



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FERNANDO JOSÉ GUIMARÃES FERREIRA

ESTUDO SOBRE A ROBUSTEZ DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

Recife

2016

FERNANDO JOSÉ GUIMARÃES FERREIRA

ESTUDO SOBRE A ROBUSTEZ DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas

Linha de pesquisa: Estruturas de Concreto

Orientador Interno: Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro

Orientador Externo: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira

Recife

2016

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

F383e Ferreira, Fernando José Guimarães.
Estudo sobre a robustez de edifícios em concreto armado / Fernando José
Guimarães Ferreira. - 2016.
168 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador Interno: Prof. Dr. Amaldo Manoel Pereira Carneiro.
Orientador Externo: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira.
Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2016.
Inclui Referências.

1. Engenharia civil. 2. Colapso Progressivo. 3. Robustez. 4. Pilares.
5. Estabilidade. I. Carneiro, Amaldo Manoel Pereira. (Orientador Interno).
II. Oliveira, Romilde Almeida de. (Orientador Externo). III. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2017-423



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Tese de Doutorado

ESTUDO SOBRE A ROBUSTEZ DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

defendida por

Fernando José Guimarães Ferreira

Considera o candidato APROVADO

Recife, 29 de dezembro de 2016

Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro – Orientador Interno

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira – Orientador Externo

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira – UNICAP
(orientador externo)

Prof. Dr. José Afonso Pereira Vitório – UPE
(examinador externo)

Prof. Dr. João Manoel de Freitas Mota – IFPE
(examinador externo)

Prof. Dr. Paulo de Araújo Régis – UFPE
(examinador externo)

Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva – UFPE
(examinador externo)

À minha esposa Fátima e ao meu filho Sérgio.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Pernambuco e aos professores do curso de Doutorado em Engenharia Civil, na área de Estruturas, pela oportunidade do aprendizado e crescimento.

Ao meu orientador, Professor Doutor Romilde Almeida de Oliveira, pelos ensinamentos, pela paciência, dedicação e assistência prestada ao longo dessa jornada.

Ao amigo Ronaldo Burgos Filho pela atenção, disponibilidade e interesse em auxiliar e contribuir com este trabalho.

Aos colegas professores do IFPI, em especial à Professora Isaura Farias pelo seu incentivo constante.

A toda minha família, em especial ao meu pai (*in memoriam*) e minha mãe, por proporcionarem a minha formação profissional e pessoal.

A todos que, direta ou indiretamente contribuíram e acreditaram no meu trabalho.

“A satisfação está no esforço e não apenas na realização final”.

Mahatma Gandhi

RESUMO

Os eventos excepcionais em estruturas, tais como o impacto de veículos, explosões de gás, ataques terroristas etc., podem provocar o colapso progressivo dos edifícios e a perda de um número elevado de vidas humanas. A concepção das estruturas deve garantir que estas possuam robustez suficiente para evitar o colapso progressivo. O colapso progressivo é um fenômeno pouco estudado no Brasil e praticamente ausente nas nossas normas. Atualmente, as estruturas de concreto armado são projetadas de tal forma que caso ocorra ruptura em um dos pilares, haverá a possibilidade da ocorrência do colapso progressivo envolvendo todos os pavimentos. A ruptura em um dos pilares, na maioria das vezes, torna impossível qualquer intervenção na edificação, causando, desta forma, prejuízos financeiros além do risco de morte aos trabalhadores, moradores e terceiros. Nas últimas décadas, no Brasil, foram registrados vários acidentes em estruturas de concreto armado. Tem sido observado que a construção de edifícios altos e esbeltos, com um pequeno número de pilares, é cada vez mais frequente. Nestas condições, as estruturas ficam mais suscetíveis de sofrerem colapso progressivo, caso haja ruptura de um dos seus apoios. As plataformas marítimas de extração de petróleo são projetadas para suportarem a perda de um dos seus elementos de apoio, tais como estacas ou amarras, de tal forma que os n-1 elementos remanescentes garantam a estabilidade do conjunto, evitando o colapso da estrutura. Com base neste conceito, a presente pesquisa foi desenvolvida objetivando sua aplicação a projetos de edifícios de concreto armado para que a capacidade de resistir à perda de qualquer um de seus pilares, em qualquer nível, seja assegurada, garantindo que a estrutura suporte situações imprevisíveis ou não usuais. Foi realizado um estudo da viabilidade técnica e financeira baseado na aplicação ao caso de um edifício com estrutura de concreto armado, projetado segundo a NBR 6118:2014.

Palavras-chave: Colapso Progressivo. Robustez. Pilares. Estabilidade.

ABSTRACT

Exceptional events in structures, such as vehicle impact, gas explosions, terrorist attacks, etc., may cause the progressive collapsing of buildings and large number of human casualties. The design of structures shall ensure that they have sufficient robustness to avoid progressive collapse. The progressive collapse is a understudied phenomenon in Brazil and virtually absent in our standards. Currently, reinforced concrete structures are designed such that in case of rupture of one of the columns, there is a possibility of unleashing of progressive collapse involving all floors. The rupture in one of the columns, in most cases, makes it impossible any intervention in the building, thereby causing financial losses and the risk of death to workers, residents and others. In recent decades, in Brazil, there have been several accidents in reinforced concrete structures. It has been observed that the construction of tall and slender buildings with a small number of columns, is increasingly common. Accordingly, the structures are more likely to suffer progressive collapse in case of rupture in one of its supports. Marine oil extraction platforms are designed to withstand the loss of one of its supporting elements such as posts or straps, such that the $n-1$ remaining elements guarantee the stability of the assembly, preventing the collapse of the structure. Based on this concept, this research was developed aiming its application to projects of reinforced concrete building so that the ability to withstand the loss of a column, at any level, is achieved by ensuring that the structure endures unpredictable or unusual situations. It was conducted a study of the technical and financial feasibility based on the application to the case of a building with reinforced concrete structure, designed according to NBR 6118: 2014.

Keywords: Progressive Collapse. Robustness. Pillars. Stability.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 -	Vista em 3D do sistema de ancoragem de navio sonda.	24
Figura 1.2 -	Construção naval de casco duplo.	25
Figura 1.3 -	Efeito das atividades de manutenção no prolongamento da vida útil dos edifícios	27
Figura 1.4 -	Estudos dos edifícios altos do Recife – Esbeltez máxima em cada ano ao longo do período de 1996 a 2003	35
Figura 1.5 -	Edifícios altos construídos em São Paulo e no Rio de Janeiro Gráfico altura versus esbeltez	36
Figura 1.6 -	Estudo de alguns edifícios altos em outros países – Gráfico esbeltez versus altura	36
Figura 2.1 -	Colapso parcial do Edifício Ronan Point em 1968	44
Figura 2.2 -	Fachada antes do atentado	45
Figura 2.3 -	Fachada após o atentado	46
Figura 2.4 -	Fachada destruída do Edifício Khobar Towers	47
Figura 2.5 -	Paredes internas exibindo linhas de ruptura	48
Figura 2.6 -	Vista das faces norte e leste das torres do World Trade Center	49
Figura 2.7 -	Planta esquemática do edifício Pentágono	50
Figura 2.8 -	Efeito da ação acidental no edifício Pentágono	51
Figura 2.9 -	Escombros do edifício Atlântico	52
Figura 2.10 -	Implosão dos edifícios Espanha e Portugal	53
Figura 2.11 -	Tragédia do Palace II	54
Figura 2.12 -	Edifício Areia Branca antes da tragédia	55
Figura 2.13 -	Escombros do Edifício Areia Branca	56
Figura 2.14 -	Pilar rompido e escarificado	56

Figura 2.15 -	Escoramento do pilar com dormentes de madeira.	57
Figura 2.16 -	Escoramento da edificação	57
Figura 2.17 -	Edifício Real Class antes do desabamento	58
Figura 2.18 -	Escombros do edifício Real Class	58
Figura 2.19 -	Desabamento do Edifício Liberdade	60
Figura 2.20 -	Vista do topo da edificação onde foram realizados acréscimos.	61
Figura 2.21 -	Croqui esquemático do acidente	61
Figura 2.22 -	Vista geral da obra	62
Figura 2.23 -	Colapso progressivo do Shopping Rio Poty, Teresina (11/07/2013)	63
Figura 2.24 -	Esquema vertical da obra	64
Figura 2.25 -	Armadura contra colapso progressivo	66
Figura 2.26 -	Armadura contra colapso progressivo	67
Figura 2.27 -	Armadura contra colapso progressivo - Lajes sem vigas	67
Figura 2.28 -	Fórmula para alcançar resistência ao colapso	73
Figura 2.29 -	Etapas de projeto baseado nos códigos	74
Figura 2.30 -	Ilustração dos conceitos básicos em robustez.	75
Figura 2.31 -	Exemplo de estrutura sem redundância	83
Figura 2.32 -	Exemplo de estrutura redundante	83
Figura 2.33 -	Exemplo de estrutura redundante	84
Figura 2.34 -	Sistema de cabos de ancoragem de plataforma offshore	84
Figura 2.35 -	Uma estrutura convencional de viaduto, à esquerda, com juntas e aparelhos de apoio, e uma estrutura integral, à direita.	86
Figura 2.36 -	Ilustração dos pilares comuns e dos pilares cintados	87

Figura 2.37 -	Diagramas idealizados de carga-deformação de pilares comuns e cintados.	88
Figura 3.1 -	Diferentes tipos de amarrações incorporados à estrutura para promover a integridade estrutural	94
Figura 3.2 -	O antes e depois de um pilar de concreto armado submetido a uma explosão próxima por mochila bomba.	100
Figura 3.3 -	Pilar removido por explosão ou impacto	105
Figura 4.1 -	Representação 3D da estrutura estudada.	113
Figura 4.2 -	Planta de localização dos pilares da estrutura análoga	114
Figura 4.3 -	Planta de forma do subsolo da estrutura análoga.	115
Figura 4.4 -	Plata de forma do pavimento tipo da estrutura análoga.	116
Figura 4.5 -	Plata de forma da cobertura - estrutura análoga.	117
Figura 4.6 -	Exemplo de retirada de um pilar qualquer (P1 no 3º nível da estrutura)	121
Figura 4.7 -	Níveis agrupados.	122
Figura 4.8 -	Volume de concreto X Retirada de pilares	126
Figura 4.9 -	Consumo de aço X Retirada dos pilares	126
Figura 4.10 -	Cargas no pilares da estrutura análoga e na estrutura robusta.	134
Figura 4.11 -	Percentual do aumento de carga nos pilares	135
Figura 4.12 -	Deslocamento vertical dos pilares	136
Figura 4.13 -	Deformada da Estrutura Análoga, sem o pilar P4 no primeiro nível.	138
Figura 4.14 -	Armação do pilar P1 no nível das fundações - Estrutura Análoga	139
Figura 4.15 -	Armação do pilar P1 no nível das fundações - Estrutura Robusta	139
Figura 4.16 -	Envoltória do momento fletor (tf-m) da viga V4 do 1º Pavimento Tipo - Estrutura Análoga.	141

Figura 4.17 -	Armação da Viga V4 do 1º Pavimento Tipo - Estrutura Análoga	142
Figura 4.18 -	Envoltória do momento fletor (tf·m) da viga V4 do 1º Pavimento Tipo submetida à perda do pilar P1 nível da fundação.	143
Figura 4.19 -	Envoltória do momento fletor (tf·m) da viga V4 do 1º Pavimento Tipo submetida à perda do pilar P2 nível da fundação.	143
Figura 4.20 -	Armação da Viga V4 do 1º Pavimento Tipo - Estrutura Robusta	144
Figura 4.21 -	Aumento percentual dos materiais em relação ao nível anterior	146
Figura 4.22 -	Quantidade de forma para dotação de robustez até o enésimo pavimento	147
Figura 4.23 -	Quantidade de concreto para dotação de robustez até o enésimo pavimento	147
Figura 4.24 -	Quantidade de aço para dotação de robustez até o enésimo pavimento	148
Figura 4.25 -	Aumento dos materiais da estrutura robusta em relação à estrutura análoga	149
Figura 4.26 -	Aumento percentual de Formas para dotação de robustez até o enésimo pavimento	150
Figura 4.27 -	Aumento do Concreto em percentual para dotação de robustez até o enésimo pavimento	150
Figura 4.28 -	Aumento do Aço em percentual para dotação de robustez até o enésimo pavimento	151
Figura 4.29 -	Aumento do custo da estrutura em percentual para obtenção de robustez até o enésimo pavimento	154
Figura 5.1 -	Comparativo do consumo de formas por elemento estrutural	157
Figura 5.2 -	Comparativo do consumo de concreto por elemento estrutural	157
Figura 5.3 -	Comparativo do consumo de aço por elemento estrutural	158

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 -	Gastos com manutenção e reparo em países desenvolvidos	27
Tabela 1.2 -	Prazos conforme tipo e idade da edificação para a realização de vistorias no estado de Pernambuco.	29
Tabela 1.3 -	Resumo das principais origens e causas da deterioração do concreto armado	33
Tabela 2.1 -	Definições relacionadas ao conceito de robustez em Engenharia Civil	71
Tabela 2.2 -	Medidas para melhorar a resistência mecânica	76
Tabela 2.3 -	Estado limite e análise de robustez segundo o Código Prático Italiano	80
Tabela 4.1-	Quantidades da estrutura – projeto estrutural análoga de referência	118
Tabela 4.2 –	Quantidade de formas, concreto e aço referente às simulações da retirada sequencial de cada pilar entre as fundações e o subsolo.	124
Tabela 4.3-	Quantidades da estrutura – projeto estrutural robusto no 1º nível – Fundações	125
Tabela 4.4-	Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 2º nível – Subsolo	127
Tabela 4.5-	Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 5º nível – até o 2º pavimento tipo	128
Tabela 4.6-	Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 10º nível – até o 7º pavimento tipo	129
Tabela 4.7-	Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 15º nível – até o 12º pavimento tipo	129
Tabela 4.8-	Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta	130

até o 15º nível – até o 12º pavimento tipo

Tabela 4.9-	Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 17º nível – fundo da caixa d água	130
Tabela 4.10-	Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 18º nível – nível da cobertura da casa de máquinas	131
Tabela 4.11 –	Comparação: esforços originais x esforços majorados devido à retirada de um pilar “n”	132
Tabela 4.12 –	Deslocamento do pilar P4 – Estrutura Análoga.	137
Tabela 4.13 –	Comparação: Vigas e pilares das estruturas análoga e robusta.	140
Tabela 4.14 -	Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta	145
Tabela 4.15 -	Comparativo de quantidades da estrutura análoga e estrutura robusta	152
Tabela 4.16 -	Custo da Estrutura Análoga (Fonte-SINAPI ref. agosto/2016).	152
Tabela 4.17 -	Custo da Estrutura Robusta (Fonte-SINAPI ref. novembro /2016).	152
Tabela 4.18 -	Custo da Obra.	153
Tabela 4.19 -	Comparativo de custos da estrutura análoga e estrutura robusta	153

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

Neste trabalho, quando não for especificado no texto, prevalecerá a seguinte notação:

A	= Alongamento após ruptura. (NBR 7480, 2007)
ACI	= American Concrete Institute
A_{gt}	= Alongamento total da força máxima. (NBR 7480, 2007)
API	= American Petroleum Institute
ASCE	= American Society of Civil Engineers. (sociedade americana de engenheiros civis)
CCV	= Custo do ciclo de vida
CODECIPE	= Coordenadoria de Defesa Civil de Pernambuco.
CP	= Corpo de prova.
CP - 110	= Code of practice for the structural use of concrete.
CREA	= Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura.
DEOP	= Departamento de Obras Públicas.
DoD	= Department of Defense. (departamento de defesa).
E	= Módulo de elasticidade.
ELA	= Estado limite acidental.
ELS-DEF	= Estado limite de deformações excessivas. (NBR 6118, 2007)
ELS-F	= Estado limite de formação de fissuras. (NBR 6118, 2007)
ELS-VE	= Estado limite de vibrações excessivas. (NBR 6118, 2007)
ELS-W	= Estado limite de abertura das fissuras. (NBR 6118, 2007)
ELU	= Estado limite último.
F_{ck}	= Resistência característica do concreto à compressão.

FEC	= Faculdade de Engenharia Civil.
FEMA	= Agência Federal de Gestão de Emergências
Fib	= Fédération Internationale Du Béton
f_{st}	= Limite de resistência. (NBR 7480, 2007)
f_{yk}	= Resistência à tração característica do aço (NBR 7480, 2007)
G	= Força Permanente.
GAEMA	= Grupo de Análise Experimental de Estruturas e Materiais.
ICCE	= Instituto de Criminalística Carlos Éboli.
ISC	= Interagency Security Committee
ISSO	= International Standard Organization
ITEC	= Instituto de Tecnologia.
N	= Força normal
NIST	= National Institute of Standard and Technology
P	= Força de Protensão.
Q	= Força Variável.
RDC	= Relação demanda-capacidade
RILEM	= Reunion Internationale de Laboratoires D`essais et Materiaux
SINAPI	= Sistema Nacional de Pesquisa de custos e índices
S_3	= Fator estatístico. (NBR 6123, 1988)
STJ	= Superior Tribunal de Justiça.
UFC	= Unified Facilities Criteria
UFPA	= Universidade Federal do Pará
V_o	= Velocidade básica do vento
E	= Deformação.
ϵ_s	= Escoamento da armadura.

γ_{f1}	= Coeficiente de ponderação das ações que considera as aproximações de projeto. (NBR 6118, 2007)
γ_{f2}	= Coeficiente de ponderação das ações que considera a simultaneidade das ações. (NBR 6118, 2007)
γ_{f3}	= Coeficiente de ponderação das ações que considera a variabilidade das ações. (NBR 6118, 2007)
Φ	= Diâmetro nominal equivalente da seção transversal típica do fio ou da barra, em milímetros. (NBR 7480, 2007)
ψ_0	= Coeficiente redutor de combinação para o estado-limite último
ψ_1	= Coeficiente redutor de combinação frequente para o estado-limite de serviço
ψ_2	= Coeficiente redutor de combinação quase permanente para o estado-limite de serviço
Σ	= Tensão.
σ_e	= Tensão de escoamento.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	22
1.1.1	MANUTENÇÃO PREDIAL NO BRASIL	26
1.1.2	VIDA ÚTIL E DURABILIDADE	30
1.1.3	A ESBELTEZ DOS EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO	34
1.1.4	COLAPSO PROGRESSIVO	37
1.1.5	ROBUSTEZ	38
1.2	OBJETIVOS DA PESQUISA	39
1.2.1	OBJETIVO GERAL	39
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	39
1.3	METODOLOGIA	40
1.4	APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	41
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	42
2.1	CASOS DE COLAPSOS	42
2.2	CASOS DE COLAPSOS NO EXTERIOR	42
2.2.1	EDIFÍCIO RONAN POINT - LONDRES (1968)	43
2.2.2	EDIFÍCIO ALFRED MURRAH – OKLAHOMA (1995)	44
2.2.3	KHOBAR TOWERS – ARÁBIA SAUDITA (1996)	47
2.2.4	WORLD TRADE CENTER - NEW YORK (2001)	48
2.2.5	PENTÁGONO – ARLINGTON (2001)	50
2.3	CASOS DE COLAPSO NO BRASIL	52
2.3.1	EDIFÍCIO ATLÂNTICO EM GUARATUBA- PR (1995)	52
2.3.2	EDIFÍCIO ITÁLIA EM SÃO JOSÉ DO RIO PRETO – SP (1997)	53
2.3.3	EDIFÍCIO PALACE II NO RIO DE JANEIRO – RJ (1998)	54
2.3.4	EDIFÍCIO AREIA BRANCA EM JABOATÃO DOS GUARARAPES–PE (2004)	55
2.3.5	EDIFÍCIO EM BELO HORIZONTE - MG (2008)	56
2.3.6	EDIFÍCIO REAL CLASS EM BELÉM – PA (2011)	58
2.3.7	EDIFÍCIO LIBERDADE, CINELÂNDIA – RJ (2012)	60
2.3.8	SHOPPING RIO POTY EM TERESINA – PI (2013)	62
2.4	NORMAS SOBRE COLAPSO PROGRESSIVO	65
2.4.1	NORMA BRASILEIRA (ABNT BNR 6118:2014)	65

2.4.2	NORMA AMERICANA (ACI 318-11)	68
2.4.3	U.S. DEPARTMENT OF DEFENSE (DOD)-UNIFIED FACILITIES CRITERIA	68
2.4.4	U. S. GENERAL SERVICES ADMINISTRATION - GSA PBS-100 (2014)	69
2.4.5	GSA ALTERNATE PATH ANALYSIS & DESIGN GUIDELINES FOR PROGRESSIVE COLLAPSE RESISTANCE (2013)	70
2.5	NORMAS SOBRE ROBUSTEZ	71
2.5.1	IMPLEMENTAÇÃO DA ROBUSTEZ EM EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS	74
2.5.2	IMPLEMENTAÇÃO DA ROBUSTEZ EM CÓDIGOS DO REINO UNIDO	78
2.5.3	IMPLEMENTAÇÃO DA ROBUSTEZ EM CÓDIGOS ITALIANOS	79
2.6	ESTRUTURAS DOTADAS DE ROBUSTEZ	81
2.6.1	REDUNDÂNCIA	82
2.6.2	CONTINUIDADE	85
2.6.3	DUCTILIDADE	86
2.6.4	RECOMENDAÇÕES ACERCA DO TRATAMENTO DO COLAPSO PROGRESSIVO	88
3	MODELOS EXISTENTES PARA PROJETOS ROBUSTOS	92
3.1	MÉTODOS DE ANÁLISE	92
3.1.1	MÉTODO INDIRETO	92
3.1.2	MÉTODO DIRETO	98
3.1.2.1	MÉTODO DIRETO DE RESISTÊNCIA LOCALIZADA ESPECÍFICA	98
3.1.2.2	MÉTODO DIRETO DE CAMINHOS ALTERNATIVOS DE CARGAS	101
3.2	REGRAS PRÁTICAS	108
4	ANÁLISES EFETUADAS E RESULTADOS OBTIDOS	112
4.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ESTUDADA	112
4.1.1	MODELO DA ESTRUTURA ANÁLOGA	113
4.1.2	MODELO ESTRUTURAL ROBUSTO	118
4.2	CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO E MATERIAIS	119
4.3	CARACTERÍSTICAS DO SOFTWARE UTILIZADO	119
4.4	ESTRATÉGIA ADOTADA PARA AS ANÁLISES	120
4.5	DESENVOLVIMENTO DA ESTRUTURA ROBUSTA	123
4.5.1	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE DANOS NO NÍVEL DAS FUNDAÇÕES	123
4.5.2	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE DANOS ATÉ O SUBSOLO	127
4.5.3	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE DANOS ATÉ O 2º PAV. TIPO	128

4.5.5	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE DANOS ATÉ O 12° PAV. TIPO	129
4.5.7	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE DANOS ATÉ O FUNDO DA CAIXA D ÁGUA ...	130
4.5.8	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE DANOS ATÉ O NÍVEL DA COBERTURA DA CASA DE MÁQUINAS	131
4.6	ESTRUTURA ROBUSTA EM TODOS OS NÍVEIS.....	131
4.7	COMPARAÇÃO DE CUSTOS DOS PROJETOS.....	151
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	155
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	160
6.1	CONCLUSÕES.....	160
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	161
	REFERÊNCIAS.....	162

1 INTRODUÇÃO

A valorização imobiliária de determinadas áreas das grandes cidades e o avanço tecnológico dos materiais, dentre outros fatores, têm contribuído para o fenômeno da verticalização das edificações de concreto armado. A busca do maior aproveitamento do espaço urbano tem resultado em construções de prédios cada vez mais altos. Isto tem tornado as construções cada vez mais esbeltas e em muitos casos apresentado soluções estruturais com um número reduzido de pilares, o que a princípio as tornam mais suscetíveis ao colapso progressivo, caso haja algum evento não previsto que comprometa seus apoios.

Laranjeiras (2011), afirma que a grande evolução atual nas práticas de projeto, que se fez possível, através do uso dos computadores e dos concretos de alta resistência, tem conduzido a sistemas estruturais de edifícios relativamente esbeltos e flexíveis, o que lhes favorece maior sensibilidade ao colapso progressivo. As estruturas projetadas há pouco mais de duas décadas, eram mais robustas e mais conservadoras do que as de hoje, em decorrência dos recursos mais limitados da época.

Um ponto a ser considerado também como fator contribuinte para o desenvolvimento de edifícios esbeltos é a forma da ocupação urbana. Observa-se em diversas cidades brasileiras uma distribuição de lotes de terrenos estreitos, o que favorece a construção de edifícios altos de pequenas larguras, portanto, esbeltos.

1.1 Justificativa da pesquisa

A principal preocupação no desenvolvimento dos projetos deve ser com a segurança estrutural, tendo em vista as vidas humanas e os elevados custos envolvidos.

O aviso de problemas estruturais através da ocorrência de fissuras, trincas e até mesmo de ruídos, durante o rompimento de algum elemento estrutural, com a possibilidade de evacuação dos usuários da edificação e a recuperação da edificação fazem com que o concreto armado seja amplamente utilizado em obras. Porém, no caso do rompimento de um dos seus apoios, quase sempre, não há

tempo para evacuações e recuperações, haja vista a forma brusca do rompimento dos pilares.

O concreto armado surgiu em 1854 e, entre 1880 e 1910, foi utilizado em muitas construções, graças aos métodos de cálculo desenvolvidos na Alemanha. (ISAIA, 2005).

O concreto é um material que possui uma boa resistência à compressão, enquanto o aço possui excelente resistência à tração. Além de possuírem coeficientes de dilatação térmica próximos, possuem aderência entre si. Tais vantagens possibilitaram o uso conjunto destes dois materiais constituindo o concreto armado o que resultou na construção de estruturas de edifícios com maiores vãos e cada vez mais altos.

O uso do concreto nos tempos modernos se difundiu, principalmente com o fim da Segunda Guerra Mundial, em 1945, para a reconstrução de países devastados pelo conflito. Sua grande aceitação se deve a várias vantagens, como a versatilidade, que contribuem para o seu emprego extensivo em diversos tipos de construções. (ISAIA, 2005).

Atualmente, os projetos de estruturas de concreto armado são desenvolvidos de tal forma que no caso de acontecer o rompimento de um dos pilares, poderá ocorrer a ruptura de outros pilares constituindo uma sequência de rompimentos.

Pode-se definir o colapso progressivo como um fenômeno que ocorre quando as consequências na estrutura são desproporcionais a um dano inicial localizado. O colapso progressivo tem sido objeto de estudo em diversas partes do mundo, motivado pela preocupação com os desastres naturais ou atentados terroristas.

O caso do edifício Ronan Point, teve relevante importância para a engenharia, já que imediatamente após o acidente, ocorrido no ano de 1968, o Reino Unido e o Canadá adotaram recomendações a fim de evitar o colapso progressivo. (NISTIR 7396, 2007).

