para as Vigas.....	62
Tabela 6 - Valores de RDC para os Pilares.....	63
Tabela 7 - Incrementos de cargas axiais dos pilares do 1º pavimento após a remoção de P6.....	65
Tabela 8 - Valores de RDC para as Vigas.....	70
Tabela 9 - Valores de RDC para os Pilares.....	71
Tabela 10 - Incrementos de cargas axiais dos pilares do 1º pavimento após a remoção de P7.....	73
Tabela 11 - Valores de RDC para as Vigas.....	78
Tabela 12 - Valores de RDC para os Pilares.....	78
Tabela 13 - Incrementos de cargas axiais dos pilares do 1º pavimento após a remoção de P11.....	80
Tabela 14 - Valores de RDC para as Vigas.....	85
Tabela 15 - Valores de RDC para os Pilares.....	86
Tabela 16 - Incrementos de cargas axiais dos pilares do 1º pavimento após a remoção de P12.....	87

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	JUSTIFICATIVA	13
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	Objetivo geral.....	14
1.2.2	Objetivos específicos	15
1.3	DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	COLAPSO PROGRESSIVO.....	16
2.2	ATRIBUTOS ESTRUTURAIS IMPORTANTES	17
2.2.1	Redundância.....	18
2.2.2	Continuidade.....	19
2.2.3	Ductilidade	20
2.3	CAUSAS DO COLAPSO PROGRESSIVO.....	21
2.4	CARACTERIZAÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO	22
2.5	CASOS DE COLAPSO PROGRESSIVO	23
2.5.1	Ronan Point – Londres (1968).....	23
2.5.2	Khobar Towers – Al-Khobar (1996)	25
2.5.3	Ponte I35-W – Minneapolis (2007).....	26
2.6	NORMAS E DIRETRIZES	28
2.6.1	<i>General Services Administration</i> (2003).....	28
2.6.2	<i>National Institute of Standards and Technology</i> (2007)	30
2.6.3	<i>Department of Defense</i> (2009).....	30
2.7	DIRETRIZES DE PROJETO	31
2.7.1	Método Indireto	31
2.7.2	Método Direto	32

2.8	MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	33
2.9	ESTUDOS RECENTES.....	35
2.9.1	Zhao et. al (2016).....	35
2.9.2	Marjanishvili e Agnew (2006).....	37
2.9.3	Jiang e Chen (2012)	38
2.9.4	Fadaei (2012).....	40
2.9.5	Longo (2013).....	41
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	44
3.1	ESTRUTURA ANALISADA	44
3.2	MATERIAIS	46
3.3	CARGAS CONSIDERADAS.....	46
3.3.1	Combinações de carregamento	46
3.4	REMOÇÃO DE ELEMENTOS PARA AVALIAÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO	47
3.5	ANÁLISE DA ESTRUTURA	49
3.5.1	Dimensionamento	49
3.5.1.1	Vigas	50
3.5.1.2	Pilares	52
3.5.2	Capacidade de carga dos elementos.....	52
3.2	PROCEDIMENTOS.....	57
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1	DIMENSIONAMENTO DO MODELO ORIGINAL.....	59
4.1.1	Vigas	59
4.1.2	Pilares	60
4.2	REMOÇÃO DOS PILARES E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA.....	61
4.2.1	Caso 1: Remoção pilar P6	61
4.2.2	Caso 2: Remoção pilar P7	69

4.2.3 Caso 3: Remoção pilar P11	77
4.2.4 Caso 4: Remoção pilar P12	84
5 CONCLUSÃO.....	92
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	93
REFERÊNCIAS.....	94
APÊNDICE A – Solicitações nos pilares da estrutura.....	100
APÊNDICE B – Solicitações nas vigas da estrutura	103
APÊNDICE C – Solicitações e valores de RDC nos pilares após a retirada de P6	104
APÊNDICE D – Solicitações e valores de RDC nos pilares após a retirada de P7	107
APÊNDICE E – Solicitações e valores de RDC nos pilares após a retirada de P11	110
APÊNDICE F – Solicitações e valores de RDC nos pilares após a retirada de P12	113
APÊNDICE G – Solicitações e valores de RDC nas vigas após a retirada de P6	116
APÊNDICE H – Solicitações e valores de RDC nas vigas após a retirada de P7	118
APÊNDICE I – Solicitações e valores de RDC nas vigas após a retirada de P11	120
APÊNDICE J – Solicitações e valores de RDC nas vigas após a retirada de P12	122

1 INTRODUÇÃO

As torres gêmeas do complexo do *World Trade Center* representaram uma inovação na abordagem à construção de arranha-céus. Os edifícios possuíam, em sua estrutura, um perímetro externo de colunas, responsável por sustentar as cargas de vento, e um perímetro interno, que sustentava o peso da torre, possibilitando uma estrutura com baixo peso relativo (EAGAR e MUSSO, 2001).

Segundo Eagar e Musso (2001), no ataque terrorista às torres, em 11 de setembro de 2001, os dois prédios mostraram grande capacidade em redistribuir seus esforços após a perda de várias colunas do perímetro externo da estrutura no impacto das aeronaves. Entretanto, a explosão causada pelo combustível dos aviões e o incêndio subsequente, foi suficiente para que, mais tarde, a integridade da estrutura fosse comprometida e o edifício entrasse em colapso.

O colapso progressivo de estruturas é um termo utilizado para descrever um processo em que ocorre a ruptura de um elemento estrutural isolado, gerando rupturas progressivas, que podem atingir toda ou parte da estrutura. Caracteriza-se como colapso progressivo quando a ruptura final é desproporcional à inicial, mesmo que a estrutura não tenha colapsado totalmente (NIST, 2007).

Quando se fala em colapso progressivo, geralmente se relaciona com estruturas de grande porte, devido à facilidade em observar a desproporcionalidade do colapso em estruturas, além do efeito de catástrofe causado pela ruína dessas edificações, porém isso pode ocorrer em estruturas menores. Neste sentido, o presente trabalho buscou avaliar a estrutura de uma edificação residencial, de 6 pavimentos, de concreto armado moldado.

1.1 JUSTIFICATIVA

A região do oeste paranaense passa por um grande fenômeno de verticalização urbana. A cidade de Toledo, pertencente a essa região, também passa por esse processo, contudo, ainda apresenta como predominantes edifícios de média estatura (entre 9 e 28 m de altura) com estrutura de concreto armado moldado. Nota-se a garantia da segurança dessas edificações, tendo em vista que a

taxa de ocorrência de problemas estruturais é muito baixa e que a NBR 6118 (ABNT, 2014) mostra-se atualizada e eficiente, para garantir que a estrutura tenha resistência de sobra para suportar as cargas. Entretanto, pouco se fala do comportamento dessas estruturas quando submetida ao colapso de um de seus elementos estruturais.

A literatura demonstra a importância do colapso progressivo, com vários estudos extensos sobre o assunto, principalmente após o ataque terrorista em Nova York, que ocasionou o colapso das duas torres do *World Trade Center*, em setembro de 2001. Após o ataque, agências americanas como a Administração de Serviços Gerais (GSA), o Departamento de Defesa (DoD) e o Instituto Nacional de Padrões e Tecnologia (NIST) lançaram diretrizes de projeto de forma a evitar a ocorrência do colapso progressivo em edifícios, enfatizando a importância do entendimento de suas causas, como ocorre e seus mecanismos de propagação, de forma que seja possível encontrar meios de evitar sua ocorrência, ou mitigar seus efeitos.

Contudo, este tema ainda é pouco abordado na graduação de engenharia civil no Brasil, surgindo assim, a oportunidade, e a necessidade, de uma pesquisa mais profunda sobre o tema. Sendo assim, justifica-se a análise de colapso em um edifício de concreto armado de 6 pavimentos de forma que possa se apresentar como uma estrutura usual se comportaria em uma situação de falha.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é verificar a propensão ao colapso progressivo de um edifício de concreto armado.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Apresentar métodos de análise e prevenção de colapso progressivo;
- b) Aplicar a metodologia de análise de colapso progressivo para edifícios típicos, a partir das prescrições da GSA (2003);
- c) Avaliar a redistribuição de cargas nos pilares;
- d) Avaliar a redistribuição de momentos fletores e forças cortantes.

1.3 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

- O edifício a ser analisado trata-se de um edifício didático de 6 pavimentos em concreto armado com ocupação residencial;
- De modo a simplificar os cálculos, tanto no dimensionamento quanto na análise de colapso progressivo, não foram considerados os esforços de vento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Usualmente na engenharia, uma estrutura é calculada com o objetivo de que não ocorram falhas, por isso utilizam-se os fatores de segurança. A análise estrutural comum, baseia-se na avaliação do seu comportamento até a ocorrência de uma falha, definindo-se assim os limites de utilização dessa estrutura, ou seja, até onde é possível utilizá-la.

O estudo do colapso progressivo, por sua vez, inicia-se a partir do momento em que ocorre uma falha na estrutura, de modo a avaliar o comportamento desta frente a essa falha. Sendo assim, a presente seção do trabalho busca apresentar uma base teórica acerca do colapso progressivo, além de trazer métodos de análise e diretrizes da mitigação de seus efeitos, caso ocorra.

2.1 COLAPSO PROGRESSIVO

Segundo Laranjeiras (2011), o colapso progressivo é a propagação de uma falha inicial, a outros elementos da estrutura, na forma de uma reação em cadeia. De acordo com Sezen, Song e Giriunas (2011), dá-se o nome de reação em cadeia quando, como resultado de uma falha localizada, há um incremento nas forças internas suportadas pelos membros vizinhos, fazendo com que, após o rearranjo das cargas, cada membro da estrutura suporte uma carga diferente de sua carga inicial. Caso essa carga exceda sua capacidade de suporte, pode haver uma outra falha local, fazendo com que o processo se repita sucessivamente, até que a estrutura encontre sua nova posição de equilíbrio, que pode ser após o colapso total ou parcial da estrutura.

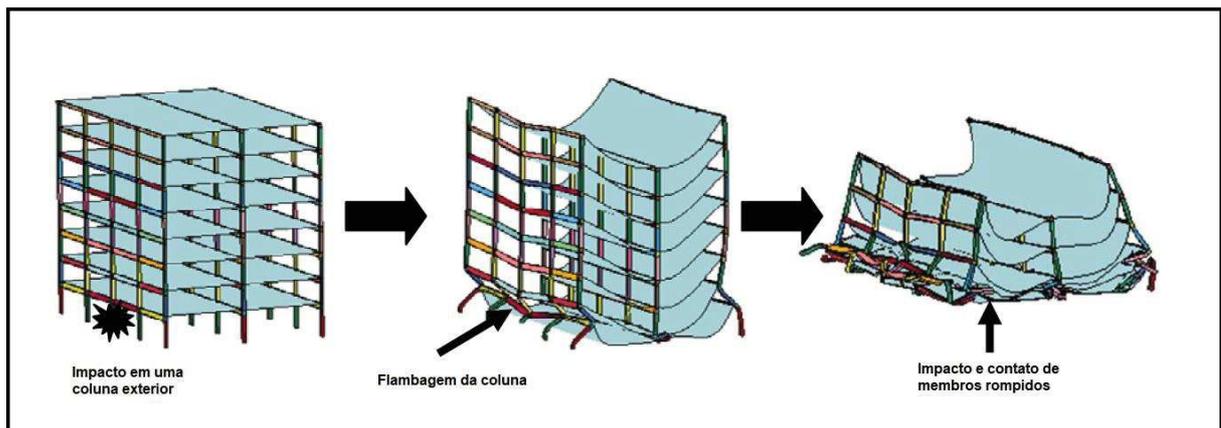
O documento do NIST (2007) complementa essa definição citando que a principal característica do fenômeno é sua desproporcionalidade, ou seja, a dimensão final da falha é desproporcionalmente maior do que a falha que deu início ao processo. Sendo assim, o colapso progressivo é um tipo de falha incremental em que os danos finais ficam fora de proporção em relação à falha inicial. Além disso, o NIST (2007) fornece meios de quantificação de um colapso em relação às dimensões da estrutura, para que possa ser definido como progressivo. De modo geral, para que se encaixe nas definições citadas pelo documento, a dimensão da

ruptura na horizontal deve ser maior do que 15% da área total do piso (ou superior a 100 m²), e na vertical deve atingir mais do que dois andares.

Para Ellingwood e Dusenberry (2005) o colapso progressivo é uma falha total ou parcial de uma estrutura, que provém da falha de um elemento estrutural, cuja sobrecarga proveniente de sua ruptura não pôde ser absorvida pela estrutura. Essa falha se propaga, então, de forma vertical ou horizontal na estrutura, podendo ocorrer nas duas formas simultaneamente. Para os autores, o que torna esse fenômeno distinto é o fato de que as dimensões do resultado dos danos na estrutura, são desproporcionais ao tamanho da falha local que deu início ao colapso.

A Figura 1 ilustra os conceitos de reação em cadeia e desproporcionalidade do fenômeno a partir de uma falha localizada.

Figura 1 - Representação da reação em cadeia e desproporcionalidade do fenômeno.



Fonte: Adaptado de (KHANDELWAL e EL-TAWIL, 2007)

2.2 ATRIBUTOS ESTRUTURAIS IMPORTANTES

Segundo o GSA (2003) a robustez da estrutura é definida como sendo a capacidade que uma estrutura e seus componentes estruturais possuem de resistir danos sem que venham a ruína. Ou seja, define-se que uma estrutura é robusta se uma falha local não causa um colapso progressivo (STAROSSEK E HABERLAND, 2010). A integridade estrutural, por sua vez, é a relação de conectividade que os elementos possuem entre si, sendo o número de elementos isolados da estrutura o menor possível.

Para que uma estrutura seja projetada com o objetivo de diminuir o risco da ocorrência de colapso progressivo, o NIST (2007) aponta algumas condições que, coletivamente, aumentam sua robustez e integridade, são elas: redundância, continuidade e ductilidade.

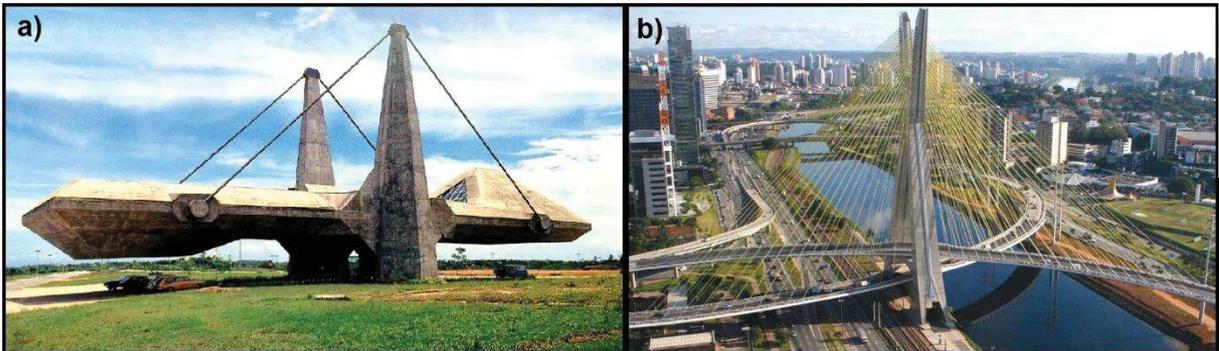
2.2.1 Redundância

A redundância estrutural é também referida por Starossek (2006) como a existência de caminhos alternativos de carga, ou seja, a estrutura possui mais do que apenas um elemento para suportar uma carga crítica. Caso um dos elementos falhe, outro pode seguir suportando a carga. Biondini, Frangopol e Restelli (2008) complementam esse conceito afirmando que a redundância estrutural é a capacidade do sistema redistribuir as cargas provenientes da falha de um elemento.

A redundância é uma propriedade crítica quando se fala de colapso progressivo. A utilização desse conceito em projeto prega que não deve haver um único elemento crítico no qual sua falha pode desencadear uma reação em cadeia que venha a trazer o edifício ao chão. Cada elemento crítico deve possuir um ou mais elementos equivalentes que possam receber a carga crítica no caso de sua falha (CORLEY ET AL., 1998).

A Figura 2 apresenta dois exemplos de estruturas com diferentes situações de redundância. À esquerda é possível verificar a ausência de redundância na estrutura. No caso da falha de um dos estais que suportam os pisos articulados, certamente a falha irá progredir para o restante da estrutura. Já à direita percebe-se que há redundância pois o número de estais é muito maior, sendo que no caso da falha de um deles, há outros elementos que podem absorver a carga proveniente dessa ruptura.

Figura 2 - Situações de redundância estrutural.



Fontes: a): (MIGLIANI, 2000), b): adaptado de (MAZARIN, 2011).

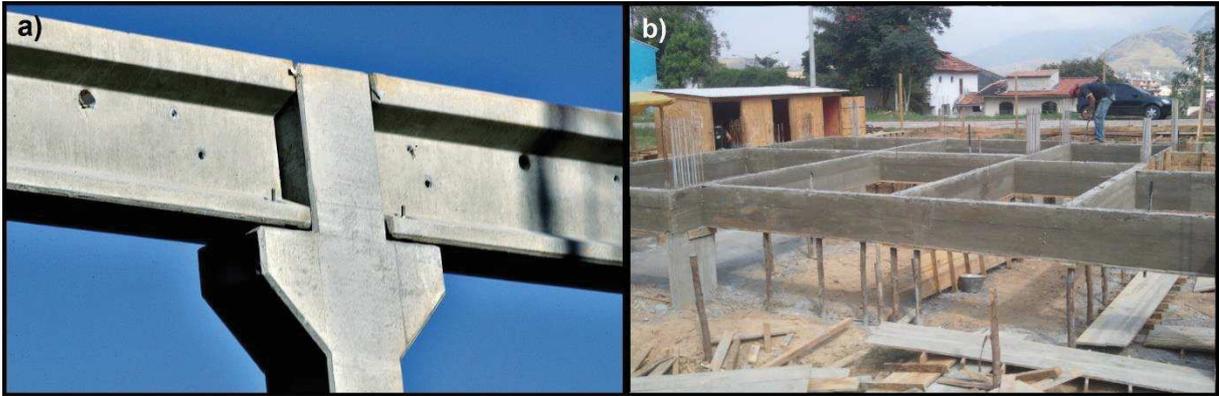
2.2.2 Continuidade

Starossek e Haberland (2010) citam que a continuidade de uma estrutura se refere a uma interconexão de seus elementos, como por exemplo, a armadura contínua que liga lajes, vigas e pilares. Longo (2013) afirma que o detalhamento das armaduras deve garantir à estrutura continuidade e ductilidade suficiente para que os esforços, no caso de uma ruptura, possam ser redistribuídos.

Laranjeiras (2011) ao falar sobre a continuidade, afirma que a esta é indispensável para que haja a redistribuição dos esforços no caso de um colapso inicial, além de estar relacionada ao monolitismo e a hiperestaticidade da estrutura, que são conceitos associados a rigidez e ao grau de estabilidade da mesma, respectivamente. Além disso, a continuidade relaciona-se também com a redundância, pois se não existir a ligação contínua entre os elementos estruturais, não há a redistribuição, transporte e condução de cargas pela estrutura.

A Figura 3 ilustra duas situações estruturais diferentes. À esquerda nota-se uma ligação viga-pilar unida por juntas e aparelhos de apoio; já à direita, observam-se vigas moldadas in loco, situação que fornece uma melhor continuidade às ligações do que as de elementos pré-moldados.

Figura 3 - Diferentes situações de Continuidade.



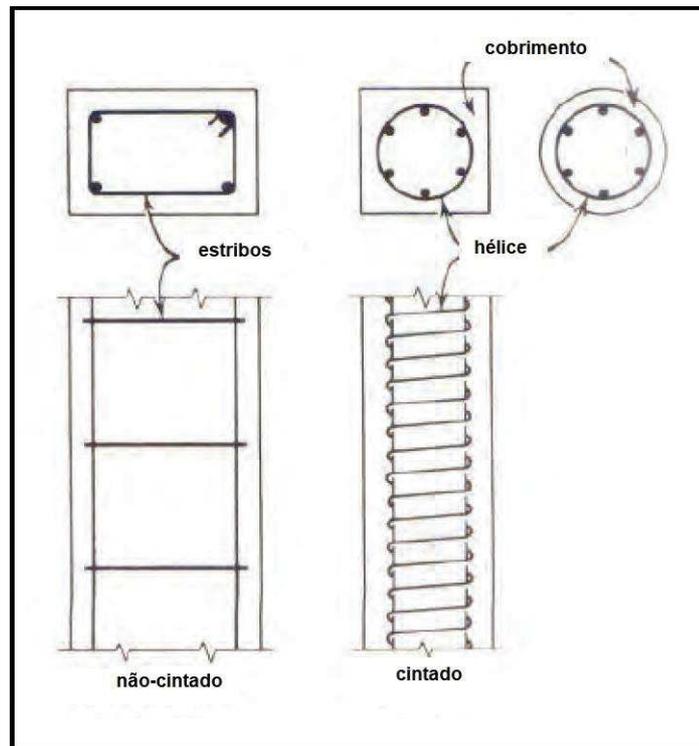
Fonte: a): adaptado de (CASSOL, 2018); b): adaptado de (Augusto, 2011).

2.2.3 Ductilidade

Segundo Gioncu (2000), a ductilidade é a capacidade que uma estrutura possui de estar sob grandes deformações plásticas sem que haja uma redução significativa de sua resistência. O aspecto mais importante da ductilidade em uma estrutura, é que no caso da falha de um membro estrutural, a falha é dúctil, ou seja, ela não ocorre de forma súbita.

Laranjeiras (2011) cita que uma das formas de se alcançar ductilidade em estruturas, no caso de estruturas de concreto armado, por exemplo, é a utilização de estribos pouco espaçados em pilares, transformando seu comportamento frágil, na ruptura, em dúctil. Estudos de danos no Pentágono, nos Estados Unidos, que foram alvo dos ataques terroristas de 2011, indicaram que os pilares que possuíam cintamento por estribos helicoidais (Figura 4) comportaram-se de forma mais dúctil do que aqueles que possuíam estribos com espaçamento usual (20 cm).

Figura 4 - Pilar comum e Pilar cintado.



Fonte: (LARANJEIRAS, 2011)

Ellingwood (2006) cita também que edifícios contínuos, e estruturas com alto grau de ductilidade e redundância conseguem absorver os danos locais com uma melhor eficiência. Já estruturas de perfis pré-moldados, alvenaria estrutural, ou qualquer sistema estrutural que, apesar de possuir uma boa amarração entre seus elementos, não tenham uma boa redundância e continuidade, são mais vulneráveis por possuírem uma baixa eficiência de redistribuição dos esforços no caso de uma falha local.

2.3 CAUSAS DO COLAPSO PROGRESSIVO

Para Wang et al. (2014) existem diversas ocasiões que podem iniciar o colapso progressivo de uma estrutura, como um incêndio, uma explosão de gás, colisão de veículos, erros de construção e projeto e corrosão devido a um ambiente agressivo. Pode se citar também a ocorrência de cargas anormais, ou seja, cargas que extrapolam as ações variáveis consideradas em projeto, seja por um evento extremo ou por uso inadequado da estrutura.

Segundo Laranjeiras (2011) a ocorrência de colapso progressivo em edifícios se dá devido a três causas:

- erros de projeto ou de construção;
- ações variáveis abusivas, em que se encaixam aquelas que extrapolam as envoltórias de ações e combinações que foram utilizadas em projeto;
- ações excepcionais, que incluem explosões de gás, colisões com veículos ou aviões, ações ambientais extremas como furacões e tempestades de neve.

O autor cita também que, apesar de, usualmente, se supor que as duas últimas seriam as causas da maioria dos colapsos de edifícios, o que a prática mostra é que, em grande parte, essas rupturas se dão devido a erros de projeto ou de construção.

NIST (2007) estima que, entre 15 e 20% dos colapsos de edifícios são desenvolvidos a partir de uma falha localizada. Cita também que, apesar de praticamente todos os edifícios estarem em risco, a ausência de redundância, ductilidade e continuidade na estrutura, pode fazer com que a construção seja mais vulnerável à ocorrência do colapso progressivo.

2.4 CARACTERIZAÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO

Trata-se de um evento de probabilidade de ocorrência relativamente baixa, tendo em vista que requer tanto uma carga anormal para iniciar a falha local e uma situação em que a estrutura não possua os atributos necessários para resistir a progressão da falha. Entretanto, faz-se importante o estudo desse fenômeno devido ao alto número de vítimas que podem resultar quando da ocorrência de um colapso (DoD, 2009).

Laranjeiras (2011) afirma que as normas brasileiras se referem a esse tema de forma sumária. Trouxe, também, como exemplo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), que trata de projeto de estruturas de concreto, uma das normas mais importantes da Engenharia Civil, que cita apenas que lajes lisas, ou lajes cogumelo, devem ser armadas sobre os pilares para garantir ductilidade local e evitar o colapso progressivo, porém não torna claro como a ductilidade influencia o comportamento da estrutura.

Para Wolff e Starossek (2009) o estudo desse fenômeno vem a partir de desastres famosos, como o do edifício Ronan Point em Londres (1968), Alfred P. Murrah na Cidade de Oklahoma (1995) e, o mais notório, as duas torres do *World Trade Center*. Os grandes prejuízos econômicos e o número de vidas humanas perdidas fizeram com que a preocupação em relação ao comportamento de uma estrutura frente à uma falha localizada se tornasse uma das prioridades de projeto.

2.5 CASOS DE COLAPSO PROGRESSIVO

Com o intuito de se ilustrar o tema, para melhor entendimento prático da ocorrência de colapso progressivo, esta seção traz alguns casos em que a ocorrência de um evento anormal ocasionou uma falha local que progrediu para toda ou parte da estrutura. É possível verificar também que, mesmo que o colapso progressivo não afete toda a estrutura, ele pode ainda gerar fatalidades e grandes prejuízos, demonstrando assim, a importância da prevenção desse fenômeno.

2.5.1 Ronan Point – Londres (1968)

O edifício possuía 64 metros de altura e 22 pavimentos construído entre os anos de 1966 e 1968 em Londres, destinado a população de baixa renda. O prédio contava com cinco apartamentos por andar, totalizando 110 unidades. Seu sistema estrutural era constituído de concreto pré-moldado, dotado de paredes, lajes e escadas, que se conectavam com o auxílio de parafusos, sendo que cada piso era sustentado diretamente pelas paredes do andar imediatamente abaixo.

O colapso iniciou-se devido a uma explosão ocasionada por um vazamento de gás em um apartamento do 18º andar. A força da explosão fez com que os painéis das paredes do apartamento fossem lançados para fora. Isso fez com que a estrutura do andar logo acima perdesse seu suporte e caísse sobre o andar inferior. O peso adicional e o impacto dos andares superiores fizeram com que os andares inferiores ruíssem progressivamente até o térreo, conforme verificado na Figura 5 (PEARSON e DELATTE, 2001).

Figura 5 - Edifício Ronan Point após o colapso.



Fonte: (PEARSON e DELATTE, 2001)

A ocorrência do colapso progressivo, no caso do Ronan Point, foi posteriormente atribuída à deficiência de sua integridade estrutural. O edifício não possuía redundância para redistribuir os esforços no caso da perda de um elemento de sustentação (LARANJEIRAS, 2011). Além disso, o NIST (2007) cita que as paredes do edifício não eram reforçadas, e suas conexões eram feitas apenas por parafusos, fricção e gravidade. Sendo assim, a explosão reduziu consideravelmente a carga de gravidade, podendo até ter invertido a direção do carregamento, eliminando a ligação e fricção dos painéis.

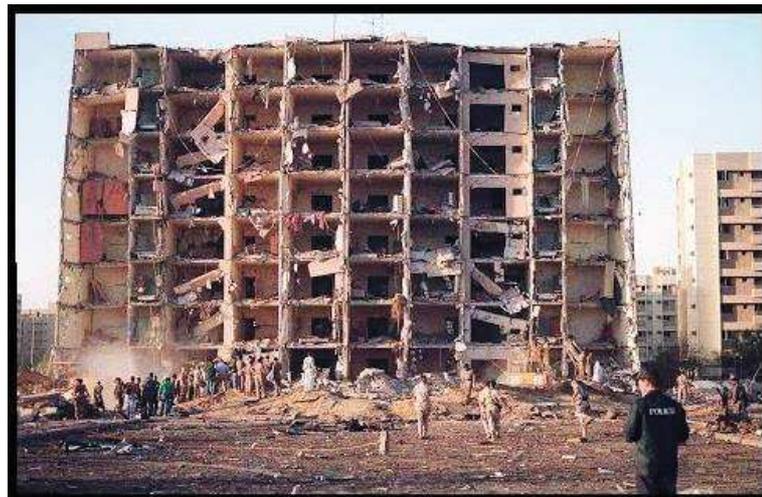
Como resultado do desastre, o Ministério do Reino Unido lançou normas de prevenção do colapso progressivo para a construção em painéis de concreto que se baseiam em prover caminhos alternativos de carga, assumindo a remoção de elementos críticos da estrutura, e prover uma forma de construção de tal rigidez e continuidade que garanta a estabilidade do edifício contra forças que podem danificar os membros estruturais (NIST, 2007).