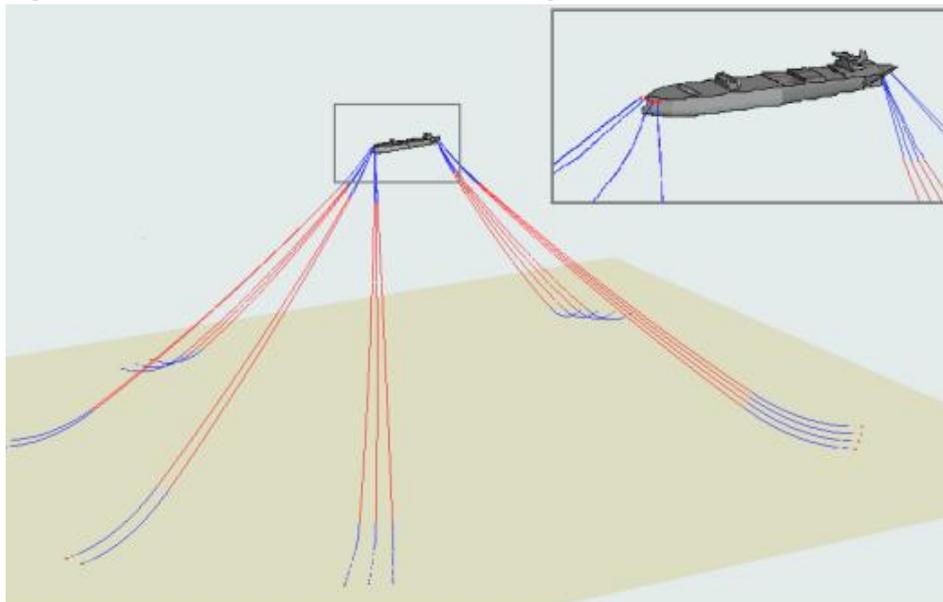
No município de Jaboatão dos Guararapes ocorreram dois desabamentos de edificações em concreto armado, o Edifício Areia Branca em 14 de outubro de 2004 e o Edifício Gisele em 01 de junho de 1977.

O caso do desabamento do Edifício Areia Branca foi amplamente divulgado na imprensa brasileira. A edificação era situada na Avenida Bernardo Vieira de Melo, Piedade, na cidade de Jaboatão dos Guararapes, Região Metropolitana do Recife,

Pernambuco. O prédio era constituído de um pavimento subsolo, pavimento térreo e 12 andares tipo, tendo se dado o desabamento numa sequência rápida.

Por outro lado, existem certas estruturas que mesmo no caso do rompimento de um dos seus apoios, ainda assim conseguem resistir e dessa forma possibilitam a sua recuperação. Um exemplo deste tipo de estruturas são as plataformas marítimas flutuantes empregadas nas atividades de prospecção de petróleo que são dimensionadas de acordo com as normas americanas (figura 1.1). Nestas estruturas é verificado o estado limite acidental (ELA) nas situações de rompimento de seus elementos de ancoragem. A norma API RP 2SK 2005 (AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE) preconiza que no caso de falha de uma de suas amarras de ancoragem, não deve resultar em movimentos inaceitáveis ou acarretar falha progressiva na estrutura devendo, portanto, as $n-1$ amarras restantes garantir a integridade da plataforma.

Figura 1.1 Vista em 3D do sistema de ancoragem de navio sonda.



Fonte: ALONSO, 2010

Estruturas que apresentam elevados custos, onde há possibilidade de falha de algum componente que resultem em efeitos que comprometam todo o sistema, têm levado a soluções de projeto que garantam a integridade da estrutura. Um exemplo desta preocupação são os navios de grande porte que são projetados com

redundância de casco dotando-os de robustez suficiente para no caso de acidentes, garantir sua flutuação (figura 1.2).

Figura 1.2 - Construção naval de casco duplo



Fonte: Sérgio R. Barra, 2012.

Segundo Knoll e Vogel (2009) robustez é a propriedade de sistemas (estruturais em particular) que lhes permitem sobreviver a situações imprevisíveis ou não usuais.

Preocupados com atentados terroristas, as edificações do governo americano têm sido projetadas para serem robustas, isto é, para que sejam capazes de resistir e não entrarem em colapso progressivo.

O NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY (NIST) é uma agência do Departamento do Comércio dos Estados Unidos que utiliza diversos métodos a fim de evitar o colapso progressivo (NISTIR 7396, 2007).

Atualmente, no Brasil, utiliza-se para cálculo de edifícios de concreto armado a NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto armado. O colapso progressivo é citado no item 19.5.4 da referida norma, no entanto, a referência restringe-se à armadura de flexão na parte inferior das lajes sem vigas, no encontro com pilares.

Vasconcelos (2010) afirma que na norma brasileira falta alguma prescrição relacionada com rupturas localizadas que tenham como consequência o

desmoronamento total da estrutura. No Brasil, só recentemente, os projetos estruturais passaram a levar em consideração a ação de sismos, por exigência normativa e atualmente mais prédios esbeltos tem sido construídos.

Este panorama mostra que as construções brasileiras são suscetíveis a ocorrência de colapso progressivo caso haja certos tipos de danos.

Oliveira e Nahum (2008) afirmam que a escassez e o custo elevado do espaço nos centros das grandes cidades fez com que as imobiliárias optassem pela execução de edifícios altos.

Os edifícios modernos construídos no Recife estão classificados entre os mais esbeltos do mundo, o que recomenda tecnologia de projeto e execução de alto nível, que leve em conta as suas peculiaridades e o tratamento como edificações especiais onde muitas das simplificações usuais e mesmo recomendações normativas de caráter geral, deixam de ter validade (FONTE et al, 2005).

É de grande importância a verificação da segurança da estrutura quanto ao colapso progressivo no caso dos edifícios esbeltos já que quase sempre estes apresentam um pequeno número de pilares. Assim, a falha de qualquer um dos pilares destas estruturas esbeltas poderá culminar em consequências desproporcionais.

É nesse contexto que este trabalho busca estudar a estrutura de edifício, de concreto armado, submetida à ocorrência de ruptura de um dos seus apoios, de modo que seja assegurada a estabilidade da edificação e que haja viabilidade técnica e econômica.

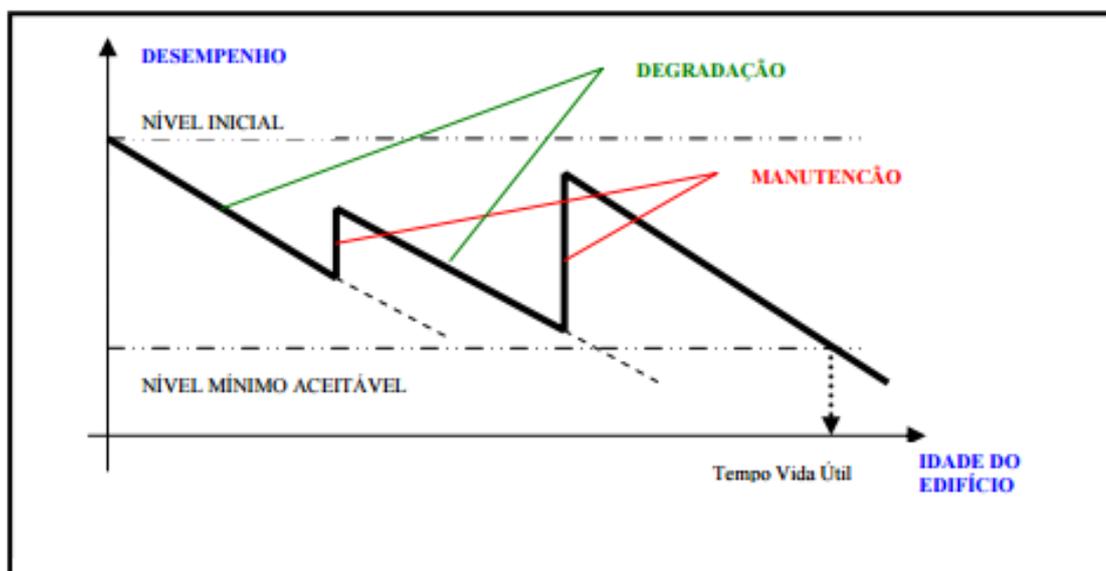
Com a construção de prédios mais esbeltos, no Brasil, e um considerável número de casos de acidentes, fazem-se necessários mais estudos sobre colapso progressivo e a inclusão de recomendações mais abrangentes em normas contra o colapso progressivo.

1.1.1 Manutenção Predial no Brasil

A manutenção predial tem grande importância na garantia do desempenho e na vida útil projetada das edificações.

A Figura 1.3 mostra que a manutenção ajuda a preservar o desempenho acima de um nível mínimo aceitável e produz um aumento do tempo de vida útil da edificação.

Figura 1.3 – Efeito das atividades de manutenção no prolongamento da vida útil dos edifícios



Fonte: BONIN (1988)

Vários trabalhos têm demonstrado a importância econômica da consideração da durabilidade a partir de pesquisas que demonstram os significativos gastos com manutenção e reparo de estruturas em países desenvolvidos (UEDA e TAKEWAKA, 2007), conforme apresentado na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 - Gastos com manutenção e reparo de estruturas em países desenvolvidos

País	Gastos com construções novas	Gastos com manutenção e reparo	Gastos com construção
França	85,6 Bilhões de Euros (52%)	79,6 Bilhões de Euros (48%)	162,2 Bilhões de Euros (100%)
Alemanha	99,7 Bilhões de Euros (50%)	99,0 Bilhões de Euros (50%)	198,7 Bilhões de Euros (100%)
Itália	58,6 Bilhões de Euros (43%)	76,8 Bilhões de Euros (57%)	135,4 Bilhões de Euros (100%)
Reino Unido	60,7 Bilhões de Libras (50%)	61,2 Bilhões de Libras (50%)	121,9 Bilhões de Libras (100%)

Observação: todos os dados se referem ao ano de 2004, exceto no caso da Itália que se refere ao ano de 2002.

Fonte: Ueda e Takewaka (2007)

Conforme definição da norma brasileira NBR 5674 (2012) manutenção é o conjunto de atividades que devem ser realizadas para conservar ou recuperar a sua capacidade funcional e de seus sistemas constituintes para atender às necessidades e segurança dos seus usuários.

A vida útil da estrutura depende, substancialmente, de níveis adequados de manutenção, principalmente, porque os eventuais problemas estruturais, sendo descobertos no seu início, teriam seus efeitos minorados e os custos de reparos seriam reduzidos. Em geral, as normas têm dedicado grande atenção às disposições de projeto e execução, tendo a durabilidade como requisito essencial, sem, no entanto, estabelecer critérios objetivos de manutenção. (ZARZAR JÚNIOR, 2007).

A qualidade do meio ambiente, o projeto, a execução e a manutenção são fatores diretamente relacionados com o estado de conservação das estruturas.

O conhecimento da curva de deterioração dos materiais das estruturas é necessário para o planejamento adequado da manutenção das edificações.

A redução dos custos com manutenção preventiva ou corretiva pode ser obtida através de decisões tomadas na fase de projeto e da precisa execução. A programação de manutenção e inspeção periódica dos edifícios permite estabelecer as ações prioritárias que garantam a vida útil prevista da edificação projetada.

Em Pernambuco, a lei estadual N° 13.341 trata da obrigatoriedade de vistorias periódicas e suas respectivas manutenções, onde são estabelecidos os prazos para que vistorias em edificações do estado de Pernambuco sejam realizadas conforme Tabela 1.2, e ainda estabelece quais os itens receberão maior ênfase na vistoria:

- I- fundações, pilares, lajes e fachadas;
- II- instalações elétricas e hidráulicas de uso comum da edificação;
- III- estado de conservação do sistema de combate a incêndio;
- IV- estado de conservação dos reservatórios de água e casa de máquinas;
- V- estado de conservação do sistema de esgotamento sanitário;
- VI- estado de conservação dos sistemas mecânicos e de potência (elevadores, escadas rolantes, grupos geradores, subestações, climatizadores etc.) quanto à segurança e funcionalidade.

Tabela 1.2 - Prazos conforme tipo e idade da edificação para a realização de vistorias no estado de Pernambuco.

Tipo	Idade	Prazos para vistorias
Residencial	Até 20 anos	5 anos
	Mais de 20 anos	3 anos
Públicas e comerciais	-	3 anos

Fonte: Alepe, Lei 13.341 (2007).

Nas edificações, o desempenho estrutural e funcional depende de fatores que devem ser levados em consideração em toda a fase de concepção até a utilização. A fase de uso deve ser acompanhada de medidas adequadas de manutenção devido ao desgaste da estrutura, decorrente da utilização e de fatores ambientais. Estas medidas procuram eliminar o aparecimento de problemas previsíveis, além de assegurar, que não hajam gastos fora do previsto.

Por questões financeiras e ambientais é inviável considerar as edificações como produtos meramente substituíveis quando as construções começam a apresentar falhas. As estruturas não podem ser tratadas por seus usuários como descartáveis, elas devem ser mantidas em condições adequadas de uso e sua manutenção deve ser planejada e realizada da melhor forma mesmo para as novas edificações construídas. (NBR 5674, 2012).

A realização da manutenção pode se dar de duas formas: a manutenção de forma preventiva e a manutenção de forma corretiva.

A manutenção é considerada preventiva quando as ações são programadas e executadas antes de uma falha, defeito ou quebra de um elemento ou sistema da edificação ocorrer. Pinturas, limpeza de reservatórios de água, calhas, substituição de lâmpadas, interruptores, tomadas, disjuntores, dentre outros são alguns exemplos de manutenção preventiva. (USP COESF, 2011).

Manutenção corretiva é aquela em que a ação é realizada após o problema acontecer, como a substituição de telhas quebradas, das calhas, rufos seccionados ou furados, impermeabilização danificada após a detecção do vazamento, dentre outros. (USP COESF, 2011).

Trabalhos de levantamento de danos realizados em estruturas de concreto armado no Brasil mostraram que as obras vêm apresentando uma degradação precoce, (ANDRADE, 2005).

A primeira Norma de manutenção de edificações, a NBR 5674, foi adotada em 1980. Portanto, antes da referida norma, a falta de manutenção nas edificações brasileiras era uma realidade. Este cenário, provavelmente, prejudicou diversas construções, já que, a falta de manutenção implica em gastos inesperados e graves acidentes.

Apesar da norma NBR 5674 se encontrar em vigor há mais de trinta anos as manutenções prediais no Brasil ainda não são consideradas com a devida importância que deveriam ter, por razões outras que não se aborda neste trabalho. Assim sendo, as manutenções prediais no Brasil não vêm sendo realizadas em níveis satisfatórios, o que deixam a desejar, tanto no aspecto qualitativo quanto quantitativamente.

1.1.2 Vida Útil e Durabilidade

A degradação prematura das edificações ou suas partes, e a consequente redução de desempenho, é um problema frequente em todo o mundo. Esta deterioração ocorre devido, sobretudo, ao envelhecimento precoce das mesmas, o qual geralmente é desencadeado pela baixa qualidade dos materiais de construção empregados, por problemas de projeto, execução e falta de manutenção. Essa degradação antecipada das edificações tem influência direta nos custos de manutenção e reparo das mesmas.

No que se refere aos sistemas estruturais em concreto armado e protendido, destaca-se que as atividades relacionadas à manutenção, reparo e restauração das estruturas e suas partes correspondem a 35% do total do volume de trabalho do setor da construção civil, e esse número vem aumentando nos últimos anos (GARCIA; ALONSO et. al., 2007).

Mehta e Monteiro (2008) citam que em países industrialmente desenvolvidos estima-se que 40% do total de recursos da indústria de construção são destinados a intervenções de estruturas já existentes. Segundo os autores o crescimento dos custos envolvendo a reposição de estruturas e a crescente ênfase no custo do ciclo

de vida, mais do que no custo inicial, está forçando os engenheiros a darem mais atenção às questões de durabilidade.

Em estudo realizado no Brasil, Meira e Padaratz (2002) observaram que os investimentos em intervenções de manutenção, em uma estrutura com alto grau de deterioração, podem chegar a aproximadamente 40% dos custos de execução do componente degradado.

Ao se verificar que a vida útil das construções está atingindo valores muito menores do que os previstos em normas (que para a maioria das estruturas é de 50 anos) a questão de como projetar edificações duráveis passa a ter grande importância diante do grande número de desabamentos e colapso de estruturas ou de suas partes.

Sinistros ocorridos no Brasil, como o desabamento dos edifícios Palace II, Areia Branca e o acidente no estádio de futebol Fonte Nova dentre outros causaram prejuízos econômicos, sociais e perdas humanas irreparáveis. Essas ocorrências têm chamado à atenção da comunidade da engenharia brasileira para a necessidade do projeto para a durabilidade, do maior controle do projeto e execução de novas edificações e, sobretudo, da necessidade do constante monitoramento e/ou manutenção das obras já existentes.

Fatores como programação de manutenção, estimativa de custos ao longo da vida útil e necessidade de se construir edificações mais duráveis (com maior vida útil) devem ter maior importância nos projetos e gerenciamento de empreendimentos, considerando também o custo do ciclo de vida (CCV). Em suma, é necessário melhorar a qualidade das edificações produzidas.

Na esfera Internacional, organizações como o ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE), a fib (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON), a RILEM (REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUX), a ISO (INTERNATIONAL STANDARDS ORGANIZATION), entre outras, há anos têm trabalhado para melhorias deste setor, inserindo novos conceitos na Indústria da Construção em prol da durabilidade e aumento da vida útil das construções.

A NBR 6118: 2014 define vida útil como sendo o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem

como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais. Este conceito aplica-se tanto a partes da estrutura como a estrutura inteira.

Durabilidade consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto, (NBR 6118, 2014).

À luz do que preconiza a norma NBR 6118, segundo OLIVEIRA (2007), o caso do colapso do edifício Areia Branca significou que não se podem projetar obras sem que se leve em consideração os conceitos de vida útil e durabilidade e um plano de manutenção permanente.

Estudos indicam que os problemas patológicos, em estruturas de concreto armado, ocorrem em aproximadamente 50% dos casos, por falhas de projeto e planejamento das edificações, (Propster, 1981 apud ZARZAR JÚNIOR, 2007). Isto significa que a vida útil das estruturas depende de fatores, como falha de projeto e o planejamento das edificações, dentre os quais se inclui a qualidade do concreto.

Na sua última revisão a NBR 6118 (2014) estabelece critérios, objetivando a durabilidade das estruturas de concreto armado. Esta norma determina que as estruturas de concreto armado sejam projetadas e construídas sob condições ambientais previstas na fase de projeto e que na ocasião de sua utilização conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

A NBR 6118 (2014) apresenta um capítulo dirigido à durabilidade das estruturas de concreto, o capítulo 7, denominado: Critérios de projeto que visam a durabilidade. Através de tabelas apresentadas no referido capítulo, encontram-se valores para a relação água/cimento e para o cobrimento nominal dos elementos da estrutura, em função da classe de agressividade ambiental.

A durabilidade das estruturas de concreto resulta da combinação de ações daqueles envolvidos nos processos de projeto, construção, manutenção e utilização.

A influência da temperatura tende a ser ignorada nas definições dos processos de degradação da estrutura, porém tem importância, funciona como catalisador. As reações químicas de degradação são aceleradas com o aumento da temperatura. Este fato faz com que os ambientes tropicais sejam consideravelmente mais agressivos que os climas do norte da Europa, por exemplo. Um aumento na temperatura de 10°C dobra a velocidade das reações. (LIMA, 2005).

A velocidade da perda de desempenho do concreto depende dos cuidados nas fases de projeto e execução, inclusive o controle dos materiais, de produção, do uso e de manutenção.

A Tabela 1.3 mostra as principais origens e causas da deterioração do concreto armado classificadas quanto à origem e como estas contribuem.

Tabela 1.3 - Resumo das principais origens e causas da deterioração do concreto armado.

ORIGEM DA DETERIORAÇÃO	CAUSA		SINTOMA
MECÂNICA	Sobrecarga		Fissuração
	Impacto		
	Cargas Cíclicas		
	Restrição à Variação de Volumes sob Gradientes Normais de Temperatura e Umidade		
FÍSICA	Desgaste Superficial	Atrito	Desgaste Superficial
		Abrasão EROSÃO	
		Cavitação	
	Cristalização de Sais		Fissuração
	Congelamento e Degelo		Escamamento
	Fogo		Expansão
			Fissuração
		Escamamento	
		Fissuração	
		Lascamento	
		Desidratação da Pasta	
QUÍMICA	Lixiviação		Dissolução
	Troca Iônica	Ação dos Sais	Decomposição
		Ação dos Ácidos	Química
	Formação de Compostos Expansivos	Sulfato de Sódio, Potássio, Cálcio e Magnésio	Expansão
			Fissuração
		Reação Álcali-Agregado	Decomposição Química
		Hidratação MgO e CaO	Expansão
	Corrosão da Armadura		Fissuração
Biológica		Expansão	
		Dissolução	
		Decomposição Química	

Fonte: Helene (1986)

Um ou mais agentes atuam e por meios de mecanismo de degradação interagem com o concreto armado reduzindo desta forma o seu desempenho.

A água é o agente de deterioração que mais atua, participando de praticamente todos os processos de degradação do concreto.

A deterioração de armaduras é o fenômeno responsável por uma parcela dos danos no concreto armado, com índices de ocorrência variando entre 27% e 64%. Outras manifestações patológicas causadas por ataques químicos, ação de sulfatos e reação álcali-agregado também vem degradando as construções, (ANDRADE, 2005).

Na fase de planejamento é de fundamental importância que o projetista detenha informações suficientes para avaliar as alterações que ocorrem ao longo do tempo, inclusive, mudanças relativas à deterioração.

1.1.3 A Esbeltez dos Edifícios de Concreto Armado

O crescimento econômico verificado a partir dos anos setenta levou a um aumento do número de construções verticais nas grandes cidades brasileiras.

Segundo Fonte et. al. (2005), nessa época, na cidade do Recife, constatou-se o aparecimento de edifícios comerciais e residenciais com altura correspondente a 20 pavimentos e, a partir de 1996, a ocorrência de uma forte e permanente tendência de aumento de altura destes edifícios, que chegaram em 2016, até 40 pavimentos.

Fonte et. al. (2005) realizou, na cidade do Recife, uma pesquisa no período de 1996 a 2003, onde foram verificados diversos parâmetros de 236 edifícios com altura mínima correspondente a 15 pavimentos, entre eles a altura da edificação, as dimensões em planta e o número de pavimentos.

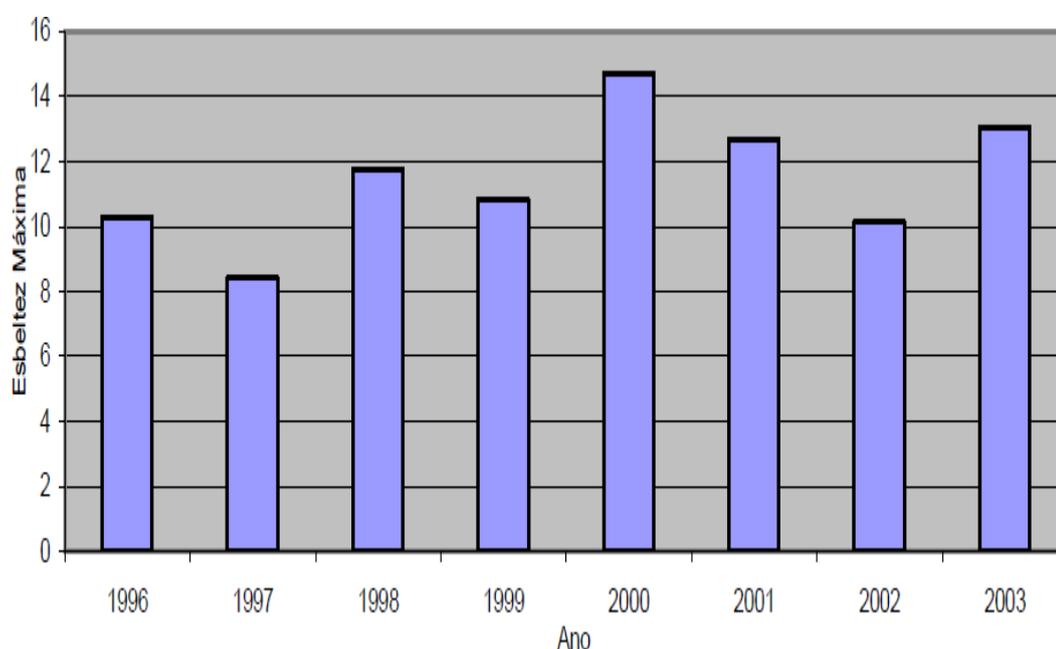
A pesquisa mostrou que a maioria das edificações está compreendida na faixa de 16 a 21 pavimentos, entretanto, ocorreu uma significativa quantidade de edificações com mais de 30 pavimentos. Além disto, foi verificado a esbeltez máxima das edificações, o que pode ser observado na figura 1.4.

É possível observar que houve uma tendência de aumento da esbeltez, atingindo o valor máximo de 14,8 no ano 2000.

Fonte et. al. (2005) apresentou os edifícios estudados por faixa de esbeltez, sendo: esbeltez menor que 4, pequena esbeltez; esbeltez entre 4 e 6, média e por fim edifícios de grande esbeltez com valor maior do que 6.

Os edifícios que vêm sendo construídos estão apresentando grandes alturas e maiores valores de esbeltez, o que significa maior desafio ao projeto estrutural, pois com o aumento da altura o carregamento lateral do vento cresce. (FONTE et. al., 2005)

Figura 1.4 – Estudos dos edifícios altos do Recife – Esbeltez máxima em cada ano ao longo do período de 1996 a 2003.

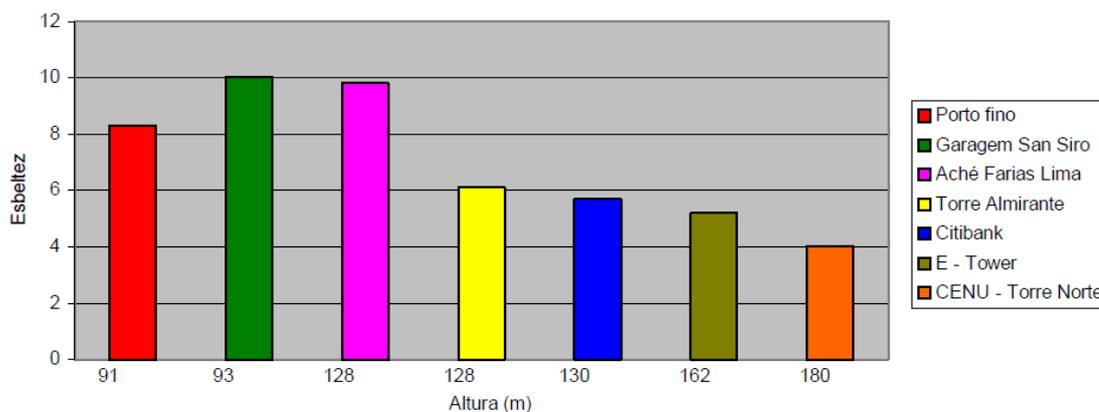


Fonte: Fonte et. al., (2005)

As Figuras 1.5 e 1.6 mostram a relação entre a altura e a esbeltez de edifícios no sudeste do Brasil e em outros países, respectivamente.

A figura 1.5 mostra que os edifícios verificados apresentam uma tendência de diminuição da esbeltez com a altura. Nestes edifícios quanto maior a altura, maior é a proporção das dimensões na planta. (FONTE et. al., 2005).

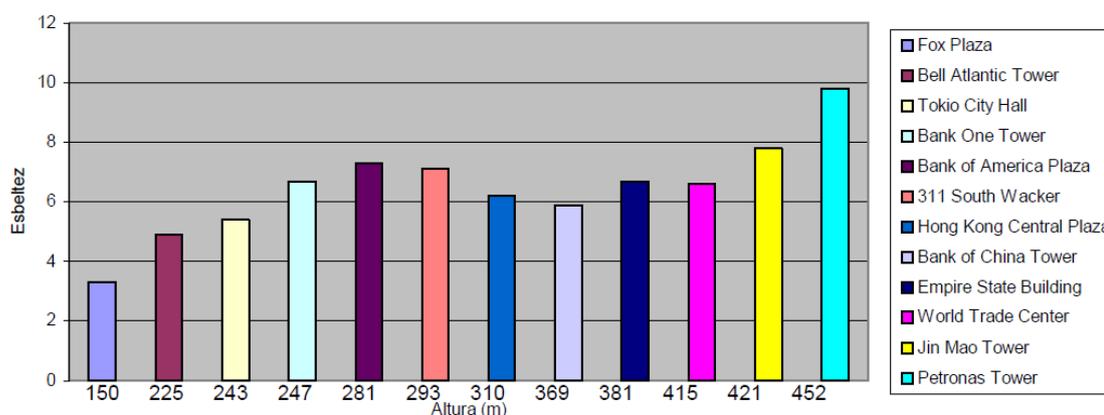
Figura 1.5 – Edifícios altos construídos em São Paulo e no Rio de Janeiro Gráfico altura versus esbeltez.



Fonte: Fonte et al., (2005)

Através da Figura 1.6 observa-se que ocorreu uma tendência de crescimento da esbeltez até a altura de 281 m. Nos prédios com alturas acima desta ocorreu, na maioria dos casos, uma diminuição da esbeltez com a elevação da altura. Exceto no caso dos edifícios Jim Mao Tower e Petronas Tower. No entanto, edifícios deste porte e mais altos têm soluções personalizadas ou geometrias especiais relativas às resistências ao vento.

Figura 1.6 – Estudo de alguns edifícios altos em outros países – Gráfico esbeltez versus altura.



Fonte: Fonte et al., (2005)

Outro aspecto que deve ser lembrado, além da esbeltez, é o da proximidade entre estas edificações. Estes edifícios, no caso de um colapso, podem cair

tombando o que poderá produzir colapso progressivo entre edifícios, tendo em vista que nos bairros onde se tem grande densidade destas edificações, as distâncias entre edifícios são bem inferiores às suas alturas.

1.1.4 Colapso Progressivo

As normas brasileiras referem-se ao fenômeno “colapso progressivo” dos edifícios de forma sumária, enigmática e instigante (LARANJEIRAS, 2011). De fato, a NBR 6118, na subseção 19.5.4, intitulada Colapso Progressivo, recomenda armações nas lajes lisas, sobre os pilares, necessárias “para garantir a ductilidade local e a consequente proteção contra o colapso progressivo”. Já a NBR 9062: 2006 (estruturas pré-moldadas) aconselha, no item 5.1.1.4, que “devem ser tomados cuidados especiais na organização geral da estrutura e nos detalhes construtivos, de forma a minimizar a possibilidade de colapso progressivo.” LARANJEIRAS, 2011.

A NBR 6118 (2014) não torna claro como “a ductilidade local” protege a laje contra o colapso progressivo, talvez por supor conhecida essa relação entre ductilidade e colapso progressivo. A NBR 9062 (2006), por sua vez, nada informa sobre quais são os “cuidados especiais” a que se refere e que devem ser tomados na “organização geral da estrutura” e nos “detalhes construtivos” com vistas ao colapso progressivo.

Esse cenário dos textos normativos faz pensar na conveniência de se estudar melhor o problema através de conhecimento sistemático do projeto de estruturas de edifícios contra colapso progressivo.

O colapso parcial do edifício de apartamentos Ronan Point, Londres, em maio de 1968, despertou a atenção do meio técnico para o fenômeno do colapso progressivo, e esse interesse tem crescido exponencialmente, nos últimos anos. Predomina, atualmente, o convencimento da necessidade de normas e procedimentos específicos de projeto para prevenção do colapso progressivo nas edificações, vez que as concepções e análises estruturais exigidas diferem substancialmente das usuais da prática de projeto.

Starossek (2006) considera ser de grande importância a distinção cuidadosa dos termos continuidade, redundância e robustez. O termo robustez é definido como a insensibilidade à falha local. Os diferentes sistemas estruturais, as diferentes

exposições e os diferentes graus de robustez não têm sido devidamente considerados, mesmo em procedimentos de projeto moderno usando fatores de segurança parciais.

Foi com base no estudo dos erros ocorridos que os primeiros estudos de robustez estrutural surgiram há cerca de quarenta anos. No entanto, foram os recentes ataques terroristas, um pouco por todo o mundo, que despertaram o interesse internacional pelo tema.

Faz-se necessário o estudo de elaboração de projetos estruturais de edificações que permitam a ruptura de qualquer um dos seus pilares a exemplo do que já se faz nos projetos das grandes estruturas marítimas de exploração de petróleo.

Plataformas marinhas de petróleo são projetadas de tal forma que havendo a ruptura de um dos elementos de apoios como estacas ou amarras os n-1 elementos remanescentes asseguram a estabilidade do conjunto, evitando o colapso da estrutura.

Outro aspecto importante, para o tema tratado, é a observação de que os edifícios construídos no Brasil são aporricados e que já foi atingido o limite de altura e de esbeltez para este tipo de concepção estrutural quando se considera os efeitos de segunda ordem ou critérios econômicos. Estes edifícios, no caso de impacto de aviões, caem tombando o que poderá produzir colapso progressivo entre edifícios.

1.1.5 Robustez

A diversidade das estruturas quanto a vários aspectos como as suas formas, dimensões, que variam com o contexto e finalidades, torna difícil o ordenamento dos princípios relacionados com a solidez dos sistemas estruturais.

Várias são as definições de robustez e muitas apresentam semelhança, notadamente aquelas que constam nos códigos de projeto, onde são usados vários termos diferentes, porém relacionados, tais como, resistência mecânica, integridade estrutural, vulnerabilidade das edificações e prevenção do fenômeno do colapso progressivo.

A robustez é uma propriedade inerente dos sistemas que lhes permitem resistir a acontecimentos imprevistos ou incomuns sem danos excessivos ou perda

de função. Este é um requisito dos códigos de construção moderna, mas não é fornecida uma diretriz precisa sobre como conseguir a robustez estrutural. Além disso, os códigos de projeto nem sempre incluem todas as exposições ou situações relevantes que possam afetar a integridade do desempenho estrutural.

1.2 Objetivos da Pesquisa

No desenvolvimento desta pesquisa, foram estabelecidos o objetivo geral e os objetivos específicos que serão detalhados a seguir.

1.2.1 Objetivo Geral

Considerando a importância da robustez, o objetivo geral deste trabalho é estudar as estruturas de concreto armado de prédios de vários pavimentos submetidos à ruptura de um trecho de pilar situado em qualquer posição, para verificar a possibilidade de serem projetadas estruturas que evitem o colapso progressivo.

1.2.2 Objetivos específicos

- Descrever o atual estado da arte sobre robustez de edifícios de concreto armado;
- Desenvolver um projeto estrutural, da forma mais próxima possível, de um edifício exemplo onde ocorreu colapso progressivo;
- Simular o comportamento da estrutura quando submetida à perda de um de seus apoios em qualquer nível da estrutura;
- Verificar a repercussão dos esforços e deslocamentos na estrutura;
- Estudar a possibilidade de projetar a mesma estrutura com robustez suficiente para suportar a perda de qualquer de seus apoios em qualquer nível da estrutura; e,
- Fazer uma análise comparativa para verificar a viabilidade técnica e econômica da estrutura robusta proposta.

1.3 Metodologia

Para o desenvolvimento da análise do problema, foram adotados os seguintes procedimentos:

- Descrição do atual estado da arte sobre robustez: a pesquisa fará um levantamento dos acidentes ocorridos em edifícios de concreto armado e das propostas de soluções para evitá-los em termos de robustez;
- Desenvolvimento do projeto estrutural dentro dos princípios propostos, aplicados a um edifício, tomado como exemplo, onde tenha ocorrido colapso progressivo: deverá ser desenvolvido o projeto estrutural do edifício exemplo para que sejam obtidos os parâmetros que permitam uma posterior análise comparativa;
- Simulação da perda de cada um dos apoios, para obter a repercussão quanto aos esforços e deslocamentos na estrutura de concreto armado. Nesta fase, a estrutura teve suas armaduras e seções dos elementos estruturais redimensionados para cada retirada de apoio;
- Elaboração de um projeto robusto considerando a eliminação de qualquer segmento de pilar. Nesta fase foi verificada a hipótese de ser projetada uma estrutura com dimensões e reforços necessários para garantir estabilidade quando da perda de um dos apoios; e,
- Realização de uma análise comparativa de custo entre a estrutura do projeto convencional e a estrutura do projeto robusto.

Para a realização do trabalho foi utilizado o programa CYPECAD de projeto de estruturas de concreto armado para a análise e detalhamento do sistema estrutural. Esse programa permite a modelagem de estruturas de concreto armado convencionais.

Sendo assim, utilizou-se os resultados de saída (quantitativos de concreto, aço e formas) dos materiais obtidos por meio do programa.

As análises foram feitas considerando-se o comportamento elástico-linear dos elementos estruturais e foram extraídos do programa, plantas de formas,

detalhamentos de armaduras e quantitativos, tais como o volume de concreto, consumo de aço e quantidades de formas.

1.4 Apresentação do Trabalho

Este trabalho compõe-se de seis capítulos, os quais são descritos a seguir, de forma sumária, com a finalidade de melhorar o entendimento global da pesquisa:

- Capítulo 1 - O primeiro capítulo apresenta uma introdução, onde é evidenciada a relevância da pesquisa acompanhada da justificativa, objetivos e a metodologia que foi utilizada;
- Capítulo 2 - A revisão bibliográfica referente ao assunto, com ênfase nas preocupações atuais relativas às edificações de concreto armado, no Brasil e no mundo, encontra-se exposta no capítulo segundo;
- Capítulo 3 - No capítulo terceiro são apresentados os modelos existentes para projetos robustos, bem como as disposições normativas existentes no Brasil e no mundo;
- Capítulo 4 - No capítulo quarto são apresentadas as análises dos resultados encontrados;
- Capítulo 5 - Os resultados obtidos nesta pesquisa são discutidos no quinto capítulo, assim como os comentários acerca das possibilidades de se projetar edifícios robustos dotados de viabilidade técnica e econômica; e,
- Capítulo 6 - As conclusões e sugestões para futuros trabalhos são expostas no sexto capítulo.

Por fim seguem as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Casos de colapsos

O conceito de robustez estrutural passou a despertar atenção da comunidade científica internacional, pela primeira vez, há cerca de 50 anos atrás, após o colapso progressivo parcial do Edifício Ronan Point no Reino Unido. A partir deste acidente, o interesse para o estudo sobre o colapso progressivo das estruturas se intensificou e normas internacionais como a americana e a inglesa foram aperfeiçoadas. Investigações têm sido realizadas para obter um melhor entendimento sobre os vários aspectos implícitos neste novo conceito de domínio da engenharia civil.

Atualmente diversos pesquisadores têm se dedicando ao assunto da robustez estrutural de edifícios, dentre os quais pode ser citado Oana-Mihaela Banu (2011) que afirma:

Na implementação da robustez em normas do Reino Unido a robustez tem sido considerada uma propriedade desejável das estruturas depois de várias falhas de sistemas estruturais, tais como o Edifício Ronan Point em 1968, quando as consequências foram consideradas inaceitáveis em relação ao dano inicial. Os regulamentos do Reino Unido, relacionados à resistência mecânica foram implementados após o colapso parcial progressivo de um canto do edifício Ronan Point. O evento teve um efeito significativo sobre a engenharia da comunidade no Reino Unido e isso levou a algumas revisões e mudanças nos Regulamentos de edifício. Os regulamentos de construção em 1976 passaram a estipular que um edifício deve ser construído de modo que a falha estrutural causada pela remoção de quaisquer elementos estruturais de um piso deve ser localizada e limitada a uma determinada área dos andares. Posteriormente revisões adicionais foram feitas no sentido de diminuir a sensibilidade dos edifícios ao colapso desproporcional. As diretrizes de regulamentos de construção foram incluídas em vários códigos de projetos estruturais.

2.2 Casos de colapsos no exterior

No panorama internacional, podem ser citados dois casos marcantes de colapso progressivo. O primeiro caso importante, por se tratar daquele que resultou no início dos estudos de aprofundamento da robustez das edificações, foi o colapso

progressivo parcial do edifício Ronan Point. O segundo caso foi o do edifício World Trade Center em New York, por se tratar da maior tragédia provocada pelo terrorismo.

A seguir são apresentados casos de colapso progressivo de grande repercussão mundial.

2.2.1 Edifício Ronan Point - Londres (1968)

O caso Ronan Point, teve a sua importância para a engenharia, imediatamente após o acidente, ocorrido no ano de 1968. O Reino Unido e o Canadá adotaram recomendações a fim de evitar o colapso progressivo. (NISTIR 7396, 2007).

O edifício Ronan Point (Figura 2.1), era um prédio em concreto pré-fabricado, de 22 andares, que sofreu colapso progressivo após a explosão de um botijão de gás de cozinha no 18º pavimento que expulsou uma parede propagando o dano para cima e para baixo, o que não causou a queda do edifício, mas, provocou um dano desproporcional à causa. (NAIR, 2003)

Figura 2.1 – Colapso parcial do Edifício Ronan Point em 1968



Fonte: Song, 2010.

2.2.2 Edifício Alfred Murrah – Oklahoma (1995)

O Edifício Alfred Murrah, Figura 2.2, localizado na cidade de Oklahoma, pertencente ao Governo Federal dos Estados Unidos, foi alvo de um atentado terrorista no dia 19 de abril de 1995 quando um caminhão bomba foi explodido em frente da sua fachada principal.

Figura 2.2 - Fachada antes do atentado



Fonte: <http://ftorp2001.50webs.com/passado.htm>

Concluído em 1976, o edifício de concreto armado possuía 30 m de largura e 67 m de comprimento. Ao longo da fachada possuía uma viga de transição no 3º pavimento com vão de 12,2 m que suportava os pilares dos pavimentos superiores, distantes entre si de 6,1 m (ELLENGWOOD et al., 2007).

A explosão do caminhão bomba causou danos ao longo de toda fachada que se estenderam cerca de 20 metros para dentro do edifício. Estima-se que praticamente metade da área útil do edifício entrou em colapso. Três dos quatro pilares centrais, que servia de apoio à viga de transição do 3º piso, colapsaram, provocando colapso progressivo dos andares superiores (LARANJEIRAS, 2011).

A Figura 2.3 mostra a parte danificada e a área remanescente após a explosão.

Figura 2.3 - Fachada após o atentado



Fonte: <http://ftorp2001.50webs.com/passado.htm>

O edifício foi projetado com uma estrutura aporticada usual de concreto armado, em total conformidade com a norma ACI 318, edição de 1970. De acordo com as próprias normas, a estrutura não foi projetada para resistir a ações excepcionais como explosão de bombas ou sismos. As análises do colapso identificaram, pelos dados de projeto, que a remoção de um dos pilares térreo transferiria cargas e esforços aos pilares vizinhos, que não seriam capazes de resistir, apesar de detalhados de acordo com a norma da época (1970). Concluiu-se que a estrutura aporticada não oferecia ductilidade suficiente para redistribuir as cargas com a remoção dos três pilares da fachada, no andar térreo. As mesmas análises também demonstraram que se os detalhamentos dos pórticos seguissem as recomendações hoje existentes, como para pórticos em regiões de sismos, a área do colapso teria sido reduzida de 50% a 80% (LARANJEIRAS, 2011).

O colapso do edifício Murrah destaca a vulnerabilidade que edifícios com pisos de transição têm ao colapso progressivo, na eventual remoção de pilares de sustentação desse piso (LARANJEIRAS, 2011).

2.2.3 Khobar Towers – Arábia Saudita (1996)

No dia 25 de junho de 1996 foi executado um atentado terrorista através de uma bomba em um caminhão estacionado a 20 metros de um dos edifícios do Khobar Tower, localizados em Al- Khobar, na Arábia Saudita. A explosão criou uma cratera de aproximadamente 17 metros de diâmetro e 5 metros de profundidade, conforme a Figura 2.4. A detonação destruiu a fachada e danificou parcialmente, lajes e paredes internas. O colapso, no entanto, não se propagou além das áreas dos danos iniciais.

Figura 2.4 - Fachada destruída do Edifício Khobar Towers



Fonte: <https://br.pinterest.com/pin/486811040947514131/>

O edifício que sofreu os maiores danos, situado à frente dos outros, tem oito pavimentos, e sua estrutura é composta por paredes e lajes pré-moldadas de concreto armado. Desta forma, todas as cargas verticais e horizontais são resistidas pelas paredes. O projeto da estrutura e das ligações entre paredes e lajes seguiu as recomendações da norma inglesa. Essa Norma contempla recomendações sobre o dimensionamento e detalhamento da estrutura com vistas para a prevenção do

colapso progressivo, e estas, foram cuidadosamente obedecidas (ELLINGWOOD et al., 2007).

As investigações dos danos causados ao Khobar Towers revelaram que o sistema estrutural pré-moldado usado nesses edifícios tinha suficiente ductilidade para resistir ao atentado sofrido. Paredes internas, paralelas à fachada, mesmo extensamente danificadas, mantiveram capacidade de suportar cargas verticais, conforme Figura 2.5.

Figura 2.5 - Paredes internas exibindo linhas de ruptura



Fonte: http://www.tqs.com.br/images/stories/tqsnews/artigos/33_13.jpg

Os elementos pré-moldados foram detalhados com suficiente ductilidade para garantir a integridade da estrutura, mesmo quando seriamente danificados. As ligações entre os elementos pré-moldados de lajes e destes com as paredes sobreviveram ao impacto, evitando o colapso progressivo do edifício (ELLINGWOOD et al., 2007).

2.2.4 World Trade Center - New York (2001)

O colapso do World Trade Center ocorreu em 11 de setembro de 2001, como resultado da série de ataques terroristas coordenados através da colisão de aviões contra os edifícios, conforme mostra a Figura 2.6.

Figura 2.6 - Vista das faces norte e leste das torres do World Trade Center



Fonte: Song, 2010.

O primeiro desmoronamento ocorreu na Torre Sul em menos de uma hora após o impacto de uma aeronave, seguindo-se a Torre Norte.

Os detritos lançados durante o desabamento das duas torres provocaram a destruição de mais de uma dúzia de outras estruturas adjacentes e nas proximidades.

Após os ataques, foi formada uma equipe de especialistas em engenharia, constituída pela Sociedade Americana de Engenheiros Civis (SEI/ASCE) e Agência Federal de Gestão de Emergências (FEMA), para realizar um estudo de desempenho do edifício. Os resultados do relatório revelaram que os impactos das aeronaves causaram "danos estruturais extensos, incluindo o colapso localizado" e que os incêndios resultantes "enfraqueceram ainda mais as estruturas de aço, o que levou ao desmoronamento total". Os responsáveis fizeram ainda recomendações para estudos de engenharia mais detalhados sobre o desastre.

Posteriormente, foi conduzida uma investigação mais aprofundada pelo NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY (NIST), que também consultou entidades de terceiros. As investigações revelaram que não encontraram nada de anormal na estrutura das torres, observando que a gravidade dos ataques e a magnitude da destruição foi além de qualquer experiência passada.

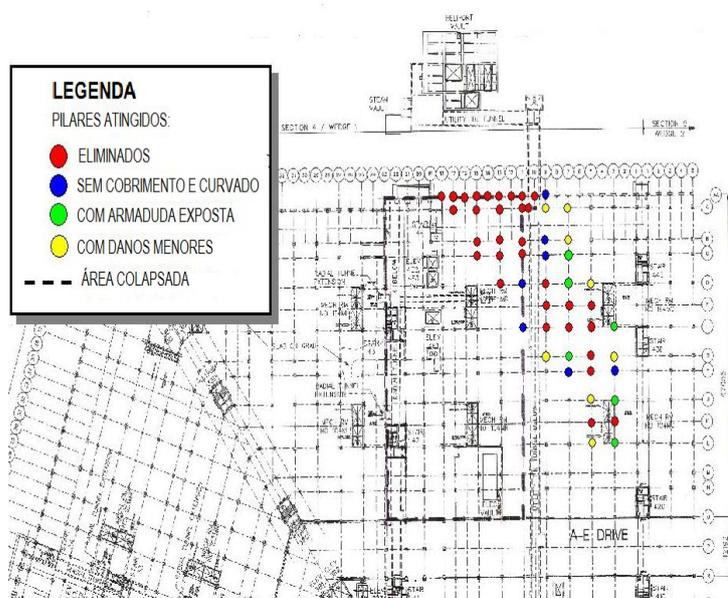
A agência também enfatizou o papel dos incêndios e revelou que os pisos cederam para dentro das colunas do perímetro: "Isto resultou no encurvamento das colunas para o interior do perímetro, iniciando-se o colapso de cada uma das torres".

2.2.5 Pentágono – Arlington (2001)

O Pentágono foi construído durante os anos de 1941 e 1942 com o intuito de sediar o Departamento de Defesa dos Estados Unidos da América. O edifício é de grandes dimensões e constituído por cinco andares. A sua estrutura é materializada por elementos em concreto armado – lajes, vigas e pilares. O espaçamento entre pilares era variável entre 3, 4,6 e 6,1m e as lajes tem uma espessura de 14cm. A maioria dos pilares suporta mais de um piso e, nesse caso são cintados com estribos helicoidais. Os pilares restantes tinham estribos normais e aproximadamente metade das armaduras tinham continuidade nos apoios, com emendas de aproximadamente, 40Ø.

Em 11 de setembro de 2001, um *Boeing 757* colidiu com a fachada oeste do edifício, provocando danos nos 1º e 2º pisos. A estrutura manteve-se intacta durante cerca de vinte minutos, período suficiente para proceder à evacuação das pessoas do local. Ao fim desse tempo, algumas partes do 3º ao 5.º pisos começaram a evidenciar sinais de ruptura. Na Figura 2.7, apresenta-se a planta do local atingido do edifício Pentágono mostrando a área colapsada e os pilares danificados.

Figura 2.7- Planta setor atingido do edifício Pentágono



Fonte: <http://www.medienanalyse-international.de/rumsfeld.html> (adaptado)

O avião colidiu no edifício entre o primeiro piso (térreo) e o segundo piso, avançando cerca de 95m para o interior, correspondente a duas vezes o comprimento do *Boeing* e, provocando uma abertura na fachada de 37m de largura.

Como referido anteriormente, nenhuma parte do edifício entrou, nesse instante em colapso, apesar de danificados 53 pilares do piso térreo. No entanto, a colisão deu origem a um incêndio. Por conseguinte, as armaduras dos elementos danificados perderam resistência, devido à perda de recobrimento, limitando a sua capacidade resistente para a redistribuição de esforços. Uma parte da estrutura conseguiu resistir ao colapso, apesar das lajes estarem apoiadas em pilares bastante danificados.

A investigação realizada concluiu que os pilares tiveram uma resposta dúctil quando sujeitos à ação excepcional. Ainda concluiu que, o impacto nos pilares poderia ter sido bastante superior, se os estribos utilizados não apresentassem um formato helicoidal.

Figura 2.8 - Efeito da ação excepcional no edifício Pentágono



Fonte: Laranjeiras, 2011.

Apesar dos extensos danos nos pilares do piso térreo, atingidos pelo *Boeing*, não houve propagação, na mesma medida, para os pisos superiores, conforme se observa na Figura 2.8. Este fato deveu-se às características do sistema estrutural, entre elas:

- Redundância do sistema estrutural garantindo a existência de caminhos de carga alternativos, numa situação de ruptura localizada num elemento estrutural;
- A distância entre pilares consecutivos é pequena;
- Garantia de continuidade das armaduras inferiores na ligação viga-pilar;
- Consideração de uma sobrecarga elevada no dimensionamento;
- Elevada ductilidade e capacidade de carga residual nos pilares com estribos helicoidais. (LARANJEIRAS, 2011)

2.3 Casos de colapso no Brasil

No Brasil já ocorreram diversos eventos catastróficos de edifícios, com registros, inclusive, de perda de vidas humanas.

Neste trabalho são apresentados alguns dos casos brasileiros mais relevantes.

2.3.1 Edifício Atlântico em Guaratuba- PR (1995)

O edifício Atlântico, construído na cidade Guaratuba, possuía seis pavimentos e na manhã do dia 28 de janeiro de 1995, ocorreu o acidente envolvendo 33 vítimas, sendo, 4 feridos e 29 mortos (Figura 2.9).

O laudo do instituto de criminalística do Paraná apontou erros na construção de sua estrutura. A edificação veio desabar um ano após a conclusão da obra. Segundo Brum (2010) o colapso aconteceu por volta das 10h00min da manhã. A Figura 2.9 mostra os escombros do edifício.

Figura 2.9 – Escombros do edifício Atlântico



Fonte: Brum, 2010.

Na época do desabamento estava ocorrendo obras com o objetivo de reforçar toda a estrutura de concreto. Foi verificado após o ocorrido que 5 dos 40 pilares estavam esmagados na região da base do pilar. (BRUM, 2010).

O esmagamento da região do colarinho, provavelmente ocorreu devido ao peso causado pela construção de uma piscina de 5.000 litros e de uma caixa d'água, ambas ausentes no projeto estrutural. (SOUZA e BITTENCOURT, 2001).

2.3.2 Edifício Itália em São José do Rio Preto – SP (1997)

Em meados de 1997 o edifício Itália, edificação situada em São José do Rio Preto, São Paulo, desabou, não deixando feridos nem vítimas fatais. Uma das causas do desabamento foi atribuída à sobrecarga em um dos pilares e falhas no projeto das fundações.

O laudo pericial confirmou que as principais causas do desabamento teriam sido falhas no cálculo da fundação e sobrecarga em um dos pilares, que estariam com tensão 40% maior que a estipulada pelo projeto estrutural.

Como consequência de seu desabamento, foi necessária a implosão de mais duas construções no ano seguinte, os edifícios Espanha e Portugal (Figura 2.10).

Figura 2.10 - Implosão dos edifícios Espanha e Portugal



Fonte: Simione, 2010.

2.3.3 Edifício Palace II no Rio de Janeiro – RJ (1998)

O edifício Palace II ficava situado no bairro da Barra da Tijuca, na cidade do Rio de Janeiro. O colapso parcial da estrutura ocorreu no dia 22 de fevereiro de 1998, matando 8 pessoas. A edificação possuía 22 andares com 172 apartamentos e veio a ser demolida, dias depois (Figura 2.11).

O acidente ocorreu em 1998, devido ao subdimensionamento de 2 pilares da estrutura. Os pilares P4 e P44, que deveriam sustentar 480 toneladas, teriam sido construídos para suportar apenas 230 toneladas. (GRASSELLI, 2004).

Figura 2.11 Edifício Palace II no Rio de Janeiro



Fonte: Grasselli, 2004.

O laudo do Instituto de Criminalística Carlos Éboli (ICCE) atribuiu à causa do colapso do edifício Palace II a um erro generalizado de projeto estrutural onde 78% dos pilares teriam sido construídos abaixo do padrão técnico e, dois deles (P4 e P44), que deveriam sustentar 480 toneladas, teriam sido construídos para suportar apenas 230 toneladas. O referido laudo apontou erros na execução da obra, porém os Considerou desprezíveis no contexto do desabamento (SOUZA; BITTENCOURT, 2011).

2.3.4 Edifício Areia Branca em Jaboatão dos Guararapes – PE (2004)

O desabamento do Areia Branca, edifício com 27 anos, ocorrido em 14 de outubro de 2004, localizado na Av. Bernardo Vieira de Melo, no bairro de Piedade, deixou quatro mortos.

Foi atribuído o colapso total da estrutura às falhas ou vícios de construção, as quais facilitaram os ataques dos efeitos nocivos do meio ambiente e de reações químicas detectadas na massa do concreto, ocorrendo assim uma intensa e precoce degradação das peças que compunham a infraestrutura (SANTOS, 2012).

O colapso do edifício Areia Branca chamou atenção para a necessidade de realização de vistorias nas fundações.

Um fato relevante é que a ruptura, que causou o desmoronamento do Edifício Areia Branca, ocorreu na região de ligação do pilar com as sapatas. Não se tem conhecimento da realização de vistorias de edifícios nesta região, especialmente pelas dificuldades e transtornos criados por tal operação. Antes do acidente com o Edifício Areia Branca, na Região Metropolitana do Recife, a parte enterrada dos edifícios não fora questionada, não havendo, assim, a prática da inspeção das fundações. É de se inferir que o mesmo ocorra nas demais regiões brasileiras (OLIVEIRA, 2007).