2.5.2 Khobar Towers – Al-Khobar (1996)

Khobar Towers é um complexo de edifícios residenciais, localizado em Al-Khobar na Arábia Saudita, projetados com estrutura de paredes e lajes de concreto pré-moldado. Sendo assim, todas as cargas provenientes de andares superiores eram resistidas pelas paredes dos andares inferiores (LARANJEIRAS, 2011).

Em junho de 1996, terroristas detonaram uma bomba na avenida que passava em frente ao complexo. A explosão destruiu a fachada e danificou, parcialmente, as paredes e lajes internas do edifício mais próximo, além de causar danos severos nos edifícios vizinhos. Contudo, o colapso não evoluiu além das áreas dos danos iniciais, demonstrando boa resistência da estrutura ao colapso progressivo, conforme apresentado na Figura 6 (LARANJEIRAS, 2011).

Figura 6 - Fachada do edifício mais danificado pela explosão da bomba.



Fonte: (LARANJEIRAS, 2011)

Segundo Laranjeiras (2011) a estrutura foi projetada seguindo as orientações da norma inglesa CP – 110 (Código de Práticas para o Uso Estrutural do Concreto) que inclui recomendações sobre o dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto pré-moldado para a prevenção da ocorrência de colapso progressivo.

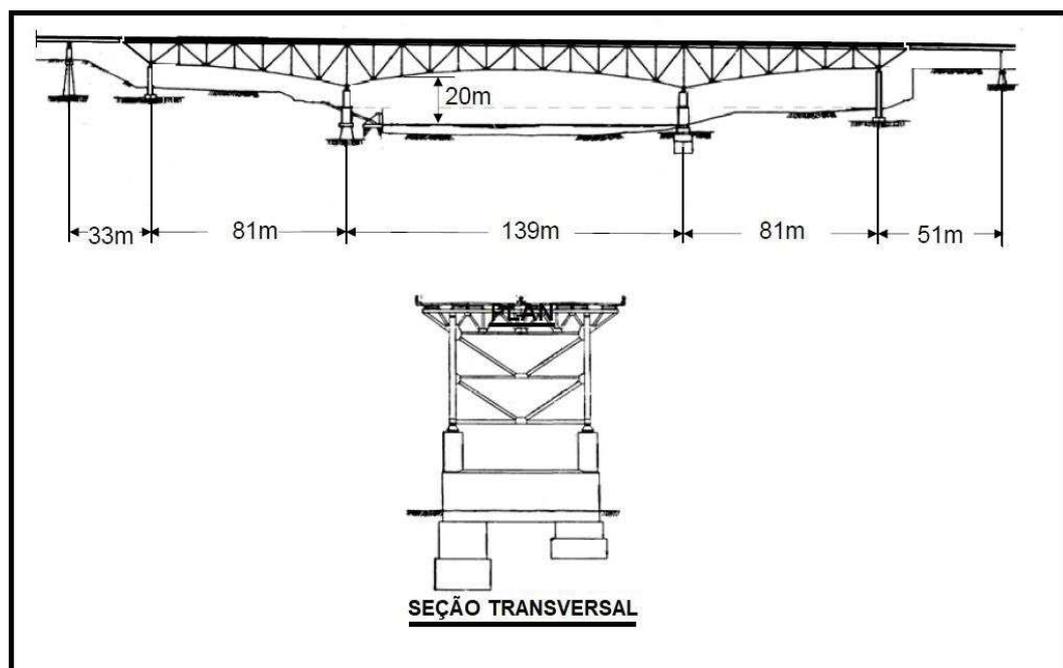
O documento do NIST (2007) cita ainda que as investigações revelaram que, ao contrário do Ronan Point, os elementos pré-moldados dos edifícios do complexo Khobar Towers foram dimensionados e detalhados com ductilidade suficiente para

reter a integridade estrutural mesmo após sérios danos. As ligações entre os elementos de lajes e paredes, em sua maioria, sobreviveram ao impacto, evitando que, apesar de danificada, a estrutura resistisse ao colapso como um “castelo de cartas”.

2.5.3 Ponte I35-W – Minneapolis (2007)

A ponte treliçada de aço I-35W sobre o Rio Mississippi em Minneapolis, Minnesota, Estados Unidos rompeu subitamente no dia primeiro do mês de agosto de 2007, com várias vítimas no desastre (MIYACHI, NAKAMURA e MANDA, 2012). A Figura 7 apresenta o esquema estrutural da ponte.

Figura 7 - Esquema estrutural da ponte I35-W.



Fonte: Adaptado de (ASTANEH-ASL, 2008).

Segundo Astaneh-Asl (2008), os relatórios sobre o colapso especificam que a falha inicial do colapso pode ter ocorrido em uma das suas várias placas de Gusset que faziam a ligação das treliças principais. Uma placa de Gusset é uma placa de aço que conecta elementos estruturais utilizando parafusos, rebites ou solda. No caso da ponte I35-W, a placa de gusset, que deu início ao colapso havia

oxidado e sua área líquida diminuído em aproximadamente 50% do designado em projeto. A partir da Figura 8 é possível verificar, também, flambagem nas bordas da placa, caracterizando a ocorrência de uma sobrecarga no elemento (ASTANEH-ASL, 2008).

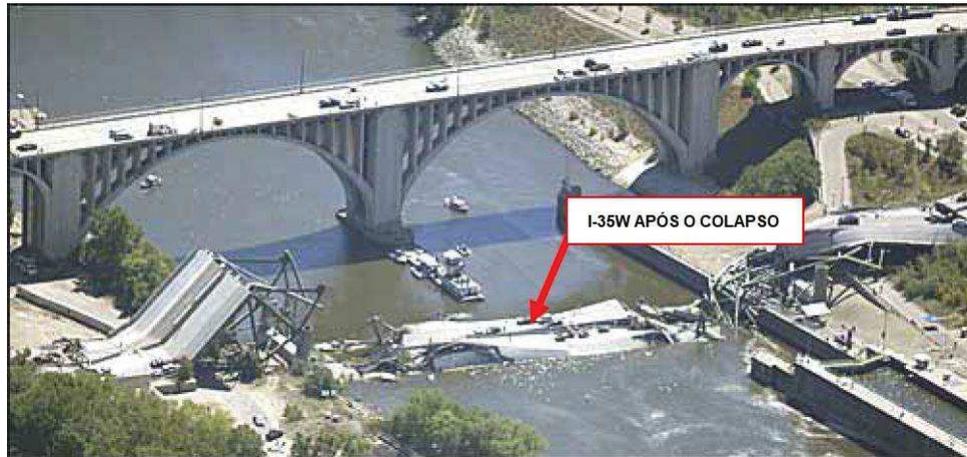
Figura 8 - Placa de Gusset da ponte I35-W.



Fonte - Adaptado de (ASTANEH-ASL, 2008).

Segundo Astaneh-Asl (2008), os estudos indicam também que houve um incremento da carga permanente da ponte diversas vezes devido a reparos e reforços das lajes. O *deck* da laje que inicialmente possuía uma espessura de aproximadamente 16,5 cm, contava com uma espessura total de 22 cm após os reparos. Além disso, no dia da ruptura haviam materiais de construção e maquinários pesados sobre a ponte, para manutenção. Esses fatores são indicados como possíveis causas do colapso da ponte, que é apresentado na Figura 9.

Figura 9 - Vista da ponte I-35W após o colapso.



Fonte: Adaptado de (ASTANEH-ASL, 2008).

2.6 NORMAS E DIRETRIZES

Após o acidente com o *World Trade Center*, agências americanas como o GSA e NIST, assim como o DoD, lançaram diretrizes de projeto para que sejam evitados colapsos do tipo progressivo, que serão brevemente apresentadas a seguir.

2.6.1 *General Services Administration* (2003)

A Administração de Serviços Gerais (GSA) dos Estados Unidos desenvolveu o – “*Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*” para garantir que o potencial de colapso progressivo, assim como suas medidas de prevenção, seja abordado ainda na fase de projeto.

A princípio, o guia oferece uma metodologia que chama de “Independência de Ameaça”, que significa que as considerações propostas no documento não se baseiam em determinados tipos de causas de uma falha local, e sim buscam criar caminhos alternativos de carga independente de qual tenha sido o motivo da falha. Faz uma diferenciação também dos métodos de análise para estruturas consideradas típicas ou de baixa a média estatura, que define como sendo de edifícios de até 10 pavimentos. Para edifícios dessa proporção, o documento cita que uma análise linear estática, utilizando um fator de amplificação das cargas

aplicadas, é satisfatória para a verificação da propensão de ocorrência de colapso progressivo. Após isso, cita um critério de avaliação dos resultados dessa análise, que chama de Relação Demanda-Capacidade (RDC).

De acordo com o GSA (2003) para estimar os resultados de uma análise Linear Estática de colapso progressivo, é necessário considerar o valor de RDC, que se obtém a partir da Equação 1.

$$RDC = \frac{QUD}{QCE} \quad (1)$$

Em que:

QUD = Força atuante (Demanda) determinada em um elemento ou ligação.

QCE = Força resistente (Capacidade) de um componente e/ou ligação.

Utilizando o critério RDC da análise Linear Estática, elementos que possuem valores que excedam as recomendações seguintes podem ser considerados seriamente danificados ou então colapsados.

RDC \leq 2 para configurações estruturais típicas

RDC \leq 1,5 para configurações estruturais atípicas.

A GSA (2003) define estruturas típicas como sendo estruturas que possuem características simples, uniformes e repetitivas, e estruturas atípicas como aquelas que possuem combinações de tipos estruturais, descontinuidades verticais, entre outros.

De acordo com o GSA (2003), um valor de RDC maior do que 1, teoricamente significa que o membro excedeu sua capacidade limite última na região, porém não quer dizer, necessariamente, uma falha da estrutura, contanto que outros membros sejam capazes de suportar as forças redistribuídas após a capacidade de carga do elemento ter sido ultrapassada.

Para estruturas acima de 10 pavimentos, ou que forem consideradas atípicas, a agência recomenda que seja utilizado um método mais sofisticado de abordagem do problema, o qual se refere como análise não-linear, tanto geométrica quanto do material da estrutura.

2.6.2 *National Institute of Standards and Technology (2007)*

O Instituto Nacional de Padrões e Tecnologia (NIST) dos Estados Unidos lançou o seu documento – *“Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings”* com o intuito prover a engenheiros as melhores práticas para reduzir a probabilidade de ocorrência de colapso progressivo no caso de um carregamento anormal.

Os métodos incluem o Método Direto, para o qual o documento recomenda prover forças de amarração suficientes, o Método dos Caminhos Alternativos de Carga, ou seja, permitir a falha de um elemento, mas garantir que a carga proveniente de sua falha seja redistribuída para os elementos vizinhos, e o Método da Resistência Local Específica, que consiste em projetar elementos principais para resistir carregamentos anormais.

Além disso, o documento fornece uma comparação de diversas normas, tanto americanas quanto europeias, que abordam o colapso progressivo, assim como sua prevenção e mitigação de seus efeitos.

2.6.3 *Department of Defense (2009)*

O Departamento de Defesa (DoD) dos Estados Unidos, lançou o – *“Unified Facilities Criteria – Design of Buildings to Resist Progressive Collapse”*, com os requerimentos necessários para reduzir o potencial de colapso progressivo para instalações novas e existentes que sofrerem danos estruturais localizados a partir de eventos geralmente imprevisíveis. Esse documento foi criado para exigir que edifícios com mais de 3 andares possuam medidas preventivas de colapso progressivo.

Esta norma cita dois métodos para reduzir a probabilidade de ocorrência do colapso progressivo, o Método Direto e o Método Indireto, citando diferentes alternativas de atender a esses métodos. Além disso, o documento divide as edificações em diferentes categorias de riscos, indicando qual o método mais indicado para a respectiva edificação em análise. Sendo assim, resta ao projetista saber qual a categoria de risco de sua edificação e adotar as medidas preventivas necessárias.

2.7 DIRETRIZES DE PROJETO

O NIST (2007) define dois métodos de projeto para se evitar o colapso progressivo, que são o Método Direto e o Método Indireto. Essas abordagens são detalhadas a seguir.

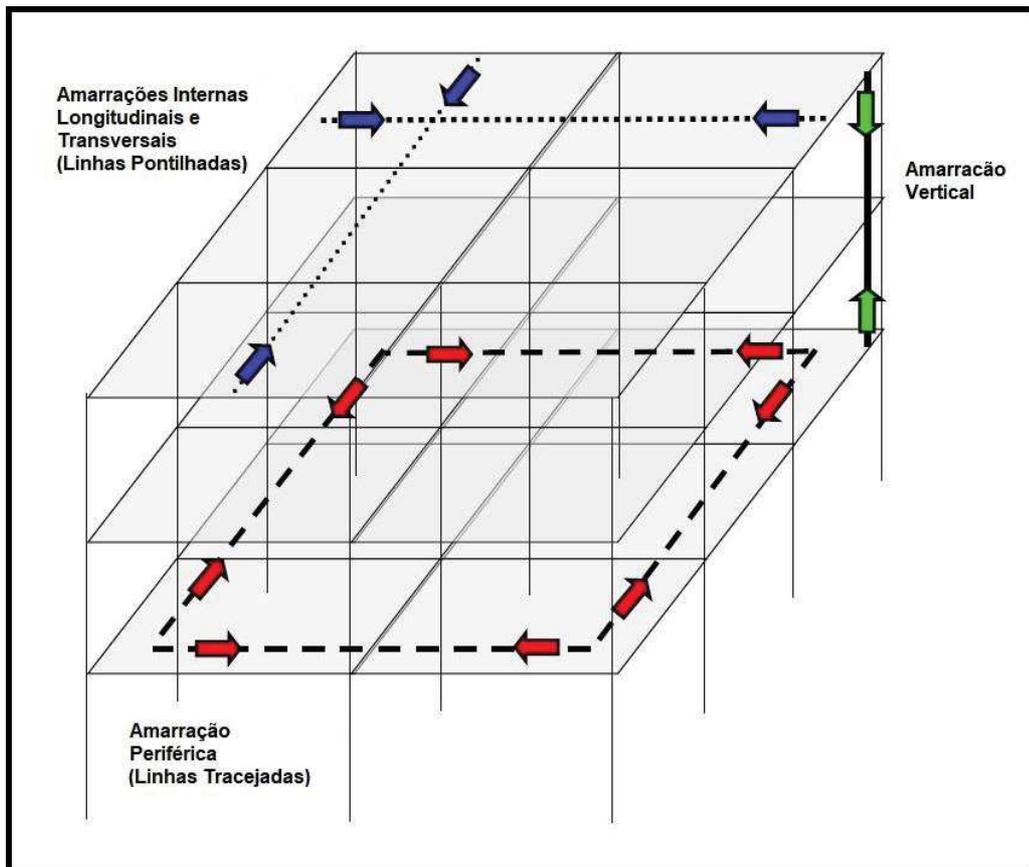
2.7.1 Método Indireto

O Método Indireto considera implicitamente a resistência ao colapso progressivo provendo um requisito mínimo de conectividade entre seus elementos, aumentando-se a robustez geral da estrutura. Além disso, o método fornece diretrizes para que seja garantida ductilidade suficiente em suas conexões entre os componentes estruturais de modo que possam sofrer deformações e absorver a energia quando sobre o efeito de condições anormais (KHANDELWAL, 2008).

Uma das diretrizes citadas acima, segundo Felipe (2017) é o Método da Força de Amarração, que estabelece ligações entre os elementos estruturais por tirantes, aumentando a capacidade de redistribuição dos esforços. El Debs (2000) chama esses tirantes de “amarrações”, que são armaduras adicionais ancoradas nos elementos estruturais e que não foram previstas no dimensionamento usual da estrutura. Além disso, o autor explica que sua utilização na estrutura faz com que sejam mobilizados caminhos alternativos de transferência das forças. Em outras palavras a intenção do método é quantificar requisitos mínimos de redundância, continuidade e ductilidade para a estrutura (KHANDELWAL e EL-TAWIL, 2007).

O DoD (2009) indica que, nesta abordagem, o edifício é mecanicamente amarrado otimizando sua continuidade e ductilidade, além do desenvolvimento dos caminhos alternativos de carga. Cita também, a utilização de três amarrações horizontais: longitudinal, transversal e periférica, além da amarração vertical, necessárias em colunas e em alvenaria estrutural. Essas disposições das armaduras estão ilustradas na Figura 10.

Figura 10 – Tirantes de amarração para promover integridade estrutural.



Fonte: Adaptado de (DoD, 2009)

2.7.2 Método Direto

É dado o nome de Método Direto, devido ao fato de o projetista considerar explicitamente as condições de contorno e realizar uma análise estrutural mais sofisticada quando comparadas as análises corriqueiras de cálculo estrutural, que consideram apenas cargas gravitacionais e de vento (NIST, 2007). Em seu estudo, Khandelwal (2008) afirma que para o Método Direto há duas abordagens que o projetista pode seguir, o Método dos Caminhos Alternativos de Carga e o Método da Resistência Local Específica.

2.7.2.1 Método dos Caminhos Alternativos de Carga

Como o nome sugere, esse método considera que, em sua fase de concepção, a estrutura deve ser projetada para que permita a falha de um membro estrutural, fornecendo caminhos alternativos que a carga possa percorrer e distribuir as cargas adicionais a elementos que não foram diretamente afetados pela sobrecarga. Esse é o método indicado pelas principais agências americanas, como a Administração de Serviços Gerais (GSA, 2003) e o Departamento de Defesa (DoD, 2005), e sua principal vantagem se dá ao fato de que, independente da origem da sobrecarga que deu início ao colapso, a estrutura é adequada para resistir ao colapso (KHANDELWAL, 2008).

2.7.2.2 Método da Resistência Local Específica

Khandelwal (2008) afirma que o Método da Resistência Local Específica, busca aprimorar a capacidade de carga dos principais elementos estruturais, assim como sua ductilidade, para que estes resistam a condições de cargas anormais. Em outras palavras, o método busca aumentar a robustez e integridade estrutural de elementos isolados na estrutura.

2.8 MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Os desenvolvimentos em análise estrutural nos últimos anos, fizeram com que fosse possível o surgimento de estruturas cada vez mais ousadas e eficientes. Isso induziu a utilização dos materiais constituintes de uma estrutura até os limites de seus envelopes operacionais. O resultado é que as estruturas modernas carecem da reserva que era inerente às estruturas mais antigas, projetadas através de conhecimento empírico e instinto e, com isso, demanda-se uma atenção maior a como às novas estruturas irão se comportar quando submetidas a cargas anormais (GILMOUR e VIRDI, 1998).

Com o surgimento do computador, surgiram também ferramentas que foram criadas automatizar a grande quantidade de cálculos numéricos presentes na análise estrutural, como o Método dos Elementos Finitos. Assim, com o auxílio

dessas ferramentas foi possível projetar e calcular estruturas cada vez mais complexas.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) se baseia na divisão de um meio de integração em um número finito de pequenas regiões, chamadas de elementos finitos, interconectados entre si através de pontos nodais. Assim, um meio contínuo torna-se discretizado, sendo a forma dos elementos arbitrária e seus tamanhos podendo ser variados conforme a necessidade. Com isso, obtêm-se várias funções admissíveis para o problema, uma para cada elemento finito, ao invés de uma única função que satisfaça todo o problema (CALLEJAS, 1998).

Kandil, Ellobody e Eldehemy (2013) afirmam que devido à falta de testes em escala real de estruturas sob colapso progressivo, o Método dos Elementos Finitos fornece uma melhor compreensão do comportamento das estruturas quando sob esse fenômeno.

Segundo Argenta (2015) o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações nas estruturas (normais, fletoras, cortantes, torsores e deslocamentos), com objetivo de verificar os estados limites último e de serviço. O autor cita que a análise deve ser feita em um modelo que permita a representação da resposta da estrutura e dos respectivos materiais, levando-se em conta os esforços solicitantes de interesse.

As análises estruturais realizadas na prática da Engenharia, em geral, possuem como base a análise elástica de 1º ordem. A análise estrutural quando feita dessa forma, considera que o equilíbrio da estrutura deve ser feito na sua posição indeformada, ou seja, está implícito nesta definição que os deslocamentos não afetam o equilíbrio da estrutura, como resultado os deslocamentos e as ações são proporcionais (PINTO e SILVA, 2015).

Sendo assim, Silva (2004) conclui que a partir de uma classificação teórica distinguem-se as análises lineares das não-lineares geométricas em relação a sua respectiva ordem. A autora afirma que, a linearidade geométrica refere-se à proporcionalidade entre os esforços aplicados e os deslocamentos provocados na estrutura, afirmando que, uma análise linear geométrica trata-se de uma análise de 1º ordem. Já uma análise de 2º ordem se relaciona com a análise não-linear geométrica.

Fadaei (2012) cita que existem 4 tipos de análise para os casos de colapso progressivo, a Linear Estática, Não-Linear Estática, Linear Dinâmica e Não-Linear

Dinâmica, em ordem crescente de complexidade. Segundo o autor, a análise Linear Estática é o método primário fornecido pelo GSA. Trata-se da análise mais básica dos quatro métodos, além de ser a mais rápida e a mais simples de estimar suas consequências.

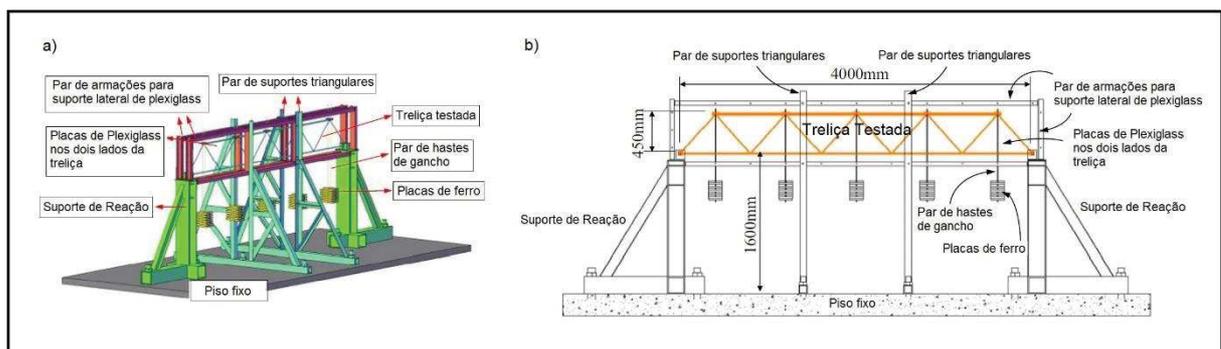
A agência americana GSA (2003) cita que a análise Linear Estática é feita sob a premissa de que a estrutura sofre apenas pequenas deformações e que o comportamento do material se mantém elástico. Sendo assim, a análise Linear Estática se limita a edifícios de baixa a média estatura (menores do que 10 pavimentos).

2.9 ESTUDOS RECENTES

2.9.1 Zhao et. al (2016)

Zhao et. al (2016) realizaram um estudo experimental acerca do comportamento resistente ao colapso progressivo de estruturas de treliça planas. Para conduzir o experimento os autores desenvolveram 3 modelos de protótipo, em escala, de uma treliça, seguindo o esquema representado na Figura 11.

Figura 11 - Modelo do protótipo utilizado no experimento.



Fonte: Adaptado de (ZHAO et. al, 2016).

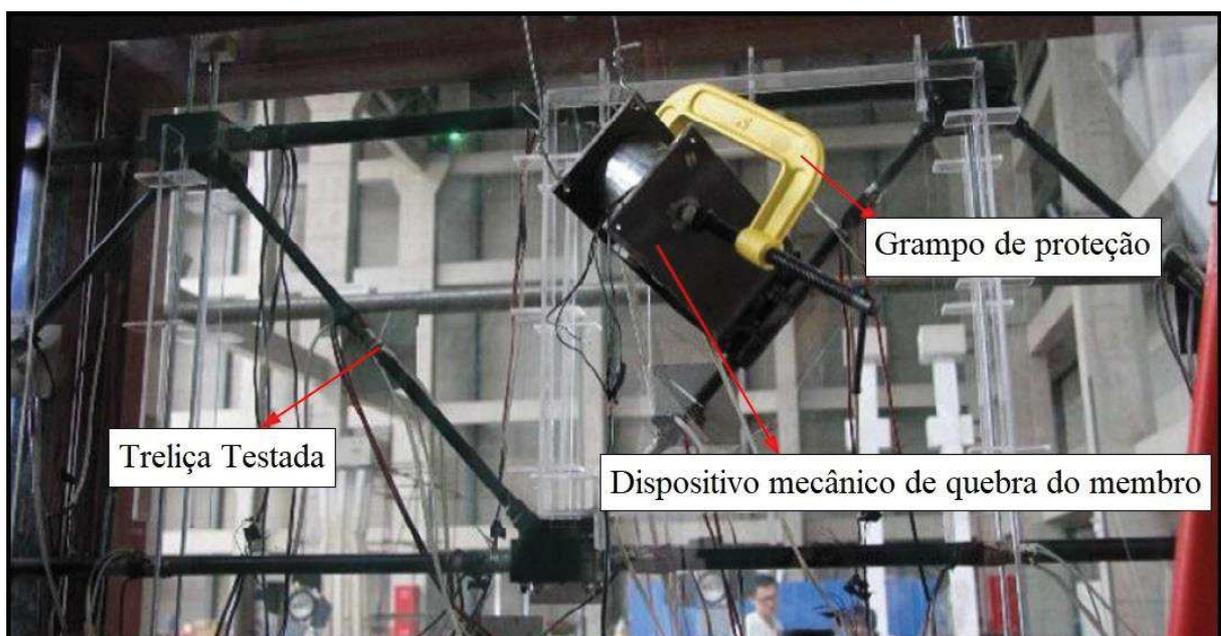
Em cada modelo, foram utilizados diferentes tipos de ligações entre os membros da treliça. Para dois dos modelos foram utilizadas ligações parafusadas rígidas e semi-rígidas, e para o terceiro foram utilizadas ligações soldadas. Para a realização do experimento, foi replicado a falha em cada modelo de 3 membros

diagonais diferentes, sendo necessário, então, a construção de 3 protótipos para cada modelo. O experimento contou com o auxílio de técnicas de vídeo para monitorar as deformações locais e globais e também de simulações via método dos elementos finitos para auxiliar a interpretação e confirmação das observações experimentais.

Os autores citam que para estruturas de grandes vãos não há um código de recomendações sobre qual membro remover em uma análise pelo Método dos Caminhos Alternativos de Carga, então decidiram por remover um membro diagonal da treliça nos três testes que foram realizados. Essa escolha se deu pelo fato de que a retirada de um desses elementos ocasionaria um cenário em que há uma maior rotação junto aos apoios, de modo que possibilitasse uma melhor visualização da influência nas ligações entre os membros, além de determinarem que esses elementos eram os que sustentavam maior carga.

Para replicar a falha inicial nos membros propostos os autores lançaram mão de um dispositivo mecânico. Para utilizar esse dispositivo, o elemento escolhido é deliberadamente cortado, e o corte é reparado com esse dispositivo, podendo-se considerar intacto o elemento estrutural, até o momento em que o dispositivo é retirado, simulando uma falha súbita. A treliça com esse dispositivo é apresentada na Figura 12.

Figura 12 - Dispositivo mecânico utilizado no experimento.



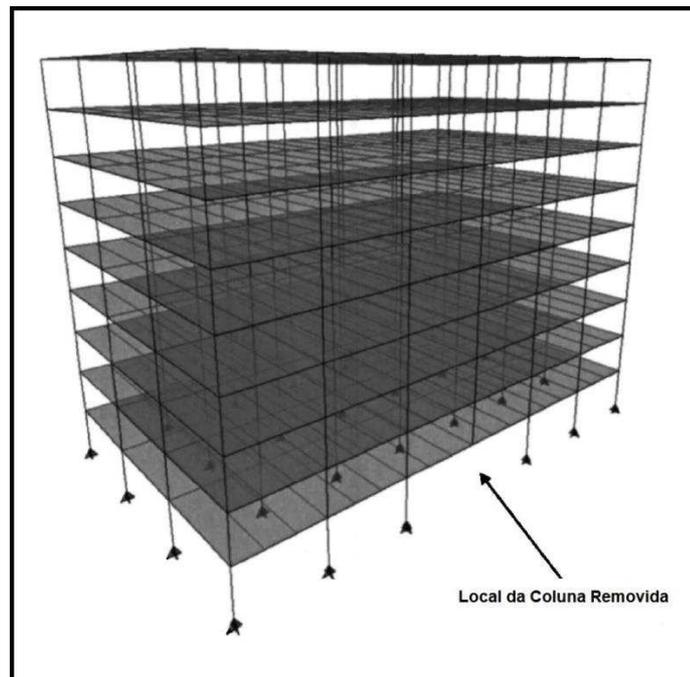
Fonte: Adaptado de (ZHAO et. al, 2016).