As Figuras 2.12 e 2.13 mostram a edificação antes e depois da tragédia.

Figura 2.12 - Edifício Areia Branca antes da tragédia



Fonte: Oliveira et. al., 2005.

Figura 2.13 - Escombros do Edifício Areia Branca



Fonte: Oliveira et. al., 2005.

2.3.5 Edifício em Belo Horizonte - MG (2008)

Em 2008, na cidade de Belo Horizonte, aconteceu o colapso repentino de um pilar em uma edificação mista, com 25 anos de construída. A edificação era uma estrutura em concreto armado no térreo e alvenaria estrutural com blocos cerâmicos a partir do primeiro pavimento. O pilar rompido pode ser visto através da Figura 2.14.

Figura 2.14 – Pilar rompido e escarificado



Fonte: Costa e Camargo, 2011.

Para a sustentação dos pilares P5, P6 e P7 foi utilizada uma técnica conhecida como “fogueira”, onde os referidos elementos estruturais ficaram envolvidos por dormentes de madeira, além disso, foram providenciados

escoramentos metálicos, posicionados abaixo da primeira laje, nos alinhamentos entre pilares, conforme figuras 2.15 e 2.16.

Figura 2.15 - Escoramento do pilar com dormentes de madeira.



Fonte: Costa e Camargo, 2011.

Figura 2.16 - Escoramento da edificação



Fonte: Costa e Camargo, 2011.

No pilar P6, praticamente todos os estribos se encontravam em avançado estado de deterioração corrosiva, e algumas barras longitudinais encontravam-se sem contraventamento, nos primeiros 75 cm, contados a partir da fundação (COSTA; CAMARGO, 2011).

2.3.6 Edifício Real Class em Belém – PA (2011)

O desabamento desta edificação ocorreu em 29 de janeiro de 2011. O edifício de 34 andares em concreto armado estava em fase de acabamento. O acidente produziu a morte de três pessoas, sendo dois operários e uma vizinha da obra.

Foi observado, segundo relatos, que o colapso ocorreu abruptamente e que o edifício desmoronou após uma chuva forte. Por meio das Figuras 2.17 e 2.18 é possível contemplar a edificação antes da tragédia e seus escombros, respectivamente.

Figura 2.17- Edifício Real Class antes do desabamento



Fonte: Santos, 2012.

Figura 2.18 - Escombros do edifício Real Class



Fonte: Santos, 2012.

No início de março de 2011 foi apresentado um laudo técnico elaborado pela Faculdade de Engenharia Civil (FEC), por meio do Grupo de Análise Experimental de Estruturas e Materiais (GAEMA), do Instituto de Tecnologia (ITEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) sobre as causas do desabamento do Edifício Real Class. O estudo foi coordenado pelo Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura do Pará (CREA-PA).

A conclusão constante no laudo atribui a queda do edifício ao erro de cálculo do projeto estrutural, já que a edificação colapsou quando foi submetida a uma combinação de carregamentos verticais e horizontais no momento da tempestade (GARCIA, 2011).

Consta no laudo que as fundações foram corretamente projetadas, o concreto e o aço também apresentavam resistências compatíveis com as recomendadas pelas normas brasileiras. Diversos pilares do pavimento térreo não apresentavam resistência compatível com os esforços atuantes e ruíram bruscamente, sem apresentar fissuras. O laudo afirma ainda que a simulação realizada concluiu que, em pouco mais de nove segundos, o prédio veio abaixo. (GARCIA, 2011).

O laudo elaborado pelo Centro de Perícias Renato Chaves teve conclusões similares ao laudo elaborado pela UFPA. O ponto em que os dois não foram unânimes foi quanto à importância do vento na tragédia. O laudo da UFPA considerou o vento como fator fundamental no desabamento do edifício. Já os autores do segundo laudo afirmam que o colapso só veio acontecer após seis minutos do fim da tempestade, desconsiderando a ação deste fator no desabamento.

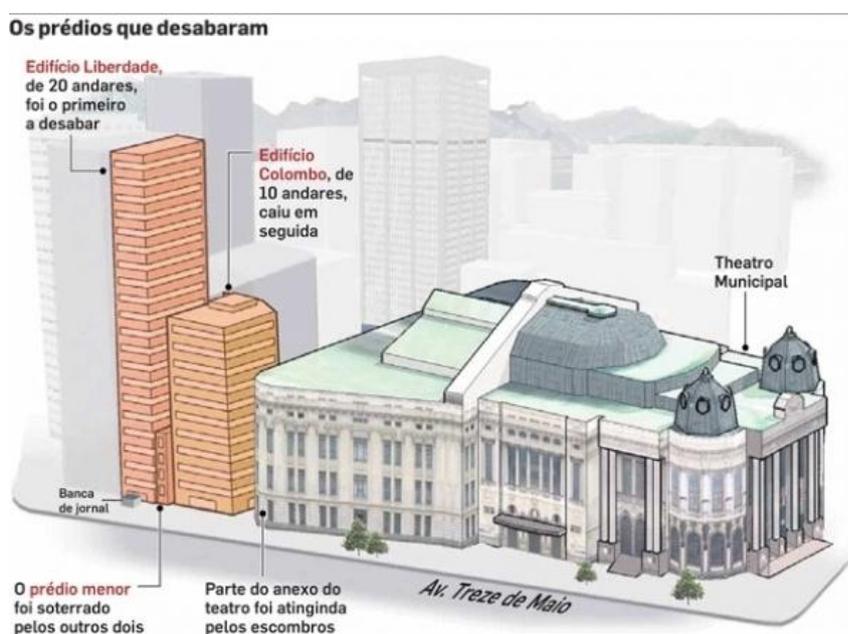
Quanto ao laudo do Instituto Renato Chaves apontou dois pilares localizados no fosso do elevador, como responsáveis pela queda do edifício. Na avaliação foi detectada que o sistema foi calculado sem integração, ou seja, inadequadamente para uma edificação de 34 pavimentos. Os estribos encontrados nos escombros eram de 4,2mm enquanto que o mínimo recomendado pela norma vigente na época (NBR 6118: 2011) era de 5,0mm. Foram detectadas falhas na concepção do sistema estrutural, ocasionando erro na escolha do modelo matemático aplicado (Centro de Perícias Renato Chaves, 2011).

2.3.7 Edifício Liberdade, Cinelândia – RJ (2012)

O acidente ocorreu no dia 25 de janeiro de 2012 no centro do Rio de Janeiro envolvendo o edifício Liberdade e mais dois prédios.

O edifício de 20 pavimentos que se encontrava em obras de reformas desabou durante a noite, no centro do Rio de Janeiro. (Figura 2.19)

Figura 2.19 - Desabamento do Edifício Liberdade



Fonte: Infográfico Edmilson Silva e Farrell

O prédio possuía linhas de pilares periféricos nas fachadas laterais interligados por vigas misuladas.

No piso do 9º pavimento nasciam pilares sobre viga de transição de modo a permitir a forma arquitetônica com a existência de um prisma na fachada. Este prisma no início da década de 1950 foi fechado, como mostra a Figura 2.20.

Figura 2.20 - Vista do topo da edificação onde foram realizados acréscimos.



Fonte: Perícia da Ruína do Ed. Liberdade, 2013.

A empresa que executava reforma no prédio, replicou o projeto de reforma do 3º pavimento no 9º sem pesquisar se haviam peças estruturais que impedissem a demolição de tudo que havia internamente no 9º andar, da mesma forma como foi feito no 3º andar. Ao assim proceder, os pilares de transição foram seccionados em sua base e suprimidos deixando os andares acima do 9º andar sem sustentação parcial, o que provocou a ruína progressiva da edificação.

Foi apontada como causa, para a ruína do prédio, a supressão de um pilar no 9º pavimento, durante a fase de reforma promovida pelo ocupante do andar, que havia iniciado as reformas na semana anterior ao desastre (Figura 2.21).

Figura 2.21 - Croqui esquemático do acidente



Fonte: Perícia da Ruína do Ed. Liberdade, 2013.

A análise por meio de perícia indireta do Instituto Carlos Éboli, por pesquisas e estudos da causa do desabamento do Edifício Liberdade, na Cinelândia concluiu que:

É nossa firme opinião que, por todos os depoimentos, indícios e documentos analisados, a causa da ruína estrutural do edifício Liberdade se deve à má gestão da reforma em curso à época no 9º pavimento, que provocou um dano estrutural localizado, irreversível, que levou à falência de toda a estrutura do prédio, atingindo os dois prédios vizinhos que também ruíram, como também evidencia o laudo policial do Instituto Carlos Éboli”. (XVII COBREAP – Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliações e Perícias – Ibape/SC – 2013, Natureza do trabalho: Perícia, Ruína do Ed. Liberdade – Cinelândia)

2.3.8 Shopping Rio Poty em Teresina – PI (2013)

Caso recente ocorreu em Teresina, onde houve o desabamento em 11 de julho de 2013 da obra de construção do Shopping Rio Poty. O acidente ocorreu durante a madrugada, não apresentando vítimas fatais (Figura 2.22).

Figura 2.22 - Vista geral da obra



Fonte: RELATÓRIO TÉCNICO, CREA-PI, Shopping Rio Poty - Teresina – 2013.

A área colapsada tinha 40.000 m², e possuía térreo, três pavimentos e laje de cobertura, totalizando quatro lajes (Figura 2.23).

O sistema estrutural era composto por pilares e lajes planas protendidas com espessura de 18 cm e se encontrava em fase de execução.

Segundo o Relatório Técnico Sobre o Desabamento da Obra do Shopping Rio Poty, elaborado pelo CREA-PI, a obra foi projetada para uma carga total de 1,5 tf/m² (sobrecarga e peso próprio) e que na fase de execução correspondente ao acidente, havia apenas o peso próprio da estrutura mais o cimbramento da laje superior, portanto carga atuante muito inferior ao valor previsto em projeto.

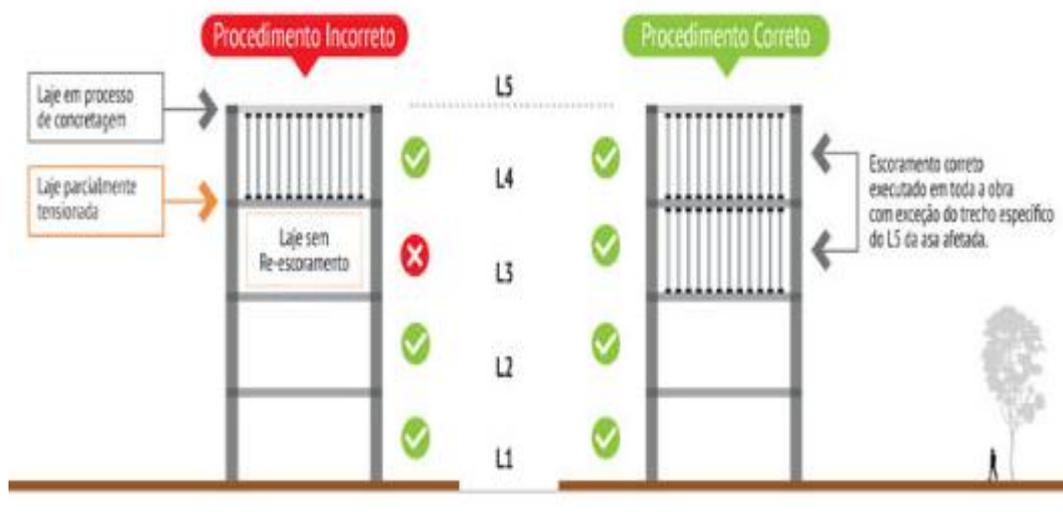
O desmoronamento de toda uma ala do Shopping Rio Poty não ocorreu pela explosão de bomba, nem choque de avião ou um terremoto, que, pelos seus efeitos devastadores, tenham levado toda a estrutura abaixo de uma só vez, sem propagação de dano. O desmoronamento como esse que ocorreu durante a construção têm um histórico que se inicia em uma ruptura localizada e que se propaga, desproporcionalmente, quando a estrutura não oferece resistência a colapsos desse tipo, ditos progressivos (LARANJEIRAS, 2013).

Figura 2.23 - Colapso progressivo do Shopping Rio Poty, Teresina (11/07/2013).



Fonte: <http://a5engenharia.blogspot.com.br/2013/08/colapso-progressivo.html>

Figura 2.24 - Esquema vertical da obra



Fonte: <http://www.capitalteresina.com.br/>

O documento da assessoria do empreendimento disse que tudo aconteceu por um erro de execução específico e pontual. “Antes de iniciada a concretagem de um trecho específico da Laje do 5º pavimento (L5), foi retirado “inadvertidamente” o escoramento da Laje do 4º pavimento (L4), que se encontrava parcialmente tensionada”, descreveu (Figura 2.24).

A queda foi ocasionada justamente pelo fato de na fase final da concretagem de trecho do L5, a soma das cargas de duas lajes (L4+L5), sob uma única laje (L4) parcialmente tensionada e não escorada, ter acarretado o colapso em cadeia da estrutura. Esse teria sido o motivo do desabamento ter acontecido em “efeito dominó”, como relataram algumas testemunhas e verificou um laudo preliminar.

Foi apontado por relatório de Empresa Consultora como causas do acidente:

- A retirada de escoramento de laje; e,
- Execução de pavimento denominado L5 sobre o pavimento L4 sem a protensão horizontal.

Porém, a Comissão do CREA-PI entendeu que a propagação desproporcional da ruína, atingindo toda a ala norte da edificação, indica que há necessidade de análise da estabilidade global da estrutura e de verificações adicionais contra o colapso progressivo.

2.4 Normas sobre Colapso Progressivo

No item 2.5 foi feita uma abordagem à legislação existente em matéria de prevenção do colapso progressivo. Pela ordem em seguida descrita, são apresentadas as referências a este tema nas seguintes normas:

- Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento);
- Norma Portuguesa NP EN 1992-1-1 2010 (Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios);
- Norma Americana (ACI) 318 – 11);
- U.S. Department of Defense (DoD – UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC);
- U.S. General Services Administration-GSA PBS-100-Facilities Standards of the Public Buildings Service (2014);
- GSA Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance (2013).

Por se tratar de um levantamento das medidas recomendadas para prevenir os efeitos do colapso progressivo, alguns termos e imagens apresentados neste capítulo são retiradas das normas referidas.

2.41 Norma Brasileira (ABNT NBR 6118:2014)

A norma brasileira se refere ao colapso progressivo de forma sucinta. A NBR 6118:2014 refere, na alínea e) do subcapítulo "10.3 Estados-limites últimos (ELU)" (relativo ao capítulo "10 Segurança e estados-limites"), que a segurança das estruturas de concreto armado deve ser verificada em relação ao estado-limite último de colapso progressivo.

No âmbito do dimensionamento e da verificação da segurança de lajes ao funcionamento, a norma define, no subitem "19.5.4 Colapso progressivo" (item "19.5 Dimensionamento de lajes à punção", capítulo "19 Dimensionamento e verificação de lajes"), duas premissas a serem consideradas de forma a garantir a ductilidade local e proteção contra o colapso progressivo:

a) A armadura de flexão inferior, que atravessa o contorno C deve ser suficientemente ancorada além do contorno C' ou C'' (Figura 2.25 e Figura 2.26);

Em que:

C - contorno da área de aplicação da carga

C' - contorno crítico, externo e distante $2d$ do contorno C, no plano da laje.

C'' - contorno afastado $2d$ do último contorno de armadura

b) A armadura referida na alínea a) deve cumprir a seguinte condição:

$$f_{yd} \cdot A_{s,ccp} \geq 1,5 F_{Sd}$$

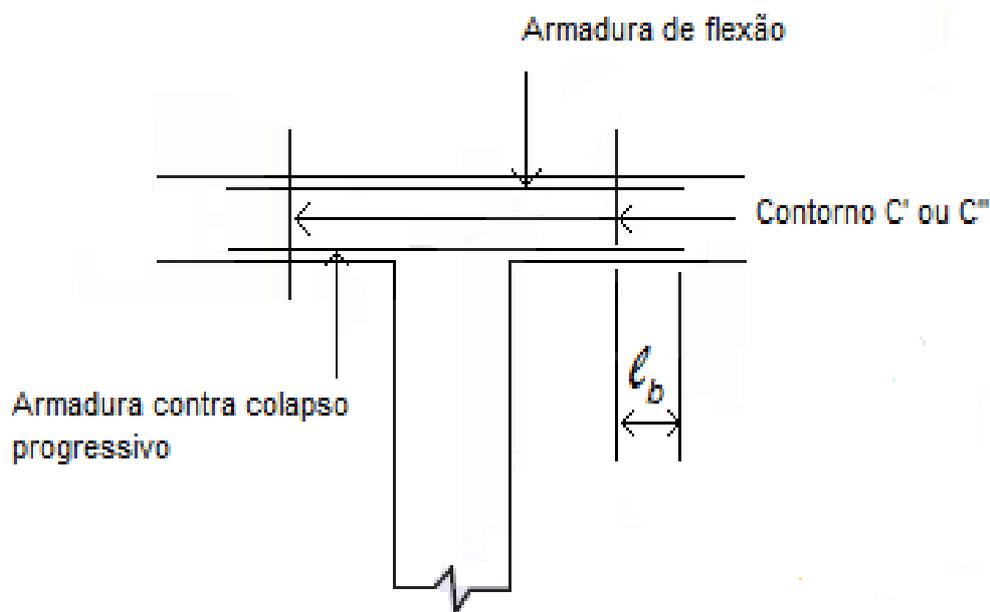
Em que:

$A_{s,ccp}$ - somatório de todas as áreas das armaduras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar

F_{Sd} - força ou reação de punção de cálculo e pode ser calculada com γ_f igual a 1,2

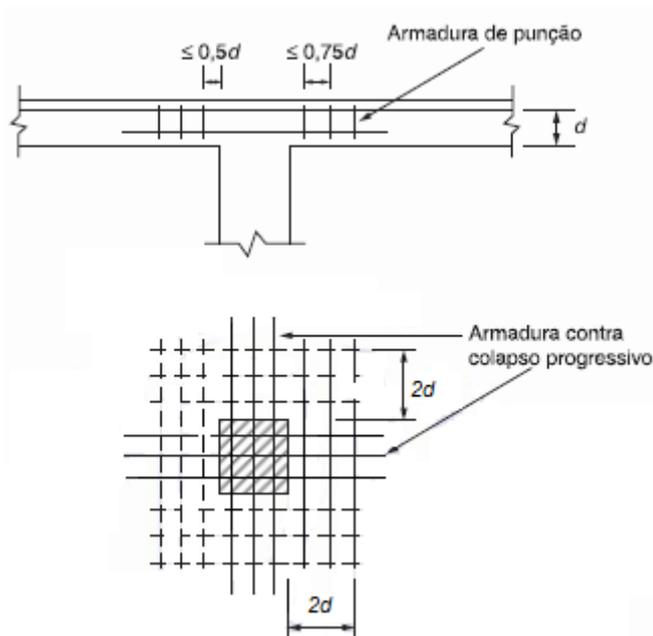
γ_f - coeficiente de ponderação da ação

Figura 2.25 - Armadura contra colapso progressivo



Fonte: ABNT NBR 6118: 2014 - Projeto de estruturas de concreto (adaptado)

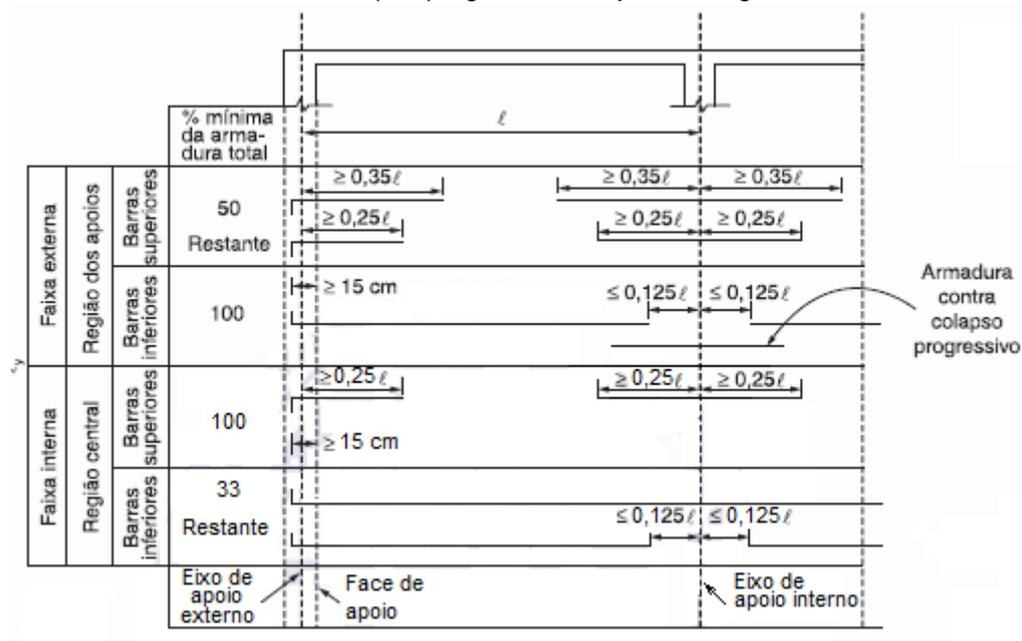
Figura 2.26 - Armadura contra colapso progressivo



Fonte: ABNT NBR 6118: 2014 - Projeto de estruturas de concreto (adaptado)

No que se refere ao detalhamento de lajes é especificado no item "20.3 Lajes sem vigas" (capítulo "20 Detalhamento de lajes") que, em matéria de armadura passiva, deve ser considerada a condição de ter pelo menos duas barras passando continuamente sobre os apoios, respeitando a armadura contra colapso progressivo. (Figura 2.27)

Figura 2.27 - Armadura contra colapso progressivo - Lajes sem vigas



Fonte: ABNT NBR 6118: 2014 - Projeto de estruturas de concreto (adaptado)

No caso das lajes protendidas, a ABNT NBR 6118:2014 menciona poder prescindir-se da armadura passiva contra colapso progressivo, se pelo menos um cabo, em cada direção ortogonal, passar pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal dos pilares ou elementos de apoio das lajes lisas ou cogumelo de edifícios comerciais e residenciais (“20.3.2.6 Armaduras passivas e ativas”, subitem “20.3.2 Lajes protendidas”, item “2.3 Lajes sem vigas”, capítulo “20 Detalhamento de lajes”). (Norma Brasileira ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, 2014).

2.4.2 Norma Americana (ACI 318-11)

A norma Americana ACI 318-11, à semelhança de outras normas descritas neste trabalho, não é muito exaustiva em matéria de colapso progressivo.

No capítulo 16 (*Precast Concrete*) é referido que as ligações entre elementos estruturais devem garantir a integridade estrutural. A mesma norma indica ainda que a integridade global de uma estrutura pré-fabricada pode ser melhorada através do detalhamento de reforços nos elementos e respectivas ligações.

Ao longo dos subitens 16.5.1 e 16.5.2 são descritos requisitos mínimos para que uma estrutura de concreto pré-fabricado seja dotada de integridade estrutural.

Tal como abordado no método indireto (ver item 3.1.1 deste trabalho), o código ACI 318-11 admite a necessidade de amarrações transversais, verticais, periféricas e longitudinais somadas às definidas pelo cálculo convencional.

2.4.3 U.S. Department of Defense (DoD) - UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC)

Em 2009, o Departamento da Defesa dos Estados Unidos da América emitiu uma norma desenvolvida para que os edifícios com mais de três andares fossem dimensionados para resistir ao colapso progressivo. A exigência prendia-se ao objetivo de evitar o colapso total da estrutura, caso fosse sujeita a uma ruptura localizada.

Para reduzir a possibilidade de colapso progressivo, a norma abordava dois métodos: direto e indireto.

Nesta norma os edifícios foram classificados em quatro níveis de proteção, cabendo ao projetista atribuir o nível que melhor se enquadre com o edifício em estudo:

- a) Nível muito baixo de proteção (VLLOP)
- b) Nível baixo de proteção (LLOP)
- c) Nível moderado de proteção (MLOP)
- d) Nível elevado de proteção (HLOP)

Em função do nível de proteção aplicavam-se as medidas de prevenção do colapso progressivo. As estruturas classificadas como VLLOP e LLOP eram remetidas para o método indireto. Nas restantes classificações, MLOP e HLOP, as medidas de prevenção deviam combinar os requisitos de ambos os métodos: direto e indireto.

Em 2009, o Departamento de Defesa dos EUA atualizou a norma até então em vigor (emitida em 2005), sendo que as alterações registadas são substanciais, apenas se mantendo, na generalidade, a localização dos elementos verticais a serem removidos.

Nesta atualização, a classificação quanto ao nível de proteção ficou sem efeito, sendo substituída pelo nível de ocupação e função do edifício, mantendo-se, no entanto, o mesmo número de níveis (I a IV).

Relativamente à área colapsada, esta norma não permite que um elemento seja totalmente danificado, em detrimento da destruição de outro elemento.

No procedimento de cálculo, as equações foram alteradas para que incluíssem níveis de resistência da estrutura ao colapso mais elevado, nomeadamente na análise dinâmica não linear geométrica e na análise estática não linear geométrica.

2.4.4 U. S. General Services Administration - *GSA PBS-100 - Facilities Standards for the Public Buildings Service* (2014)

A Norma *PBS-100 - Facilities Standards for the Public Buildings Service*, no subcapítulo 8.4 “*Structural Systems*”, menciona que o projetista deve assegurar caminhos de carga alternativos nas estruturas que devem resistir a ações acidentais.

O dimensionamento dessas estruturas deve ser baseado em métodos de análise estática e/ou dinâmica que cumpram esses critérios de segurança. No entanto, a mesma norma não esclarece o procedimento de cálculo desses métodos.

Ao longo do documento não é claro o grau de relevância a dar a ações acidentais. Caso exista a possibilidade de ocorrer uma explosão que origine o colapso da estrutura, essa probabilidade é classificada de ocorrência razoável, referindo que, se forem tomadas as devidas precauções, não se verifica o colapso da estrutura.

O disposto no capítulo 8 “*Design Standards for U.S. Court Facilities*” é aplicável aos edifícios em que exista risco de explosão. As disposições indicam diretrizes de desempenho e remetem para manuais técnicos que incluem estudos que abordam a temática dos efeitos de explosão. (GSA PBS-100 - Facilities Standards for the Public Buildings Service, 2014)

2.4.5 GSA Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance (2013)

O documento abordado apresenta as diretrizes no sentido de reduzir o risco de colapso progressivo no dimensionamento de edifícios governamentais. Quanto aos edifícios governamentais existentes pretende auxiliar na avaliação de risco de colapso progressivo.

Para atender à finalidade do documento é apresentada uma metodologia para minimizar o risco de colapso progressivo nas edificações novas e de avaliação para as existentes.

O documento refere que as orientações indicadas não substituem, em projeto, uma análise prevendo o risco de explosão. Por esse motivo, as conclusões retiradas da aplicação destas diretrizes não substituem a consideração deste tipo de evento em projeto. As exigências contidas neste documento são um conjunto independente de requisitos para atender às disposições do INTERAGENCY SECURITY COMMITTEE (ISC) referentes ao colapso progressivo.

2.5 Normas sobre Robustez

Uma das principais questões relacionadas com a solidez dos sistemas estruturais é que sua descrição varia tanto com o contexto que é muito difícil de pôr em ordem todos os seus diversos aspectos, relações e ramificações (Tabela 2.1). As definições mais utilizadas de robustez são bastante semelhantes entre si, especialmente aqueles fornecidos pelos códigos de projeto, onde são utilizados diferentes termos relacionados, como resistência mecânica, a integridade estrutural ou vulnerabilidade dos edifícios, mas também a prevenção do fenômeno do colapso progressivo.

A robustez é uma propriedade inerente de sistemas que lhes permite resistir acontecimentos imprevistos ou incomuns sem danos excessivos ou perda de função. Este é um requisito dos códigos de construção moderna, mas não é fornecida uma diretriz precisa sobre como conseguir a robustez estrutural. Além disso, os códigos de projeto nem sempre incluem todas as exposições ou situações relevantes que possam afetar a integridade do desempenho estrutural (IONIȚĂ et al., 2010).

A Tabela 2.1 mostra a definição de robustez na Engenharia Civil segundo diversas fontes.

Tabela 2.1 - Definições relacionadas ao conceito de robustez em Engenharia Civil

FONTE	DEFINIÇÃO
Eurocode 1. Part 1-7, 2006	Robustez. É a capacidade de uma estrutura resistir a eventos como incêndios, explosões, impactos ou as consequências do erro humano sem ser danificada de uma forma desproporcional à causa original.
GSA, 2003	Robustez. Capacidade de uma estrutura ou de componentes estruturais para resistir a danos sem falhas prematuras e / ou frágeis devido a eventos como explosões, impactos, fogo ou as consequências de erros humanos, devido à sua força vigorosa e a resistência.

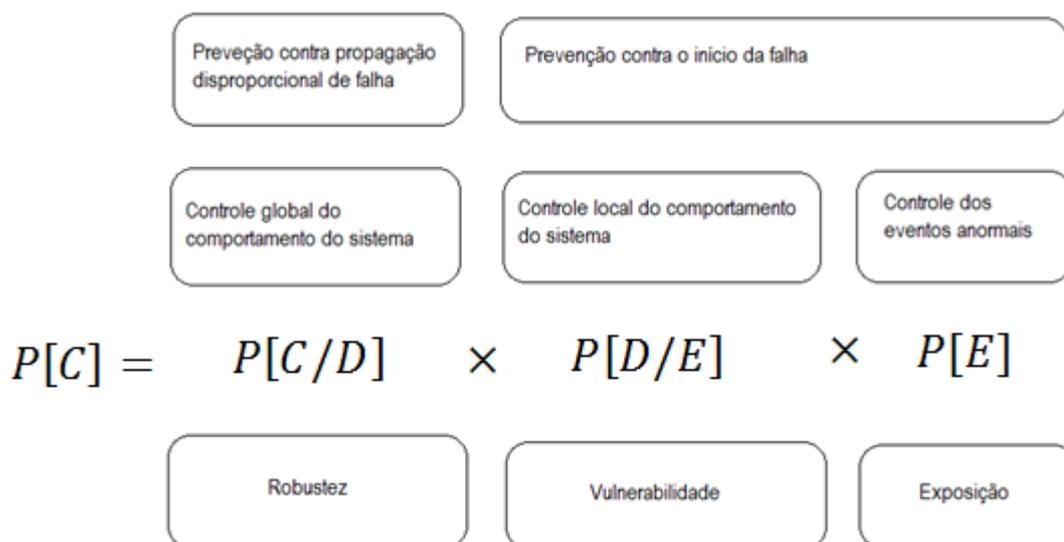
JCSS, 2008	A robustez de um sistema é definida como a relação entre os riscos diretos e os riscos totais (total de riscos é igual à soma dos riscos diretos e indiretos), para um tempo especificado e considerando todos os eventos de risco relevantes e todos os estados de danos relevantes para os componentes do sistema.
Agarwal and England, 2008	Robustez é [...] as consequências da capacidade em relação ao dano inicial.
Biondini et al, 2008	Robustez estrutural pode ser vista como a capacidade do sistema para sofrer uma quantidade de dano não desproporcional relativamente às causas dos próprios danos.
Bontempi et al, 2007	A robustez de uma estrutura, destina-se à sua capacidade de não sofrer danos excessivos como resultado de uma falha inicial limitada, é um requisito intrínseco, inerente à organização estrutural do sistema.
Val & Val, 2006:	[...] capacidade de uma estrutura evitar absorver [...] o efeito de um evento acidental [...] sem sofrer danos desproporcionais relativos ao evento que os causou". "[...] capacidade da estrutura para resistir a danos locais sem colapso desproporcional [...].
Vrouwenvelder 2008	A noção de robustez é a de que uma estrutura não deve ser demasiado sensível a danos locais, independentemente da fonte de danos [...].

Fonte: Starossek e Haberland, 2010.

Ao resumir estas definições, robustez refere-se à capacidade de uma estrutura para resistir sem danos desproporcionais tanto para eventos anormais quanto para um dano inicial. Para a avaliação da robustez, é necessário levar em consideração os possíveis cenários que podem levar ao colapso, a sua probabilidade de ocorrência, bem como as suas consequências. A probabilidade de colapso desproporcional, $P [C]$, causados pela exposição a um evento anormal, E , pode ser dividida de acordo com a Figura 2.28. Ela representa, de fato, o produto das probabilidades parciais seguintes: $P [E]$ - a probabilidade de ocorrência de um evento anormal, E , que podem afetar a estrutura; $P [D | E]$ - a probabilidade

condicional de dano inicial, D , produzida por um acontecimento anormal E ; e $P[C | D]$ - a probabilidade condicional de uma desproporcionada propagação de falhas estruturais, C , como consequência do dano inicial, D (STAROSSEK e HABERLAND, 2010).

Figura 2.28- Fórmula para alcançar resistência ao colapso.



Fonte: OANA-MIHAELA BANU, 2011.

Por conseguinte, pode-se afirmar que a robustez é uma propriedade desejável do sistema, que pode ser avaliada como o produto de outros indicadores. Ela representa, de fato, uma forma de garantir a segurança estrutural além das disposições existentes a partir dos códigos de projeto tradicionais.

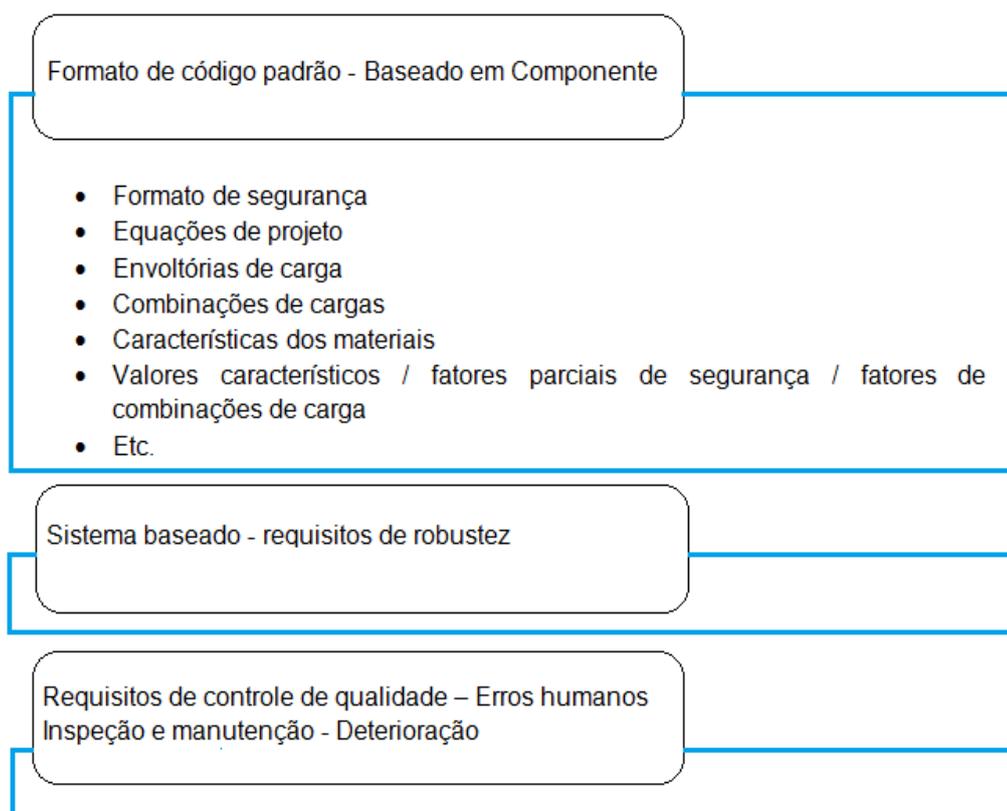
O estudo da robustez e dos aspectos associados alcançou um aumento de interesse, especialmente por causa das consequências graves relacionadas com fracasso de diferentes tipos de estruturas. As especificações fundamentais de projeto em muitos códigos de construção estão relacionadas com a criação e seleção de cada componente estrutural, elemento ou conexão para ter confiabilidade suficiente. Deve notar-se que a redundância de sistemas está intimamente relacionada com a robustez. A robustez é necessária naquelas situações em que as exposições produzem dano local para o sistema estrutural, e em que este dano pode ainda levar ao colapso desproporcional da estrutura (KIRKEGAARD e AMP; SORENSEN apud OANA-MIHAELA BANU, 2011).

De qualquer forma, são necessários requisitos e medidas adicionais para assegurar que a estrutura considerada como um sistema intrínseco possui

confiabilidade suficiente. Disposições suplementares também são necessárias para minimizar ou mesmo eliminar o efeito de erros de projeto, erros de execução, deterioração inesperada de componentes, etc.

Até agora, os pesquisadores e os engenheiros estruturais não têm uma interpretação comum de robustez, de modo a facilitar a sua quantificação. Nos códigos modernos os requisitos de robustez incluem questões como garantia de qualidade e melhor aplicação prática na concepção, execução, operação e fases de manutenção, conforme ilustrado na figura 2.29.

Figura 2.29 - Etapas de projeto baseado nos códigos



Fonte: Dean et al, 2011, adaptado.

2.5.1 Implementação da robustez em Eurocódigos Estruturais

Os requisitos de robustez são especificados na maioria dos códigos de construção civil e códigos de projeto de engenharia de estruturas, como nos dois Eurocódigos: EN 1990-Bases do Projeto e Estrutural e PT 1991/01/07- Ações acidentais.

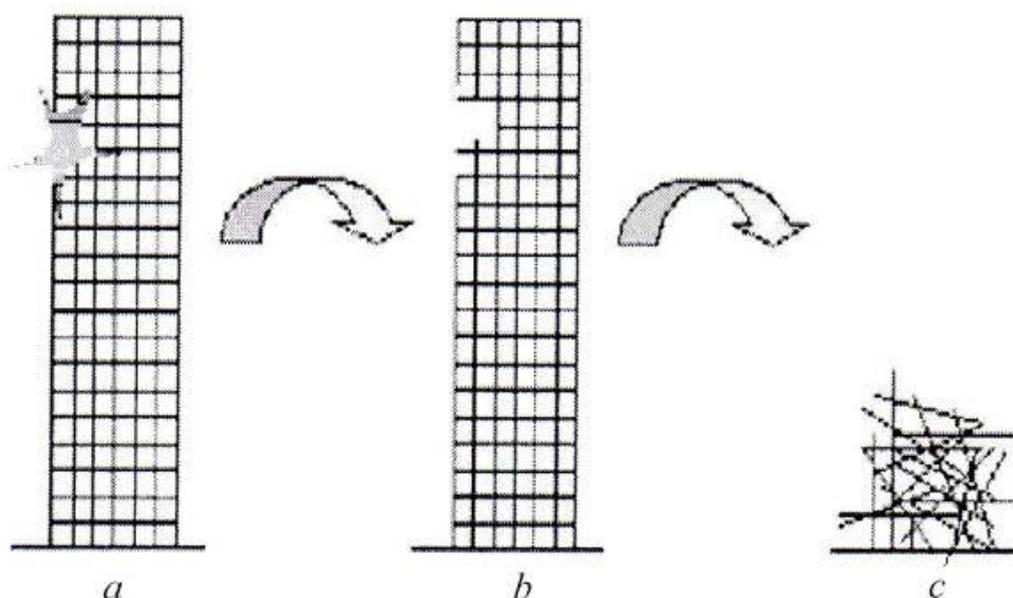
No EN 1990-Bases do Projeto Estrutural descreve princípios fundamentais relativos à robustez das estruturas. Neste código, afirma-se que "uma estrutura deve ser concebida de tal maneira que ela não seja danificada por eventos como o fogo, explosões, impacto ou as consequências de erros humanos, de uma forma desproporcional para a causa original".

A Ação PT 1991/01/07- (Ações acidentais), fornece as potenciais estratégias para avaliar a robustez. Este código de projeto faz uma classificação das ações identificadas e das ações não identificadas. As ações que devem ser consideradas nos diferentes cenários de projeto são os seguintes:

- a) Concepção contra ações acidentais identificadas; e,
- b) Projetar contra ações não identificadas.

Neste segundo caso, o projeto contra o colapso desproporcional, ou o projeto para a robustez, apresenta uma grande importância.

Figura 2.30 - Ilustração dos conceitos básicos em robustez.



Fonte: Oana-Mihaela Banu, 2011.

Uma ilustração do conceito da Ação PT 1991/01/07 - (Ações acidentais) é mostrado na Figura 2.30. Ele sugere que devido a um evento de exposição de qualquer tipo, um dano local pode ocorrer. Este dano local é, de fato, a consequência direta da exposição. A partir deste estado de dano, a estrutura pode

sobreviver se esta for robusta o suficiente ou uma parte considerável dele pode entrar em colapso.

Os conceitos básicos ilustrados nesta figura são:

- a) A fase de exposição;
- b) A ocorrência de um dano local causada pela exposição - como consequência direta da exposição; e,
- c) o colapso total ou prolongado da estrutura seguinte aos danos locais - como consequência indireta da exposição.

Requisitos de robustez são especialmente relacionados com os dois últimos cenários. Estes requisitos dizem respeito sobre as possibilidades de evitar a colapso global devido a um dano local.

Os requisitos relativos à robustez nos códigos dinamarqueses são focados na redução da sensibilidade das estruturas quando são expostas a cargas imprevistas e danos que não são normalmente fornecidos em códigos. A robustez estrutural é considerada como um requisito geral das estruturas e não uma exigência relacionada com cargas específicas, como cargas acidentais. Isto acontece porque se considera que as estruturas deverão ser de qualquer forma destinadas a suportarem este tipo de ações (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 - Medidas para melhorar a robustez

MEDIDA	EXEMPLO
Determinação das cargas:	Carga imposta (por exemplo, instruções de operação devem especificar cargas permitidas); cargas acidentais (por exemplo, todos os cenários de acidentes imagináveis devem ser considerados);
Configuração do Sistema:	O uso de sistemas paralelos; sistemas não sensíveis com relação à estabilidade dos apoios.
Ductilidade:	Materiais e conexões dúcteis
Solidez:	Grandes dimensões e massas; esbeltez reduzida; superdimensionamento (por exemplo, elementos chave são dotados de dimensões maiores do que o

	exigido pelo código; conexões recebem uma capacidade similar para as capacidades do elemento adjacente, embora não obrigatório).
Tenacidade:	Estruturas de concreto moldado <i>in situ</i> têm, normalmente, elevado grau de tenacidade na direção horizontal e vertical.
Investigação e controle:	Investigações críticas durante o projeto, a fim de identificar detalhes e elementos importantes / vitais para a confiabilidade e robustez do sistema, garantir a acessibilidade durante a operação para inspeção; controle de qualidade.

Fonte: OANA-MIHAELA BANU, 2011.

No código dinamarquês chamado "Código de prática para a segurança de estruturas" DS409 afirma-se que uma estrutura é robusta:

- a) Se as partes essenciais de uma estrutura, necessárias para a sua segurança, têm uma baixa sensibilidade às cargas e danos imprevistos;
- b) Se a falha de uma parte limitada da estrutura não irá acionar o colapso da estrutura inteira.

Na norma europeia Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de concreto - Parte 1-1: Regras gerais e regras para Edifícios. Há a citação da robustez como condição para as estruturas, suportarem efeitos indiretos tais como cargas impostas, (temperatura, deformação, encolhimento, micro-rachaduras etc.) e estas devem ser consideradas no projeto.

Deformação da estrutura como um todo, de elementos estruturais individuais ou não estruturais (por exemplo, devido às cargas impostas, a temperatura, a deformação, encolhimento etc.) pode levar a efeitos indiretos, e estas devem ser consideradas no projeto.

Segundo a norma europeia, para a maioria dos edifícios, a influência dos efeitos indiretos pode ser absorvida através do cumprimento geral de exigências quanto à durabilidade, deformação, detalhamento, resistência, estabilidade e robustez da estrutura como um todo. Além disso, deve ser considerado o seguinte:

- Minimizar a deformação e fissuras devido a fatores dependentes do tempo (por exemplo, o movimento de deformação no início da idade, retração, etc.);
- Minimizando restrições devido à deformação (por exemplo, o fornecimento de rolamentos ou articulações, assegurando que estes não permitam a penetração de agentes agressivos); e,
- Se as restrições estão presentes, assegurando que quaisquer efeitos significativos sejam levados em conta no projeto.

2.5.2 Implementação da robustez em códigos do Reino Unido

Robustez tem sido considerada uma propriedade desejável das estruturas depois de várias falhas de sistemas estruturais elevados, tais como o Edifício Ronan Point em 1968, quando as consequências foram consideradas inaceitáveis em relação ao dano inicial. Os regulamentos do Reino Unido relacionados à resistência mecânica foram implementados após o colapso parcial progressivo de um canto do edifício Ronan Point. O evento teve um efeito significativo sobre a engenharia da comunidade no Reino Unido e isso levou a algumas revisões e mudanças nos Regulamentos de edifício. Os regulamentos de construção de 1976 passaram a estipular que um edifício deve ser construído de modo que a falha estrutural causada pela remoção de quaisquer membros de um piso deve ser localizada e limitada a uma determinada área dos andares. Posteriormente revisões adicionais foram feitas para diminuir a sensibilidade dos edifícios ao colapso desproporcional.

As diretrizes de regulamentos de construção foram incluídas em vários códigos de projetos estruturais.

Em junho de 2004, foi aprovado e publicado o Documento A (Edição 2004). As novas disposições poderiam ser aplicadas a partir de 01 de dezembro de 2004. A seção 5 do documento, denominado "*Reduzir a sensibilidade do edifício para colapso desproporcional em caso de um acidente*", acrescentou grandes mudanças no código de prática anterior do Reino Unido. O documento oferece uma abordagem para assegurar que uma estrutura seja suficientemente robusta para suportar um dano limitado ou uma falha local, dependendo da classe do edifício, sem provocar o colapso total. Faz uma nova classificação de edifícios e as exigências do projeto correspondentes para essas classes de construção.

O Manual para o projeto de estruturas de construção de concreto armado para o EC2 recomenda a amarração dos elementos estruturais em todas as direções ou identificar caminho alternativo de carga para evitar o colapso progressivo.

No seu item 2.3 o EC2 (EUROCODE 2) recomenda que todos os membros da estrutura devam ser amarrados juntos com eficácia no sentido longitudinal, transversal e vertical.

Elementos cuja falha poderia causar o colapso de mais de uma parte limitada da estrutura adjacente a elas devem ser evitadas. Quando isto não for possível, caminhos alternativos de carga devem ser identificados ou o elemento em questão reforçado.

O EC2 afirma que se as recomendações do código forem seguidas, para uma estrutura ser concebida robusta o reforço deverá ser devidamente detalhado.

No entanto, a fim de demonstrar que os requisitos para a robustez foram cumpridos, o reforço já concebido deve ser verificado para assegurar que é suficiente para atuar como:

- a) Amarrações periféricas;
- b) Amarrações internas;
- c) Coluna externa ou parede de amarração; e,
- d) Amarrações verticais.

A disposição destas amarrações (teóricas) e as forças que elas devem ser capazes de resistir são demonstradas na cláusula 5.11.2.

Reforço considerado como parte das amarrações acima deve ter voltas completas de modo a ser eficazmente contínuo. Com a finalidade de verificar a adequação dos vínculos, este reforço pode ser considerado como estando atuando em sua resistência característica.

2.5.3 Implementação da robustez em códigos italianos

O código italiano chamado "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" (2005) foi desenvolvido dentro de uma filosofia de projeto baseado no desempenho. As referências ao termo robustez são encontradas nos capítulos 2 e 4 do referido código. Referem-se a novas construções, mas também para a construção existente.

No Capítulo 2 do código, três aspectos principais são demonstrados:

- a) O tempo de vida útil, que tem de ser estabelecido pelo proprietário e também pelo projetista da estrutura;
- b) A classe da construção, que também tem de ser estabelecido pelo proprietário e o pelo projetista; e,
- c) Os níveis de confiabilidade alvo, que são estabelecidos em uma base anual.

De acordo com a Tabela 2.3, a avaliação da robustez supõe várias especificações, tais como a forma de conceber o sistema estrutural, que tem de cobrir uma ampla gama de cenários de exposição.

Tabela 2.3 - Estado limite e análise de robustez segundo o Código Prático Italiano

REQUISITO	EXEMPLO
Segurança em relação ao estado limite último (ELU)	Entrar em colapso, perda de equilíbrio e de instabilidade total ou parcial grave que pode pôr em perigo pessoas ou resultar na perda de bens, ou causar graves danos ambientais e sociais, ou colocar a estrutura de fora de serviço.
Segurança em relação ao estado limite de serviço (ELS)	Todos os requisitos que garantam o nível de desempenho previsto para as condições mínimas de operação
Robustez visando às ações acidentais	A capacidade de evitar danos desproporcionais desencadeados por causas tais como: incêndio, explosão, impacto ou as consequências de erro humano.

Fonte: Norme Tecniche per le Costruzioni, 2005.

A resistência mecânica é uma propriedade do sistema desejável que pode ser avaliada como o produto de outros indicadores, tais como riscos estruturais, redundância, ductilidade, consequências de danos em elementos estruturais ou falha do sistema inteiro, cargas e variabilidade de resistência, a dependência sobre os modos de fracasso, características de comportamento comuns, cargas de

probabilidade anormal, monitoramento e estratégias de manutenção estrutural, consistência estrutural global.

É óbvio que a robustez é um tópico de extrema importância, mas as disposições atuais apresentadas nos códigos e normas de concepção e prática são insatisfatórias. Um acordo geral sobre a definição e avaliação de resistência mecânica deve ser observado em todas as disposições de códigos de projeto. Mas embora exista conformidade com as propriedades das estruturas que possam melhorar a resistência mecânica, ainda não foi possível estabelecer nenhum detalhe específico para a sua quantificação.

A fim de suprir essas deficiências, os novos códigos de projeto terão que desenvolver um quadro de base teórica com as decisões de projeto explícitas e os pressupostos para a avaliação da robustez e eles têm de estabelecer uma série de critérios de aceitação para resistência mecânica. Um conjunto de aceitação de critérios pode ser útil para o desenvolvimento dos correspondentes métodos práticos necessários para assegurar níveis de confiança de robustez, mesmo a partir da fase de projeto. Elaborar estratégias para manter a robustez das estruturas existentes ao longo da sua vida útil será também muito útil para os novos códigos.

2.6 Estruturas dotadas de robustez

A robustez é definida como a insensibilidade de uma estrutura a uma falha local. A quantificação da insensibilidade e da falha local deve estar entre os objetivos do projeto. É uma propriedade apenas da estrutura e independe das possíveis causas de falhas e da probabilidade de falha local, (STAROSSEK; HABERLAND, 2008).

Com a finalidade de serem mais resistentes ao colapso progressivo, as estruturas de concreto armado devem ser projetadas levando em conta o seu estado após a ocorrência de um dano e dotar a estrutura de outras possibilidades de caminhos para as cargas atuantes.

No desenvolvimento de um projeto que busca a robustez estrutural é recomendada inicialmente uma análise do desenho arquitetônico para ser concebida uma estrutura que suporte carregamentos anormais e possibilite a adoção de

detalhes dúcteis à edificação que deverão ajudar a estrutura a suportar deformações inelásticas.

O UNIFIED FACILITIES CRITERIA - UFC 4-023-03 (2009) fornece dois métodos de concepção de estruturas a fim de projetá-las para a robustez: um emprega o método indireto e o outro emprega o método de caminho alternativo de cargas (método direto).

O método indireto atende adequadamente a maioria das edificações. Para estruturas especiais os métodos diretos analíticos podem ser usados para projetar elementos chaves a fim de resistirem a uma ameaça específica ou desenvolver uma resistência plena contra imprevistos. (NISTIR 7396, 2007)

Determinadas características conferem robustez às estruturas de concreto armado, as principais são redundância, continuidade e ductilidade.

A redundância pode ser definida, de uma maneira simplificada, como sendo uma condição de projeto que forneça alternativas a fim de que haja a redistribuição de esforços para outros apoios.

A continuidade representa a conectividade entre os elementos estruturais que proporciona a redistribuição de esforços.

Ductilidade é uma importante propriedade mecânica. Ela é uma medida do grau de deformação plástica que foi sustentada na fratura. Um material que experimenta muito pouca ou nenhuma deformação plástica antes da fratura é denominado frágil ("brittle"). (CALLISTER, 2000)

2.6.1 Redundância

A redundância é uma condição de projeto que forneça alternativas para que haja a redistribuição de esforços para outros apoios. É caracterizada pela possibilidade de redistribuição de esforços quando um sistema estrutural apresenta alguma parte danificada.

Segundo Laranjeiras (2011) uma estrutura redundante é aquela que ao ter um apoio danificado, por exemplo, oferece alternativas de redistribuição dos esforços por outros apoios.

Um exemplo de estrutura desprovida de redundância é mostrado na figura 2.31 onde é apresentado um edifício do centro administrativo de Salvador, Bahia,

Brasil, que possui como estrutura principal de sustentação dois pilares centrais e dois cabos. No caso de ocorrer uma ruptura em qualquer um destes elementos o prédio entrará em colapso total.

Figura 2.31 - Exemplo de estrutura sem redundância



Fonte: <http://www.ajlengenharia.com.br/monitoramento.html>

Um exemplo de estrutura redundante é a ponte estaiada Octavio Frias de Oliveira (Figura 2.32), em São Paulo, Brasil, onde diversos cabos podem servir de alternativa de redistribuição de cargas caso haja falha de algum dos elementos.

Figura 2.32 - Exemplo de estrutura redundante



Fonte: <http://site.sca.com.br/blog/wp-content/uploads/2017/01/01.203.083-Ponte-Estaiada-Octavio-F.-de-Oliveira.jpg>

Em Teresina, Brasil, a ponte Estaiada sobre o rio Poty, é outro exemplo de estrutura redundante, já que seus diversos cabos podem servir de alternativa de redistribuição de cargas no caso de falha de algum dos elementos (Figura 2.33)

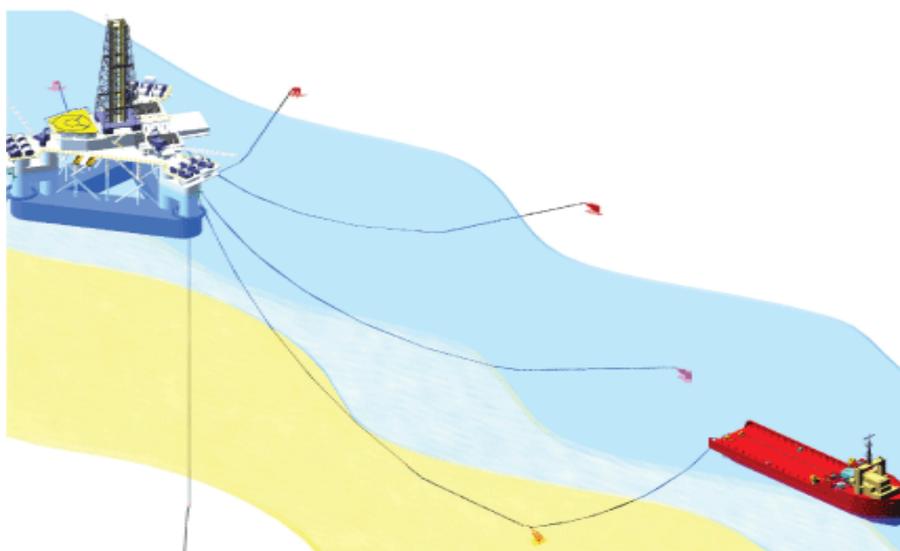
Figura 2.33 - Exemplo de estrutura redundante



Fonte: <http://gshow.globo.com/>

Outro exemplo de estruturas com redundância são as plataformas marítimas de extração de petróleo que são projetadas para ter garantida sua estabilidade mesmo no caso do rompimento de qualquer cabo de ancoragem (Figura 2.34).