Após a realização do experimento e da avaliação dos resultados, os autores concluíram que a treliça com ligações soldadas foi capaz de se reequilibrar rapidamente após a falha do elemento, assim como a treliça com ligações por pinos que teve comportamento praticamente idêntico. A treliça com ligações rígidas, por sua vez, sofreu sucessivas flambagens dos membros diagonais adjacentes ao membro falho, fazendo com que a capacidade estrutural de redistribuir os esforços fosse significativamente reduzida. Os autores citaram também que, apesar de um colapso total não ter ocorrido, as grandes deformações indicaram que ocorreu o colapso progressivo, levando os autores a conclusão de que a utilização de ligações rígidas em uma treliça pode causar um efeito adverso na resistência estrutural contra o colapso progressivo.

2.9.2 Marjanishvili e Agnew (2006)

Marjanishvili e Agnew (2006) realizaram a comparação de quatro métodos de análise de colapso progressivo, utilizando como modelo um edifício de 9 andares, com estrutura de aço. Para isso, utilizaram análises com incrementos em seu grau de complexidade: linear estática, não-linear estática, linear dinâmica e não-linear dinâmica. Tratando-se de uma análise numérica de alta complexidade, usaram como ferramenta o *software* comercial SAP2000 (CSI, 2002). Segundo os autores, de acordo com a GSA, é necessário que sejam analisados vários cenários de perdas de elementos estruturais, porém, é requerido apenas a remoção de um elemento por vez. Sendo assim, o experimento se deu de modo que não foi considerada a causa da perda do membro estrutural, o único fato relevante ao estudo foi o de que o elemento se torna incapaz de suportar a carga destinada a ele. O modelo adotado pelos autores, assim como o cenário de perda do elemento estrutural é apresentado na Figura 13.

Figura 13 - Modelo 3D do edifício e cenário de perda de elemento estrutural.



Fonte: Adaptado de (MARJANISHVILI e AGNEW, 2006)

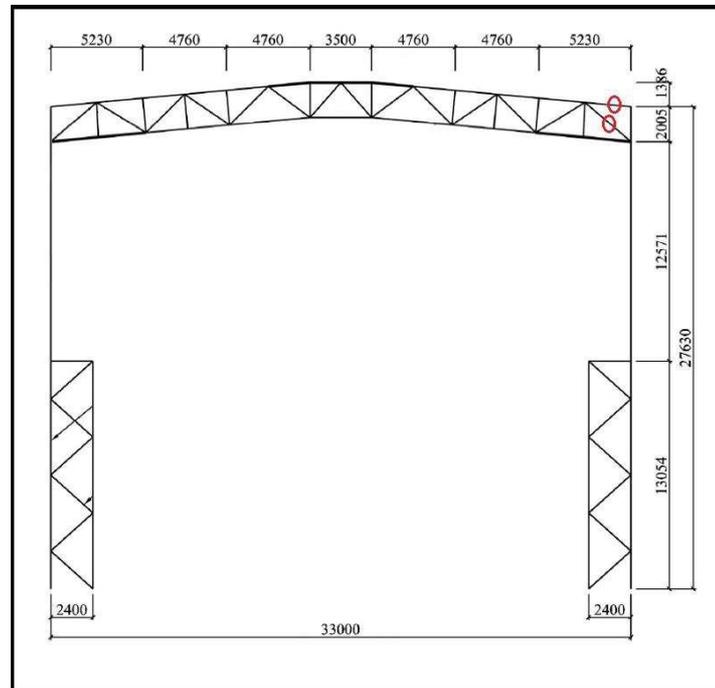
Após a realização dos estudos, os autores concluíram que, com os procedimentos de análise linear, a estrutura modelada satisfaz os critérios de colapso progressivo estabelecidos pelo GSA com uma margem de segurança de aproximadamente 13%. Em contrapartida, para as análises não-lineares, a estrutura se mostrou muito mais propensa a ocorrência de colapso progressivo, tendo em vista que, na análise dinâmica, a ductilidade e ângulo de rotação nos apoios chegaram perto de seus limites, e para a análise estática a estrutura não se mostra eficiente. Sendo assim, os autores citaram que as análises não-lineares dinâmica e estática sejam utilizadas em conjunto, de forma suplementar, tendo em vista que fornecem mais detalhes e resultados mais confiáveis do comportamento da estrutura sob colapso progressivo.

2.9.3 Jiang e Chen (2012)

Jiang e Chen (2012) realizaram um estudo sobre a análise do colapso progressivo e avaliação de segurança para uma treliça de aço, utilizada na estrutura de uma cobertura, conforme ilustra a Figura 14. Além disso, os autores testaram

também a robustez das estruturas de treliça, e realizaram uma comparação da forma não-linear estática e dinâmica.

Figura 14 - Estrutura modelada com os membros removidos demarcados.



Fonte: Adaptado de (JIANG e CHEN, 2012)

Como metodologia, foi considerado que um ou dois membros da estrutura rompem devido a algum acidente. A estrutura sofreu então um processo dinâmico devido a mudança repentina do caminho de transferência de carga. Além disso, os autores assumiram que como a treliça em estudo tratava-se de uma estrutura plana, os contatos e impactos de massas não causaram influência direta na estrutura.

Em sua conclusão, os autores localizaram os membros sensíveis da estrutura em questão utilizando o método de avaliação da segurança. Concluíram também que a localização do membro que sofre a falha inicial é de suma importância e possui grande influência no mecanismo de redistribuição dos esforços e no novo caminho de cargas da estrutura e, apesar da análise estática oferecer uma compreensão razoável da probabilidade de ocorrência de colapso progressivo após uma falha inicial e estimar, caso exista, uma configuração aproximada de uma nova posição de equilíbrio, a análise dinâmica fornece mais detalhes sobre o colapso, além de fornecer a configuração final da estrutura remanescente mesmo

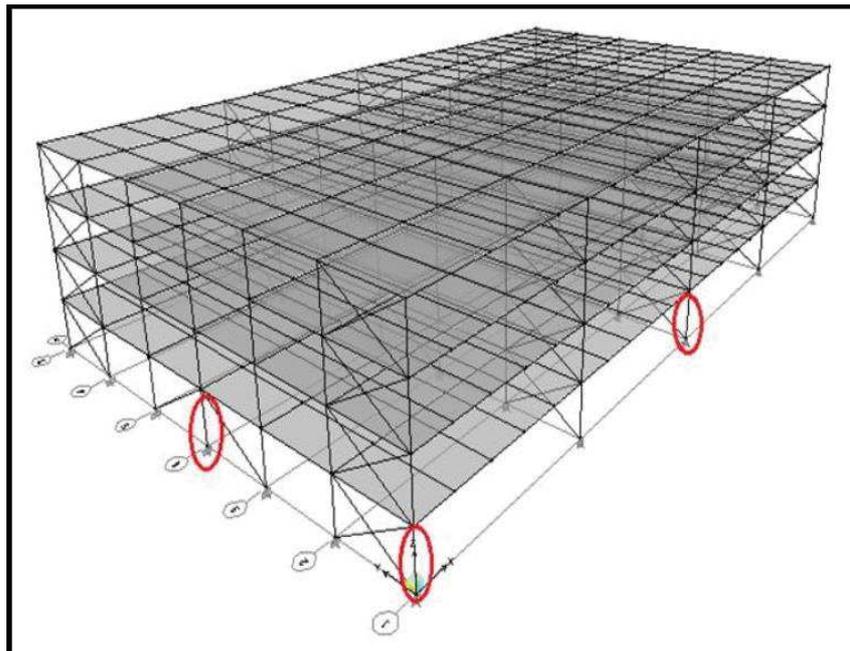
que a deformação seja tanta que sua geometria mude drasticamente após o colapso.

2.9.4 Fadaei (2012)

Fadaei (2012), em sua tese, investigou o potencial de colapso progressivo, em estruturas pré-moldadas de aço, além de realizar um estudo comparativo nos sistemas de piso que utilizam vigas I e nos que utilizam vigas treliçadas. Para isso, utilizou as recomendações do GSA, que têm como base a análise linear estática.

Para a metodologia, o autor considerou dois edifícios de mesmas dimensões, apresentado na Figura 15, sendo o primeiro construído a partir de vigas I e o segundo constituído de vigas treliçadas. Na análise computacional, o autor lançou mão de um modelo 3D do problema, utilizando o *software* comercial ETABS, e tanto para as vigas I e vigas treliçadas, considerou as vigas cobrindo três vãos diferentes (9 m, 12 m e 15 m). Além disso, o autor considerou 3 casos de falha em colunas para a análise do desenvolvimento do colapso, ou seja, foram removidas 3 colunas, uma por vez, para a realização da análise.

Figura 15 - Modelo computacional do estudo com as colunas a serem removidas.



Fonte: (FADAEI, 2012)

Para as lajes que se apoiam nas vigas, o autor considerou o modelo de laje *Steel Deck*, muito utilizado em estruturas de aço.

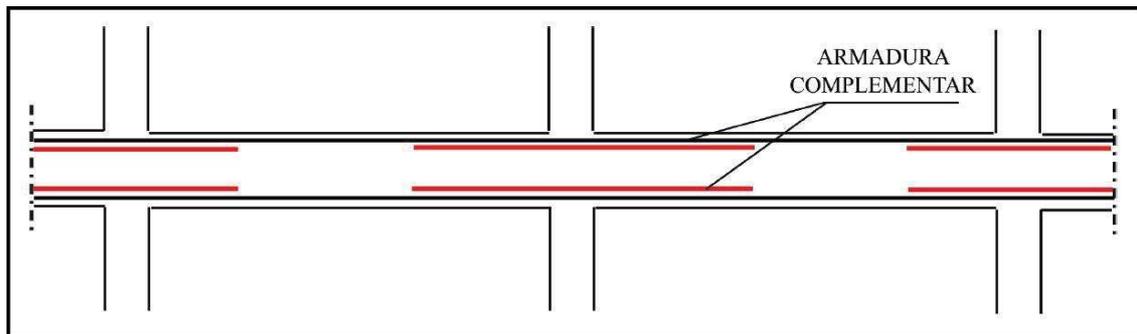
Após as análises, utilizando os conceitos de critério de aceitação do GSA e comparando os resultados para vigas I e vigas treliçadas o autor concluiu que os deslocamentos verticais no local de remoção de uma coluna em cada estrutura utilizando vigas treliçadas é menor para todos os vãos, do que as estruturas que utilizam vigas I, sendo que ficam ainda mais discrepantes quando se considera vãos de 15 metros. Isso mostrou, segundo o autor, que a capacidade de absorção de cargas excessivas nas vigas treliçadas é maior do que nas vigas I, sendo menor, também, o seu potencial para o colapso progressivo.

2.9.5 Longo (2013)

Longo (2013) efetuou um estudo com o objetivo de definir um procedimento de análise de uma estrutura de concreto armado para a avaliação do colapso progressivo. Para isso, o autor utilizou as recomendações da agência norte-americana GSA, que recomenda coeficientes para se levar em conta o efeito dinâmico e não linear do colapso progressivo, em uma análise linear estática, além de utilizar os critérios de aceitação fornecidos pela agência.

Para a estrutura analisada o autor utilizou um edifício de 12 pavimentos, 36 metros de altura e pé direito de 3 m, com toda a sua estrutura de concreto armado. Longo utilizou também armaduras complementares nas ligações entre vigas e pilares, de modo que fosse aumentado o grau de continuidade da estrutura, conforme a Figura 16.

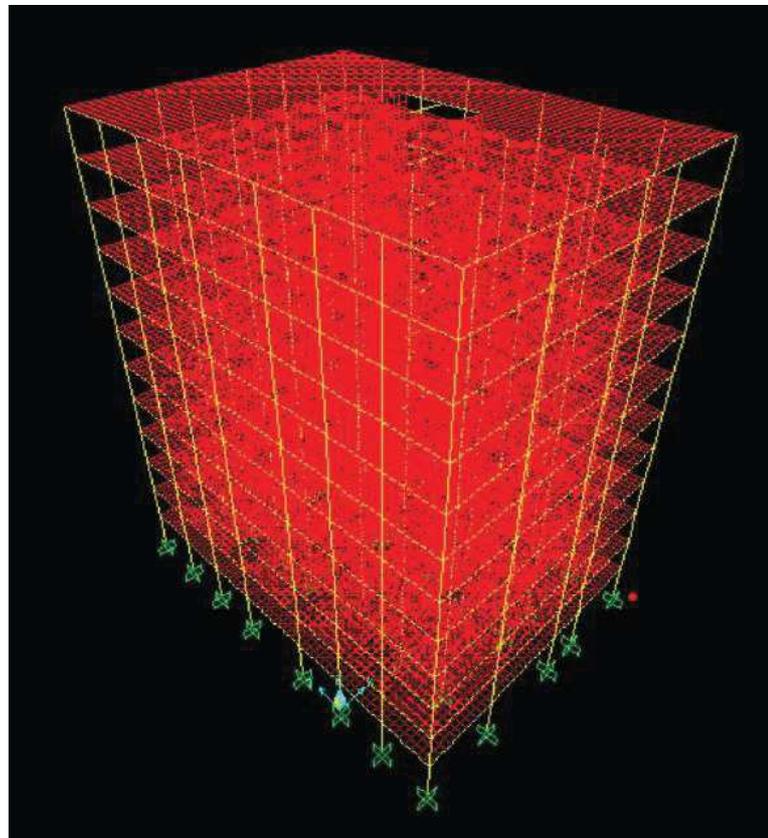
Figura 16 - Armadura complementar de proteção contra o colapso progressivo.



Fonte: (LONGO, 2013)

A estrutura estudada, apresentada na Figura 17, foi modelada e analisada no *software* SAP2000 (CSI, 2009), e conforme recomendações da GSA o autor analisou a estrutura sem danos, e após, com danos em diferentes pilares da estrutura. Com isso, foi possível a realização da avaliação de RDC (Relação Demanda-Capacidade), também recomendada pela GSA para a avaliação dos efeitos de colapso progressivo.

Figura 17 - Modelagem tridimensional da estrutura.



Fonte: (LONGO, 2013)

A partir da realização de seu estudo, o autor concluiu que, utilizando o Método dos Caminhos Alternativos de Carga, e os critérios de avaliação do RDC foi constatado que é possível atenuar os efeitos do colapso progressivo se armaduras de proteção forem colocadas em baixo e em cima dos apoios das vigas. Longo (2013) conclui seu trabalho dizendo que, apesar do baixo risco da ocorrência de colapso progressivo e o aumento do custo com a implantação das armaduras de proteção, é importante que a estrutura seja projetada para preservar vidas no caso da ocorrência de um colapso.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização deste trabalho foi utilizado como base as dimensões e cargas consideradas de uma das estruturas estudadas por Antoniazzi (2011).

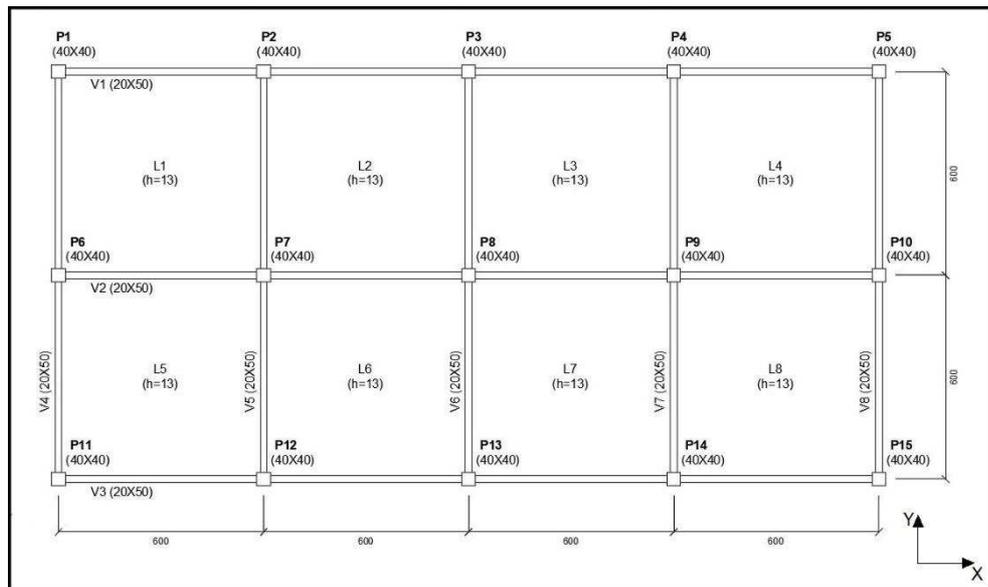
3.1 ESTRUTURA ANALISADA

A partir dos estudos de Antoniazzi (2011), foi adaptado um edifício para 6 pavimentos, de forma a verificar a propensão do edifício a ocorrência de colapso progressivo.

A estrutura possui um total de 15 pilares de 2,80 m de altura, distribuídos em três linhas de cinco, espaçados de eixo a eixo em 6 metros, tanto na horizontal quanto na vertical. Em sua estrutura original, Antoniazzi (2011) havia utilizado pilares de 30x30, 40x40 e 50x50 cm. Como o edifício estudado neste trabalho é de menor estatura, optou-se por padronizar as seções dos pilares em 40x40 cm e manteve-se o comprimento original de 2,80 m. Foram adotadas, para as vigas do edifício, as mesmas seções utilizadas pela autora de 20x50 cm e vãos de 6 metros. As lajes utilizadas foram do tipo maciça, com espessura de 13 cm.

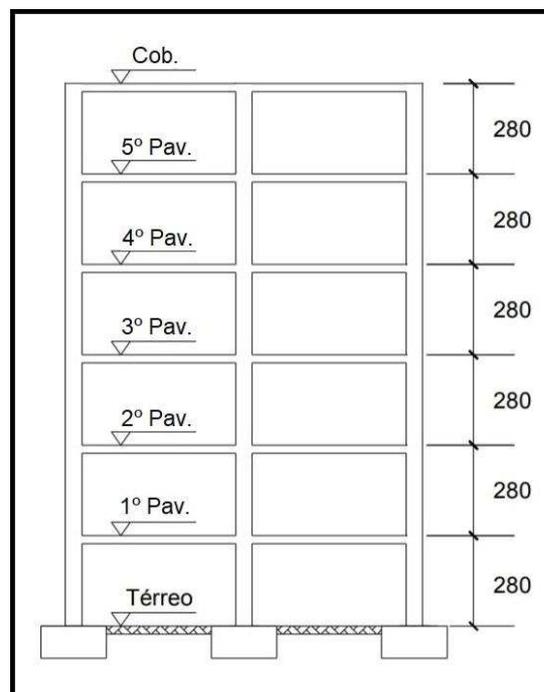
A Figura 18 apresenta as dimensões das lajes, vigas e pilares e a Figura 19 ilustra o corte esquemático do edifício. Como as fundações da estrutura não fazem parte dos objetivos deste estudo, consideraram-se os pilares do pavimento térreo como apoiados em sua base, assumindo que não houvesse recalques.

Figura 18 - Malha de terças e treliças – unidades em cm.



Fonte: Adaptado de (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 19 - Cortes Esquemáticos – unidades em cm.



Fonte: Adaptado de (ANTONIAZZI, 2011).

3.2 MATERIAIS

Os materiais utilizados no dimensionamento foram definidos por Antoniazzi (2011) como concreto de resistência à compressão $f_{ck} = 25$ MPa, com módulo de elasticidade tangente $E_{ci} = 28000$ MPa. O aço considerado para as armaduras é do tipo CA – 50, com tensão de escoamento $f_{yk} = 500$ Mpa.

Os cobrimentos adotados para a estrutura são os recomendados para uma classe de agressividade II pela NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo de 2,5 cm para as lajes e 3 cm para as vigas e pilares.

3.3 CARGAS CONSIDERADAS

Para as cargas verticais atuantes na estrutura, Antoniazzi (2011) considerou o peso próprio dos pilares, vigas e lajes, além de considerar uma carga permanente adicional de 1,0 kN/m² referente aos pisos e revestimentos e uma sobrecarga de 2,0 kN/m². A autora supôs, também, cargas atuantes de alvenaria acima de todas as vigas (exceto cobertura) com carga linear de 3,75 kN/m.

Não foram considerados os esforços de vento na análise da estrutura, de modo a priorizar os esforços verticais na análise de colapso progressivo.

3.3.1 Combinações de carregamento

Para o dimensionamento do edifício, foram seguidas as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) referente às combinações das ações no Estado Limite Último (ELU), conforme a Equação 2.

$$ELU = 1,4 g + 1,4 q \quad (2)$$

Em que:

g = Cargas permanentes.

q = Cargas variáveis.

Para a avaliação do colapso progressivo, a GSA indica diferentes combinações de carga para os diferentes tipos de análise estrutural (linear estática, não linear estática, linear dinâmica e não linear dinâmica). Para uma Análise Linear Estática, a norma apresenta uma combinação com fator de multiplicação 2, afim de que sejam considerados os efeitos dinâmicos do colapso progressivo na análise. Além disso, a norma considera que apenas 25% das cargas variáveis sejam utilizadas no cálculo, já que a probabilidade de que todas as cargas variáveis estejam presentes em um evento de colapso progressivo é pequena. A Equação 3 apresenta a combinação de cargas.

$$Carga = 2(DL + 0,25LL) \quad (3)$$

Em que:

DL = Cargas permanentes.

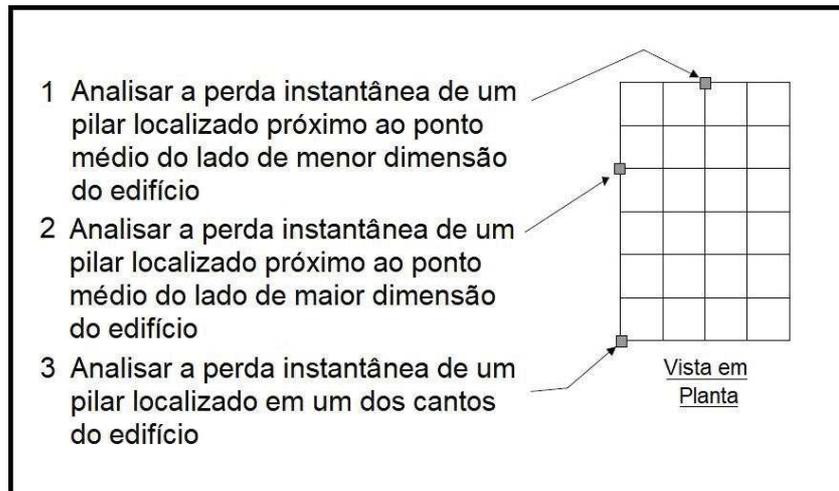
LL = Cargas variáveis.

3.4 REMOÇÃO DE ELEMENTOS PARA AVALIAÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO

Para que seja avaliada a propensão ao colapso progressivo, a GSA (2003) recomenda a realização de análises após a remoção de elementos estruturais. A norma cita que a abordagem do método de remoção de um pilar não tem intenção de reproduzir qualquer carga anormal específica ou agressão na estrutura, e sim agir como um “iniciador de carga” de modo que, conhecendo o comportamento da estrutura frente à uma falha localizada, seja possível avaliar sua redundância e prevenir ou diminuir a extensão dos danos de um possível colapso.

Para estruturas típicas a norma americana cita 4 análises diferentes para o edifício em estudo. A Figura 20 apresenta as situações a serem consideradas caso a edificação não possua garagem ou pavimento térreo aberto ao público.

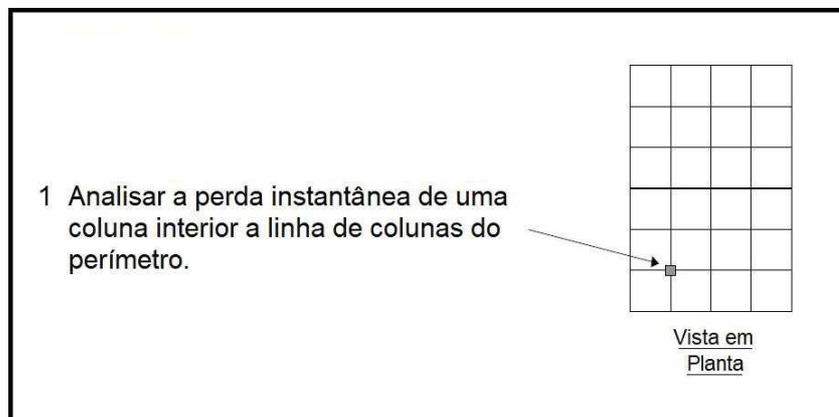
Figura 20 – Análises para edifícios típicos sem garagem ou pavimento térreo aberto ao público.



Fonte: Adaptado de (GSA, 2003).

No entanto, se houver garagem ou pavimento térreo aberto ao público, além das situações expostas na Figura 20, a GSA ainda recomenda a análise da remoção de um pilar interior, conforme a Figura 21.

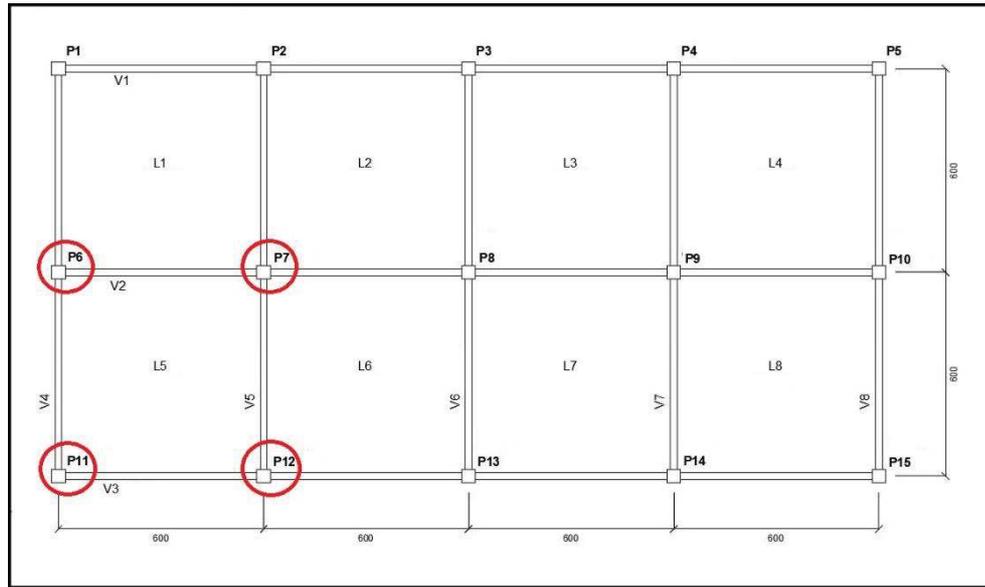
Figura 21 – Análise a ser considerada para edifícios típicos com garagem ou pavimento térreo aberto ao público.



Fonte: Adaptado de (GSA, 2003).

Assim, para a realização deste trabalho, seguiu-se todas as recomendações da GSA, considerando para a edificação em estudo a existência de garagem térrea. Removeu-se então, para análise, os pilares P6, P11 e P12 do 1º pavimento, para o perímetro da edificação e, na parte interior, o pilar P7 também do 1º pavimento, conforme indicado na Figura 22.

Figura 22 – Pilares do 1º pavimento a serem removidos para análise de colapso progressivo.



Fonte: Autoria Própria (2018).