Figura 2.34 - Sistema de cabos de ancoragem de plataforma offshore



Fonte: (www.demarus.com)

2.6.2 Continuidade

Continuidade é definida como a condição que assegura a adequada interconexão entre os elementos e que garante a redistribuição das cargas entre as vigas, os pilares e as lajes. Os fatores que estão diretamente ligados à continuidade são sua capacidade de transferência de cargas, o monolitismo e a hiperestaticidade da análise estrutural. (BALDRIDGE, HUMAY e GHOSH, 2007).

Esta característica tem grande importância para as estruturas já que, no caso de falha de um dos apoios, esta favorece a redistribuição dos esforços. Sem continuidade a redistribuição dos esforços é interrompida. Quando ocorre a perda de um elemento estrutural que é peça importante em um edifício, as deformações aumentam e os esforços são distribuídos verticalmente e horizontalmente, através de uma mudança de fluxo dessas cargas. Essa redistribuição depende diretamente do grau de continuidade (conectividade entre seus elementos).

Para que uma estrutura seja capaz de realizar transferência de cargas, no caso de colapso de algum elemento, não basta ser redundante. É necessário que ela seja dotada de continuidade.

Uma forma eficiente de combate ao colapso progressivo é a utilização de estruturas integrais - estruturas sem juntas e sem aparelhos de apoio - devido ao fato de que a transferência de cargas através desse sistema não gera concentração de esforços e de tensões, oferecendo reservas adicionais de capacidade de carga, que são úteis em situações de colapsos.

Já a transferência de cargas através de ligações monolíticas, integrais, não gera concentração de esforços e tensões, essa continuidade oferece reservas adicionais de capacidade de carga, úteis em situações de colapso. (LARANJEIRAS, 2011)

A Figura 2.35 ilustra um viaduto em dois tipos de situações, à esquerda com juntas e aparelhos de apoio, e à direita, uma estrutura integral.

Embora as juntas e os aparelhos de apoio sejam soluções de continuidade, em casos de colapsos, essa condição limita a capacidade de carga da região dos apoios (EL-SHEIKH e MCCONNEL, 1993).

Figura 2.35 - Uma estrutura convencional de viaduto, à esquerda, com juntas e aparelhos de apoio, e uma estrutura integral, à direita.



Fonte: Laranjeiras, 2011

Uma das principais vantagens da estrutura integral quando comparada com a convencional é que, uma vez que não há articulações entre as vigas, a entrada de água e detritos é reduzida de forma significativa, aumentando o estado de conservação da estrutura da ponte. (PINHO, 2011)

A transferência de cargas através de aparelhos de apoios é acompanhada de concentração de tensões e esforços, nas regiões próximas aos aparelhos. Essa condição crítica limita a capacidade suplementar de carga dessas regiões, em caso de redistribuição de cargas por colapsos localizados.

Os sistemas pré-moldados possuem fragilidades quanto à sua continuidade, pois a ligação entre pilares, lajes e vigas não conseguem estabelecer todos os vínculos de uma estrutura monolítica, como as estruturas maciças de concreto armado convencional (SANTOS, 2012).

2.6.3 Ductilidade

Baldrige; Humay; Ghosh (2007) definem que ductilidade é a capacidade que a estrutura tem de se plastificar, e mesmo com as deformações do colapso, consegue sustentar as cargas solicitantes.

A ductilidade pode ser considerada como a capacidade da estrutura suportar deformações sem romper, transferindo as cargas necessárias no caso do colapso de algum elemento fundamental da edificação, mesmo com possíveis flechas e rotações.

Pode-se conseguir ductilidade estrutural pelo confinamento do concreto, pela continuidade das armações através de emendas adequadas, sejam por traspasse ou

por luvas, e por conexões entre os elementos, lajes, vigas e pilares, com reservas excedentes de resistências (LARANJEIRAS, 2011).

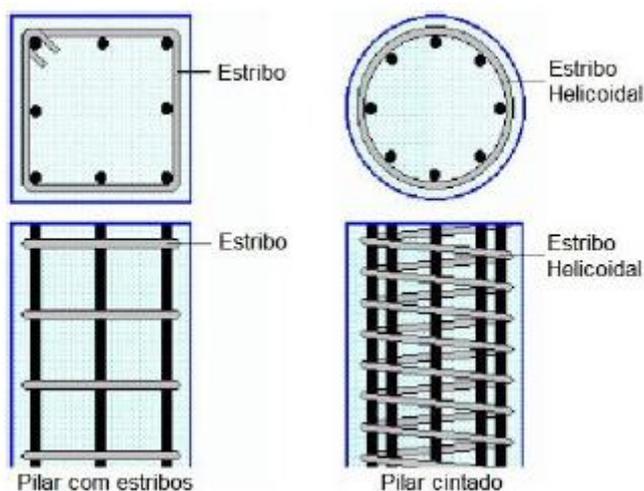
Para garantir o confinamento do concreto nos pilares é necessária a utilização de espaçamentos reduzidos entre os estribos.

No caso dos pilares cintados, com pequenos espaçamentos entre os estribos helicoidais, transformam o comportamento do elemento de frágil em dúctil, conseguindo, assim, absorver maiores deformações antes de entrar em colapso. Segundo Laranjeiras (2011) os pilares cintados pela sua ductilidade, têm grande importância na prevenção de colapsos progressivos e seu uso deveria ser resgatado e estimulado.

Na figura 2.36 é possível observar a ilustração de pilares cintados, à direita, e não cintados, à esquerda. Conforme Laranjeiras (2011) o confinamento do concreto dos pilares, com auxílio de estribos pouco espaçados, transforma seu comportamento frágil, na ruptura, em dúctil.

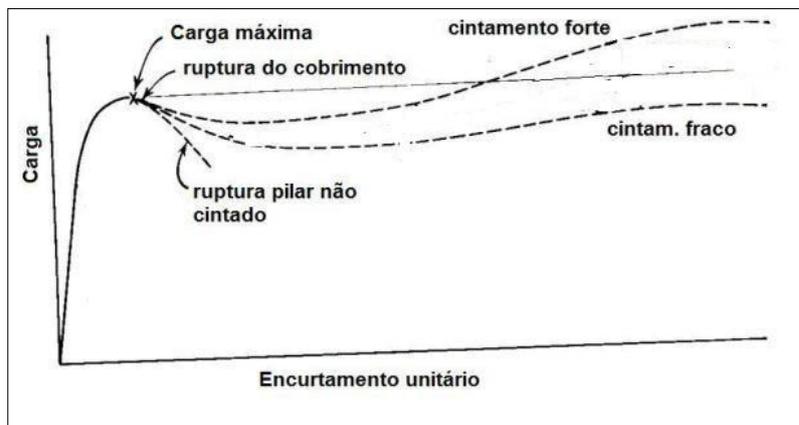
Já na figura 2.37 pode-se verificar o comportamento de pilares cintados e não cintados analisados através de um diagrama unitário carga x encurtamento unitário, onde se nota a capacidade de absorção de energia do pilar cintado, quando comparado ao pilar não cintado.

Figura 2.36 - Ilustração dos pilares comuns e dos pilares cintados



Fonte: <http://1.bp.blogspot.com>

Figura 2.37 - Diagramas idealizados de carga-deformação de pilares comuns e cintados.



Fonte: Laranjeiras, 2011.

No Edifício do Pentágono quase todos os pilares de apoio de mais de um piso são cintados por estribos helicoidais, enquanto os demais possuem apenas estribos com espaçamento usual (20 cm). A investigação após o atentado de 11 de setembro indicou que os pilares cintados comportaram-se com ductilidade, e que um número muito maior de pilares teria sido destruído, se não fosse esse cintamento (LARANJEIRAS, 2011).

Até atingir o estado de ruptura, os pilares cintados e não cintados comportam-se de modo semelhante, porém os cintados suportam maiores deformações (encurtamentos) antes de atingir o colapso total, suportando maior energia do que um pilar comum (LARANJEIRAS, 2011).

Os pilares cintados, pelo exposto, têm grande importância na prevenção de colapsos progressivos e seu uso deveria ser resgatado e estimulado.

2.6.4 Recomendações acerca do tratamento do colapso progressivo

A necessidade de dotar as estruturas de atributos contra o colapso progressivo intensificou-se a partir do acidente com o edifício Ronan Point onde ocorreu colapso progressivo. Posteriormente, nos últimos anos, os ataques terroristas produziram interesse adicional.

O projeto COST - EUROPEAN COOPERATION IN THE FIELD OF SCIENTIFIC AND TECHNICAL RESEARCH é uma cooperação de iniciativa da Comunidade Européia, através da participação de vários países membros da União

Européia. Tem como objetivo o desenvolvimento de ações para a unificação de procedimentos nos campos técnico e científico dentro da Comunidade Européia, (COST, 2006).

No projeto COST a ação TU061 refere-se à Robustez das Estruturas e visa o desenvolvimento dos fundamentos para o tratamento da robustez nas futuras normas estruturais, especialmente o Eurocódigo. Considera que o nível de robustez de um sistema estrutural deve ser adequado e suficiente em relação a sua função ao longo de sua vida útil e estar equilibrado aos aspectos sociais que envolvem a segurança das pessoas, respeitando as condições ambientais e aspectos econômicos. Tem a participação de diversas associações internacionais como IABSE, ECCS, CIB, fib, Rilem, ISO e *Joint Committee on Structural Safety* (JCSS).

A consciência da necessidade de se introduzir o conceito de robustez teve como marco inicial o acidente com o edifício Ronan Point onde ocorreu colapso progressivo. Nos últimos anos, os ataques terroristas intensificaram o interesse pelo assunto.

Entre as diversas atividades do TU061 podem ser citadas: coleta e preparação de informações, avaliações de risco, desenvolvimento de métodos teóricos para avaliar a robustez, modelagem de condições de exposição, representação da vulnerabilidade estrutural e modos de falha dos componentes, identificação de medidas para produzir robustez nos projetos, representação das consequências de dano e modos de colapso, cálculo da robustez das estruturas, desenvolvimento de diretrizes práticas para o projeto de estruturas robustas, e o desenvolvimento de uma Norma Probabilística de Projeto para a Robustez, (COST, 2006).

Nos Estados Unidos, o desenvolvimento paralelo de estudos sobre robustez atingiram níveis comparáveis com os atingidos na Europa. Os atos terroristas como o ataque a bombas em Oklahoma e o ataque ao World Trade Center impulsionaram a pesquisa com mais intenso apoio econômico. O NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY (NIST) se destaca no conhecimento acerca do colapso progressivo.

O Código Modelo da fib (Federação Internacional de Concreto), da mesma forma que os correspondentes do CEB (Comissão Européia do Concreto), têm por

objetivo servir de proposta para as futuras normas. A última versão foi aprovada em 2011.

O Código Modelo 2010, o denominado MC10, certamente influenciará decisivamente as futuras normas de Concreto do mundo inteiro, inclusive na NBR 6118. Assim, as suas recomendações são uma antevisão da NBR 6118, do Eurocódigo 2 e de várias outras normas.

O MC10 recomenda para a Segurança Estrutural de estruturas novas a verificação ao colapso progressivo. Considera a vida útil de projeto de 50 anos. Têm-se muitas referências a detalhes de armaduras com o objetivo de evitar o colapso progressivo. Há também recomendações relativas a detalhes de armaduras de lajes sem vigas na região de apoios nos pilares com a finalidade de evitar o colapso progressivo.

Para estruturas em que existam regiões com elevada capacidade de deformações recomenda que seja usado uma das seguintes condições de projeto: (a) prever caminhos alternativos de cargas e (b) identificar os potenciais pontos localizados de ruptura e efetuar o detalhe assegurando que não ocorra colapso progressivo embora haja a possibilidade de falha local. O caso (a) é mais fácil de obter quando é possível determinar os esforços atuantes de forma precisa.

O MC10 tem uma seção dedicada especificamente à robustez obtida através de medidas estruturais. São previstos dois procedimentos que correspondem aos conceitos contidos nos itens (a) e (b) anteriores.

1. Caminho alternativo de cargas:

No caso do procedimento com caminho alternativo de cargas o MC10 prevê duas alternativas que podem ser seguidas para verificar a redundância de um sistema: procedimento refinado e procedimento simplificado.

No procedimento refinado, a ocorrência de acidentes e os efeitos de acidentes ou ações excepcionais (impacto, explosão, etc.) são simulados para todos os cenários possíveis. Os danos estruturais nos componentes são calculados e a estabilidade da estrutura remanescente é determinada. As consequências são estimadas em termos do número de fatalidades e de perdas econômicas. Diversas medidas não podem ser comparadas tomando como base critérios econômicos.

No enfoque simplificado considera-se que qualquer componente estrutural que tenha relevância para a capacidade portante da estrutura possa perder sua

função. É então verificado se a parte remanescente da estrutura pode suportar as cargas que frequentemente ocorrem através de caminhos alternativos de cargas com um nível de confiabilidade pré-fixado para um tempo relativamente curto, necessário para mobilizar os usuários da estrutura e/ou efetuar os reparos ou reforços necessários.

2. Capacidade do projeto:

A capacidade do projeto assegura a hierarquia das resistências dos componentes estruturais e modos de falhas. São tomadas precauções relativas aos modos de rupturas frágeis e são promovidas condições de ductilidade. São verificados os modos de falhas frágeis para assegurar as condições de equilíbrio considerando que todos os elementos dotados de ductilidade desenvolvam suas capacidades de resistir aos esforços. Os componentes estruturais dúcteis são projetados para as deformações plásticas neles induzidas pelas ações de projeto.

3 MODELOS EXISTENTES PARA PROJETOS ROBUSTOS

Existem métodos de análise do colapso progressivo, além de regras práticas para projetos robustos. Os métodos são explicitados, a seguir, em diferentes itens, dando-se ênfase ao método direto, por se tratar do método utilizado para a análise do modelo neste trabalho.

3.1 Métodos de análise

Para Laranjeiras (2011), edifícios com formato regular e com disposição uniforme dos elementos estruturais possuem efeito favorável na prevenção do colapso progressivo, por favorecer a continuidade, redundância e a consequente capacidade de redistribuição de cargas.

Segundo Kapilk (2008), para projetar estruturas de edifícios que resistam ao colapso progressivo, são aplicados dois métodos de análise, o indireto e o direto. Enquanto o primeiro é uma forma simples de prevenção, onde a estrutura é apenas redimensionada, aumentando sua robustez e integridade estrutural, o segundo método tem como objetivo a análise e dimensionamento da estrutura para resistir aos efeitos de uma ação excepcional específica.

O método direto divide-se em método da resistência localizada específica e método de caminhos alternativos de cargas.

3.1.1 Método indireto

No método indireto a resistência ao colapso progressivo é implícita e visa fornecer um nível mínimo de resistência, continuidade e ductilidade à estrutura.

O método indireto é mais apropriado para edifícios com uma planta simples, sem elementos de transferência de cargas, tal como vigas de transição. Este método é considerado o nível primário para proteção contra o colapso progressivo, pois não são necessários cálculos complexos, nem uma análise detalhada da estrutura para resistir às cargas excepcionais.

A ASCE 7 - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS sugere uma série de critérios de projeto que garantam um nível mínimo de resistência ao colapso progressivo:

- Um bom “*layout*” estrutural, evitando estruturas complexas;
- Sistema integrado de “amarrações”, garantindo a continuidade da estrutura e uma maior robustez;
- Um sistema estrutural redundante; e,
- Construções particionadas.

O sistema de amarrações, também conhecido como o método de “forças de amarração” (“*tie forces*”), é considerado o critério mais importante dentre os citados acima, pois assegura uma estrutura mais robusta, contínua e dúctil.

Segundo Laranjeiras (2011) o método indireto é uma aproximação simplificada, prescritiva, que consiste em prover à estrutura de um nível mínimo de conectividade entre os diversos componentes estruturais.

O projeto pode usar uma abordagem prescritiva para aumentar a robustez geral da estrutura. Isto pode ser conseguido através da incorporação de medidas gerais de integridade estrutural em todo o processo de seleção do sistema, como a disposição das vigas e pilares e o detalhamento das amarrações. (NISTIR 7396, 2007).

Sasani; Kropelnickl (2008) sugeriu que a integridade estrutural melhorada é obtida pela disposição de amarrações em toda a estrutura (método indireto) e que o número de ligações pode ser determinado a partir de considerações sobre o carregamento, o dano sofrido, sem necessidade da determinação da magnitude da carga de explosivos ou outros eventos anormais.

Embora o método de concepção indireta possa reduzir o risco de colapso progressivo à estimativa da falha de pós-execução de estruturas concebidas com base em tal método não é prontamente possível (SASANI; KROPELNICKL, 2008).

O método indireto busca aumentar a integridade estrutural da edificação, acrescentando medidas que elevem a robustez.

Segundo o NISTIR 7396 (2007), para a maioria das edificações é baixo o risco de acontecer um colapso progressivo, sendo o método indireto adequado para estes casos.

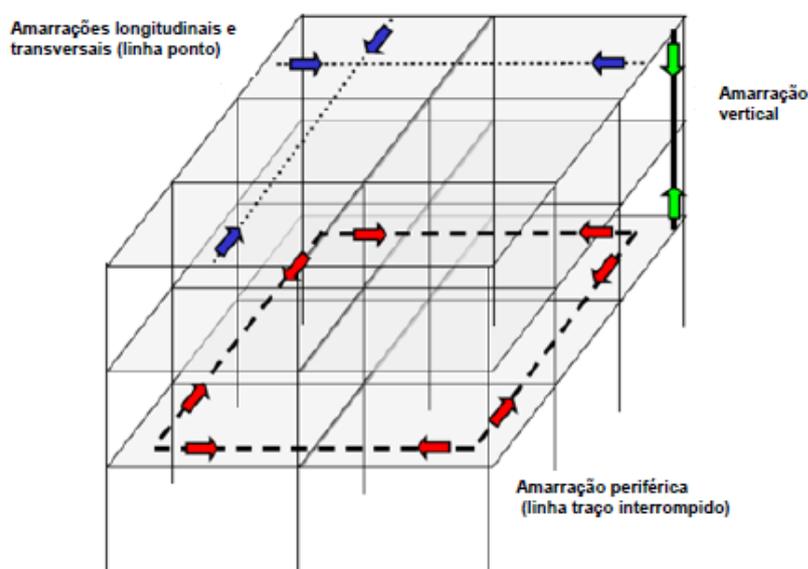
A concepção arquitetônica, através da forma da edificação, pode influenciar no desempenho estrutural quanto ao colapso progressivo se ela for submetida a algum dano. Em outras palavras, a forma arquitetônica influencia na robustez da estrutura. A regularidade das formas auxilia na transferência das cargas, favorecendo a continuidade e a redundância. Já irregularidades na estrutura facilitam a possíveis colapsos progressivos. Além disso, o uso de vigas de transição deve ser evitado, pois produzem a concentração de cargas.

O método indireto refere-se ao cuidado com a concepção estrutural inicial, incluindo a preocupação com a locação dos pilares, o detalhamento das ligações entre os elementos, o dimensionamento e espaçamento das peças, tudo pensado para aumentar a robustez da estrutura de uma maneira prévia, sem maiores análises numéricas. Este método é relativamente fácil de ser aplicado, já que não considera as causas, nem os danos possíveis.

Segundo o NISTIR 7396 (2007), as recomendações para a integridade geral da estrutura podem ser formuladas na forma de prescrições de resistências mínimas das ligações entre os elementos, de continuidade e de amarrações entre as peças.

As principais amarrações a serem consideradas em um projeto são as periféricas, internas, horizontais ligadas aos pilares e verticais, conforme pode ser observado na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Diferentes tipos de amarrações incorporadas à estrutura para promover a integridade estrutural.



Fonte: DoD (Department of Defense), UFC 4-023-03 – adaptado.

As capacidades específicas de tais amarrações, geralmente, são consideradas separadamente as forças devido às cargas de projeto normal, e não deve ser menor do que a capacidade determinada pelas cargas do referido projeto. (NISTIR 7396, 2007)

No Reino Unido, segundo o NISTIR 7396 (2007), em prol da segurança das estruturas, frente ao colapso progressivo, foi aceito um aumento do custo-benefício das edificações. Lá é estabelecido um nível aceitável de proteção contra o colapso progressivo, onde o melhor método é escolhido em função do nível de proteção exigido para a edificação, sendo o método indireto usado, exclusivamente, para construções que exijam um nível muito baixo de proteção.

O Departamento de Defesa do Reino Unido indica o método indireto complementado pelo método direto de caminhos alternativos de cargas.

No método indireto das “forças de amarração”, a estrutura é mecanicamente amarrada, ou seja, os elementos estruturais são ligados entre si garantindo uma estrutura mais monolítica, contínua, dúctil e que fornece caminhos alternativos para a redistribuição dos esforços.

Há três tipos de amarrações horizontais que devem ser dimensionadas: longitudinal, transversal e periférica. Amarrações verticais nas colunas também são necessárias.

O método das forças de amarração consiste em dimensionar armaduras que resistam aos esforços gerados por um carregamento empírico que garanta a amarração entre os elementos da estrutura. Através de cálculos simples e facilmente automatizados pode-se calcular o carregamento empírico. Uma vez calculada a força atuante, o dimensionamento é feito segundo o estado limite último.

Para o método das “forças de amarração” usa-se o seguinte carregamento de piso, para determinar as forças atuantes nas amarrações segundo o DoD (Department of Defense), UFC 4-023-03:

$WF = 1,2P + 0,5V$, onde:

WF = Carregamento no Piso (kN/m^2)

P = Carga Permanente (kN/m^2)

V = Carga Variável (kN/m^2)

Se uma carga concentrada estiver localizada em um vão ou se uma porção dele tiver uma carga diferente do resto do vão, deve-se distribuir essa carga em todo o vão.

A magnitude do carregamento pode variar significativamente em um mesmo pavimento. Caso isso ocorra, deverá ser calculado o carregamento vertical para todos os vãos da estrutura em um mesmo pavimento. O valor efetivo do carregamento que será usado para as forças de dimensionamento das amarrações deverá seguir critérios de definição.

Uma vez determinado o valor de WF , será então calculada a força para o dimensionamento das armaduras das amarrações. As armaduras das amarrações longitudinais e transversais serão distribuídas ortogonalmente nas lajes de piso e cobertura e deverão ser ancoradas nas amarrações periféricas nas suas duas extremidades.

O espaçamento não poderá ser maior que 0,2 vezes a maior distância entre pilares ou vigas. Não poderão ser colocadas dentro de qualquer elemento estrutural que não sejam as lajes.

A força atuante nas amarrações internas F_i (kN/m) nas direções longitudinal e transversal é dada por:

$$F_i = 3WF L_1, \text{ onde:}$$

WF = Carregamento uniformemente distribuído determinado, em kN/m²

L_1 = Maior distância entre os centros dos pilares em m

As armaduras das amarrações periféricas deverão ser distribuídas, também nas lajes, até 1,0m das bordas dos elementos estruturais periféricos e deverão ser perfeitamente ancoradas nos elementos ortogonais às amarrações.

A força atuante nas amarrações periféricas F_p (kN) é dada por:

$$F_p = 6WF L_1 L_p, \text{ onde:}$$

WF = Carregamento uniformemente distribuído determinado no item 3.3.1, em kN/m²

L_1 = Maior distância entre os centros dos pilares em m. Para amarrações periféricas de aberturas (tais como vão de elevadores), é o comprimento do vão onde a abertura estiver localizada.

$$L_p = 0.91\text{m (3')}$$

As amarrações verticais deverão ter a força de dimensionamento pelo menos igual à maior força vertical recebida pelo pilar. Ou seja, caso a força vertical total calculada pela multiplicação do valor de WF pela área de influência do pilar, for menor que a força resultante do carregamento convencional, não será necessário acrescentar nenhuma armadura referente à amarração vertical. A armadura do próprio pilar, dimensionado normalmente, servirá como amarração vertical, desde que a mesma seja contínua da fundação à cobertura. Todas as amarrações deverão ser contínuas, além de respeitarem as diretrizes específicas.

LARANJEIRAS (2011) enfatiza determinadas condições mínimas para as armações dispostas a fim de resistir às ações normais do projeto:

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

- Nas armações internas, dispor apenas, nas faces inferiores, $1/4$ da armação exigida a meio vão, nunca usando menos de duas barras.

É importante ressaltar a ancoragem dessas barras, que devem ser estendidas além de todas as outras barras com que se cruzam de um comprimento igual ao comprimento de ancoragem:

- Os pilares de canto devem apresentar amarrações nas duas direções perpendiculares;

- Devem-se garantir amarrações ortogonais para as armações internas nos pisos e na cobertura, elas devem ser contínuas e ancoradas nas extremidades;

- Os pilares ou paredes portantes devem ser amarrados continuamente do nível mais baixo ao mais alto a fim de resistir à maior força normal de cálculo que é transferida ao respectivo pilar pelo piso mais desfavorável; e,

- No caso da existência de vigas de transição, o que não é aconselhável, pois os pilares deixam de ter continuidade, deve-se realizar uma verificação geral da integridade da estrutura a fim de que sejam garantidos meios seguros de transferências das cargas para as fundações.

A continuidade é de grande importância para o método indireto, pois garante as transferências de cargas no caso de ocorrer algum dano à estrutura.

A princípio, pode-se pensar que as construções desenvolvidas para as regiões sísmicas possam levar alguma vantagem quanto à robustez. Na verdade, segundo o NISTIR 7396 (2007) apesar das experiências de construções de estruturas em regiões sísmicas terem mais de cinquenta anos, incluindo pesquisa e conscientização pública os eventos anormais de carga que poderiam causar danos localizados provocando um colapso progressivo podem não reproduzir a natureza cíclica dos fortes movimentos de terra para que os referidos detalhes foram desenvolvidos. Portanto, pesquisas adicionais sobre este assunto são necessárias.

3.1.2 Método direto

O método direto divide-se em dois tipos: o método direto de resistência localizada específica e o método de caminhos alternativos de cargas. O primeiro aumenta a resistência de um elemento principal para uma ação que excepcionalmente venha a ocorrer. O segundo assegura a transferência de cargas para o entorno de um local em colapso.

Estes métodos exigem um grau de análise numérica e detalhamento maior quando comparado ao método indireto.

Nos métodos diretos contra o colapso progressivo a resistência consiste no dimensionamento de elementos chaves para resistir a carregamentos anormais ou dimensionar a estrutura de forma que a mesma seja capaz de resistir à perda de um elemento estrutural primário, ou seja, que consiga fazer uma “ponte” de resistência através da zona do elemento perdido.

Nos dois casos o método direto requer análises sofisticadas em comparação com as usadas normalmente.

3.1.2.1 Método direto de resistência localizada específica

No Método de Resistência Localizada Específica o projetista define explicitamente a possível causa do colapso e então dimensiona elementos estruturais específicos (elementos chaves), para garantir a integridade estrutural do restante da estrutura.

Exemplos comuns dessas causas são: pressões de explosões de bombas ou de gás, impactos de veículos e incêndios. Entretanto, para o dimensionamento quanto aos carregamentos provenientes de eventos como esses, são necessárias análises dinâmicas não lineares, o que torna o método pouco prático. Geralmente o Método de Resistência Localizada Específica é utilizado para edifícios que visam resistir a ataques terroristas.