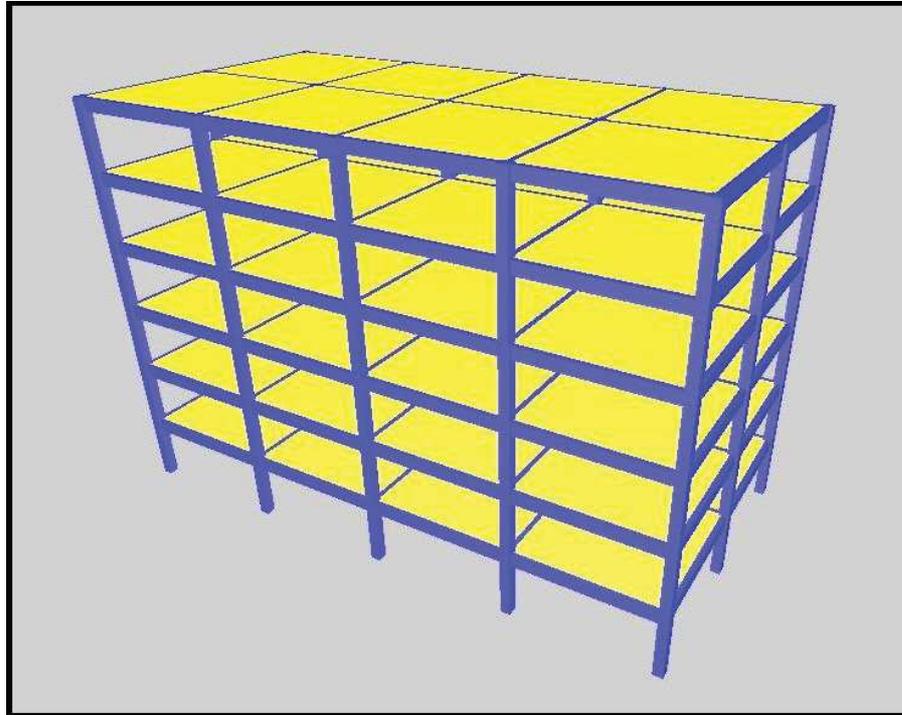
3.5 ANÁLISE DA ESTRUTURA

A análise do colapso progressivo da estrutura em estudo, requereu uma avaliação dos esforços solicitantes gerados pelas cargas explicitadas anteriormente. De acordo com as delimitações desta pesquisa, foram realizadas Análises Lineares Estáticas pelo software Eberick V9 (AltoQI, 2014). Para isso, lançou-se a estrutura apresentada, com todas as cargas mencionadas. Assim, o programa dimensionou a edificação e gerou relatórios contendo as solicitações e áreas de aço para cada elemento.

3.5.1 Dimensionamento

Para a modelagem do edifício no software Eberick, foi necessário indicar o número de pavimentos da estrutura e seus respectivos níveis. Foram locados os elementos estruturais e informados suas seções e seus materiais. Além disso, o programa requer a informação sobre quais serão as combinações a serem utilizadas na análise, que neste caso, seguiu o exposto no Item 3.3.1. A Figura 23 demonstra o modelo de Pórtico 3D para o edifício analisado.

Figura 23 - Modelo computacional desenvolvido no Eberick V9.



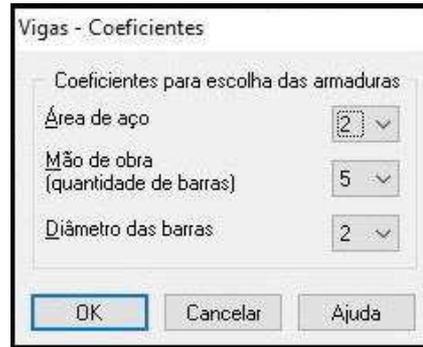
Fonte: Autoria Própria (2018).

Após este passo, a estrutura foi processada e o programa indicou se as seções adotadas são suficientes para suportar as cargas inseridas, além de apresentar as armaduras necessárias na estrutura.

3.5.1.1 Vigas

O Eberick V9 possui a opção de apresentar o detalhamento da viga afim de otimizar a execução, utilizando para isso 3 coeficientes no dimensionamento de vigas, conforme apresenta a Figura 24.

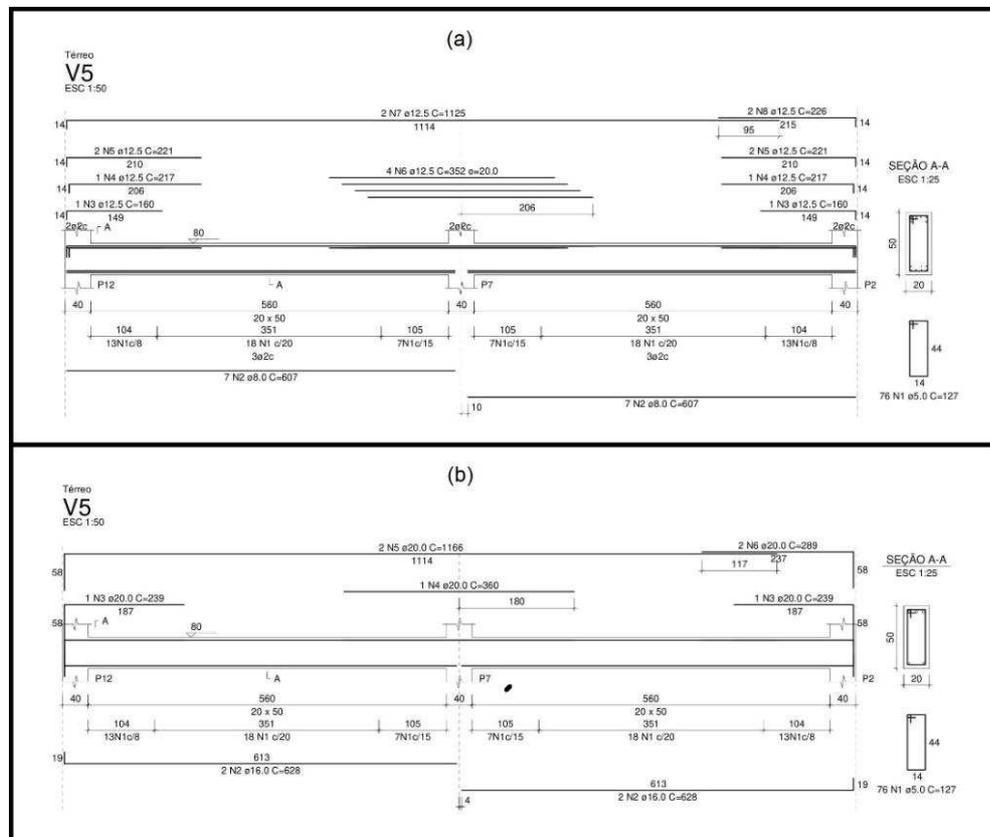
Figura 24 - Coeficientes para otimização do detalhamento do Eberick V9.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Os coeficientes variam de 1 a 6, sendo 1 para a menor consideração e 6 para a maior. Nesse caso, utilizou-se como coeficiente de maior consideração o coeficiente “Mão de obra”, que prioriza a praticidade da execução da viga em obra, padronizando as bitolas das armaduras, assim como seus respectivos comprimentos. A Figura 25 (a) e (b) exemplifica uma das vigas da estrutura antes e depois do processo de otimização, respectivamente.

Figura 25 – Exemplificação de uma viga antes e depois da otimização do detalhamento no Eberick V9.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Adotou-se essa metodologia afim de simplificar o cálculo das resistências das vigas e se assemelhar ao que se utiliza na prática.

3.5.1.2 Pilares

Para as armaduras dos pilares, foram adotados os resultados fornecidos pelo Eberick V9.

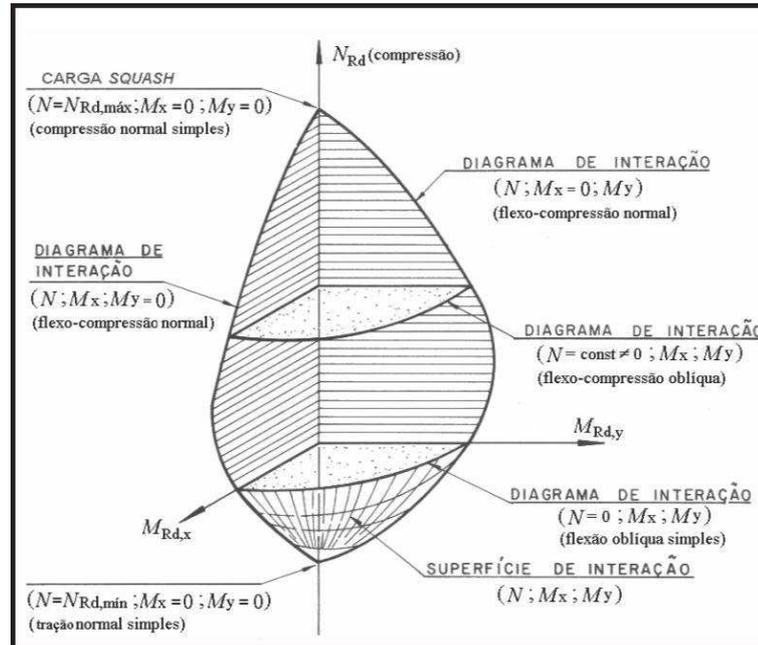
3.5.2 Capacidade de carga dos elementos

Além dos esforços solicitantes, foi necessário encontrar também os valores de esforços resistentes dos pilares e das vigas do edifício.

3.5.2.1 Capacidade de carga dos pilares

Segundo Smaniotto (2005) a capacidade de carga de um pilar depende da interação dos esforços N_{rd} , $M_{rd,x}$ e $M_{rd,y}$, em que para diferentes valores de N_{rd} obtém-se uma superfície de interação que, para pilares retangulares com armadura simétrica, pode ser apresentada de forma genérica conforme a Figura 26.

Figura 26 – Esquema da interação dos esforços axiais e fletores em um pilar retangular com armadura simétrica.



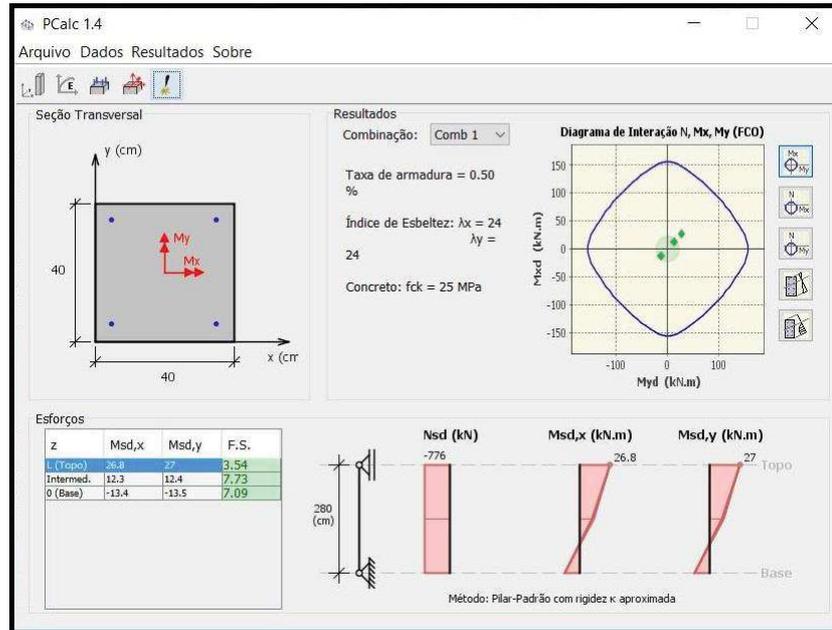
Fonte: Adaptado de (FUSCO, 1981).

Nota-se, pelo diagrama de interação, uma região em que é possível verificar que uma menor carga de compressão resulta em uma menor resistência aos esforços de flexão. Percebe-se, então, que a capacidade de carga de um pilar é uma relação entre os esforços axiais e dos momentos fletores atuantes.

Para determinar a resistência dos pilares, utilizou-se o *software* educacional PCalc 1.4, desenvolvido por Cardoso (2014). Este programa verifica a resistência dos pilares à compressão e aos esforços de flexão, utilizando os métodos prescritos pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Para isso, é necessário inserir os dados físicos e geométricos do pilar, tais como seção, armadura, f_{ck} do concreto e f_{yk} do aço, juntamente com os esforços atuantes no pilar. Dessa forma, para este trabalho adotou-se o método de pilar padrão com rigidez κ aproximado, o mesmo utilizado para o dimensionamento no *software* Eberick V9.

Com isso, o programa fornece gráficos de tensão-deformação e diagramas de interação de forças normais com esforços de flexão nas direções X e Y, além de fornecer o valor de Fator de Segurança referente as regiões do pilar (topo, intermediária, base), conforme apresenta a Figura 27.

Figura 27 – Interface do *software* PCalc 1.4 após a verificação de um pilar.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Para as solicitações não atendidas o programa indica o momento fletor que apresentou problema e o seu respectivo fator de segurança, que nesse caso é menor do que 1. Sendo assim, para os pilares analisados que não foram atendidos, utilizou-se esse valor para determinar o critério da GSA partindo das Equações 4 e 5.

$$F.S. = \frac{M_{rd}}{M_{sd}} \quad (4)$$

Em que:

F.S. = Fator de Segurança fornecido pelo *software* PCalc 1.4 (2014);

M_{rd} = Momento Fletor Resistente;

M_{sd} = Momento Fletor Solicitante.

Considerando a Equação 1, em que QUD e QCE correspondem a esforços de flexão solicitantes e resistentes, respectivamente, obtém-se a Equação 5.

$$RDC = \frac{M_{sd}}{M_{rd}} \quad (5)$$

Relacionando a Equação 4 com a Equação 5 encontra-se a Equação 6.

$$RDC = \frac{1}{F.S.} \quad (6)$$

Em situações que o pilar não suporta a carga axial, o software indica apenas que a seção não resiste à solicitação de compressão. Para esses casos, adotou-se um valor de $RDC = 10$, significando que este elemento possui alta propensão a sofrer sérios danos ou entrar em colapso pois, além da solicitação de compressão, ainda estão presentes os esforços de flexão.

3.5.2.2 Capacidade de Carga das Vigas

Para a verificação dos esforços resistentes nas vigas, seguiu-se o item 17.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) que apresenta as recomendações de verificação do ELU para os esforços de força cortante (V_{sd}). Adotou-se para este trabalho o Modelo de Cálculo I, que indica que a resistência de uma peça é satisfatória quando atende às condições das Equações 7 e 8.

$$V_{sd} < V_{Rd2} \quad (7)$$

$$V_{sd} < V_{Rd3} \quad (8)$$

Em que:

V_{sd} = Solicitação de força cortante;

V_{Rd2} = Resistência à compressão diagonal do concreto;

V_{Rd3} = Resistência à tração diagonal.

A Equação 7 refere-se à verificação à ruptura por esmagamento do concreto, verificada pelas Equações 9 e 10.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (9)$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (10)$$

Em que:

b_w = Largura da viga;

d = Altura útil da viga;

f_{ck} = Resistência característica à compressão do concreto;

f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto;

α_{v2} = Coeficiente de consideração da resistência à compressão do concreto.

A Equação 8 é utilizada para verificar a ruptura por tração da armadura, a partir da resistência à tração diagonal (V_{Rd3}), calculada a partir das Equações 11, 12 e 13.

$$V_c = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (11)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 d f_{yd} \quad (12)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (13)$$

Em que:

V_c = Parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} = Parcela resistida pela armadura transversal;

A_{sw} = Área de todos os ramos da armadura transversal;

s = Espaçamento adotado para a armadura transversal;

f_{ctd} = Resistência de cálculo à tração do concreto;

f_{yd} = Resistência de cálculo ao escoamento do aço.

Para o cálculo da capacidade de carga de flexão nas vigas, seguiu-se o modelo apresentado por Longo (2014), em que se obtém a posição x da Linha Neutra pela Equação 13.

$$x = \frac{A_s f_{yk}}{0,68 b f_{ck}} \quad (14)$$

Onde:

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

A_s = Área total das armaduras da viga.

Assim, o momento fletor resistente último é dado pela Equação 14.

$$M_u = A_s f_{yk} (d - 0,4x) \quad (15)$$

Após a definição dos esforços resistentes dos elementos de vigas e pilares do edifício, dimensionados pelo Eberick V9, foi possível prosseguir com as análises recomendadas pela GSA para avaliar o colapso progressivo na estrutura realizando a remoção dos pilares e processando novamente a estrutura no software, afim de obter os esforços solicitantes para a estrutura danificada. Com isso, foi possível comparar os esforços solicitantes dos elementos, em cada caso, com os valores resistentes obtidos e calcular o critério RDC para cada elemento da estrutura.

3.2 PROCEDIMENTOS

Esta seção do trabalho tem como objetivo apresentar, em forma de roteiro, todas as etapas que foram realizadas para a determinação da segurança da estrutura e os resultados de sua avaliação quanto a propensão ao colapso progressivo.

1. A modelagem tridimensional do edifício em estudo foi realizada no software Eberick V9;
2. Em seguida, a estrutura foi dimensionada para o carregamento definido pela Equação 2;
3. Com os resultados obtidos pelo passo 2, foram calculadas as capacidades de carga para cada viga;
4. Assim, criaram-se cenários da retirada dos Pilares P6, P7, P11 e P12, um de cada vez;
5. Após a remoção de cada pilar, uma análise linear estática da estrutura foi realizada afim de determinar as solicitações geradas nos elementos estruturais;
6. Foi calculado, com o auxílio do *software* PCalc 1.4, a capacidade de carga dos pilares, conforme as solicitações em cada caso;

7. Com os resultados obtidos pelos passos anteriores, calculou-se então o valor de RDC para cada elemento da estrutura;
8. Por fim, determinou-se a propensão da estrutura ao colapso progressivo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir são apresentados os resultados obtidos no dimensionamento do edifício a partir do *software* Eberick V9 e também da análise do edifício após a remoção dos pilares já citados, conforme recomenda a GSA.

4.1 DIMENSIONAMENTO DO MODELO ORIGINAL

4.1.1 Vigas

Com o exposto no Item 3.5.1, foi possível encontrar as armaduras das vigas em todos os pavimentos, conforme indica a Tabela 1.

Tabela 1 - Armaduras das Vigas.

Viga	1º, 2º, 3º, 4º e 5º Pavimentos			Cobertura		
	Positiva	Negativa	Cisalhamento	Positiva	Negativa	Cisalhamento
V1	2 \emptyset 12,5	2 \emptyset 16	\emptyset 5 c/20	2 \emptyset 10	2 \emptyset 16	\emptyset 5 c/20
V2	2 \emptyset 16	3 \emptyset 20	\emptyset 5 c/7	2 \emptyset 16	3 \emptyset 20	\emptyset 5 c/7
V3	2 \emptyset 12,5	2 \emptyset 16	\emptyset 5 c/20	2 \emptyset 10	2 \emptyset 16	\emptyset 5 c/20
V4	2 \emptyset 12,5	2 \emptyset 16	\emptyset 5 c/20	2 \emptyset 10	2 \emptyset 16	\emptyset 5 c/20
V5	2 \emptyset 16	3 \emptyset 20	\emptyset 5 c/7	2 \emptyset 16	2 \emptyset 20	\emptyset 5 c/7
V6	2 \emptyset 16	3 \emptyset 20	\emptyset 5 c/7	2 \emptyset 16	2 \emptyset 20	\emptyset 5 c/7
V7	2 \emptyset 16	3 \emptyset 20	\emptyset 5 c/7	2 \emptyset 16	2 \emptyset 20	\emptyset 5 c/7
V8	2 \emptyset 12,5	2 \emptyset 16	\emptyset 5 c/20	2 \emptyset 10	2 \emptyset 16	\emptyset 5 c/20

Fonte: Autoria Própria (2018).

Com as armaduras das vigas definidas, o próximo passo foi determinar as capacidades de carga para o ELU, conforme recomenda a NBR 6118 (ABNT, 2014), segundo o que foi apresentado no Item 3.5.2.2. Os resultados estão expressos na Tabela 2.

Tabela 2 - Esforços Resistentes das Vigas.

Viga	Térreo, 1, 2, 3 e 4			Cobertura		
	V_{rd} (kN)	M_{rd+} (kN.m)	M_{rd-} (kN.m)	V_{rd} (kN)	M_{rd+} (kN.m)	M_{rd-} (kN.m)
V1	106,99	55,29	86,69	106,99	35,81	86,69
V2	165,11	86,69	189,67	165,11	86,69	189,67
V3	106,99	55,29	86,69	106,99	35,81	86,69
V4	106,99	55,29	86,69	106,99	35,81	86,69
V5	165,11	86,69	189,67	165,11	86,69	132,28
V6	165,11	86,69	189,67	165,11	86,69	132,28
V7	165,11	86,69	189,67	165,11	86,69	132,28
V8	106,99	55,29	86,69	106,99	35,81	86,69

Fonte: Autoria Própria (2018).

4.1.2 Pilares

Para as armaduras dos pilares, os resultados fornecidos pelo Eberick V9, são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Armaduras dos Pilares.

Pavimentos	P1 ao P6 e P10 ao P15	P7, P8 e P9
1º	4 \emptyset 16	12 \emptyset 16
2º	4 \emptyset 16	8 \emptyset 16 (P8 - 4 \emptyset 16)
3º	4 \emptyset 16	4 \emptyset 16
4º	4 \emptyset 16	4 \emptyset 16
5º	4 \emptyset 16	4 \emptyset 16

Fonte: Autoria Própria (2018).

Os pilares da cobertura apresentaram uma área de aço maior, conforme mostra a Tabela 4.

Tabela 4 - Armaduras dos Pilares da Cobertura.

Pilares da Cobertura	
P1, P5, P7, P8, P9, P11 e P15	2 \emptyset 16
P2, P3, P4, P12, P13 e P14	2 \emptyset 20
P6 e P10	4 \emptyset 12,5

Fonte: Autoria Própria (2018).

Conforme exposto no Item 3.5.2.1, a explicação para a área de aço ter sido superior em alguns dos pilares da cobertura, quando comparado aos demais pavimentos, pode ser atribuída à redução do esforço normal que ocorre nesses elementos de modo a reduzir a resistência à flexão, conforme verifica-se na Figura 26, e também devido à alta solitação de momentos fletores dos pilares deste pavimento, conforme verifica-se no Apêndice A.

Como o esforço resistente dos pilares depende da interação entre a carga axial e os momentos fletores atuantes no pilar, os esforços resistentes de cada um foram calculados individualmente nas situações analisadas, com o auxílio do *software* PCalc e os resultados serão apresentados nas seções referentes a cada situação.

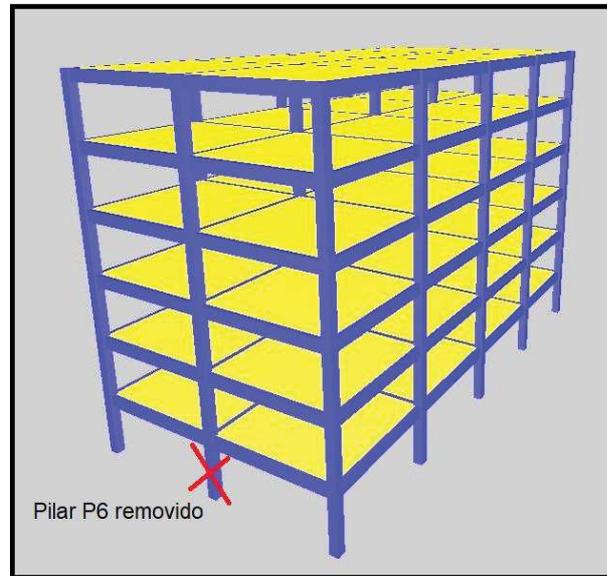
4.2 REMOÇÃO DOS PILARES E VERIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

Com a estrutura modelada e com os resultados do item anterior, foi possível realizar a remoção dos pilares P6, P7, P11 e P12, um por vez, conforme indicado no item 3.4. Para isso, foi utilizado o mesmo modelo do dimensionamento do edifício, removendo-se apenas os pilares citados.

4.2.1 Caso 1: Remoção pilar P6

Nessa análise retirou-se o pilar P6, que corresponde a um pilar lateral do lado de menor dimensão do edifício. A Figura 28 apresenta o modelo do pórtico 3D indicando o pilar referido.

Figura 28 – Pilar removido para a análise do Caso 1.



Fonte: Aatoria Própria (2018).

Processando-se a estrutura no Eberick V9, foi possível obter as solicitações para todas as vigas e realizar uma comparação, utilizando o critério RDC da GSA, dos esforços solicitantes com os esforços resistentes já calculados e apresentados no Item 4.1. Na tabela 5 estão contidos apenas os valores de RDC calculados para as vigas que ultrapassaram, para algum esforço, o limite de RDC, de modo que estão omitidos os valores das vigas restantes. A tabela completa correspondente a todos os esforços atuantes nas vigas e valores de RDC estão dispostos no Apêndice G.

Tabela 5 - Valores de RDC para as Vigas.

	Vigas	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
1º Pav.	V2	1,56	1,69	2,20
	V4	2,00	4,37	4,54
2º Pav.	V2	1,32	1,91	2,18
	V4	1,68	4,49	4,40
3º Pav.	V2	1,29	1,81	2,12
	V4	1,64	4,42	4,34
4º Pav.	V2	1,28	1,78	2,09
	V4	1,66	4,36	4,30
5º Pav.	V2	1,28	1,78	2,10
	V4	1,65	4,43	4,40
Cob.	V2	1,22	1,63	1,93
	V4	1,44	6,49	3,72

Fonte: Aatoria Própria (2018).

Obteve-se também as solicitações para os pilares da estrutura tanto de compressão axial quanto de flexão. Conforme cita o Item 3.5.2.1, a resistência última do pilar depende de uma interação de momentos fletores e de força axial atuante, sendo assim, com o auxílio do *software* PCalc, foi possível determinar as capacidades de carga dos pilares conforme as solicitações. A Tabela 6 apresenta os valores de RDC dos respectivos pilares que ultrapassaram seu ELU, calculados seguindo o que foi exposto no Item 3.5.2.1. As tabelas completas podem ser conferidas no Apêndice C.

Tabela 6 - Valores de RDC para os Pilares.

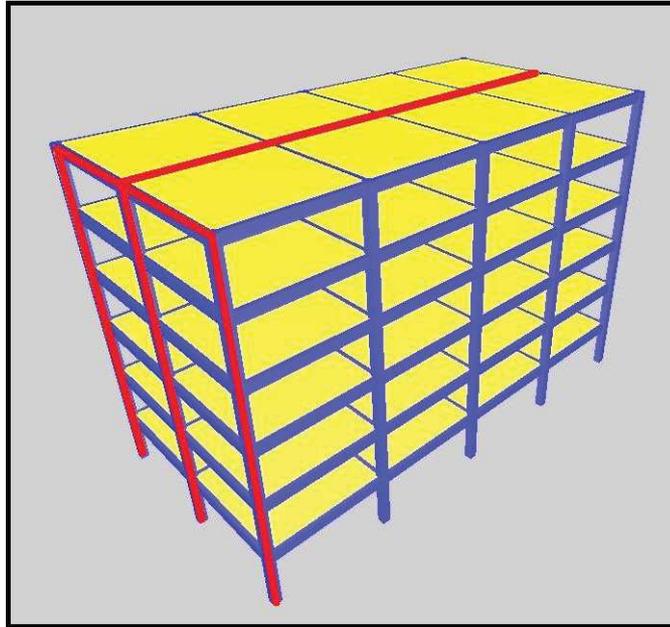
	Pilar	RDC
1º Pav.	P1	1,27
	P7	10,00
	P9	1,22
	P11	1,27
2º Pav.	P1	1,67
	P6	1,96
	P7	10,00
	P11	1,67
3º Pav.	P1	1,28
	P7	3,57
	P11	1,28
4º Pav.	P1	1,43
	P7	1,04
	P11	1,43
5º Pav.	P1	1,47
	P11	1,47
Cob.	P1	3,57
	P2	1,11
	P3	1,03
	P4	1,08
	P6	1,23
	P7	1,35
	P11	3,57
	P12	1,11
	P13	1,03
P14	1,08	

Fonte: Autoria Própria (2018).

Novamente, foram omitidos os pilares cujos valores que não atingiram a sua capacidade máxima no ELU.

Após a análise dos valores de RDC, notou-se que os principais elementos a absorver os esforços após a retirada do pilar estavam distribuídos em dois planos adjacentes ao pilar removido, conforme destacados na Figura 29.

Figura 29 – Planos mais afetados na estrutura para a remoção do pilar P6.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Afim de comparar os esforços verticais antes e depois da remoção de P6, avaliou-se qual o efeito dessa ação na estrutura, calculando-se o incremento de carga para cada pilar, utilizando os resultados obtidos nos Apêndices A e C. A Tabela 7 apresenta o incremento, em porcentagem, das cargas verticais do edifício, de modo a se verificar como se redistribuíram os esforços axiais na estrutura sem o pilar P6.

Tabela 7 - Incrementos de cargas axiais dos pilares do 1º pavimento após a remoção de P6.

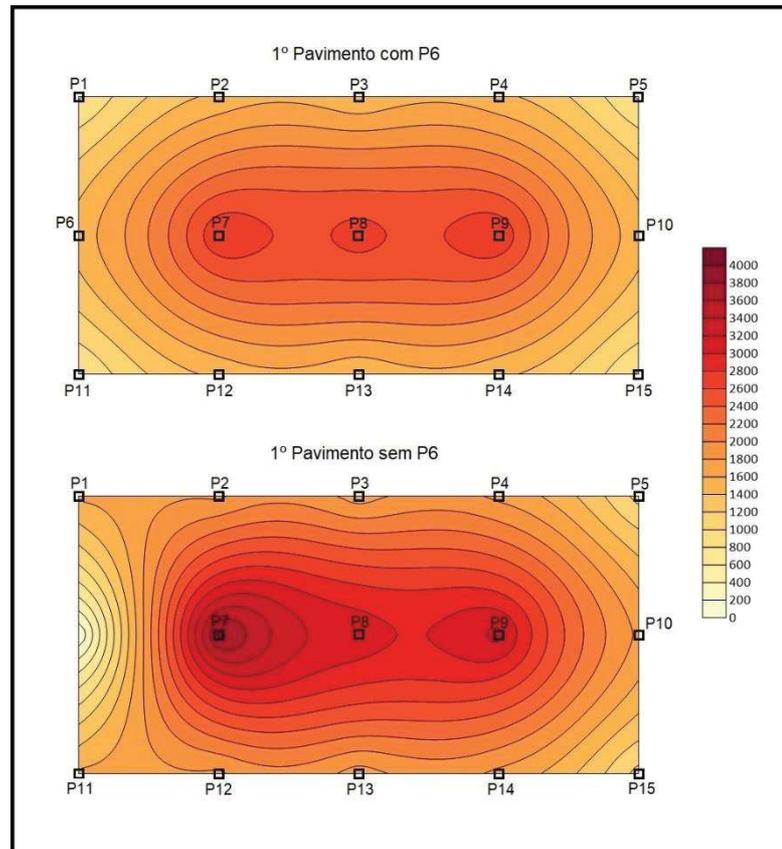
Pilar	Incremento de Cargas Axiais (%)					
	1º Pav.	2º Pav.	3º Pav.	4º Pav.	5º Pav.	Cob.
P1	110,34	108,31	107,75	107,63	108,32	110,18
P2	22,10	22,09	22,04	21,86	21,37	19,54
P3	21,18	21,17	21,00	20,72	20,15	18,30
P4	21,19	21,06	20,90	20,64	20,11	18,39
P5	19,48	19,09	18,95	18,70	18,20	16,88
P7	38,71	37,72	37,36	37,78	36,62	34,86
P8	16,06	16,33	16,22	16,00	15,54	13,71
P9	17,19	17,10	17,02	16,87	16,57	15,66
P10	17,88	17,67	17,58	17,44	17,14	16,37
P11	110,34	108,31	107,75	107,63	108,32	110,18
P12	22,10	22,09	22,04	21,86	21,37	19,54
P13	21,18	21,17	21,00	20,72	20,15	18,30
P14	21,19	21,06	20,90	20,64	20,11	18,39
P15	19,48	19,09	18,95	18,70	18,20	16,88

Fonte: Autoria Própria (2018).

Foram omitidos os valores referentes aos pilares superiores ao pilar P6 removido, devido a todos estes pilares apresentarem um alívio de carga.

A partir dos dados obtidos para as solicitações nos pilares, realizou-se uma análise de redistribuição das cargas nos pavimentos do edifício utilizando o *software* Surfer que gerou um mapa de cargas axiais, possibilitando observar como se distribuíam as solicitações antes da remoção do pilar, conforme a tabela apresentada no Apêndice A, e como se deu a redistribuição após a remoção, segundo o Apêndice C. A Figura 30 apresenta a comparação entre os mapas gerados para o edifício completo e após a perda do pilar P6, no 1º pavimento.

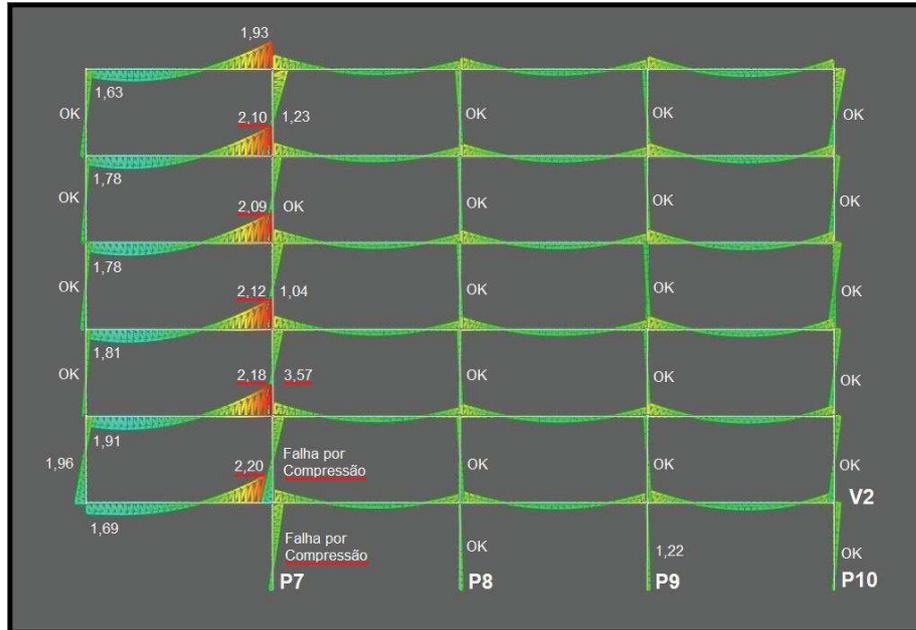
Figura 30 – Mapa de distribuição de esforços axiais no 1º pavimento para o Caso 1.



Fonte: Autoria Própria (2018).

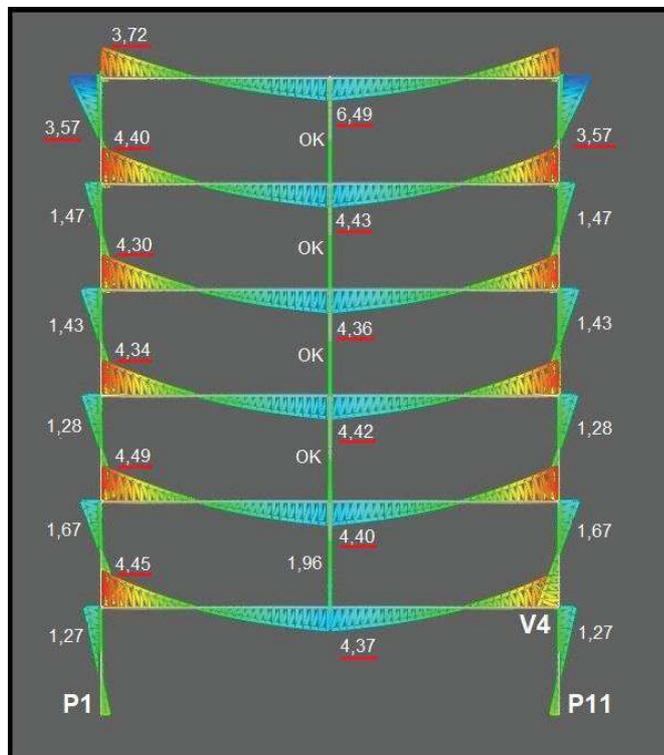
Conhecendo os elementos críticos após a retirada do pilar P6, percebeu-se que a falha por flexão foi a que provocou a maior ocorrência de elementos que não atingiram ao critério da GSA. A partir das Figuras 31 e 32 verificam-se os diagramas dos esforços fletores nos dois planos de elementos apresentados na Figura 29, assim como os respectivos valores de RDC, definidos nas Tabelas 5 e 6.

Figura 31 – Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P6 no plano em X.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Figura 32 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P6 no plano em X.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Os valores de RDC, expostos nas Figuras 31 e 32, que ultrapassaram os limites estabelecidos pela GSA estão sublinhados em vermelho. Nas Figuras, acima os diagramas observados representam os esforços fletores. Aqueles que continham momentos negativos críticos tiveram coloração que tendeu ao vermelho, já nos momentos positivos a coloração tendeu ao azul. As regiões que não possuíam carga crítica de flexão estão representadas pela cor verde.

É possível perceber, a partir das Figuras 31 e 32, que no caso da retirada do pilar P6, há uma grande absorção dos esforços pelos elementos que estão diretamente ligados a ele, como o pilar P7 e as vigas V2 e V4. Na viga V2 do pavimento térreo, o trecho que antes era apoiado nos pilares P6 e P7, tornou-se um trecho de viga de transição, em que V2 apoia-se em V4 suportando os pilares P6 dos pavimentos superiores. Notou-se ainda, a inversão dos esforços na extremidade do trecho, porém não foi suficiente para atingir o limite do critério da GSA, ao contrário do apoio em P7, que momento negativo atingiu o valor limite de RDC em todos os pavimentos exceto no pavimento de cobertura.

A inversão dos esforços ocorreu de forma similar a V2 nas vigas V4. Porém, isso se agravou devido ao comprimento deste trecho da viga, anteriormente composto por 2 trechos de 6 metros e que, após a retirada do P6, aumentou para um único vão de 12 metros. Além disso, no 1º pavimento a viga V2 se apoia no centro do vão, gerando uma carga concentrada na posição mais desfavorável, juntamente à carga concentrada gerada pelos pilares dos pavimentos superiores, o que explica a razão pela qual a viga V4 não atendeu o critério da GSA na solicitação de força cortante, apenas neste pavimento. Dessa forma, justificam-se os valores de RDC, tanto para os momentos positivos quanto negativos, que em sua maioria são próximos de 4, no entanto no pavimento da cobertura esse valor chegou a 6,37.

O maior problema em relação aos pilares ocorreu nos pilares P7 nos 3 primeiros pavimentos e para os pilares P1 e P11 no pavimento de cobertura. A partir da Figura 31, nota-se que o pilar P7 é o pilar mais prejudicado com a remoção de P6, devido esse apresentar alto risco de colapso nos 3 primeiros pavimentos. Entretanto, observa-se pela Tabela 7 que o maior incremento de carga axial ocorreu nos pilares P1 e P11. De acordo com a GSA, o motivo pelo qual esses pilares apresentam risco de colapso, apenas na cobertura, é devido ao fato de que suas solicitações, prévias a retirada de P6, não estavam próximas a sua carga última, ao contrário do pilar P7, que já apresentava uma alta carga de compressão. A situação

nos pilares P1 e P11 da cobertura, decorreu da remoção de P6, ocasionando a esses pilares grandes momentos fletores. Neste caso, a situação ainda se agrava pela baixa carga axial atuante nos pilares, de 235,42 kN conforme apresentado no Apêndice C. Segundo análises realizadas no PCalc, a resistência máxima a momentos fletores para esse pilar, se dá quando o valor de N_{sd} é próximo de 1100 kN, no entanto, ainda não é suficiente para atender ao critério de RDC.

O pilar P6 do 1º pavimento ultrapassa o ELU, conforme visto na Figura 32, devido ao alívio de carga que é gerado quando é removido o pilar do pavimento inferior. Após verificações no PCalc, encontrou-se que, com os mesmos momentos solicitantes, o pilar não atingiria o ELU caso estivesse sujeito à uma carga axial de aproximadamente 550 kN. Entretanto, apesar de atingir o ELU, o elemento não apresenta riscos de colapso progressivo segundo o critério RDC da GSA.

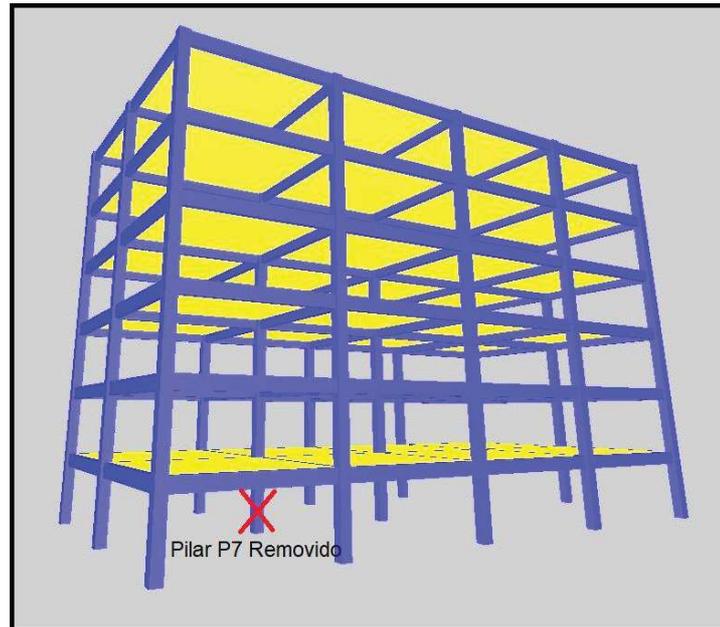
A partir de Figura 30, e dos resultados apresentados na Tabela 7, foi possível perceber que a redistribuição dos esforços na estrutura analisada não ocorreu de maneira eficiente, verificando-se uma alta concentração dos esforços principalmente nos pilares P1, P7 e P11, além de que as vigas dimensionadas não são suficientes para atender as solicitações geradas pela remoção do pilar P6.

Sendo assim, após a análise os resultados obtidos, concluiu-se que, para este caso, a estrutura apresenta alta propensão ao colapso progressivo devido ao alto número de elementos que ultrapassam o limite do valor de RDC estabelecido pela GSA.

4.2.2 Caso 2: Remoção pilar P7

Nessa análise foi retirado o pilar P7, um pilar interno ao perímetro de pilares do edifício. Sua remoção é indicada pela GSA quando há garagem ou pavimento térreo aberto ao público. Como o edifício em estudo trata-se de um modelo didático, optou-se por realizar esta verificação de modo a cobrir todos os casos sugeridos pela norma. A Figura 33 apresenta o modelo com o pilar retirado na análise indicado.

Figura 33 - Pilar removido para a análise do Caso 2.



Fonte: Autoria Própria (2018).

A Tabela 8 apresenta os valores de RDC para os esforços de cortante e momentos fletores positivos e negativos após a remoção do pilar P7. Os valores apresentados referem-se apenas às vigas que apresentaram $RDC > 1,0$. A tabela completa com os esforços solicitantes e resistentes está apresentada no Apêndice H.

Tabela 8 - Valores de RDC para as Vigas.

	Vigas	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
1º Pav.	V2	2,54	3,47	3,08
	V5	2,58	3,26	3,04
2º Pav.	V2	1,82	3,20	2,88
	V5	1,78	3,09	2,86
3º Pav.	V2	1,81	3,09	2,84
	V5	1,77	3,01	2,82
4º Pav.	V2	1,80	3,05	2,81
	V5	1,76	2,96	2,79
5º Pav.	V2	1,81	3,04	2,88
	V5	1,78	3,02	2,85
Cob.	V2	1,65	2,76	2,48
	V5	1,49	2,84	3,43

Fonte: Autoria Própria (2018).

A Tabela 9 apresenta os valores de RDC dos pilares que tiveram sua capacidade de carga excedida obtidos com o auxílio do *software* PCalc. A tabela completa com os valores solicitantes do pilar está exposta no Apêndice D.

Tabela 9 - Valores de RDC para os Pilares.

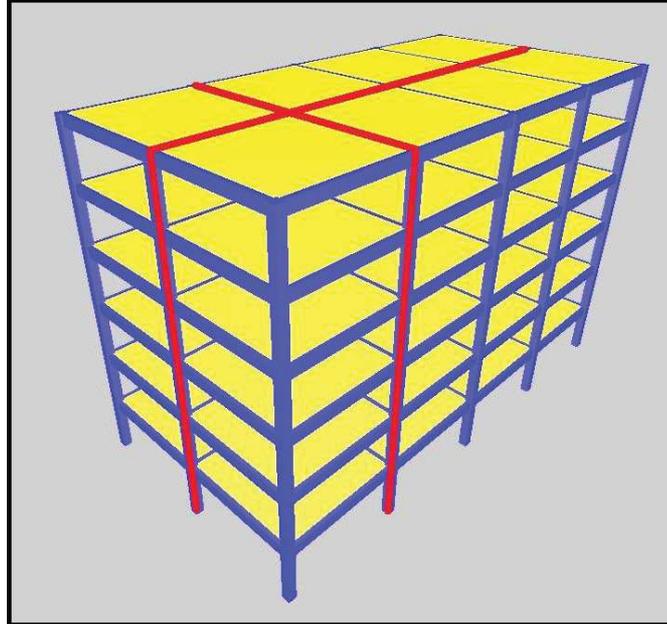
	Pilar	RDC
1º Pav.	P2	7,69
	P6	11,11
	P8	10,00
	P12	7,69
2º Pav.	P2	3,57
	P6	3,85
	P8	10,00
	P12	3,57
3º Pav.	P2	1,92
	P6	2,00
	P8	7,69
	P12	1,92
4º Pav.	P2	1,75
	P6	1,79
	P8	1,67
	P12	1,75
5º Pav.	P2	1,67
	P6	1,64
	P8	1,08
	P12	1,67
Cob.	P1	1,08
	P2	3,33
	P3	1,06
	P4	1,05
	P6	3,03
	P8	2,08
	P10	1,03
	P11	1,08
	P12	3,33
	P13	1,06
P14	1,05	

Fonte: Autoria Própria (2018).

A partir dos dados apresentados para os valores de RDC, é possível, novamente, observar que os elementos mais atingidos pela retirada do P7 concentram-se nos dois elementos que cruzam o pilar. A Figura 34 ilustra a estrutura

com essas regiões destacadas.

Figura 34 - Planos mais afetados na estrutura para a remoção do pilar P7.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Relacionando-se os valores obtidos a partir dos Apêndices A e D, obteve-se os resultados da Tabela 10, que apresenta os valores de incremento, em porcentagem, da comparação dos esforços verticais da estrutura completa com os da estrutura danificada, realizada da mesma forma como no Caso 1.

Tabela 10 - Incrementos de cargas axiais dos pilares do 1º pavimento após a remoção de P7.

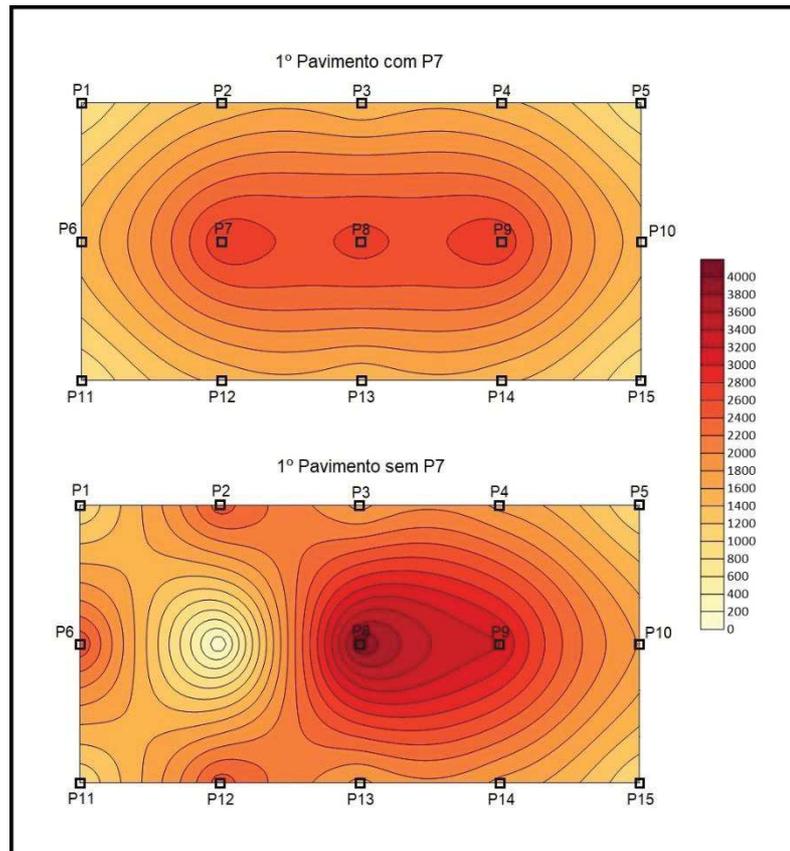
Pilar	Incremento de Cargas Axiais (%)					
	1º Pav.	2º Pav.	3º Pav.	4º Pav.	5º Pav.	Cob.
P1	27,46	28,04	28,18	28,16	27,86	26,59
P2	75,68	72,87	72,31	72,00	72,04	71,90
P3	23,17	23,07	23,06	22,93	22,51	20,90
P4	20,79	20,84	20,67	20,39	19,82	17,94
P5	25,76	25,59	25,44	25,22	24,81	23,40
P6	73,62	70,64	70,05	69,60	69,28	67,95
P8	48,74	46,46	46,13	45,86	45,65	45,23
P9	15,37	15,81	15,68	15,45	14,95	12,85
P10	19,54	21,09	21,00	20,87	20,60	19,84
P11	27,46	28,04	28,18	28,16	27,86	26,59
P12	75,68	72,87	72,31	72,00	72,04	71,90
P13	23,17	23,07	23,06	22,93	22,51	20,90
P14	20,79	20,84	20,67	20,39	19,82	17,94
P15	25,76	25,59	25,44	25,22	24,81	23,40

Fonte: Autoria Própria (2018).

Novamente, foram omitidos os valores dos pilares superiores ao P7 por terem apresentado alívio de carga.

De maneira similar, os valores de cargas verticais antes e após a remoção do pilar referido também foram utilizados afim de avaliar a redistribuição desses esforços, a partir do *software* Surfer, conforme a Figura 35.

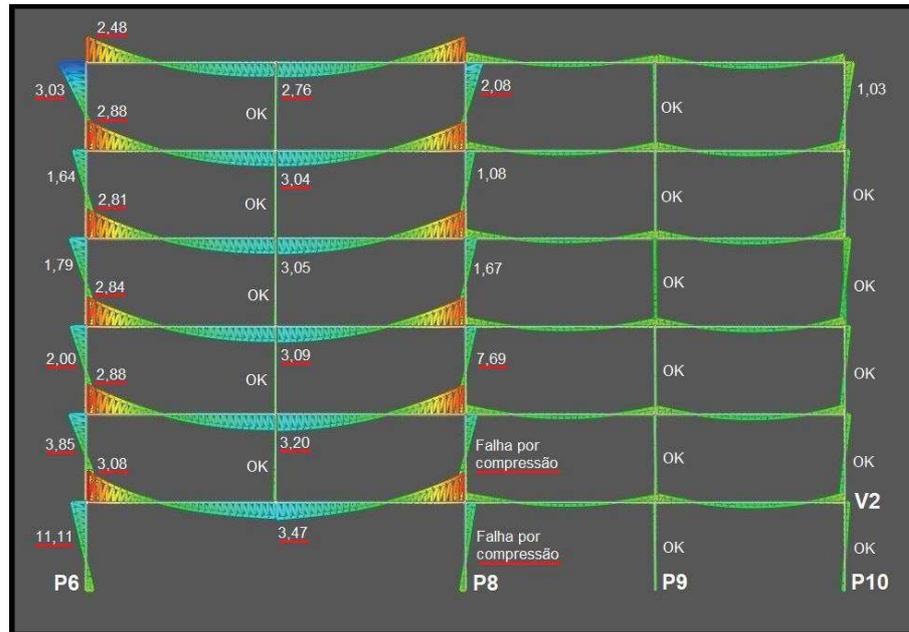
Figura 35 - Mapa de distribuição de esforços axiais no 1º pavimento para o Caso 2.



Fonte: Autoria Própria (2018).

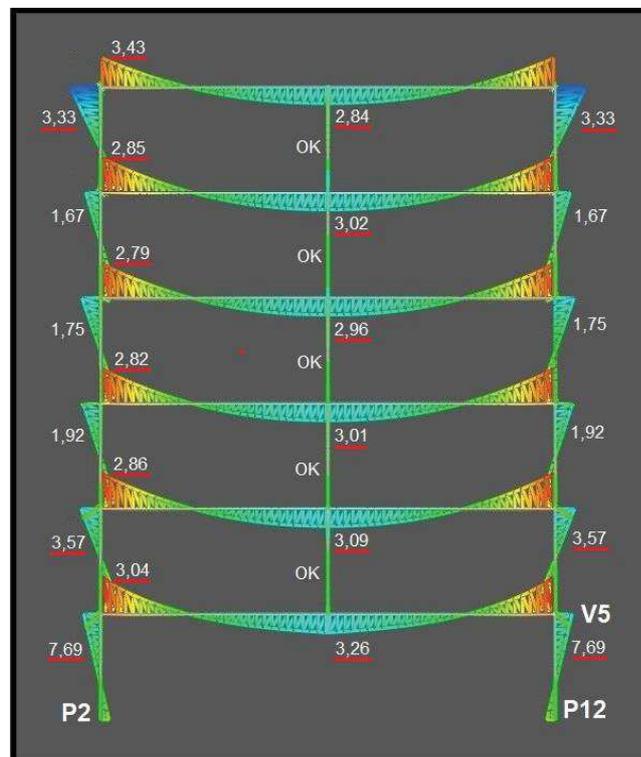
As Figuras 36 e 37 demonstram os diagramas de esforços de flexão atuantes nas linhas de pilares e vigas que receberam incremento significativo de carga após a remoção do pilar P7, além de informar os valores de RDC, para cada elemento, conforme exposto nas Tabelas 8 e 9, sendo destacados os que ultrapassaram o limite aceitável para a GSA.

Figura 36 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P7 no plano em X.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Figura 37 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P7 no plano em Y.



Assim como a viga V4 do 1º pavimento no Caso 1, o apoio do pilar P7 deixa de existir, fazendo com que os 2 trechos de 6 metros se tornem um vão de 12 metros, ocasionando a inversão dos esforços de momentos negativos em positivos nas vigas V2 de todos os pavimentos, o que ultrapassa o valor limite de RDC. Além disso, o fato de o vão do trecho de V2 ter dobrado seu comprimento e suportar os pilares P7 dos pavimentos superiores, tendo se tornado uma viga de transição, fez com que ocorressem grandes esforços cortantes nos apoios de P6 e P8, motivo pelo qual o valor de RDC de força cortante na viga do pavimento térreo ultrapassar o aceitável. Essa situação se repetiu na viga V5.

A viga V5, comportou-se em relação aos esforços de flexão, de forma similar a viga V4 do Caso 1, apresentando alto risco de colapso progressivo em todos os pavimentos com valores de RDC superiores ao que a GSA define como limite.

Nos pilares notou-se a importância do pilar P7 para a estrutura, tendo em vista que sua remoção ocasionou alto risco de colapso em um total de 14 pilares do edifício. Conforme a Tabela 10, observou-se que o incremento percentual de cargas verticais teve um pico menor do que no Caso 1, contudo, para este caso os maiores incrementos foram nos pilares P2, P6 e P12, fato que também pode ser visualizado na Figura 35. Além disso, comparando-se os resultados expostos nos Apêndices A e D, houve um grande aumento nos momentos fletores atuantes nesses pilares, que chegou a ser da ordem de 4 vezes maior.

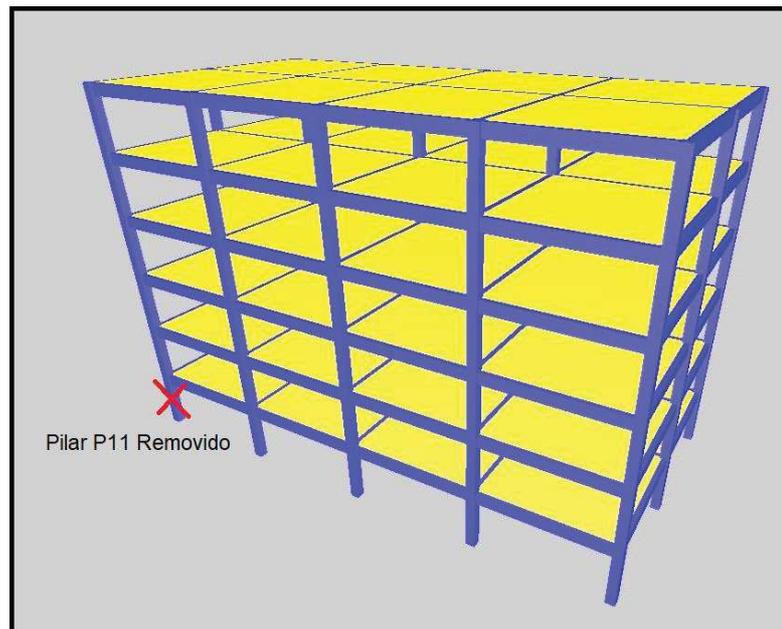
Da mesma forma que no P7 do caso anterior, o pilar P8 não obteve o maior incremento de carga de compressão, porém já suportava uma alta solicitação e, por isso, falhou por compressão nos dois primeiros pavimentos, apresentando também grandes esforços de flexão em todos os pavimentos.