Este método leva em consideração a ação excepcional que venha, por ventura, causar o colapso, já que o mesmo eleva a resistência dos principais elementos para que as peças resistam às possíveis causas de acidentes.

Ao se considerar, por exemplo, um atentado a bomba, os elementos estruturais a serem reforçados, a princípio, devem ser aqueles localizados no nível térreo e do estacionamento.

Muitas vezes, esta é a única abordagem racional no caso de adaptação de prédios já existentes, pois o custo para conformidade com outro método, na maioria das vezes, é inviável financeiramente. Neste método devem ser identificados quais os elementos críticos e reforçá-los, para que os mesmos resistam sem falhas. Toda a estrutura deverá ser detalhada para permitir a inversão de cargas e a resistência adequada das conexões.

Os elementos chaves devem ser projetados para desenvolver sua capacidade máxima contra o cisalhamento, flexão e carga axial, porém estes elementos reforçados podem responder de maneira inelástica ou anormal diante de situações extremas, portanto deve ser demonstrado através de métodos analíticos que estes elementos terão uma compatibilidade adequada com o restante da estrutura.

As vigas de transição devem ser evitadas, pois são pontos vulneráveis, que em caso de acidentes criam seções críticas que podem provocar colapso progressivo. Estas estruturas de transferência e as colunas de apoio representam um risco particular devido à influência da maior área de apoio e são particularmente vulneráveis a um eventual carregamento anormal, incluindo os efeitos do fogo. Vigas de transferência tipicamente concentram o sistema de suporte de carga em menos elementos estruturais. Este sistema é contrário ao conceito de redundância que protege as estruturas de condições anormais de carga. (NISTIR 7396, 2007)

Se uma viga de transferência for necessária, e se essa viga pode ser vulnerável a uma carga anormal, recomenda-se que haja enquadramento estrutura

substantial na viga de transferência para criar uma redundância em dois sentidos e, assim, um caminho alternativo de carga no caso de uma falha localizada.

O desempenho da estrutura que é projetada pelo método da resistência local específica deve apresentar também ductilidade adequada, providenciando, por exemplo, confinamento das peças usando estribos pouco espaçados.

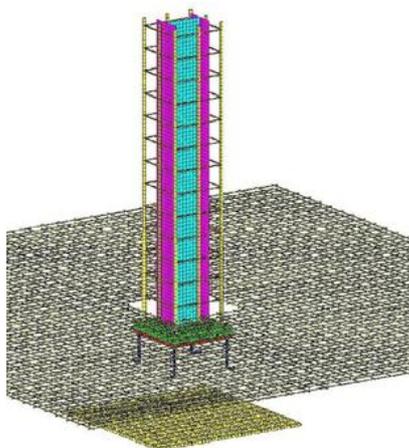
O Método de Resistência Localizada Específica requer simulação numérica ou utilização de dados empíricos a fim de demonstrar que os elementos chaves tenham capacidade para resistir a uma determinada ameaça especificada pelo projeto.

A simulação bem sucedida da resposta estrutural a uma carga extrema, quando comparados com os resultados dos testes de explosivos em pilares, paredes, vigas e lajes, geralmente são realizadas utilizando métodos analíticos que dão conta da dinâmica não linear do comportamento dos membros. (NISTIR 7396, 2007)

Este método geralmente utiliza programas computacionais, porém eles devem ser aplicados apenas a uma parte do sistema estrutural.

A Figura 3.2 mostra o desempenho de um pilar em concreto armado, submetido a uma carga explosiva.

Figura 3.2 - O antes e depois de um pilar de concreto armado submetido a uma explosão próxima por mochila bomba.



Fonte: NISTIR 7396, 2007.

Os pilares devem ser modelados tridimensionalmente, com análise não linear de malha de elementos finitos, com programa específico, para prever os danos

possíveis. A simulação computacional do evento requer programa no qual se aplica a explosão dinâmica através de carregamento diretamente no pilar.

O método aqui exposto pode ser usado para aumentar a resistência da estrutura em eventos que poderiam danificar dois ou mais pilares e invalidar o método de caminhos alternativos de cargas, este último baseado na remoção de um único elemento.

3.1.2.2 Método direto de caminhos alternativos de cargas

No método dos Caminhos Alternativos das Cargas a estrutura é dimensionada para resistir à perda de um elemento estrutural primário através da redistribuição dos esforços para o restante da estrutura. Tem sido o método mais utilizado pelas agências governamentais americanas por ser mais prático e não demandar análises não lineares. Também, não é necessária a discriminação explícita da causa do colapso.

O método dos Caminhos Alternativos das Cargas é uma abordagem que considera um nível de dano estipulado, isso é, na maioria das vezes, interpretado como a remoção de um dos elementos de suporte da estrutura. (GSA 2003)

Este método permite uma verificação da capacidade de suporte da estrutura quando é retirado um determinado elemento. Esta metodologia é a mais utilizada pelos órgãos institucionais americanos.

Segundo NISTIR 7396 (2007) o método permite uma verificação formal da capacidade de um sistema estrutural resistir à remoção de um elemento específico, como um pilar, por exemplo.

O método dos Caminhos Alternativos das Cargas não leva em consideração a causa do acidente, trata-se de um instrumento de cálculo que tenta assegurar a redundância na resistência às cargas verticais.

Este método possui a vantagem de promover sistemas estruturais com ductilidade e continuidade, muito parecida com as características utilizadas por projetos que levam em consideração as ações sísmicas, promovendo assim uma estrutura regular bem amarrada.

O método dos Caminhos Alternativos das Cargas trabalha com a hipótese de ignorar todos os outros danos em elementos estruturais que podem acompanhar a perda de um pilar de sustentação da estrutura em uma situação real (NISTIR 7396, 2007).

Um exemplo de aplicação do método dos Caminhos Alternativos das Cargas é o trabalho realizado por SASANI e KROPELNICKL (2008) realizado em uma estrutura robusta de concreto armado com sete andares onde foram retirados alguns elementos de suporte a fim de avaliar a resistência ao colapso progressivo.

O método dos Caminhos Alternativos das Cargas considera explicitamente a resistência ao colapso progressivo de acordo com a proporção da falha inicialmente estabelecida. Essa falha consiste em retirar um pilar da estrutura e então analisá-la e dimensioná-la de forma que a estrutura resista à falha.

Nesse método, ao contrário do método da Resistência Local Específica, não se explicita a causa da falha. A vantagem desse método é que ele resulta em um sistema estrutural dúctil, contínuo e com propriedades de absorver energia, o que é desejável na prevenção do colapso progressivo.

Em termos práticos, o método dos Caminhos Alternativos das Cargas considera um estado de dano hipotético, ignorando qualquer dano causado a outros membros da estrutura pela perda do elemento estrutural que ocorreria em uma situação real. Com isso um vão da estrutura passaria a ter o tamanho de dois vãos.

Nesse método assume-se que a retirada do pilar seja de forma instantânea, expondo a estrutura a um efeito dinâmico. Esse efeito pode ser considerado de diferentes formas de acordo com a técnica de análise utilizada.

De acordo com o procedimento apresentado por GSA (2003), apesar de termos efeitos dinâmicos envolvidos no processo, podemos usar tanto procedimentos não lineares quanto lineares, tais como:

- Análise dinâmica não linear;
- Análise dinâmica linear;
- Análise estática não linear;
- Análise estática linear.

Apesar do método dos Caminhos Alternativos das Cargas ser relativamente simples de ser aplicado, o mesmo só é considerado válido uma vez que o projetista tenha respeitado os seguintes critérios básicos de projeto:

- Os sistemas estruturais redundantes são extremamente importantes para se evitar o colapso progressivo, uma vez que se garante uma maior robustez da estrutura e se facilita a redistribuição de cargas após a perda de um elemento de sustentação;
- Detalhamento que garanta continuidade e ductilidade à estrutura: é imperativo que as vigas e lajes sejam capazes de suportar os esforços com o aumento significativo dos vãos com a perda do pilar. Portanto recomenda-se que ao se detalhar as armaduras desses elementos (vigas e lajes), garanta-se que as mesmas sejam contínuas. Com isso, estes seriam capazes de deformar além do limite elástico sem experimentar um colapso. Fazendo isso a estrutura responderá de forma dúctil, o que é aconselhável quando a finalidade é evitar o colapso progressivo;
- Capacidade de resistir a inversões de esforços: a perda de um pilar resulta na inversão de momentos na região deste. Com isso as vigas e lajes devem ser dimensionadas para resistir a essa inversão; e,
- Capacidade de resistir a falhas quanto a esforço cortante: é essencial que a estrutura seja suficientemente dúctil para resistir aos esforços cortantes despertados.

Para estruturas que não tenham forma atípica, serão consideradas as seguintes hipóteses de cálculo:

- Análise da perda instantânea de um pilar do térreo, localizado próximo ao meio do menor lado do edifício;
- Análise da perda instantânea de um pilar do térreo, localizado próximo ao meio do maior lado do edifício;
- Análise da perda instantânea de um pilar em um dos cantos do edifício; e,
- Análise da perda instantânea de um pilar do térreo localizado no interior do edifício.

Apesar de ser mencionado que o pilar deverá ser removido instantaneamente, a velocidade de remoção não interfere na análise linear estática. Porém a velocidade com que o pilar for retirado tem um impacto significativo em uma análise dinâmica. Para a análise linear estática a seguinte combinação de cargas verticais deverá ser aplicada à estrutura (considerando a estrutura sem o pilar):

$$F = 2(\sum fg + 0.25 fq), \text{ onde:}$$

F = valor de cálculo das ações para combinação

fg = ações permanentes

fq = ações variáveis

A recomendação do GSA 2003 de multiplicar as cargas atuantes por 2 tem por finalidade considerar o efeito dinâmico e não linear presente no fenômeno do colapso progressivo, na análise linear estática, simplificando assim, o estudo do colapso progressivo.

O colapso estrutural resultante da remoção do pilar deve ser limitado. Normalmente, a área aceitável de colapso é baseada no vão estrutural. Entretanto estruturas com grandes vãos resultariam em grandes áreas de colapso. Com isso a extensão do colapso deve ser limitada conforme apresentada a seguir:

Considerações de extremidade:

- A área de colapso ao se remover um pilar de extremidade deve se limitar ao vão diretamente associado ao local do pilar removido, ou a 170 m² diretamente acima do andar de onde o pilar foi retirado, o que for menor;
- Considerações internas:
- A área de colapso ao se remover um pilar interno deve se limitar ao vão diretamente associado ao local do pilar removido, ou a 340 m² diretamente acima do andar de onde o pilar foi retirado, o que for menor.

Ao se examinar os resultados da análise linear estática do método dos Caminhos Alternativos das Cargas com a perda de um pilar, podemos identificar a magnitude e a distribuição das demandas dos esforços para os demais elementos estruturais e assim quantificar as possíveis áreas de colapso. A magnitude e distribuição dessas novas demandas que atuarão nos demais elementos da estrutura serão indicadas pela Relação Demanda-Capacidade (RDC), que é determinada por:

$$RDC = QD/ QC, \text{ onde:}$$

RDC = relação demanda-capacidade

QD = esforço atuante (demanda) no elemento (momento, cortante e força axial)

QC = capacidade máxima, em serviço, do elemento (momento, cortante e força axial).

Os valores de RDC aceitáveis são:

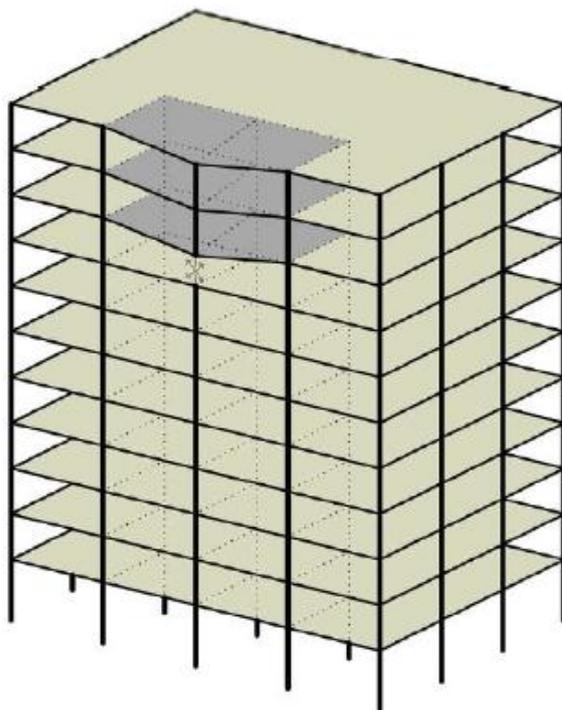
$RDC \leq 2,0$ para estruturas com configuração típica; e,

$RDC \leq 1,5$ para estruturas com configuração atípica.

Os elementos que apresentarem valores de RDC que excedam os estipulados são considerados com alta probabilidade de sofrerem sérios danos ou até mesmo o colapso. Tais elementos deverão ser redimensionados.

A Figura 3.3 mostra esquematicamente a remoção de uma coluna, o que resulta em uma redistribuição dinâmica de cargas através das vigas, pisos e pilares. Após a redistribuição de cargas, se a estrutura encontra uma posição de equilíbrio o colapso progressivo não ocorre. No entanto, se alguns elementos são tensionados além de suas capacidades o colapso progressivo pode ser iniciado.

Figura 3.3 - Pilar removido por explosão ou impacto



Fonte: Izzudin, Vlassis, et al., 2008 (adaptado).

A transição da estrutura intacta para um estado danificado é considerada pelo método aqui abordado instantânea, expondo a edificação a um efeito dinâmico. Os efeitos dinâmicos podem ser considerados de formas diferentes.

Podem ser utilizados procedimentos analíticos lineares e não linear.

ANÁLISE ELÁSTICA ESTÁTICA

Para análise Elástica estática a GSA 2003, desenvolveu diretrizes a fim de estabelecer requisitos mínimos para avaliação do potencial de colapso progressivo, em especial para edifícios de 10 andares ou menos.

Após a perda repentina de um dos pilares a estrutura responde dinâmica e de forma inelástica, as diretrizes apresentadas pela GSA 2003 utilizam um método “equivalente” de análise estática e elástica. Nesta abordagem, a carga característica consiste do peso próprio mais 25% da sobrecarga e é amplificada por um fator de amplificação dinâmico igual a 2,0. (NISTIR 7396, 2007).

Já as recomendações do DoD (UFC 4-023-03, 2009), semelhantemente ao GSA 2003 considera uma carga característica, consistindo em 90% ou 100% do peso próprio, 50% da sobrecarga e 20% da carga de vento. Inclui também um fator de carga dinâmica 2,0 sobre a análise estática.

O deslocamento dinâmico máximo de uma carga instantânea aplicada e sustentada em uma análise linear é o dobro do deslocamento obtido quando a carga é aplicada de modo estático. Se uma estrutura é projetada para permanecer elástica, um fator de 2,0 seria adequado.

O fator de amplificação tem o objetivo de estimar o valor que seria obtido em uma análise dinâmica, a partir do correspondente valor obtido de uma análise estática equivalente.

As orientações GSA 2003 e do DoD (UFC 4-023-03, 2009) fornecem os passos para a realização de análise estática linear. Estas abordagens podem exigir que o programa utilizado seja sofisticado, porém o que se consegue são aproximações para o comportamento de edifícios sob condições de colapso progressivo. Embora, muitas vezes, resultando em projetos conservadores, métodos elásticos estáticos podem, em alguns casos, mascarar perigosos efeitos dinâmicos. Estes métodos devem ser limitados a estruturas simples com comportamento previsível. (MARJANISHVILI, 2004 apud NISTIR 7396, 2007).

O NISTIR 7396 (2007) avalia a análise elástica estática como uma abordagem de projeto bastante subjetiva para definir a continuidade e a ductilidade de um sistema estrutural, não sendo considerada muito melhor do que o método indireto, apesar de todo o esforço que é gasto no processo.

ANÁLISE INELÁSTICA ESTÁTICA

Quando uma coluna é retirada da edificação a opção correta de projeto seria incluir a não linearidade da redistribuição das cargas por conta das grandes deformações.

Os esforços que originalmente eram suportados por um determinado elemento devem ser distribuídos agora entre duas peças estruturais, nestes casos, os detalhes de conexão e reforço podem ter uma capacidade limitada para desenvolver momentos positivos.

As análises não lineares dependem de uma representação precisa do comportamento dos materiais para representar a resposta inelástica, pois imprecisões na modelagem do material tendem a propagar erros ao longo do modelo. Este tipo de abordagem requer experiência em programa de análise não linear.

A abordagem não linear estática geralmente simula um reforço dinâmico através de um fator de carga e aplica de forma incremental a reação da força de gravidade do pilar removido para gerar um "empurrão para baixo" do comportamento estrutural (NISTIR 7396, 2007).

Esta aplicação controlada das cargas de gravidade normalmente envolvem os membros estruturais nas proximidades do dano inicial. No entanto, mesmo para estruturas regulares em que a rigidez de todos os sistemas de piso é idêntica, a dinâmica de resposta real vai conter muitos resultados significativos. Os métodos estáticos inelásticos são preferíveis aos métodos estáticos elásticos, porém, em ambos os casos, efeitos dinâmicos significativos podem ser negligenciados. (NISTIR 7396, 2007)

ANÁLISE ELÁSTICA DINÂMICA

Na abordagem elástica dinâmica o NISTIR 7396 (2007) realiza a análise do colapso progressivo incorporando os efeitos dinâmicos associados com a súbita

remoção de um elemento estrutural, porém não representa a deformação elástica ou redistribuição das forças nos elementos estruturais.

A análise deste modelo é mais fácil de ser realizada quando comparada com a modelagem inelástica, porém é de suma importância verificar se o efeito P-Delta é significativo para o projeto estrutural analisado.

ANÁLISE INELÁSTICA DINÂMICA

Já a análise inelástica dinâmica é uma abordagem mais rigorosa sobre colapso progressivo pois se faz necessário lançar mão de programas de elementos finitos que de preferência apresentem análises não lineares, como o DIANA, FLEX, ANSYS, entre outros. Estes programas possuem diversos níveis de refinamento que podem ou não considerar a não linearidade de forma adequada.

Essas análises dependem do uso destes pacotes de programa por um analista experiente para que se possam produzir previsões mais precisas de colapso progressivo. No entanto, a complexidade computacional tem um alto custo, que pode resultar em projetos demasiadamente caros. (NISTIR 7396, 2007)

Tanto o GSA (2003b) quanto o UFC 4-023-03 (2009) apresentam procedimentos gerais para a realização de análise dinâmica não linear, estabelecendo critérios para o desempenho de membros estruturais em termos de limites de deformação.

Iaranjeiras (2011) considera que para a maioria das estruturas o método indireto atende de uma forma satisfatória, pois elas passariam a ser mais robustas possuindo maior capacidade de sustentar ações excepcionais. Já o método direto seria indicado para edificações potencialmente objeto de atentados. Porém para o referido autor afirmar tal condição seriam necessários estudos mais abrangentes.

3.2 Regras Práticas

Com o objetivo de melhorar o desempenho da estrutura, de uma maneira generalizada, independente do tipo de estrutura, frente a um possível colapso progressivo o NISTIR 7396 (2007) recomenda uma série de regras a serem seguidas:

- Vigas e pilares pouco espaçados geralmente melhoram a redistribuição e transferência de cargas;

- Deve-se considerar a resistência ao colapso em ambas as direções, não visualizando a estrutura como um pórtico plano;

- Evitar vigas de transição ou outras descontinuidades que causem concentração de cargas.

- Para melhorar a redundância e a transferência de cargas as estruturas devem ser as mais simétricas possíveis.

- Vigas contínuas são indicadas, pois, no caso de perda de um pilar, elas apresentam menores deformações e ainda aumentam a capacidade de redistribuição de cargas.

- Excentricidades, no caso de cargas adicionais podem gerar momentos demasiadamente grandes.

- Os pilares-paredes e as caixas de escada oferecem caminhos alternativos de cargas e ajudam na estabilidade das estruturas.

As estruturas de concreto armado possuem uma série de vantagens quando comparadas, no quesito resistência ao colapso progressivo, com outros tipos de estrutura.

A estrutura de concreto armado apresenta uma continuidade maior do que estruturas pré-moldadas e em aço, devido às peças terem a possibilidade de serem concretadas juntas, sem descontinuidades como as ligações entre os elementos.

Outra vantagem do concreto armado é que o mesmo resiste melhor às explosões, devido à massa de concreto proteger a armadura, deixando a estrutura bem menos exposta ao fogo como as estruturas metálicas.

O NISTIR 7396 (2007) afirma que o confinamento do concreto pelo uso de cintamento ou de estribos pouco espaçados aumenta a capacidade dos pilares às forças cortantes horizontais e a eficiência das emendas por traspasse, no caso de perda do concreto de cobrimento, isso causa um aumento significativo de ductilidade do pilar.

Além disso, o NISTIR 7396 (2007) faz uma série de recomendações a fim de evitar o colapso progressivo, em estruturas de concreto armado, moldado "*in loco*", tanto para vigas, quanto para pilares e lajes, que serão transcritas a seguir.

RECOMENDAÇÕES PARA AS LAJES

- Para garantir maior redundância as estruturas devem utilizar lajes armadas em duas direções.

- As armaduras inferiores e superiores das lajes devem ser estendidas até o centro das vigas e pilares. Esta continuidade aumenta a capacidade de resistir a possíveis conversões de cargas.

- Garantir que as lajes de piso, quando solicitadas além da sua resistência à flexão, possam ser capazes de desenvolver suas capacidades de escoamento.

- As lajes lisas ou tipo cogumelo devem ter resistência à punção elevada, o que pode ser feito com a utilização de capitéis, armaduras especiais de punção ou aumentando a espessura das lajes nas regiões dos apoios. Nestes tipos de lajes é importante manter a armação inferior contínua através dos pilares, nas duas direções. Devem-se utilizar, nas fachadas dos edifícios, vigas de bordo.

- Realizar as emendas afastadas das extremidades e do meio do vão.

- Realizar a moldagem das lajes e vigas juntas a fim de melhorar a redistribuição de cargas e a continuidade.

- Vigas periféricas devem ser colocadas nas estruturas com lajes tipo cogumelo ou lisas.

- É de fundamental importância saber que armações ortogonais, superiores e inferiores podem permitir, a uma determinada laje, no caso de perda de um dos seus apoios de bordo, inverter a posição do vão portante.

RECOMENDAÇÕES PARA AS VIGAS

- As estruturas devem possuir vigas em direções ortogonais com armações contínuas, positivas e negativas com emendas de tração por traspasse.

- Os estribos devem ser pouco espaçados e combater a capacidade total das vigas a força cortante e também à torção.

- A ruptura por flexão deve preceder à ruptura por força cortante, para tal devem ser utilizadas armações transversais.

- As emendas da estrutura devem ser afastadas das ligações com pilares e do meio dos vãos.

- Projetar as estruturas com vigas largas, pois oferecem uma resistência maior à torção.

RECOMENDAÇÕES PARA OS PILARES

- Os pilares devem ser cintados, conforme já dito anteriormente.
- O confinamento dos estribos deve ser prolongado ao longo da região das ligações com as vigas.
 - Providenciar emendas a um terço do comprimento dos pilares, e não a meia altura, nem nas extremidades.
 - Garantir que as rótulas plásticas não sejam formadas nos pilares e sim nas vigas, para tal deve-se dimensionar os pilares para momentos maiores do que as vigas podem transferir aos mesmos.
 - Deve-se considerar a possibilidade de momentos e cargas normais maiores nos pilares vizinhos aos de canto, no caso de perda dos mesmos.

4 ANÁLISES EFETUADAS E RESULTADOS OBTIDOS

Por representar um caso típico de colapso progressivo, ocorrido em uma estrutura de concreto armado, nesta pesquisa foi utilizado como modelo para estudo o Edifício Areia Branca.

O Edifício Areia Branca era situado na Avenida Bernardo Vieira de Melo, Piedade, na cidade de Jaboatão dos Guararapes, Região Metropolitana do Recife, Pernambuco. O prédio era constituído de um pavimento subsolo, pavimento térreo e 12 andares tipo, tendo se dado o desabamento numa sequência rápida. Houve a elaboração de dois laudos sobre o acidente realizados por duas instituições: o Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura de Pernambuco (CREA-PE) e o Instituto de Criminalística Professor Armando Samico.

O colapso total da estrutura foi atribuído às falhas ou vícios de construção, que facilitaram os ataques dos efeitos nocivos do meio ambiente e de reações químicas detectadas na massa do concreto, ocorrendo assim uma intensa e precoce degradação dos elementos da infraestrutura.

As análises realizadas, neste estudo, foram feitas através da comparação de uma estrutura inicial, denominada estrutura análoga, e uma estrutural robusta final, obtida por simulação computacional. Foi utilizado o programa CYPECAD que considera a estrutura como um pórtico espacial e o comportamento dos materiais como elástico linear. As análises feitas neste estudo foram de natureza estática. O programa utilizado fornece os quantitativos da estrutura o que permitiu a comparação de custos entre a estrutura análoga inicial e a estrutura robusta final. A estrutura estudada é a de um edifício em que ocorreu o colapso progressivo e por esta razão foi escolhido para o desenvolvimento desta pesquisa.

Através do uso de programa computacional, a estrutura foi calculada para suportar a ruptura de qualquer um dos seus pilares e em qualquer pavimento para garantir a estabilidade e permitir ações de reforço e recuperação dos danos localizados.

4.1 Descrição da estrutura estudada

Apresenta-se neste trabalho, o estudo de uma estrutura de concreto armado similar a do edifício ao EDIFÍCIO AREIA BRANCA com 19 níveis, correspondentes:

ao nível das fundações, o pavimento denominado subsolo, pilotis, 12 pavimentos tipo, um nível de cobertura, nível da cobertura da casa de máquinas, um nível correspondente ao fundo do reservatório superior e por fim, o nível da tampa do reservatório superior.

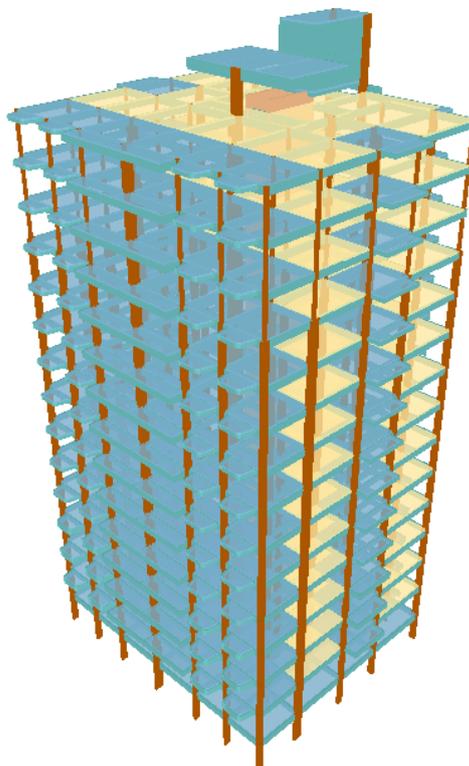
4.1.1 Modelo da estrutura análoga

Por meio de consultas às cópias das plantas do edifício estudado, procurou-se, o máximo possível, reproduzir o projeto original, porém considerando as restrições estabelecidas pela NBR 6118:2014.

O reservatório superior foi locado acima da caixa da escada e o reservatório inferior considerado assente diretamente no solo.

A Figura 4.1 mostra uma vista da edificação em estudo, enquanto que nas Figuras 4.2 a 4.5 são mostradas as plantas de forma dos pavimentos da estrutura original.