Sendo assim, é clara a análise de que, para esse caso, a estrutura sofre um alto risco de ocorrência de um colapso progressivo, visto que todas as vigas inseridas nas regiões críticas da estrutura apresentaram $RDC > 2,0$ e os 4 pilares ligados ao P7 foram responsáveis por receber a maior parte do carregamento proveniente desse pilar, conforme analisado na Tabela 10 e observado na Figura 35, de modo a apresentar alto risco de propagar a falha.

4.2.3 Caso 3: Remoção pilar P11

Nessa análise foi retirado o Pilar 11, um pilar de canto do edifício. Vale ressaltar que esse é o pilar com a menor área de influência. A Figura 38 apresenta o modelo com o pilar removido indicado.

Figura 38 - Pilar removido para a análise do Caso 3.



Fonte: Autoria Própria (2018).

A Tabela 11 apresenta os valores de RDC para os esforços de cortante e momentos fletores positivos e negativos após a remoção do pilar P11. Os valores apresentados referem-se às vigas que ultrapassaram seu ELU. A tabela completa com os esforços solicitantes e resistentes está apresentada no Apêndice I.

Tabela 11 - Valores de RDC para as Vigas.

	Vigas	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
1º Pav.	V3	1,45	2,94	3,74
	V4	1,37	2,54	3,49
2º Pav.	V3	1,38	3,23	3,72
	V4	1,28	2,70	3,38
3º Pav.	V3	1,35	3,04	3,63
	V4	1,24	2,49	3,28
4º Pav.	V3	1,34	2,97	3,58
	V4	1,23	2,42	3,23
5º Pav.	V3	1,35	3,06	3,64
	V4	1,24	2,47	3,26
Cob.	V3	1,14	4,16	3,11
	V4	1,06	3,44	2,83

Fonte: Autoria Própria (2018).

De forma similar, a Tabela 12 apresenta os valores de RDC para os pilares que estão sujeitos a receber o carregamento proveniente da remoção do pilar P11 que apresentaram valor de RDC > 1,0. Os valores encontrados de solicitações dos pilares no caso 3 estão dispostos no Apêndice E.

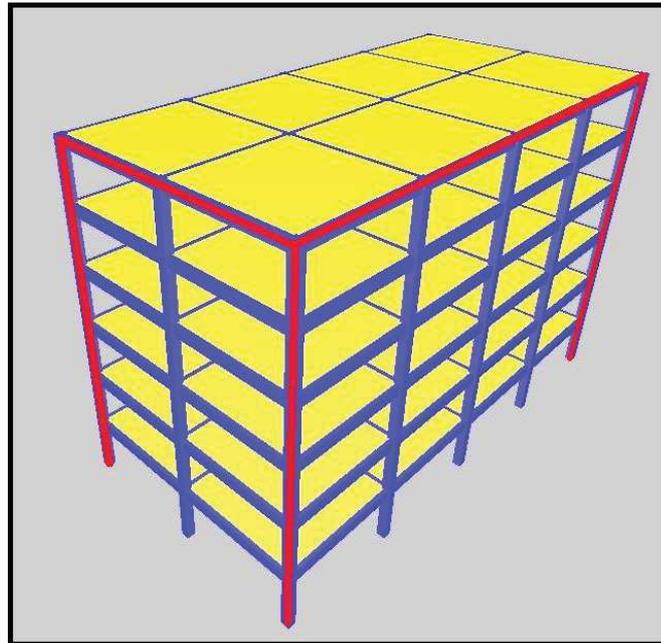
Tabela 12 - Valores de RDC para os Pilares.

	Pilar	RDC
1º Pav.	P6	2,22
	P7	1,45
	P12	2,00
2º Pav.	P6	1,43
	P11	2,86
	P12	1,75
3º Pav.	P11	1,35
	P12	1,15
4º Pav.	P11	1,54
	P12	1,11
5º Pav.	P11	1,37
	P12	1,09
Cob.	P1	1,19
	P6	1,45
	P11	2,78
	P12	1,79
	P13	1,20
	P14	1,18

Fonte: Autoria Própria (2018).

A partir dos dados apresentados para os valores de RDC, é possível, novamente, observar que os elementos mais afetados após a remoção do P11 encontram-se nos dois planos que cruzam o pilar. A Figura 39 ilustra a estrutura com esses planos destacados.

Figura 39 - Planos mais afetados na estrutura para a remoção do pilar P11.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Assim como nos casos anteriores, a partir de uma relação entre os valores apresentados nos Apêndices A e E, calculou-se o valor de incremento de cargas verticais para todos os pilares. Os valores encontrados estão apresentados, em porcentagem, na Tabela 13.

Tabela 13 - Incrementos de cargas axiais dos pilares do 1º pavimento após a remoção de P11.

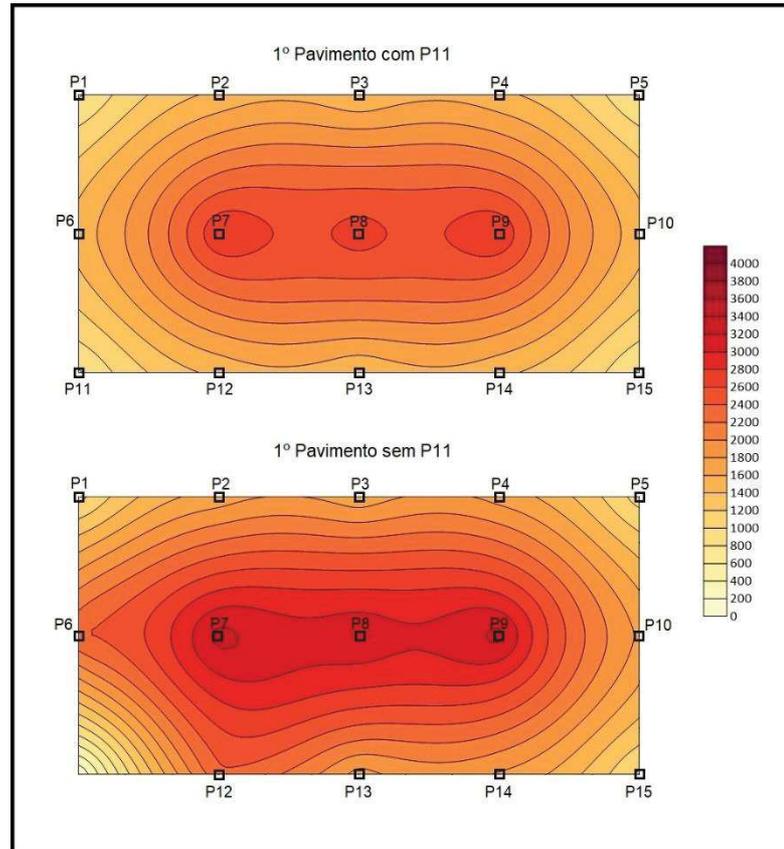
Pilar	Incremento de Cargas Axiais (%)					
	1º Pav.	2º Pav.	3º Pav.	4º Pav.	5º Pav.	Cob.
P1	18,92	19,14	18,91	18,49	17,57	13,69
P2	16,31	16,04	15,85	15,55	14,95	13,17
P3	18,02	17,67	17,49	17,21	16,63	14,94
P4	19,08	18,85	18,67	18,41	17,87	16,28
P5	16,22	15,59	15,41	15,15	14,63	13,43
P6	60,42	59,50	59,07	58,82	58,64	57,14
P7	17,36	17,55	17,52	17,40	17,10	16,01
P8	17,25	17,25	17,15	16,96	16,66	15,58
P9	17,13	17,08	16,99	16,84	16,53	15,53
P10	18,24	18,02	17,93	17,78	17,48	16,70
P12	63,64	62,70	62,32	62,15	62,09	61,35
P13	22,65	23,09	22,90	22,53	21,71	18,16
P14	23,30	23,28	23,14	22,89	22,37	20,68
P15	24,10	23,94	23,81	23,56	23,07	21,59

Fonte: Autoria Própria (2018).

A partir dos resultados, é possível perceber que as solicitações provenientes da remoção do pilar P11 tiveram concentração nos dois pilares mais próximos, P6 e P12, apresentando um segundo grupo de incremento no restante dos pilares da lateral de maior dimensão do edifício (P13, P14 e P15) e distribuíram-se de forma relativamente homogênea no restante da estrutura.

Com o auxílio do *software* Surfer, é possível visualizar os resultados para o 1º pavimento da Tabela 13, a partir de um mapa de distribuição, conforme a Figura 40.

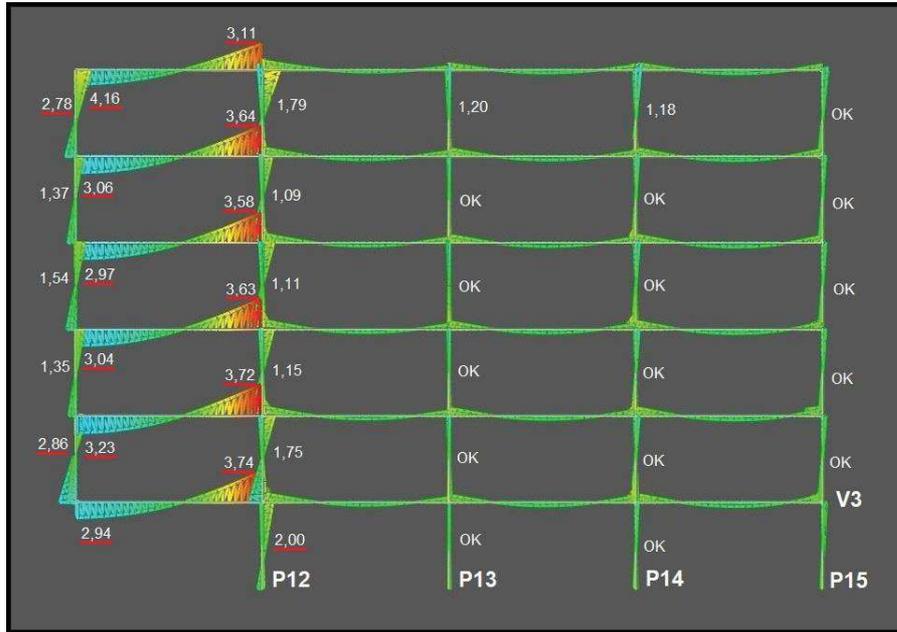
Figura 40 - Mapa de distribuição de esforços axiais no 1º pavimento para o Caso 3.



Fonte: Autoria Própria (2018).

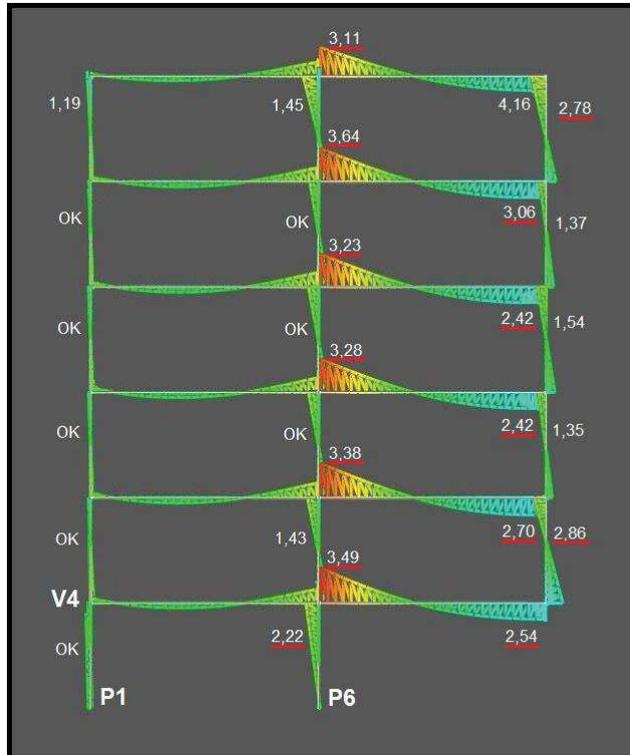
As Figuras 41 e 42 ilustram as situações de esforços de momento fletor atuantes nas vigas e pilares apresentados nas Tabelas 11 e 12, assim como seus respectivos valores de RDC, sendo destacados os valores acima do limite, de forma a ilustrar o que ocorre na remoção do referido pilar.

Figura 41 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P11 no plano em X.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Figura 42 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P11 no plano em Y.



Fonte: Autoria Própria (2018).

De maneira semelhante, a viga V3 se comporta como a viga V2 no caso 2 em que, um de seus trechos de extremidade comporta-se como um trecho de viga de transição em que o ponto de encontro das vigas V3 e V4 é responsável por suportar os pilares P11 dos pavimentos superiores. Isso gerou um aumento significativo nos momentos neste trecho, além de ocasionar a inversão dos esforços no ponto onde se encontrava P11, conforme verifica-se na Figura 41. Os esforços cortantes desta viga apresentaram aumento, porém não foram suficientes para ultrapassar os limites de RDC.

A situação de V4 após a remoção do pilar P11 foi semelhante ao que ocorreu na viga V3, em que foi eliminado o apoio de uma das extremidades da viga. Assim, V3 e V4 tornaram-se vigas de transição, sustentando a carga provinda dos pilares dos pavimentos superiores. Da mesma forma, ocorreu o aumento dos momentos solicitantes, havendo ainda a inversão dos esforços no local em que a viga se apoiava em P11. Conforme a Figura 42, nota-se que a viga ultrapassa o valor limite de RDC, tanto para os momentos fletores positivos quanto negativos em todos os pavimentos do edifício.

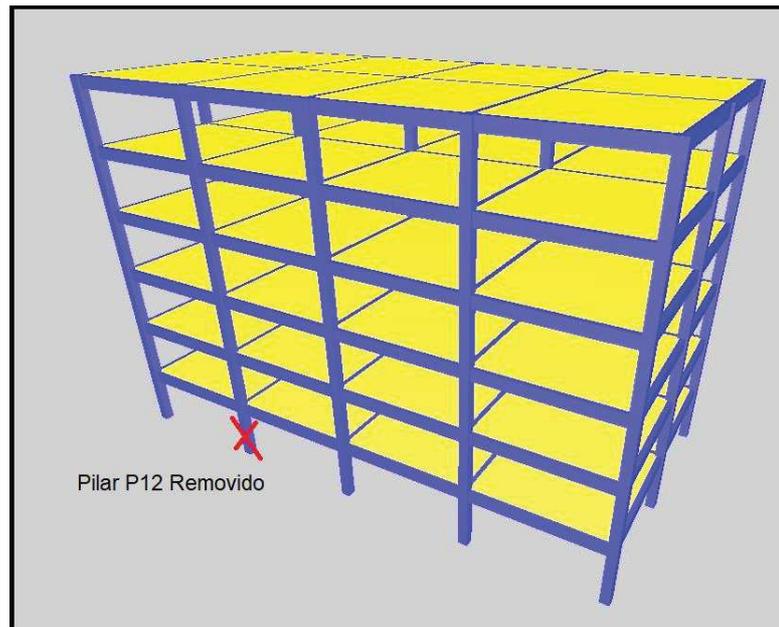
No que se refere aos pilares, a remoção de P11 gerou um comportamento na estrutura similar ao caso 1, em que 5 pilares não atenderam o critério da GSA. Conforme a Tabela 13, percebeu-se o efeito da remoção principalmente nos pilares P6 e P12, que foram responsáveis por absorver a maior parte das cargas verticais proveniente de P11 e não atenderam o critério estabelecido pela GSA para avaliação do colapso progressivo no 1º pavimento. Contudo, percebe-se que o pilar P7, apesar de ter satisfeito o critério RDC, também sofreu os efeitos da remoção de P11 e mesmo tendo sofrido um aumento pouco significativo em sua carga de compressão, essa foi suficiente para que os momentos solicitantes do pilar, conforme o Apêndice E, atingissem o ELU do elemento.

Sendo assim, apesar da remoção de P11 não apresentar um alto número de pilares que não atingiram o critério da GSA, a ocorrência da falha de apenas um deles poderia propagar a falha a outros elementos e ser fatal para a integridade da estrutura. Além disso, o comportamento observado nas vigas mais atingidas da estrutura, assim como nos dois outros casos observados, apresenta um alto risco para o edifício, sendo que a remoção do pilar referido faz com que vigas em todos os pavimentos apresentem propensão ao dano estrutural, caracterizando a estrutura, mais uma vez, como propensa ao colapso progressivo.

4.2.4 Caso 4: Remoção pilar P12

Nessa análise foi retirado o pilar 12 do edifício, um pilar lateral da maior dimensão do edifício. A Figura 43 apresenta o modelo com o referido pilar indicado.

Figura 43 - Pilar removido para a análise do Caso 4.



Fonte: Autoria Própria (2018).

A Tabela 14 demonstra os valores solicitantes e resistentes das vigas afim de comparação, além do critério RDC dos elementos que não atenderam as solicitações. Os valores de todos os esforços solicitantes das vigas no caso 4 estão dispostos no Apêndice J.

Tabela 14 - Valores de RDC para as Vigas.

	Vigas	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
1º Pav.	V3	1,94	4,55	4,36
	V5	1,46	1,58	2,09
2º Pav.	V3	1,63	4,63	4,19
	V5	1,24	1,77	2,05
3º Pav.	V3	1,61	4,53	4,13
	V5	1,21	1,67	1,98
4º Pav.	V3	1,60	4,45	4,15
	V5	1,20	1,63	1,95
5º Pav.	V3	1,62	4,50	4,18
	V5	1,20	1,64	1,96
Cob.	V3	1,39	6,70	3,70
	V5	1,04	1,47	2,48

Fonte: Autoria Própria (2018).

Da mesma forma, é apresentado na Tabela 15 os valores solicitantes para os pilares que atingiram seu ELU, assim como os valores de RDC, obtidos com auxílio do *software* PCalc. Os valores completos para as solicitações dos pilares no caso 4 estão dispostas no Apêndice F.

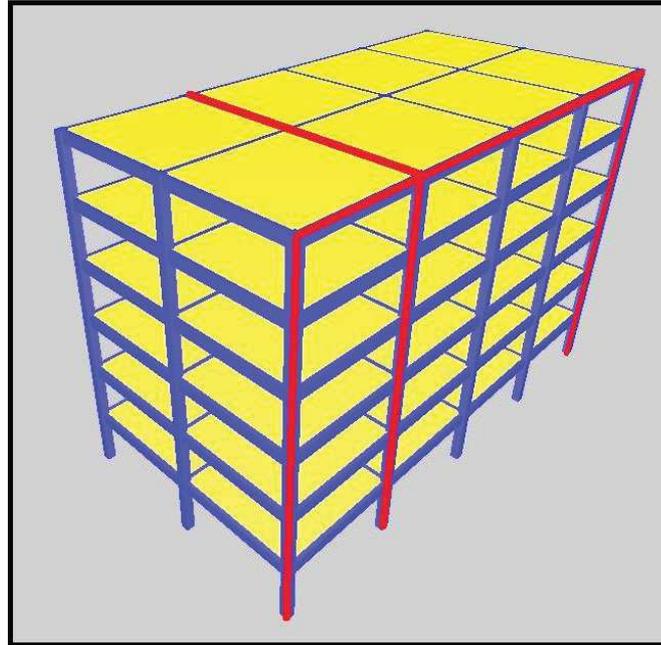
Tabela 15 - Valores de RDC para os Pilares.

	PILAR	RDC
	P7	10,00
1º Pav.	P11	1,25
	P13	2,38
	P7	10,00
2º Pav.	P11	1,67
	P12	1,82
	P13	2,08
3º Pav.	P7	2,86
	P11	1,27
	P13	1,33
4º Pav.	P11	1,41
	P13	1,28
5º Pav.	P11	1,43
	P13	1,23
Cob.	P6	1,22
	P7	1,09
	P10	1,03
	P11	3,45
	P13	2,08
	P14	1,18
	P15	1,11

Fonte: Autoria Própria (2018).

Após a análise dos valores de RDC, notou-se que os principais elementos a absorver os esforços após a retirada do pilar estão distribuídos nos dois planos adjacentes ao pilar removido (destacados em vermelho), conforme indica a Figura 44.

Figura 44 - Planos mais afetados na estrutura para a remoção do pilar P12.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Novamente, calculou-se o valor de incremento de cargas verticais para todos os pilares a partir dos dados apresentados no Apêndice A e F. A Tabela 16 demonstra os valores encontrados, em porcentagem.

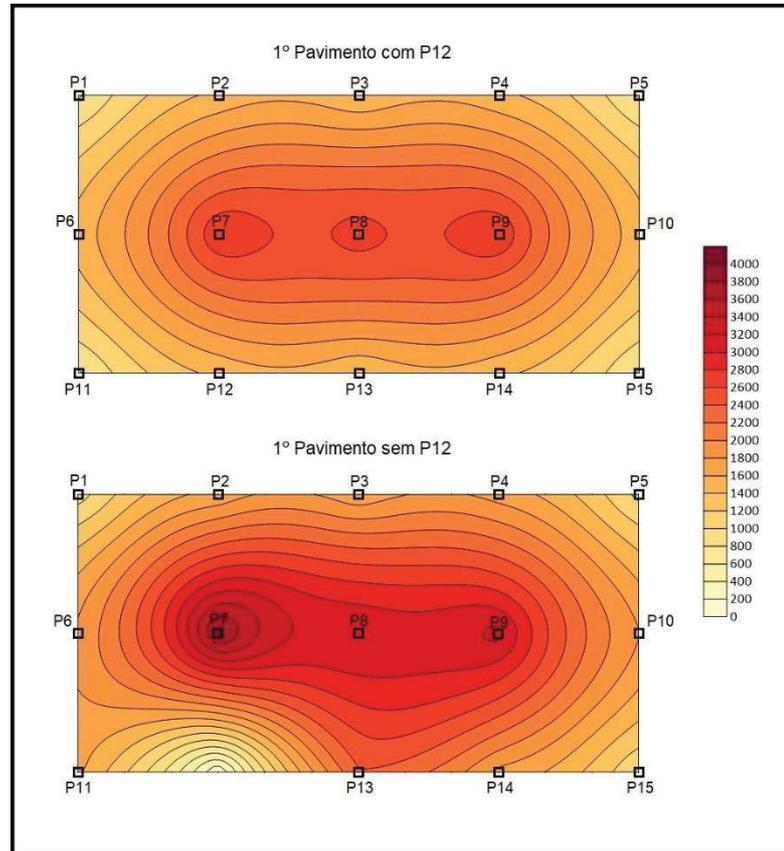
Tabela 16 - Incrementos de cargas axiais dos pilares do 1º pavimento após a remoção de P12.

Pilar	Incremento de Cargas Axiais (%)					
	1º Pav.	2º Pav.	3º Pav.	4º Pav.	5º Pav.	Cob.
P1	15,80	15,36	15,18	14,90	14,33	13,03
P2	13,95	14,03	13,82	13,43	12,59	9,51
P3	17,52	17,29	17,10	16,81	16,22	14,50
P4	18,83	18,56	18,39	18,12	17,58	15,91
P5	21,39	21,04	20,87	20,65	20,23	18,94
P6	21,92	21,96	21,97	21,89	21,63	20,65
P7	38,13	37,29	36,94	36,64	36,21	34,49
P8	18,01	17,99	17,96	17,85	17,56	16,51
P9	16,97	16,98	16,89	16,73	16,41	15,35
P10	21,09	21,00	20,94	20,76	20,46	19,49
P11	111,38	109,56	109,06	108,94	109,58	111,28
P13	70,60	68,90	68,64	68,62	69,06	71,23
P14	21,04	21,43	21,22	20,82	19,94	16,06
P15	29,98	30,03	29,92	29,72	29,32	28,08

Fonte: Autoria Própria (2018).

A partir dos Apêndices A e F também foi possível obter a distribuição dos esforços verticais antes da remoção de P12 e como se deu a redistribuição sem o pilar com o auxílio do *software* Surfer, dispostos na Figura 45.

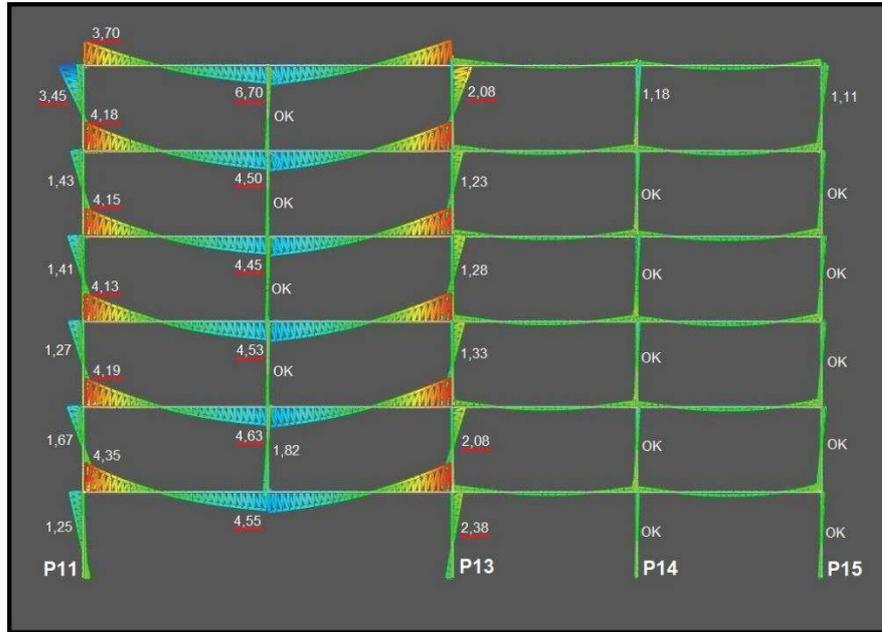
Figura 45 - Mapa de distribuição de esforços axiais no 1º pavimento para o Caso 4.



Fonte: Autoria Própria (2018).

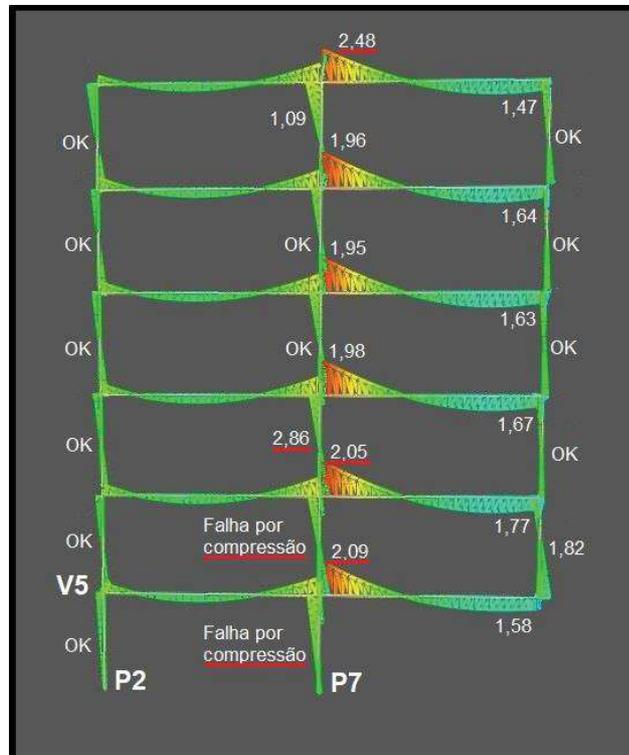
As Figuras 46 e 47 demonstram os esforços de momentos fletores nas linhas de vigas e pilares mais solicitados neste caso, assim como os respectivos valores de RDC para cada elemento, estando destacados os valores que não atenderam ao critério, afim de que seja possível visualizar o efeito da remoção do pilar P12 na estrutura.

Figura 46 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P12 no plano em X.



Fonte: Autoria Própria (2018).

Figura 47 - Diagrama de momentos e valores de RDC para os elementos mais afetados pela remoção de P12 no plano em Y.



Fonte: Autoria Própria (2018).

A partir da Figura 46, percebe-se uma situação semelhante ao que ocorreu na direção X do caso 2 em que ao ser retirado o pilar, unem-se 2 trechos da viga, dobrando o comprimento do vão, e a viga falha em atender o critério da GSA em todos os pavimentos. A diferença, neste caso, foi que os valores obtidos de RDC foram maiores, pois a viga V2 tratava-se de uma viga interna, dimensionada para maiores solicitações de momentos, e por isso apresentou menores valores para o critério, apesar de ainda não o ter atendido.

A viga V5, assim como a viga V2, é uma viga interna do edifício e, sendo assim, também possui maior área de aço para suportar momentos fletores, conforme é possível observar a partir da Figura 47, em que apenas as vigas dos 2 primeiros pavimentos não atenderam o critério RDC para os momentos negativos, demonstrando um certo nível de eficiência em relação à segurança contra o colapso progressivo, porém ainda não sendo satisfatório.

Com os resultados da Tabela 16, e como exposto nas Figuras 46 e 47, nota-se que as cargas verticais provenientes da remoção de P12 são absorvidas, em sua maior parte, pelos pilares P7, P11 e P13, mas principalmente pelo pilar P11. Contudo, devido sua baixa solicitação prévia à remoção do pilar, este elemento possuiu resistência suficiente para suportar esse incremento de carga vertical, juntamente com os esforços de flexão gerados, sem que excedesse $RDC = 2,0$.

O pilar P7 não atendeu ao critério da GSA nos dois primeiros pavimentos. Devido a esse ser, juntamente com o pilar P9, conforme visto no Apêndice A, o pilar mais solicitado, à cargas verticais, da edificação, o incremento de carga gerado pela remoção de P12 fez com que fosse esgotada sua resistência e atingida a falha por compressão, apresentando, segundo o exposto no Item 3.5.2.1, alto valor de RDC. O pilar P13 não atendeu ao critério nos dois primeiros pavimentos e na cobertura.

É interessante observar que, assim como nos casos anteriores, ocorreu o fenômeno em que os pilares da cobertura falharam em atender os critérios de RDC devido ao alto momento solicitante e baixa carga de compressão, seguindo o que foi exposto no Item 3.5.2.1. Após análises no PCalc 1.4, verificou-se que mesmo com uma carga de compressão ótima, ou seja, que oferece a maior resistência à flexão o pilar P11 ainda não atenderia o critério. No entanto, o pilar P13 com um $N_{sd} = 1000$ kN aproximadamente, apresentaria valor de $RDC < 2,0$.

Assim nos outros casos analisados, percebe-se que há uma grande propensão ao colapso progressivo, e que a redistribuição dos esforços não se deu de forma

eficiente, sendo principalmente absorvidos pelos elementos imediatamente próximos ao local da falha inicial.

5 CONCLUSÃO

Tanto as vigas quanto os pilares apresentaram problemas em atender o critério da norma da GSA. As vigas apresentaram problemas em todos os casos, devido a inversão dos esforços que ocorre na perda de um pilar, mas principalmente nos casos em que o comprimento do vão da viga dobrou e os pilares dos pavimentos superiores apoiaram-se no centro do vão.

Os esforços foram absorvidos em sua maior parte pelos elementos mais próximos do local da falha estrutural, comprovado pela composição dos planos adjacentes aos pilares removidos, demonstrando a importância do conceito de redundância estrutural ainda na fase de concepção do projeto, permitindo caminhos alternativos de carga na estrutura e que mantenha sua integridade mesmo após a perda de um elemento.

O alívio de carga que ocorre nos pilares superiores ao elemento removido, também pode se tornar um problema, devido a redução do esforço normal em um pilar, o que pode diminuir a sua resistência à flexão. Um exemplo é o caso do pilar P11, onde a retirada do mesmo resultou na flexão oblíqua dos elementos superiores, acarretando um alto risco a propensão de acordo com a GSA, além de atingir sua capacidade limite com $RDC > 1,0$.

Os resultados mais desfavoráveis encontrados foram para o Caso 2, no qual removeu-se um pilar interior da edificação. Usualmente, pilares interiores são os que possuem as maiores áreas de influência nas edificações típicas, motivo pelo qual a sua remoção ocasionou uma sobrecarga em um número maior de pilares do que em outras análises. Compreendeu-se então, o motivo de a GSA não indicar essa análise para todos os tipos de edificação, uma vez que a avaliação ao colapso progressivo de uma estrutura que não possua pavimentos térreos abertos ao público, ou com garagens, superestimaria a chance de um evento que gerasse a perda desse pilar, fazendo com que a concepção da estrutura pelo engenheiro não se desse de forma eficiente.

Sendo assim, conclui-se que a edificação dimensionada segundo as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), não atendeu aos critérios referentes ao colapso progressivo utilizados neste trabalho em nenhum dos casos analisados, sendo que em todos os casos houveram vários elementos que não atenderam ao critério RDC, ou seja, esses elementos estavam submetidos a pelo menos o dobro

da sua capacidade limite, oferecendo um alto risco à integridade da estrutura e indicando a propensão da edificação a ocorrência de um colapso que pudesse afetar parte da estrutura, ou a edificação inteira.

A realização deste trabalho mostrou a onerosidade da análise de colapso progressivo, mesmo que a análise adotada seja a menos complexa das análises estruturais citadas. Demandou-se tempo para ser realizada, explicando um dos motivos desse tipo de análise não ser usual por engenheiros no cotidiano, visto que sua ocorrência depende de vários fatores com pouca probabilidade de ocorrência. No entanto, os resultados mostram a importância deste tipo de análise em uma estrutura, sendo que, apesar de baixa probabilidade, a sua ocorrência pode trazer grandes problemas e fatalidades.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão de trabalhos futuros, recomenda-se que seja realizado um estudo comparativo entre os resultados obtidos neste trabalho com os resultados de uma análise de colapso progressivo em uma estrutura similar, porém sendo utilizada uma análise não-linear dinâmica, considerando as prescrições da norma americana da GSA, afim de verificar se os resultados obtidos, na análise realizada neste trabalho, são satisfatórios para verificar a propensão ao colapso progressivo de uma estrutura de concreto armado.

REFERÊNCIAS

ALTOQI Eberick V9. AltoQI, Florianópolis, SC, 2014.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais**. 2011. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

ARGENTA, M. A. Estabilidade e Análise Estrutural. In: **Notas de Aula de Estruturas Metálicas**. Curitiba, 2016. Disponível em: <http://www.estruturas.ufpr.br/>. Acesso em: 30 abr. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.

ASTANEH-ASL, A. Progressive Collapse of Steel Truss Bridges, The Case of I-35W Collapse. In: **7TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON STEEL BRIDGES**, 2008, University of California, Berkeley, USA. 10 pages.

AUGUSTO, J. Vigas Após a Desforma. Disponível em: < <http://diariodaobra-carioca.blogspot.com/2011/07/concretagem-das-vigas.html>>. Acesso em: 07 set. 2018.

BIONDINI, F.; FRANGOPOLO, D. M.; RESTELLI, S. On Structural Robustness, Redundancy and Static Indeterminacy. In: **STRUCTURES 2008: CROSSING BORDERS**, 2008, Vancouver. Anais... American Society of Civil Engineers, 2008.

CALLEJAS, I. J. A. **Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas Planas Considerando a Não Linearidade Geométrica e Física**. 1998. 202 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1998.

CARDOSO, S. D. **Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado**. 2014. 55 f. Monografia (Especialista em Gestão de Projetos de Sistemas Estruturais) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2014.

CASSOL PRÉ FABRICADOS. Superestrutura Vigas I. Disponível em: <https://www2.cassol.ind.br/produtos-2/vigas-i-2/>. Acesso em: 12 abr. 2018.

CORLEY, W. G.; MLAKAR SR, P. F.; SOZEN, M. A.; THORNTON, C. H. The Oklahoma City Bombing: Summary and Recommendations for Multi-Hazard Mitigation. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 12, n. 3, p. 100-112, 1998.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC (CSI). **SAP2000** – Analysis reference manual. Berkeley, California, USA, 2002, 383 p.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC (CSI). **SAP2000** – Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structure, 14.1.0. Berkeley, California, USA, 2009.

DEPARTMENT OF DEFENSE (DoD). **Unified Facilities Criteria** – Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. USA, 2009. 227 p.

EAGAR, T. W.; MUSSO, C. Why Did the World Trade Center Collapse? Science, Engineering, and Speculation. *JOM*, v. 53, n. 4, p. 8-11, 2001.

EL DEBS, M. K. Colapso Progressivo In: *Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009, p. 193-199.

ELLINGWOOD, B. R.; DUSENBERRY, D. O. Building Design for Abnormal Loads and Progressive Collapse. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, v. 20, p. 194-205, 2005.

ELLINGWOOD, B. R. Mitigating Risk from Abnormal Loads and Progressive Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 20, n. 4, p. 315-323, 2006.

FADAEI, S. **Progressive Collapse Analysis of Steel Framed Structures with I-Beams and Truss Beams Using Linear Static Procedure.** 2012. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Institute of Graduate Studies and Research, Eastern Mediterranean University, Gazimağusa, 2012.

FELIPE, T. R. C. **Novo Método para a Avaliação do Risco de Colapso Progressivo em Edifícios de Alvenaria Estrutural.** 2017. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

FUSCO, P. B. Estruturas de concreto: Solicitações normais. Rio de Janeiro: Editora Guanabara, 1981. 464 p.

GILMOUR, J. R.; VIRDI, K. S. Numerical Modelling of the Progressive Collapse of Framed Structures as a Result of Impact or Explosion. In: 2ND INT. PHD SYMPOSIUM IN CIVIL ENGINEERING, 1998, Budapest.

GIONCU, V. Framed Structures: Ductility and Seismic Response General Report. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 55, p. 125-154, 2000.

KANDIL, K. S.; ELLOBODY, E. A. E. F.; ELDEHENY, H. Progressive Collapse of Steel Frames. *World Journal of Engineering and Technology*, v. 1, p. 39-48, 2013.

KHANDELWAL, K.; EL-TAWIL, S. Collapse Behaviour of Steel Special Moment Resisting Frame Connections. *Journal of Structure Engineering*, v. 133, n. 5, p. 646-655, 2007.

KHANDELWAL, K. **Multi Scale Computational Simulation of Progressive Collapse of Steel Frames.** 2008. 292 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Michigan, 2008.

LARANJEIRAS, A. C. R. Colapso Progressivo dos Edifícios – breve introdução. *TQS News*, n. 33, p 36-47, 2011.

LONGO, H. I. Análise de Estrutura para Avaliação do Colapso Progressivo. *Engenharia Estudo e Pesquisa*, v. 13, n. 2, p. 17-24, 2013.

MARJANISHVILI, S.; AGNEW, E. Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, San Francisco, USA, v. 20, n. 4, p. 365-374, 2006.

MAZARIM, D. M. **Histórico das Pontes Estaiadas e sua Aplicação no Brasil**. 2011. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MIGLIANI, A. Galeria de Clássicos da Arquitetura: Centro de Exposições do Centro Administrativo da Bahia/João Filgueiras Lima (Lelé). 2015. Disponível em: <<https://www.archdaily.com.br/br/761623/classicos-da-arquitetura-centro-de-exposcoes-do-centro-administrativo-da-bahia-joao-filgueiras-lima-lele>>. Acesso em: 12 abr. 2018.

MIYACHI, K.; NAKAMURA, S.; MANDA A. Progressive Collapse Analysis of steel truss bridges and evaluation of ductility. *Journal of Construction Steel Research*, Hiratsuka, Japan, n. 78, p. 192-200, 2012.

NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, U.S. **Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings**. USA, 2007.

PEARSON, C.; DELATTE, N. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Cleveland, USA, v. 13, n. 2, p. 172-177, 2005.

PINTO, S. L.; SILVA, V. P. Determinação dos Esforços solicitantes em Barras de Pórtico Plano, Considerando a Não Linearidade Geométrica por Meio de um Método Simplificado. *Revista da Estrutura de Aço*, v. 4, n. 2, p. 114-133, 2015.

SEZEN, H.; SONG, B. I.; GIRIUNAS, K. A. Progressive Collapse Testing and Analysis of a Steel Frame Building. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 94, p. 76-83, 2014.

SILVA, R. G. L. **Avaliação dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios de Aço Utilizando Métodos Aproximados e Análise Rigorosa**. 2004. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

SMANIOTTO, A. **Dimensionamento e detalhamento automático de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua**. 2005. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

STAROSSEK, U.; HABERLAND, M. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 24, n. 6, p. 519-528, 2010.

STAROSSEK, U. Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures. *Structural Engineering International*, v. 16, n. 2, p. 113-117, 2006.

WANG, H.; ZHANG, A.; LI, Y.; YAN, W. A Review on Progressive Collapse of Building Structures. *The Open Civil Engineering Journal*, Beijing, China, v. 8, p. 183-192, 2014.

WOLFF, M.; STAROSSEK, U. Cable Loss and Progressive Collapse in Cable-Stayed Bridges. *Bridge Structures*, v. 5, n. 1, p. 17-28, 2009.

ZHAO, X.; YAN, S.; CHEN, Y.; XU, Z.; LU, Y. Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behaviour of Planar Trusses. *Engineering Structures*, Shanghai, China, v. 135, p. 104-116, 2017.

APÊNDICE A – Solicitações nos pilares da estrutura

1º Pavimento					
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)
P1	775,95	26,76	13,38	-26,99	-13,50
P2	1440,28	56,43	28,22	-2,93	-1,46
P3	1396,78	54,33	27,17	0,00	0,00
P4	1440,28	56,43	28,22	2,93	1,46
P5	775,95	26,76	13,38	26,99	13,50
P6	1496,11	0,00	0,00	58,95	29,48
P7	2792,41	0,00	0,00	7,13	3,56
P8	2685,38	0,00	0,00	0,00	0,00
P9	2792,41	0,00	0,00	7,13	3,56
P10	1496,11	0,00	0,00	58,95	29,48
P11	775,95	26,76	13,38	26,99	13,50
P12	1440,28	56,43	28,22	2,93	1,46
P13	1396,78	54,33	27,17	0,00	0,00
P14	1440,28	56,43	28,22	2,93	1,46
P15	775,95	26,76	13,38	26,99	13,50

2º Pavimento					
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)
P1	645,52	34,66	37,39	-34,81	-37,65
P2	1195,33	72,94	78,80	-2,88	-3,63
P3	1160,34	70,21	75,85	0,00	0,00
P4	1195,33	72,94	78,80	2,88	3,63
P5	645,52	34,66	37,39	34,81	37,65
P6	1242,80	0,00	0,00	75,94	82,19
P7	2315,61	0,00	0,00	7,42	9,05
P8	2229,09	0,00	0,00	0,00	0,00
P9	2315,61	0,00	0,00	7,42	9,05
P10	1242,80	0,00	0,00	75,94	82,19
P11	645,52	34,66	37,39	34,81	37,65
P12	1195,33	72,94	78,80	2,88	3,63
P13	1160,34	70,21	75,85	0,00	0,00
P14	1195,33	72,94	78,80	2,88	3,63
P15	645,52	34,66	37,39	34,81	37,65

3º Pavimento					
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)
P1	513,28	33,47	32,69	-33,51	-32,74
P2	949,44	70,23	68,66	-1,99	2,06
P3	921,83	67,60	66,08	0,00	0,00
P4	949,44	72,94	78,80	2,88	3,63
P5	513,28	33,47	32,69	33,51	32,74
P6	989,71	0,00	0,00	72,73	71,21
P7	1844,59	0,00	0,00	5,53	5,66
P8	1775,85	0,00	0,00	0,00	0,00
P9	1844,59	0,00	0,00	5,53	5,66
P10	989,71	0,00	0,00	72,73	71,21
P11	513,28	33,47	32,69	33,51	32,74
P12	949,44	70,23	68,66	1,99	-2,06
P13	921,83	67,60	66,08	0,00	0,00
P14	949,44	72,94	78,80	2,88	3,63
P15	513,28	33,47	32,69	33,51	32,74

4º Pavimento					
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)
P1	380,27	35,82	35,04	-35,84	-35,06
P2	703,19	75,15	73,48	-1,88	-1,90
P3	682,52	72,26	70,69	0,00	0,00
P4	703,19	75,15	73,48	1,88	1,90
P5	380,27	35,82	35,04	35,84	35,06
P6	736,75	0,00	0,00	78,58	76,41
P7	1375,89	0,00	0,00	5,61	5,51
P8	1323,88	0,00	0,00	0,00	0,00
P9	1375,89	0,00	0,00	5,61	5,51
P10	736,75	0,00	0,00	78,58	76,41
P11	380,27	35,82	35,04	35,84	35,06
P12	703,19	75,15	73,48	1,88	1,90
P13	682,52	72,26	70,69	0,00	0,00
P14	703,19	75,15	73,48	1,88	1,90
P15	380,27	35,82	35,04	35,84	35,06

5° Pavimento					
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)
P1	246,72	30,29	33,45	-30,17	-33,39
P2	456,70	63,00	69,91	-0,61	-1,24
P3	442,67	60,83	67,33	0,00	0,00
P4	456,70	75,15	73,48	1,88	1,90
P5	246,72	30,29	33,45	30,17	33,39
P6	483,92	0,00	0,00	62,43	71,59
P7	908,71	0,00	0,00	2,29	4,00
P8	872,82	0,00	0,00	0,00	0,00
P9	908,71	0,00	0,00	2,29	4,00
P10	483,92	0,00	0,00	62,43	71,59
P11	246,72	30,29	33,45	30,17	33,39
P12	456,70	63,00	69,91	0,61	1,24
P13	442,67	60,83	67,33	0,00	0,00
P14	456,70	75,15	73,48	1,88	1,90
P15	246,72	30,29	33,45	30,17	33,39

Cobertura					
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)
P1	112,01	55,33	41,23	-55,22	-41,09
P2	209,52	117,54	86,81	-3,43	-1,70
P3	201,39	112,12	83,23	0,00	0,00
P4	209,52	117,54	86,81	3,43	1,70
P5	112,01	55,33	41,23	55,22	41,09
P6	231,00	0,00	0,00	132,87	93,07
P7	445,73	0,00	0,00	10,34	5,46
P8	423,75	0,00	0,00	0,00	0,00
P9	445,73	0,00	0,00	10,34	5,46
P10	231,00	0,00	0,00	132,87	93,07
P11	112,01	55,33	41,23	55,22	41,09
P12	209,52	117,54	86,81	3,43	1,70
P13	201,39	112,12	83,23	0,00	0,00
P14	209,52	117,54	86,81	3,43	1,70
P15	112,01	55,33	41,23	55,22	41,09

APÊNDICE B – Solicitações nas vigas da estrutura

1º Pavimento			
Vigas	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd+} (kN.m)
V1	61,26	34,86	61,71
V2	163,27	69,49	133,08
V3	61,26	34,86	61,71
V4	60,93	34,51	61,24
V5	156,60	66,35	127,45
V6	151,20	63,73	122,62
V7	156,60	66,35	127,45
V8	60,93	34,51	61,24

2º Pavimento			
Vigas	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd+} (kN.m)
V1	62,10	34,36	64,59
V2	164,97	68,40	138,99
V3	62,10	34,36	64,59
V4	61,89	34,09	64,41
V5	158,5	65,48	133,72
V6	153,03	62,90	128,63
V7	158,5	65,48	133,72
V8	61,89	34,09	64,61

3º Pavimento			
Vigas	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd+} (kN.m)
V1	62,46	34,40	65,58
V2	165,68	68,49	140,94
V3	62,46	34,40	65,58
V4	62,30	34,14	65,54
V5	159,26	65,58	135,8
V6	153,76	63,00	130,6
V7	159,26	65,58	135,8
V8	62,30	34,14	65,54

4º Pavimento			
Vigas	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd+} (kN.m)
V1	62,71	34,47	66,23
V2	166,11	68,71	141,95
V3	62,71	34,47	66,23
V4	62,59	34,20	66,29
V5	159,78	65,72	137,12
V6	154,25	63,13	131,88
V7	159,78	65,72	137,12
V8	62,59	34,20	66,29

5º Pavimento			
Vigas	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd+} (kN.m)
V1	63,25	33,97	68,25
V2	167,46	67,31	147,18
V3	63,25	33,97	68,25
V4	63,22	33,77	68,52
V5	161,09	64,79	141,79
V6	155,49	62,25	136,28
V7	161,09	64,79	141,79
V8	63,22	33,77	68,52

Cobertura			
Vigas	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd+} (kN.m)
V1	52,11	31,43	52,69
V2	152,77	71,85	125,46
V3	52,11	31,43	52,69
V4	52,03	31,20	52,84
V5	131,33	62,37	111,07
V6	125,59	59,27	105,83
V7	131,33	62,37	111,07
V8	52,03	31,20	52,84

APÊNDICE C – Solicitações e valores de RDC nos pilares após a retirada de P6

1º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	1632,17	171,85	85,93	-23,87	-35,14	1,27
P2	1758,54	68,90	34,45	-4,54	-20,93	-
P3	1692,57	61,46	30,73	-0,64	-23,52	-
P4	1745,48	64,76	32,38	3,28	24,85	-
P5	927,13	32,45	16,22	38,60	3,91	-
P7	3873,45	0,00	0,00	125,54	39,57	10,00
P8	3116,54	0,00	0,00	-6,91	-26,66	-
P9	3272,39	0,00	0,00	7,36	26,88	1,22
P10	1763,59	0,00	0,00	73,25	13,43	-
P11	1632,17	171,85	85,93	23,87	35,14	1,27
P12	1758,54	68,90	34,45	4,54	20,93	-
P13	1692,57	61,46	30,73	0,64	23,52	-
P14	1745,48	64,76	32,38	3,28	24,85	-
P15	927,13	32,45	16,22	38,60	3,91	-

2º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	1344,66	206,06	231,92	-53,74	-66,22	1,67
P2	1459,34	85,91	94,63	-19,70	-27,90	-
P3	1406,01	80,22	86,20	-24,38	-34,12	-
P4	1447,09	83,56	90,35	27,66	37,75	-
P5	768,76	41,99	45,33	28,55	21,77	-
P6	58,05	0,00	0,00	78,79	131,31	1,96
P7	3188,99	0,00	0,00	131,99	138,68	10,00
P8	2593,06	0,00	0,00	-28,87	-41,09	-
P9	2711,62	0,00	0,00	32,45	43,22	-
P10	1462,40	0,00	0,00	73,21	70,08	-
P11	1344,66	206,06	231,92	53,74	66,22	1,67
P12	1459,34	85,91	94,63	19,70	27,90	-
P13	1406,01	80,22	86,20	24,38	34,12	-
P14	1447,09	83,56	90,35	27,66	37,75	-
P15	768,76	41,99	45,33	28,55	21,77	-

3º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	1066,35	188,69	184,44	-50,20	-49,63	1,28
P2	1158,66	82,21	79,71	-18,75	-19,03	-
P3	1115,42	77,51	75,88	-22,51	-22,48	-
P4	1147,89	80,45	78,61	24,96	25,17	-
P5	610,54	40,54	39,59	29,11	28,31	-
P6	53,59	0,00	0,00	43,88	31,18	-
P7	2533,77	0,00	0,00	119,69	118,59	3,57
P8	2063,82	0,00	0,00	-25,05	-24,75	-
P9	2158,51	0,00	0,00	28,84	29,16	-
P10	1163,75	0,00	0,00	71,69	70,12	-
P11	1066,35	188,69	184,44	50,20	49,63	1,28
P12	1158,66	82,21	79,71	18,75	19,03	-
P13	1115,42	77,51	75,88	22,51	22,48	-
P14	1147,89	80,45	78,61	24,96	25,17	-
P15	610,54	40,54	39,59	29,11	28,31	-

4º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	789,56	200,16	196,55	-53,70	-53,21	1,43
P2	856,90	88,52	86,62	-20,08	-20,25	-
P3	823,95	82,53	80,84	-24,32	-24,41	-
P4	848,35	85,86	84,07	26,58	26,64	-
P5	451,39	43,24	42,36	30,14	29,05	-
P6	41,66	0,00	0,00	48,89	51,76	-
P7	1895,72	0,00	0,00	121,96	120,40	1,04
P8	1535,70	0,00	0,00	-27,59	-27,44	-
P9	1608,05	0,00	0,00	30,56	30,52	-
P10	865,21	0,00	0,00	76,68	73,99	-
P11	789,56	200,16	196,55	53,70	53,21	1,43
P12	856,90	88,52	86,62	20,08	20,25	-
P13	823,95	82,53	80,84	24,32	24,41	-
P14	848,35	85,86	84,07	26,58	26,64	-
P15	451,39	43,24	42,36	30,14	29,05	-

5° Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	513,97	158,14	180,96	-45,01	-49,75	1,47
P2	554,30	74,98	82,70	-18,01	-19,10	-
P3	531,88	70,36	77,29	-20,86	-22,70	-
P4	548,53	72,84	80,24	21,52	24,17	-
P5	291,62	37,03	40,57	26,56	28,75	-
P6	25,46	0,00	0,00	37,96	41,85	-
P7	1241,45	0,00	0,00	101,94	112,59	-
P8	1008,44	0,00	0,00	-20,47	-24,24	-
P9	1059,30	0,00	0,00	23,60	27,24	-
P10	566,88	0,00	0,00	61,12	70,10	-
P11	513,97	158,14	180,96	45,01	49,75	1,47
P12	554,30	74,98	82,70	18,01	19,10	-
P13	531,88	70,36	77,29	20,86	22,70	-
P14	548,53	72,84	80,24	21,52	24,17	-
P15	291,62	37,03	40,57	26,56	28,75	-

Cobertura						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	235,42	329,30	232,31	-80,81	-61,12	3,57
P2	250,47	136,84	102,05	-29,75	-23,91	1,11
P3	238,24	125,15	94,28	-37,41	-28,80	1,03
P4	248,06	131,40	98,42	41,73	30,88	1,08
P5	130,92	65,18	49,33	43,86	33,53	-
P6	14,14	0,00	0,00	73,90	53,40	1,23
P7	601,12	0,00	0,00	189,28	139,70	1,35
P8	481,84	0,00	0,00	-47,47	-32,68	-
P9	515,53	0,00	0,00	48,83	34,99	-
P10	268,81	0,00	0,00	130,36	90,66	-
P11	235,42	329,30	232,31	80,81	61,12	3,57
P12	250,47	136,84	102,05	29,75	23,91	1,11
P13	238,24	125,15	94,28	37,41	28,80	1,03
P14	248,06	131,40	98,42	41,73	30,88	1,08
P15	130,92	65,18	49,33	43,86	33,53	-

APÊNDICE D – Solicitações e valores de RDC nos pilares após a retirada de P7

1º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ top}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	989,02	34,46	17,23	-33,99	-14,03	-
P2	2530,22	257,21	128,60	-6,01	-5,97	7,69
P3	1720,44	69,52	34,76	-3,23	-4,58	-
P4	1739,66	63,34	31,67	2,87	1,54	-
P5	975,82	32,52	16,26	33,79	19,87	-
P6	2597,55	0,00	0,00	261,37	127,72	11,11
P8	3994,10	0,00	0,00	-168,78	-87,36	10,00
P9	3221,64	0,00	0,00	16,66	5,36	-
P10	1788,43	0,00	0,00	69,40	37,67	-
P11	989,02	34,46	17,23	33,99	14,03	-
P12	2530,22	257,21	128,60	6,01	5,97	7,69
P13	1720,44	69,52	34,76	3,23	4,58	-
P14	1739,66	63,34	31,67	2,87	1,54	-
P15	975,82	32,52	16,26	33,79	19,87	-

2º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ top}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	826,55	44,16	47,92	-43,10	-47,43	-
P2	2066,40	297,22	341,52	-5,52	-6,88	3,57
P3	1428,03	84,14	94,21	-4,02	-4,04	-
P4	1444,41	83,10	89,06	1,52	3,29	-
P5	810,72	42,01	45,39	43,43	46,67	-
P6	2120,72	0,00	0,00	299,72	346,28	3,85
P7	141,41	0,00	0,00	13,65	22,74	-
P8	3264,81	0,00	0,00	-200,44	-226,42	10,00
P9	2681,60	0,00	0,00	12,40	19,08	-
P10	1504,88	0,00	0,00	88,32	95,82	-
P11	826,55	44,16	47,92	43,10	47,43	-
P12	2066,40	297,22	341,52	5,52	6,88	3,57
P13	1428,03	84,14	94,21	4,02	4,04	-
P14	1444,41	83,10	89,06	1,52	3,29	-
P15	810,72	42,01	45,39	43,43	46,67	-

3º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	657,90	43,04	41,72	-42,47	-41,45	-
P2	1635,98	265,51	260,72	-3,27	-2,88	1,92
P3	1134,40	79,87	76,97	-3,60	-2,96	-
P4	1145,69	80,41	78,78	0,92	1,16	-
P5	643,87	40,54	39,58	41,13	39,82	-
P6	1682,99	0,00	0,00	270,45	262,63	2,00
P7	126,04	0,00	0,00	6,56	4,73	-
P8	2595,01	0,00	0,00	-180,61	-176,71	7,69
P9	2133,84	0,00	0,00	7,94	7,66	-
P10	1197,59	0,00	0,00	83,59	81,38	-
P11	657,90	43,04	41,72	42,47	41,45	-
P12	1635,98	265,51	260,72	3,27	2,88	1,92
P13	1134,40	79,87	76,97	3,60	2,96	-
P14	1145,69	80,41	78,78	0,92	1,16	-
P15	643,87	40,54	39,58	41,13	39,82	-

4º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	487,35	46,65	45,51	-45,76	-44,83	-
P2	1209,47	285,42	280,86	-3,45	-3,34	1,75
P3	839,04	86,32	84,54	-4,59	-4,20	-
P4	846,58	85,67	83,35	0,69	0,89	-
P5	476,19	43,24	42,37	44,09	43,05	-
P6	1249,50	0,00	0,00	288,58	283,62	1,79
P7	99,90	0,00	0,00	8,25	8,11	-
P8	1930,99	0,00	0,00	-187,95	-186,02	1,67
P9	1588,50	0,00	0,00	9,11	8,88	-
P10	890,49	0,00	0,00	90,81	88,10	-
P11	487,35	46,65	45,51	45,76	44,83	-
P12	1209,47	285,42	280,86	3,45	3,34	1,75
P13	839,04	86,32	84,54	4,59	4,20	-
P14	846,58	85,67	83,35	0,69	0,89	-
P15	476,19	43,24	42,37	44,09	43,05	-

5° Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	315,46	39,82	43,81	-40,00	-43,44	-
P2	785,71	226,48	258,53	-0,78	-2,07	1,67
P3	542,31	73,38	80,74	-3,10	-3,94	-
P4	547,21	72,70	80,09	0,32	0,50	-
P5	307,93	37,03	40,57	36,53	40,73	-
P6	819,17	0,00	0,00	225,21	259,47	1,64
P7	66,30	0,00	0,00	1,51	4,85	-
P8	1271,24	0,00	0,00	-154,52	-172,10	1,08
P9	1044,58	0,00	0,00	1,00	5,28	-
P10	583,61	0,00	0,00	70,45	81,88	-
P11	315,46	39,82	43,81	40,00	43,44	-
P12	785,71	226,48	258,53	0,78	2,07	1,67
P13	542,31	73,38	80,74	3,10	3,94	-
P14	547,21	72,70	80,09	0,32	0,50	-
P15	307,93	37,03	40,57	36,53	40,73	-

Cobertura						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	141,79	72,24	54,04	-70,36	-51,93	1,08
P2	360,17	465,53	330,13	-6,68	-4,61	3,33
P3	243,48	132,84	99,40	-9,09	-7,20	1,06
P4	247,10	131,05	98,18	1,02	0,94	1,05
P5	138,22	65,19	49,34	66,59	50,98	-
P6	387,96	0,00	0,00	484,34	336,11	3,03
P7	42,91	0,00	0,00	17,28	9,26	-
P8	615,41	0,00	0,00	-298,01	-219,00	2,08
P9	503,02	0,00	0,00	22,75	8,21	-
P10	276,83	0,00	0,00	154,24	108,15	1,03
P11	141,79	72,24	54,04	70,36	51,93	1,08
P12	360,17	465,53	330,13	6,68	4,61	3,33
P13	243,48	132,84	99,40	9,09	7,20	1,06
P14	247,10	131,05	98,18	1,02	0,94	1,05
P15	138,22	65,19	49,34	66,59	50,98	-

APÊNDICE E – Solicitações e valores de RDC nos pilares após a retirada de P11

1º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	922,74	38,38	18,58	-23,62	-38,54	-
P2	1675,22	72,84	6,54	-4,50	-24,48	-
P3	1648,48	69,55	12,79	-2,09	-25,68	-
P4	1715,06	69,19	20,51	1,61	27,53	-
P5	901,80	34,67	11,15	41,52	5,97	-
P6	2400,05	105,41	14,93	62,54	50,09	2,22
P7	3277,07	3,93	27,92	11,68	12,98	1,45
P8	3148,58	0,00	-21,99	-0,60	-18,52	-
P9	3270,87	0,87	13,65	6,24	21,94	-
P10	1768,94	0,54	5,91	73,85	18,10	-
P12	2356,82	57,03	58,40	108,54	43,36	2,00
P13	1713,21	54,24	49,11	3,68	12,75	-
P14	1775,91	60,22	44,20	1,77	11,80	-
P15	962,98	30,23	21,30	36,79	7,48	-

2º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	769,05	15,58	2,82	-58,42	-75,59	-
P2	1387,08	65,78	56,21	-26,66	-38,62	-
P3	1365,40	67,82	62,84	-29,26	-41,73	-
P4	1420,61	75,47	74,45	32,88	46,31	-
P5	746,15	38,68	38,21	25,85	15,40	-
P6	1982,28	91,94	85,63	97,67	116,37	1,43
P7	2721,98	30,91	43,82	11,22	17,47	-
P8	2613,66	-24,33	-35,40	-21,05	-30,70	-
P9	2711,03	15,31	22,18	29,13	39,87	-
P10	1466,76	6,60	10,03	75,27	72,40	-
P11	34,93	98,50	140,76	111,94	163,18	2,86
P12	1944,80	100,31	124,24	124,15	130,88	1,75
P13	1428,25	93,02	110,43	16,11	23,42	-
P14	1473,62	91,61	106,15	15,51	21,68	-
P15	800,06	45,29	52,46	35,33	32,66	-

3º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	610,36	18,02	16,39	-55,02	-54,44	-
P2	1099,95	64,52	62,05	-26,43	-26,87	-
P3	1083,05	65,65	63,08	-28,28	-28,83	-
P4	1126,70	72,70	70,20	30,72	31,39	-
P5	592,36	36,99	35,43	26,20	24,95	-
P6	1574,38	83,33	81,18	91,38	89,72	-
P7	2167,69	30,60	32,18	12,63	13,34	-
P8	2080,49	-23,91	-24,73	-19,97	-20,23	-
P9	2157,98	15,61	16,42	26,25	26,87	-
P10	1167,14	7,18	7,81	72,98	71,02	-
P11	32,34	64,65	50,84	79,30	67,22	1,35
P12	1541,12	94,54	93,35	114,17	113,02	1,15
P13	1132,96	89,58	88,75	14,11	14,24	-
P14	1169,16	88,20	87,04	14,10	14,49	-
P15	635,47	44,08	43,75	34,63	33,54	-

4º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	450,59	16,96	15,73	-59,74	-59,24	-
P2	812,57	67,58	65,16	-28,19	-29,03	-
P3	799,96	69,16	67,01	-30,53	-30,70	-
P4	832,62	77,00	74,87	32,89	33,05	-
P5	437,87	39,16	38,07	26,80	25,55	-
P6	1170,10	83,95	82,14	99,15	97,24	-
P7	1615,26	32,56	32,91	13,59	13,89	-
P8	1548,43	-25,95	-26,19	-21,69	-21,84	-
P9	1607,57	16,91	17,08	27,97	27,94	-
P10	867,72	7,84	7,99	78,13	75,40	-
P11	23,00	71,92	72,62	87,97	88,97	1,54
P12	1140,20	101,80	100,89	116,92	115,41	1,11
P13	836,27	96,28	95,02	15,73	15,56	-
P14	864,18	94,70	93,26	14,86	14,98	-
P15	469,88	47,31	46,66	36,33	35,33	-

5° Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	290,08	19,18	18,08	-50,08	-55,48	-
P2	524,99	57,88	63,43	-25,93	-27,69	-
P3	516,30	59,23	64,85	-26,46	-28,74	-
P4	538,32	65,42	71,99	27,06	30,22	-
P5	282,82	33,52	36,71	23,77	25,59	-
P6	767,69	72,06	78,30	78,62	90,05	-
P7	1064,09	27,93	30,58	14,27	13,99	-
P8	1018,22	-22,44	-24,47	-18,63	-20,30	-
P9	1058,90	14,71	16,01	21,04	24,73	-
P10	568,51	6,90	7,47	62,18	71,31	-
P11	11,06	53,17	61,59	66,90	76,84	1,37
P12	740,27	85,86	94,79	99,60	108,92	1,09
P13	538,76	81,77	90,06	10,46	13,28	-
P14	558,87	80,25	88,48	11,30	13,36	-
P15	303,65	40,54	44,43	31,61	34,35	-

Cobertura						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	127,34	17,07	18,35	-91,75	-68,86	1,19
P2	237,12	101,75	76,86	-44,44	-34,95	-
P3	231,48	103,53	78,53	-46,95	-36,21	-
P4	243,62	117,09	88,05	51,65	38,42	-
P5	127,05	58,62	44,64	38,33	29,50	-
P6	363,00	128,95	97,05	165,69	116,99	1,45
P7	517,11	50,15	37,90	18,47	17,06	-
P8	489,76	-40,49	-30,49	-33,46	-25,76	-
P9	514,95	26,34	19,80	45,41	31,93	-
P10	269,57	12,12	9,05	132,67	92,31	-
P11	1,60	122,90	83,50	149,28	102,65	2,78
P12	338,06	156,17	116,72	180,98	135,17	1,79
P13	237,96	147,49	110,53	28,95	18,76	1,20
P14	252,85	146,69	108,78	23,17	17,17	1,18
P15	136,19	71,73	54,02	53,78	40,84	-

APÊNDICE F – Solicitações e valores de RDC nos pilares após a retirada de P12

1º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	898,52	42,31	24,02	-29,70	-22,66	-
P2	1641,23	65,50	2,56	-3,70	-5,96	-
P3	1641,50	67,86	8,46	-0,33	-7,64	-
P4	1711,50	69,38	19,07	2,64	9,13	-
P5	941,92	34,93	11,70	35,33	9,85	-
P6	1824,09	0,13	45,10	70,30	33,41	-
P7	3857,17	113,14	21,26	9,87	6,98	10,00
P8	3168,96	-3,93	-23,50	-4,95	-4,52	-
P9	3266,20	0,61	15,92	7,93	1,92	-
P10	1811,59	0,97	5,28	68,25	36,17	-
P11	1640,21	19,06	54,70	170,27	73,23	1,25
P13	2382,91	59,78	55,36	122,27	73,04	2,38
P14	1743,36	59,05	45,14	7,42	8,19	-
P15	1008,58	30,00	20,77	31,74	27,77	-

2º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	744,66	16,53	0,70	-46,78	-54,23	-
P2	1363,00	58,90	46,15	-5,60	-8,69	-
P3	1360,91	66,05	59,82	-8,78	-12,71	-
P4	1417,20	74,84	73,67	11,93	16,51	-
P5	781,34	38,81	38,12	37,36	36,61	-
P6	1515,70	45,35	63,27	88,36	97,36	-
P7	3179,00	107,73	106,30	9,68	11,97	10,00
P8	2630,15	-24,36	-33,33	-3,56	-5,23	-
P9	2708,85	16,90	24,69	7,13	9,78	-
P10	1503,78	6,39	9,95	87,63	94,73	-
P11	1352,76	65,31	87,64	195,89	217,62	1,67
P12	57,65	72,69	120,56	16,49	24,84	1,82
P13	1959,80	94,49	116,18	160,59	180,02	2,08
P14	1451,46	92,04	106,09	3,91	4,41	-
P15	839,39	45,17	52,57	48,58	56,12	-

3º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	591,18	17,99	16,55	-44,86	-44,12	-
P2	1080,66	60,24	58,25	-6,43	-6,55	-
P3	1079,43	64,55	62,33	-8,59	-8,75	-
P4	1124,03	72,08	69,57	10,79	11,10	-
P5	620,42	36,99	35,38	36,21	35,14	-
P6	1207,12	43,47	44,77	84,40	82,15	-
P7	2525,98	97,55	95,67	6,84	6,71	2,86
P8	2094,85	-24,48	-26,02	-2,55	-1,82	-
P9	2156,13	16,79	17,43	5,05	5,17	-
P10	1196,94	7,17	7,87	83,56	81,64	-
P11	1073,06	61,35	61,49	179,86	175,80	1,27
P12	49,34	36,65	23,04	12,25	11,41	-
P13	1554,55	88,31	86,65	148,00	145,80	1,33
P14	1150,94	88,96	87,95	5,71	5,77	-
P15	666,83	44,08	43,80	45,75	44,61	-

4º Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	436,92	17,51	16,05	-47,95	-47,28	-
P2	797,65	62,10	60,13	-7,17	-7,25	-
P3	797,24	67,80	65,65	-9,22	-9,33	-
P4	830,61	76,42	74,27	11,25	11,37	-
P5	458,79	39,30	38,10	38,38	37,32	-
P6	898,04	46,43	46,72	91,73	89,30	-
P7	1880,03	98,57	96,96	7,16	6,95	-
P8	1560,22	-25,73	-25,98	-3,48	-3,26	-
P9	1606,10	18,21	18,43	5,10	5,13	-
P10	889,68	7,72	7,94	90,42	87,83	-
P11	794,53	66,39	66,22	190,28	186,83	1,41
P12	33,08	42,09	44,14	13,87	13,76	-
P13	1150,87	94,92	94,09	154,39	152,57	1,28
P14	849,60	95,38	93,92	5,90	6,05	-
P15	493,28	47,17	46,62	49,48	48,46	-

5° Pavimento						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	282,07	16,61	17,25	-41,19	-45,05	-
P2	514,22	57,61	60,40	-7,81	-7,60	-
P3	514,49	58,28	63,75	-8,51	-8,96	-
P4	536,98	64,63	71,32	9,03	10,23	-
P5	296,62	32,99	36,55	32,48	35,81	-
P6	588,58	39,19	43,20	73,73	84,00	-
P7	1237,78	84,68	91,99	2,49	4,86	-
P8	1026,11	-22,07	-24,14	-2,33	-2,95	-
P9	1057,80	16,11	17,33	2,14	3,66	-
P10	582,95	7,41	7,65	71,13	82,01	-
P11	517,08	55,36	61,50	151,05	172,36	1,43
P12	12,28	27,64	33,39	8,54	11,29	-
P13	748,38	80,42	88,45	127,46	141,86	1,23
P14	547,75	81,14	89,27	9,02	7,41	-
P15	319,07	41,07	44,59	40,32	45,43	-

Cobertura						
Pilar	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x\ topo}$ (kN.m)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)	RDC
P1	126,61	23,32	18,44	-72,46	-54,32	-
P2	229,45	87,06	70,30	-10,27	-8,57	-
P3	230,59	101,30	77,01	-13,90	-10,41	-
P4	242,86	116,29	87,68	17,66	12,18	-
P5	133,23	59,05	45,40	57,18	43,74	-
P6	278,70	72,19	54,89	155,59	108,37	1,22
P7	599,48	150,63	113,36	13,68	8,05	1,09
P8	493,73	-39,30	-29,69	-6,85	-5,43	-
P9	514,14	28,05	20,90	9,40	3,86	-
P10	276,02	11,33	8,09	152,76	107,66	1,03
P11	236,65	101,75	76,70	312,69	219,47	3,45
P12	0,00	76,46	48,52	24,35	16,81	-
P13	344,85	143,94	108,20	245,62	181,08	2,08
P14	243,17	146,74	109,31	3,69	8,90	1,18
P15	143,46	71,30	53,26	76,02	57,35	1,11

APÊNDICE G – Solicitações e valores de RDC nas vigas após a retirada de P6

1º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	81,59	43,81	87,80	0,76	0,79	1,01
V2	276,98	146,53	418,21	1,56	1,69	2,20
V3	81,59	43,81	87,80	0,76	0,79	1,01
V4	213,45	241,87	393,27	2,00	4,37	4,54
V5	187,25	80,15	154,00	1,05	0,92	0,81
V6	172,82	71,90	139,00	0,97	0,83	0,73
V7	180,67	75,87	146,13	1,02	0,88	0,77
V8	74,14	41,65	74,19	0,69	0,75	0,86

2º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	82,60	43,83	99,48	0,77	0,79	1,15
V2	233,82	165,84	414,10	1,32	1,91	2,18
V3	82,60	43,83	99,48	0,77	0,79	1,15
V4	180,14	248,43	381,78	1,68	4,49	4,40
V5	183,73	74,66	156,32	1,03	0,86	0,82
V6	176,53	71,93	147,26	0,99	0,83	0,78
V7	182,62	74,76	153,08	1,03	0,86	0,81
V8	75,29	41,16	77,95	0,70	0,74	0,90

3º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	82,67	43,76	99,57	0,77	0,79	1,15
V2	229,52	157,06	402,77	1,29	1,81	2,12
V3	82,67	43,76	99,57	0,77	0,79	1,15
V4	175,04	244,24	376,60	1,64	4,42	4,34
V5	184,89	74,84	159,47	1,04	0,86	0,84
V6	177,34	72,04	149,48	1,00	0,83	0,79
V7	183,48	74,89	155,39	1,03	0,86	0,82
V8	75,77	41,22	79,24	0,71	0,75	0,91

4º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	82,70	43,80	99,59	0,77	0,79	1,15
V2	227,72	154,45	396,93	1,28	1,78	2,09
V3	82,70	43,80	99,59	0,77	0,79	1,15
V4	177,32	241,03	372,56	1,66	4,36	4,30
V5	185,76	74,97	161,81	1,05	0,86	0,85
V6	177,90	72,18	150,92	1,00	0,83	0,80
V7	184,07	75,03	156,94	1,04	0,87	0,83
V8	76,10	41,29	80,13	0,71	0,75	0,92

5º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	83,44	43,17	102,20	0,78	0,78	1,18
V2	228,16	154,44	399,03	1,28	1,78	2,10
V3	83,44	43,17	102,20	0,78	0,78	1,18
V4	176,02	244,92	381,73	1,65	4,43	4,40
V5	187,41	74,21	167,59	1,06	0,86	0,88
V6	179,24	71,21	155,67	1,01	0,82	0,82
V7	185,50	74,03	162,02	1,04	0,85	0,85
V8	76,82	40,80	82,66	0,72	0,74	0,95

Cobertura						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	66,59	39,24	77,89	0,62	1,10	0,90
V2	217,11	141,47	366,52	1,22	1,63	1,93
V3	66,59	39,24	77,89	0,62	1,10	0,90
V4	154,05	232,52	322,07	1,44	6,49	3,72
V5	148,77	69,45	129,14	0,84	0,80	0,98
V6	140,54	65,92	118,09	0,79	0,76	0,89
V7	146,99	69,35	124,15	0,83	0,80	0,94
V8	61,44	36,56	62,21	0,57	1,02	0,72

APÊNDICE H – Solicitações e valores de RDC nas vigas após a retirada de P7

1º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	78,06	44,16	77,54	0,73	0,80	0,89
V2	450,75	300,86	584,87	2,54	3,47	3,08
V3	78,06	44,16	77,54	0,73	0,80	0,89
V4	78,11	43,54	78,52	0,73	0,79	0,91
V5	457,82	282,36	576,51	2,58	3,26	3,04
V6	186,50	80,49	154,11	1,05	0,93	0,81
V7	177,93	74,32	143,54	1,00	0,86	0,76
V8	74,29	41,75	74,32	0,69	0,76	0,86

2º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	76,40	41,44	80,65	0,71	0,75	0,93
V2	323,45	277,11	546,66	1,82	3,20	2,88
V3	76,40	41,44	80,65	0,71	0,75	0,93
V4	76,68	41,08	81,99	0,72	0,74	0,95
V5	316,94	267,54	542,53	1,78	3,09	2,86
V6	178,13	71,77	152,00	1,00	0,83	0,80
V7	182,53	74,78	152,80	1,03	0,86	0,81
V8	75,29	41,16	77,96	0,70	0,74	0,90

3º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	77,36	41,50	83,34	0,72	0,75	0,96
V2	321,08	267,57	538,54	1,81	3,09	2,84
V3	77,36	41,50	83,34	0,72	0,75	0,96
V4	77,62	41,20	84,59	0,73	0,75	0,98
V5	314,40	261,07	534,13	1,77	3,01	2,82
V6	179,34	71,98	155,23	1,01	0,83	0,82
V7	183,93	74,88	155,14	1,04	0,86	0,82
V8	75,77	41,22	79,25	0,71	0,75	0,91

4º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	78,03	41,66	85,20	0,73	0,75	0,98
V2	319,27	264,29	532,65	1,80	3,05	2,81
V3	78,03	41,66	85,20	0,73	0,75	0,98
V4	78,29	41,40	86,45	0,73	0,75	1,00
V5	312,67	256,85	528,50	1,76	2,96	2,79
V6	180,29	72,20	157,83	1,01	0,83	0,83
V7	183,96	75,04	156,61	1,04	0,87	0,83
V8	76,11	41,29	80,14	0,71	0,75	0,92

5º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	78,79	41,19	87,99	0,74	0,75	1,01
V2	322,18	263,25	545,56	1,81	3,04	2,88
V3	78,79	41,19	87,99	0,74	0,75	1,01
V4	79,31	41,04	89,90	0,74	0,74	1,04
V5	315,71	261,66	541,14	1,78	3,02	2,85
V6	181,95	71,52	163,57	1,02	0,82	0,86
V7	185,37	74,04	161,65	1,04	0,85	0,85
V8	76,82	40,80	82,67	0,72	0,74	0,95

Cobertura						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	63,25	37,01	66,78	0,59	1,03	0,77
V2	292,35	239,62	470,93	1,65	2,76	2,48
V3	63,25	37,01	66,78	0,59	1,03	0,77
V4	63,76	36,76	68,68	0,60	1,03	0,79
V5	264,30	246,47	453,37	1,49	2,84	3,43
V6	143,08	66,06	125,20	0,81	0,76	0,95
V7	146,86	69,35	123,79	0,83	0,80	0,94
V8	61,46	36,56	62,22	0,57	1,02	0,72

APÊNDICE I – Solicitações e valores de RDC nas vigas após a retirada de P11

1º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	80,45	44,24	95,15	0,75	0,80	1,10
V2	195,80	80,44	169,56	1,10	0,93	0,89
V3	154,81	162,48	323,94	1,45	2,94	3,74
V4	146,69	140,48	302,85	1,37	2,54	3,49
V5	191,59	76,88	172,08	1,08	0,89	0,91
V6	177,63	74,78	155,77	1,00	0,86	0,82
V7	184,43	76,63	157,21	1,04	0,88	0,83
V8	75,75	41,94	79,05	0,71	0,76	0,91

2º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	85,68	44,55	108,66	0,80	0,81	1,25
V2	196,00	79,64	177,79	1,10	0,92	0,94
V3	147,59	178,55	322,83	1,38	3,23	3,72
V4	136,75	149,27	293,30	1,28	2,70	3,38
V5	192,91	77,95	184,16	1,09	0,90	0,97
V6	184,94	74,07	172,52	1,04	0,85	0,91
V7	188,01	75,84	169,29	1,06	0,87	0,89
V8	77,75	41,55	85,33	0,73	0,75	0,98

3º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	86,18	44,51	110,03	0,81	0,81	1,27
V2	196,52	79,57	179,04	1,11	0,92	0,94
V3	144,40	167,86	314,68	1,35	3,04	3,63
V4	133,19	137,44	284,16	1,24	2,49	3,28
V5	193,63	77,85	185,94	1,09	0,90	0,98
V6	185,95	74,07	175,30	1,05	0,85	0,92
V7	189,02	75,82	172,05	1,06	0,87	0,91
V8	78,35	41,62	87,00	0,73	0,75	1,00

4º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	86,52	44,56	110,97	0,81	0,81	1,28
V2	196,80	79,75	179,61	1,11	0,92	0,95
V3	143,15	164,47	310,70	1,34	2,97	3,58
V4	131,84	133,83	279,87	1,23	2,42	3,23
V5	194,07	77,93	187,09	1,09	0,90	0,99
V6	186,58	74,13	177,01	1,05	0,86	0,93
V7	189,66	75,92	173,75	1,07	0,88	0,92
V8	78,71	41,70	87,97	0,74	0,75	1,01

5º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	87,63	43,95	114,66	0,82	0,79	1,32
V2	198,46	77,90	185,84	1,12	0,90	0,98
V3	144,68	169,06	315,15	1,35	3,06	3,64
V4	132,79	136,79	282,43	1,24	2,47	3,26
V5	195,80	76,70	192,93	1,10	0,88	1,02
V6	188,63	72,95	182,89	1,06	0,84	0,96
V7	191,34	74,89	179,50	1,08	0,86	0,95
V8	79,53	41,20	90,77	0,74	0,75	1,05

Cobertura						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	70,06	39,98	88,27	0,65	1,12	1,02
V2	179,96	83,65	157,25	1,01	0,96	0,83
V3	121,68	148,96	269,76	1,14	4,16	3,11
V4	112,91	123,03	245,62	1,06	3,44	2,83
V5	154,95	72,60	148,84	0,87	0,84	1,13
V6	147,71	68,35	140,10	0,83	0,79	1,06
V7	151,56	70,70	138,21	0,85	0,82	1,04
V8	63,56	36,11	68,70	0,59	1,01	0,79

APÊNDICE J – Solicitações e valores de RDC nas vigas após a retirada de P12

1º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	75,85	42,42	80,18	0,71	0,77	0,92
V2	193,98	83,48	158,74	1,09	0,96	0,84
V3	207,08	251,70	377,74	1,94	4,55	4,36
V4	86,75	44,86	104,07	0,81	0,81	1,20
V5	260,04	136,85	395,70	1,46	1,58	2,09
V6	190,54	75,37	166,80	1,07	0,87	0,88
V7	181,98	76,98	156,09	1,02	0,89	0,82
V8	75,83	41,89	78,95	0,71	0,76	0,91

2º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	78,48	41,98	87,04	0,73	0,76	1,00
V2	190,46	77,92	160,93	1,07	0,90	0,85
V3	174,04	255,94	363,31	1,63	4,63	4,19
V4	90,09	47,71	122,50	0,84	0,86	1,41
V5	219,77	153,70	388,75	1,24	1,77	2,05
V6	184,70	74,38	172,01	1,04	0,86	0,91
V7	188,46	75,98	170,62	1,06	0,88	0,90
V8	77,72	41,55	85,27	0,73	0,75	0,98

3º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	78,93	41,98	88,26	0,74	0,76	1,02
V2	191,61	78,08	164,06	1,08	0,90	0,86
V3	172,56	250,29	358,39	1,61	4,53	4,13
V4	90,41	123,29	123,29	0,85	2,23	1,42
V5	215,27	144,57	375,85	1,21	1,67	1,98
V6	185,26	74,26	173,29	1,04	0,86	0,91
V7	189,49	75,97	173,46	1,07	0,88	0,91
V8	78,34	41,62	86,96	0,73	0,75	1,00

4º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	79,24	42,06	89,10	0,74	0,76	1,03
V2	192,39	78,30	166,05	1,08	0,90	0,88
V3	171,35	246,29	360,13	1,60	4,45	4,15
V4	90,53	47,43	123,61	0,85	0,86	1,43
V5	213,36	141,68	370,78	1,20	1,63	1,95
V6	185,62	74,32	174,24	1,04	0,86	0,92
V7	190,15	76,03	175,20	1,07	0,88	0,92
V8	78,72	41,70	88,00	0,74	0,75	1,02

5º Pavimento						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	79,93	41,49	91,60	0,75	0,75	1,06
V2	194,02	76,87	172,35	1,09	0,89	0,91
V3	173,04	248,69	362,17	1,62	4,50	4,18
V4	91,82	46,94	127,67	0,86	0,85	1,47
V5	213,62	141,95	371,72	1,20	1,64	1,96
V6	187,13	73,16	179,37	1,05	0,84	0,95
V7	191,81	74,95	180,91	1,08	0,86	0,95
V8	79,45	41,19	90,54	0,74	0,75	1,04

Cobertura						
Viga	V_{sd} (kN)	M_{sd+} (kN.m)	M_{sd-} (kN.m)	RDC (V_{sd})	RDC (M_{sd+})	RDC (M_{sd-})
V1	63,85	37,43	69,27	0,60	1,05	0,80
V2	176,72	81,94	146,65	0,99	0,95	0,77
V3	148,70	240,02	320,66	1,39	6,70	3,70
V4	73,17	42,95	98,49	0,68	1,20	1,14
V5	185,34	127,40	327,72	1,04	1,47	2,48
V6	146,59	68,42	136,92	0,83	0,79	1,04
V7	151,91	70,82	139,26	0,86	0,82	1,05
V8	63,42	37,02	68,28	0,59	1,03	0,79