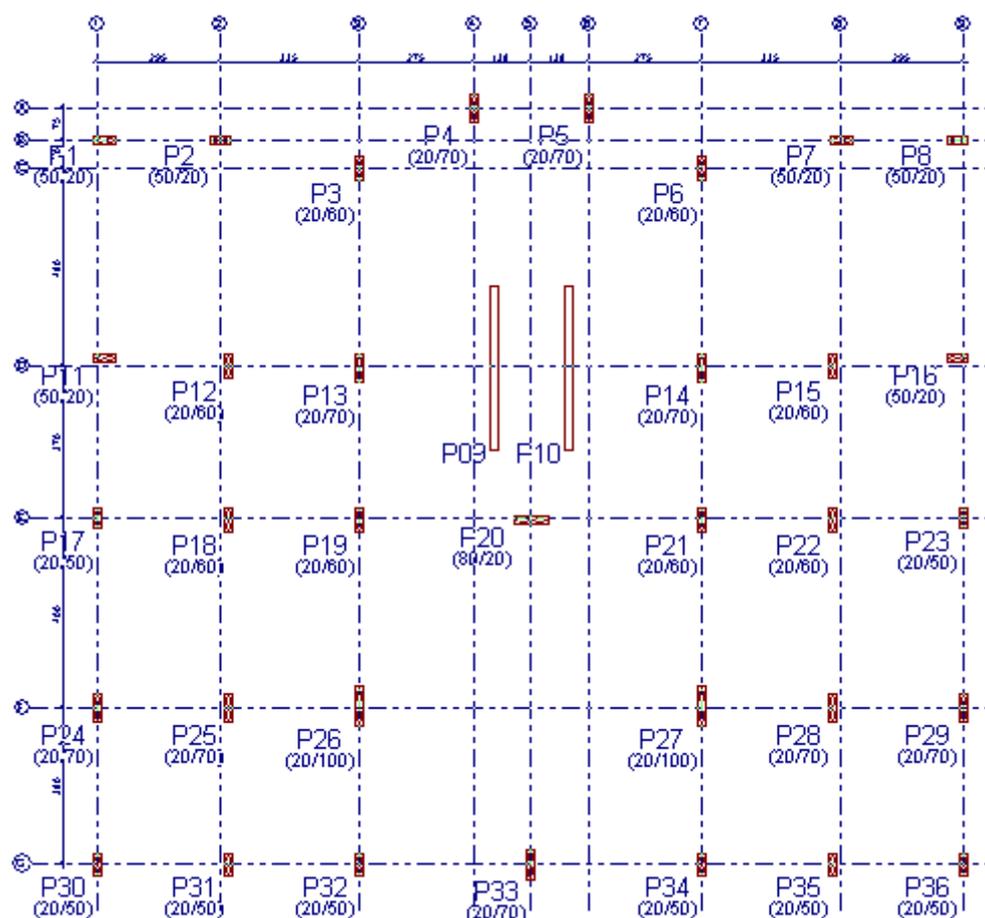
Figura 4.1 - Representação 3D da estrutura estudada.



Na estrutura análoga inicial, foram consideradas lajes maciças com 12 cm de espessura no subsolo. Nos demais pavimentos, lajes pré-moldadas e lajes de concreto com 15 cm de espessura. As seções das cintas do subsolo foram dimensionadas com 20 cm x 50 cm e as vigas dos pavimentos tipo e coberta com 15 cm x 50 cm. A estrutura possui 36 pilares com seções variando de 20 cm x 50 cm a 20 cm x 100 cm. Foram utilizados dois pilares parede de 20 cm x 400 cm correspondentes à caixa dos elevadores. Estes dois pilares-paredes não foram submetidos às simulações devido à consideração de que os mesmos fazem parte do núcleo de rigidez do prédio.

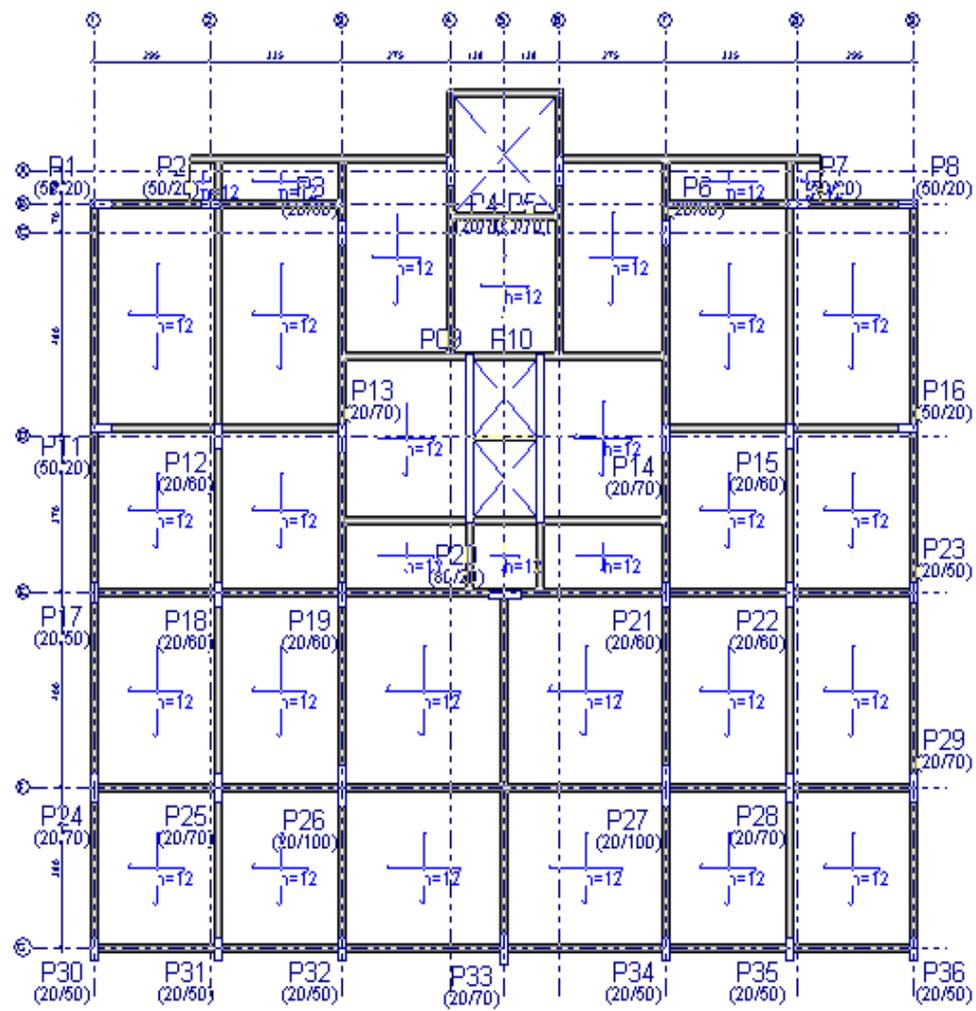
A seguir apresentam-se as plantas de localização dos pilares, formas das cintas do subsolo, forma do pavimento tipo e forma da coberta.

Figura 4.2 – Planta de localização dos pilares da estrutura análoga.



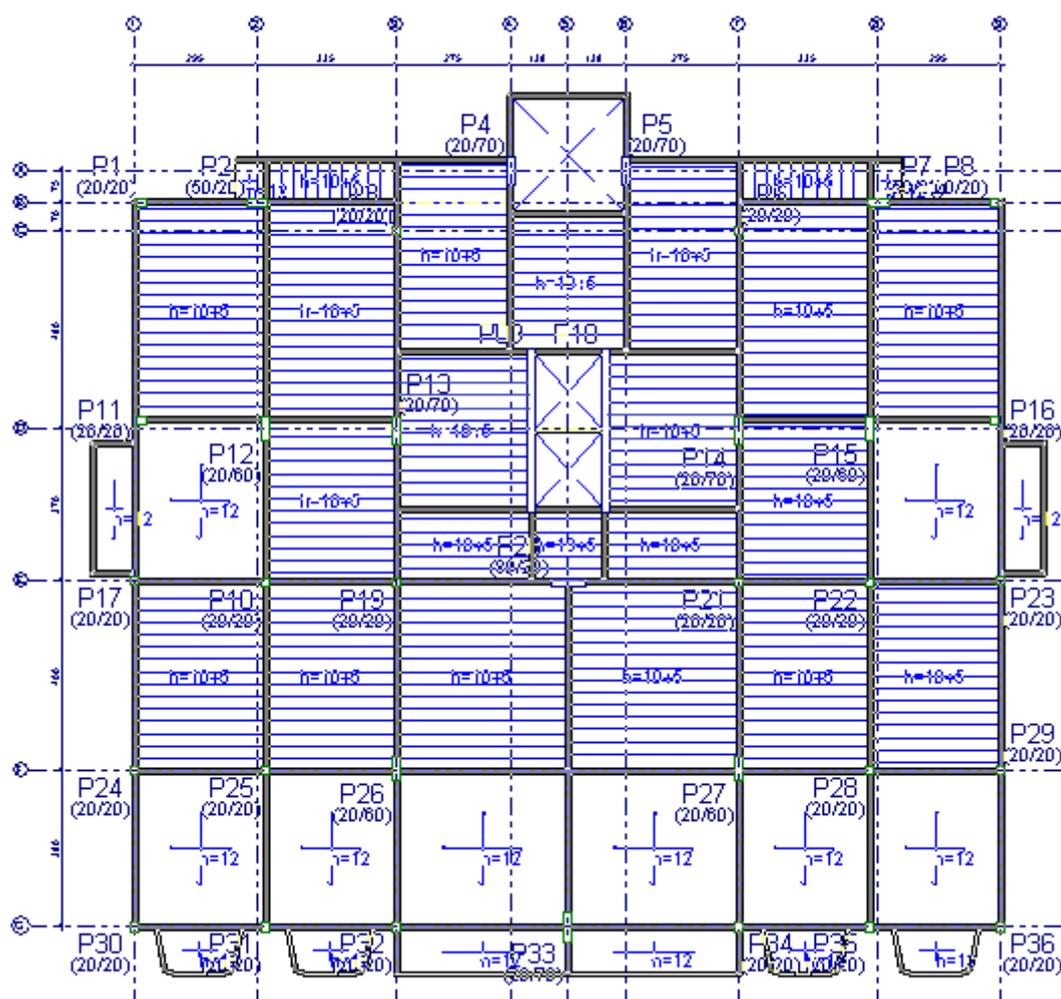
Fonte: Autor, 2016

Figura 4.3 – Planta de forma do subsolo da estrutura análoga.



Fonte: Autor, 2016

Figura 4.5 - Plata de forma da cobertura - estrutura análoga.



Fonte: Autor, 2016

Nos pavimentos tipos da estrutura análoga foram utilizadas lajes pré-moldadas, exceto nas áreas onde existem balanços. Nessas referidas áreas foram consideradas lajes maciças, inclusive nas lajes contíguas aos balanços, que na época da construção do edifício Areia Branca, provavelmente, eram utilizadas por questões de facilidades de cálculo.

Após o lançamento completo da estrutura, no programa utilizado, foi realizada a análise da estrutura considerada engastada nas fundações. Em seguida, esse cálculo com seus respectivos resultados, foram salvos para serem utilizados posteriormente como referência para comparação com o modelo de cálculo do projeto estrutural robusto.

A seguir são apresentados na Tabela 4.1 os quantitativos de formas, concreto e aço, obtidos do dimensionamento da estrutura análoga.

Tabela 4.1 - Quantidades da estrutura – projeto estrutural análogo de referência

Total da obra - Superfície total: 6.158,38 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Concreto (m ³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.027,31	244,05	12.634
Lajes pré-fabricadas	3.423,58	353,82	8.299
Vigas-fundo	624,09	347,99	20.189
Vigas-formas laterais	3.270,46		
Pilares	2.410,10	193,27	30.971
Total	11.755,54	1.139,13	72.093
Índices por m ²	1,909	0,185	11,71

4.1.2 Modelo estrutural robusto

Na elaboração do projeto robusto do edifício, a partir da estrutura análoga e conservando todas suas características arquitetônicas, iniciaram-se as simulações de rompimento dos pilares, um a um, considerando cada nível do edifício.

Considerando que a simulação da retirada de todos os pilares, em todos os níveis da estrutura estudada, levaria a um número elevado de processamentos (no mínimo 2.052 processamentos), optou-se por trabalhar com 9 grupos de pavimentos no lugar de 19 pavimentos. O programa CYPECAD permite que os pavimentos sejam igualados por grupos. Sendo assim, reduziu-se para um mínimo de 972 dimensionamentos para obter-se a estrutura robusta em todos os seus níveis.

Os colapsos dos pilares foram simulados retirando-se a barra correspondente ao nível da estrutura onde se considera o pilar rompido. Esta modelagem reproduz a redistribuição das cargas em consequência do rompimento do elemento estrutural. O programa, ao recalculer a estrutura, desconsidera todas as fôrmas e armações anteriores, refazendo todas as verificações conforme a nova situação da estrutura.

De acordo com o registro dos esforços de todas as possíveis formas de ruptura, foi realizado o dimensionamento e armação final dos pilares, onde foi adotado o critério da área de aço estar situada próximo de 4% para que nas regiões

das emendas não seja ultrapassado o limite máximo de 8%, conforme recomendado pela norma ABNT NBR 6118:2014.

As armações das vigas e pilares, geradas pelo programa de cálculo foram gravadas, correspondentes a todas as possibilidades de rompimento dos pilares, com o objetivo de registrar e considerar a maior armação necessária a atender aos esforços solicitantes.

4.2 Condições de carregamento e materiais

Nas cargas verticais permanentes incluem-se o peso próprio da estrutura, o peso das paredes de alvenaria e o peso do revestimento dos pavimentos.

As cargas permanentes de peso próprio, o programa calcula a partir das seções introduzidas de cada elemento estrutural de concreto, considerando o peso específico do concreto 25 kN/m³.

As cargas permanentes de revestimento das lajes foram introduzidas no valor de 1,0 kN/m² e as cargas permanentes lineares sobre as vigas foram estabelecidas em função das alvenarias de tijolos cerâmicos de 15 cm de espessura e lançadas com o valor de 5,5 kN/m.

Foi considerada sobrecarga de piso residencial de 1,5 kN/m², sobrecarga de 2,0 kN/m² nas áreas de piso correspondentes às áreas de serviço e lavanderia como preconiza a NBR 6120 (1980).

Foi considerado concreto convencional com resistência característica f_{ck} de 30 MPa pré-misturado e aços CA-50 e CA-60.

Não se utilizou a resistência do concreto usada na época do desabamento do prédio estudado, devido à norma atual não permitir resistências do concreto inferiores a 20 MPa. Além disso, o uso de concreto de resistência 30 Mpa, utilizado neste estudo, atualmente é de uso corrente na construção civil.

4.3 Características do Software utilizado

O *software* utilizado neste estudo trata-se do programa CYPECAD para cálculo estrutural de edifícios de concreto armado. Permite a análise espacial com

dimensionamento de todos os elementos estruturais. Permite também a edição das armaduras e seções e a obtenção dos desenhos para execução da estrutura.

O programa também permite a obtenção de itens importantes que podem ser encontrados na memória de cálculo, tudo de acordo com a norma NBR 6118:2014.

A análise das solicitações é realizada por meio de um modelo espacial, por métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura: pilares, paredes, muros, vigas e lajes.

Estabelece a compatibilidade de deformações em todos os nós, considerando seis graus de liberdade, e cria a hipótese de indeformabilidade do plano de cada piso para simular o comportamento rígido da laje, impedindo-se os deslocamentos relativos entre os nós do mesmo piso (diafragma rígido).

As lajes, aberturas, vigas e pilares-parede podem ter geometria irregular. Considera a estabilidade global pelo coeficiente Gama-Z e a não linearidade geométrica pelo efeito P-delta.

No referido método são considerados os efeitos locais calculando a excentricidade adicional por flambagem e os efeitos globais aplicando o método P- Δ .

4.4 Estratégia adotada para as análises.

Em primeiro lugar o edifício estudado foi dimensionado com o emprego do programa CYPECAD, a partir da consulta às plantas de formas do Edifício Areia Branca, obtendo-se assim, uma estrutura similar à estrutura em que ocorreu o colapso progressivo.

Após o dimensionamento da estrutura inicial, denominada análoga, passou-se para as simulações da perda de pilares com objetivo de obter uma estrutura que suporte a perda de qualquer pilar em qualquer nível da edificação.

Para a obtenção da estrutura robusta, o processo foi iniciado pela simulação da retirada do segmento de um primeiro pilar, no primeiro nível, ou seja, aquele que se desenvolve entre a fundação e o nível do subsolo e em seguida processado o dimensionamento do edifício sob esta condição, fazendo-se as alterações necessárias das seções e armações de pilares e vigas e utilizando o recurso do programa, procedeu-se o bloqueio das armaduras obtidas. As armações obtidas e bloqueadas permaneceram inalteradas até que, em simulações posteriores, estas se

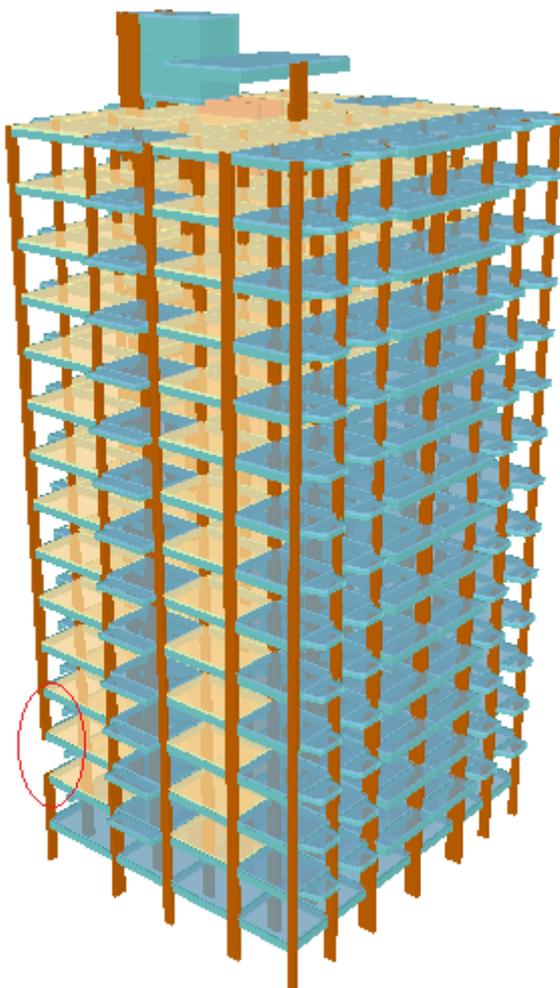
tornassem insuficientes, momento em que foram corrigidas e novamente bloqueadas.

Em seguida, após a recolocação do segmento anteriormente retirado, o mesmo processo foi repetido para cada um dos pilares da edificação, naquele nível, até concluir, assim, a obtenção de uma estrutura robusta que suportasse a retirada de qualquer segmento de pilar compreendido entre a fundação e o nível do subsolo.

O mesmo procedimento foi realizado para todos os pilares de todos os níveis da edificação.

A título de exemplo a Figura 4.6 ilustra a situação da retirada do pilar P1 na altura do 3º nível da estrutura estudada.

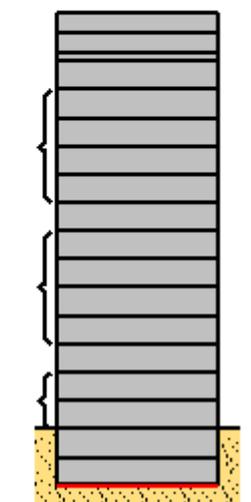
Figura 4.6 - Exemplo de retirada de um pilar qualquer (P1 no 3º nível da estrutura)



Conforme foi explicado anteriormente, tendo em vista que a simulação da retirada de todos os pilares em todos os níveis da estrutura estudada levaria a um número elevado de processamentos (2.052 processamentos), optou-se por trabalhar com 9 grupos de pavimentos no lugar de 19 pavimentos, já que o programa utilizado permite que os pavimentos iguais podem ser agrupados. Sendo assim, reduziu-se para um mínimo de 972 dimensionamentos para se obter a estrutura robusta em todos os seus níveis. A Figura 4.7 mostra os níveis agrupados.

Figura 4.7 - Níveis agrupados.

Nome	Altura	Cota
Tampa Caixa D'Água ...	2.00	40.50
Banilete	2.00	38.50
Fundo Caixa D'Água ...	0.75	36.50
Coberta	2.75	35.75
Tipo 12	2.75	33.00
Tipo 11	2.75	30.25
Tipo 10	2.75	27.50
Tipo 9	2.75	24.75
Tipo 8	2.75	22.00
Tipo 7	2.75	19.25
Tipo 6	2.75	16.50
Tipo 5	2.75	13.75
Tipo 4	2.75	11.00
Tipo 3	2.75	8.25
Tipo 2	2.75	5.50
Tipo 1	2.75	2.75
Pilotis	2.90	-0.00
Sub-solo	2.50	-2.90
Fundo do Reservatório	0.20	-5.40
Fundação		-5.60



Fonte: Autor, 2016

Tal procedimento, que simula a retirada de cada um dos pilares da estrutura, levou à obtenção de uma estrutura com robustez suficiente para suportar a perda de um pilar em qualquer nível do edifício. Portanto foi projetada uma estrutura seguindo as recomendações da NBR 6118 (2014) com o objetivo de verificar a viabilidade econômica de uma estrutura nas condições estudadas, ou seja, robusta, resistente ao colapso progressivo.

Esta análise permitiu a comparação de custos entre a estrutura dimensionada inicialmente (estrutura análoga) com a estrutura final (estrutura robusta). Os quantitativos foram obtidos e através dos custos das tabelas SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) de agosto de 2016, foi possível estabelecer a variação de custo entre a estrutura análoga e a estrutura robusta.

A metodologia adotada permitiu a obtenção de uma estrutura que suporta a perda de qualquer pilar, baseado no método direto dos caminhos alternativos de cargas, através dos reforços necessários nos pilares e vigas para garantir a estabilidade.

4.5 Desenvolvimento da estrutura robusta.

No desenvolvimento da estrutura robusta procurou-se manter, o máximo possível, as formas do projeto análogo, ou seja, não alterar as dimensões das vigas e pilares da estrutura estudada procedendo-se, quando possível, apenas as rearmações das peças a cada simulação realizada.

Para a obtenção da estrutura robusta em todos os níveis foram simulados cada nível começando de baixo para cima os 9 grupos de pavimentos da estrutura.

A simulação da retirada sequencial dos pilares iniciou-se no primeiro nível da estrutura, isto é, no trecho que vai da fundação até as cintas do subsolo.

A título de exemplificação, do que foi simulado nos demais níveis, apresenta-se a seguir os resultados obtidos no desenvolvimento das simulações do primeiro nível:

4.5.1 Resultados das simulações de danos no nível das fundações

São apresentadas na Tabela 4.2, as quantidades de concreto e aço da estrutura estudada em função da retirada sequencial dos pilares do trecho entre as fundações e o subsolo.

Tabela 4.2 – Quantidade de concreto e aço referente às simulações da retirada sequencial de cada pilar entre as fundações e o subsolo.

PILAR RETIRADO	VOLUME DE CONCRETO	PESO DE AÇO	TAXA DE AÇO
	m ³	kgf	kg/m ³
1	1143.95	74070.00	64.75
2	1144.20	76217.11	66.61
3	1143.51	77427.23	67.71
4	1189.62	80467.34	67.64
5	1191.52	84279.46	70.73
6	1191.58	83115.57	69.75
7	1191.08	81678.69	68.58
8	1190.48	84953.80	71.36
9	1215.76	83514.91	68.69
10	1216.07	87912.03	72.29
11	1219.26	87565.14	71.82
12	1223.16	88105.26	72.03
13	1222.12	90381.37	73.95
14	1221.52	91646.48	75.03
15	1221.36	92303.60	75.57
16	1220.75	93698.71	76.76
17	1220.22	94408.83	77.37
18	1219.61	95113.94	77.99
19	1218.95	96110.06	78.85
20	1239.45	102181.17	82.44
21	1238.77	102197.28	82.50
22	1238.61	102279.40	82.58
23	1238.00	103384.51	83.51
24	1237.37	104382.63	84.36
25	1236.78	105325.74	85.16
26	1241.72	106980.86	86.16
27	1241.13	108279.97	87.24
28	1240.66	109084.08	87.92
29	1240.06	110286.20	88.94
30	1239.23	110403.31	89.09
31	1238.91	110689.43	89.34
32	1238.21	112117.54	90.55
33	1237.76	115873.65	93.62
34	1237.01	115624.77	93.47
35	1236.51	116002.88	93.81
36	1235.56	116695.00	94.42

Após o processo de retirada de cada pilar, foram obtidas as quantidades dos materiais referentes a esta nova estrutura reforçada, parcialmente, no primeiro nível.

A Tabela 4.3 apresenta os resultados relativos à simulação de danos em cada pilar do primeiro nível, obtendo-se uma estrutura que suportaria o rompimento na base de qualquer pilar.

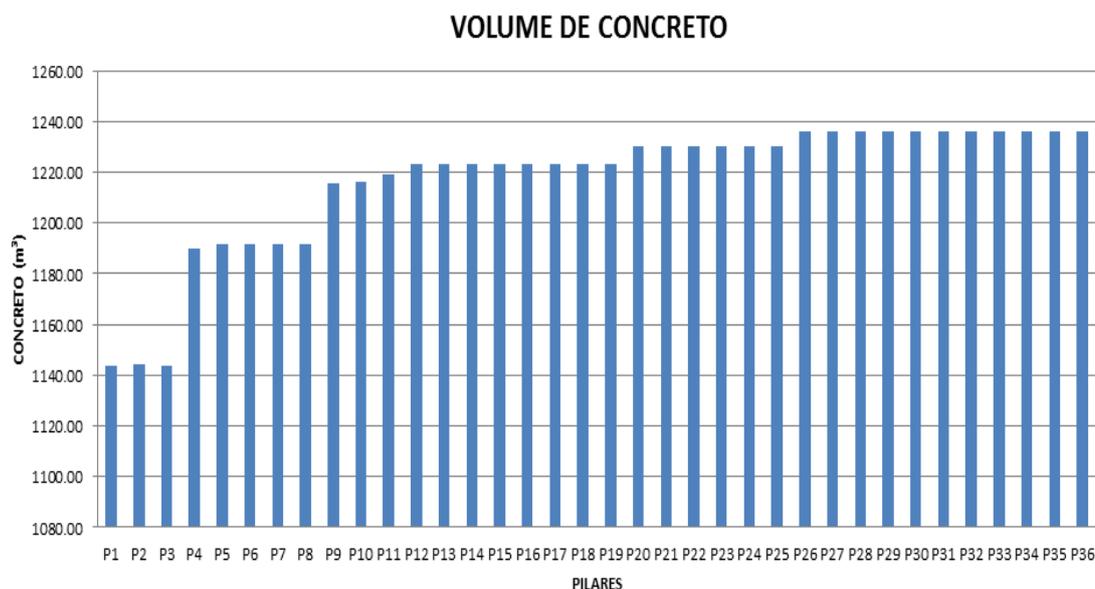
Tabela 4.3- Quantidades da estrutura – projeto estrutural robusto no 1º nível - Fundações

Total da obra - Superfície total: 6.158,38 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Concreto (m ³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.020,65	293,21	14.003
Lajes pré-fabricadas	3.401,37	351,61	8.338
Vigas-fundo	625,55	359,83	19.703
Vigas-formas laterais	3.063,36		
Pilares	2.677,40	230,91	74.651
Total	11.798,40	1.235,56	116.695
Índices por m ²	1,914	0,201	18,94

Na Figura 4.8 é mostrada a variação do volume total de concreto da estrutura estudada na medida em que cada pilar foi retirado na ordem a partir do primeiro pilar (P1) até o último pilar (P36).

Pode-se observar em alguns pontos um crescimento brusco no volume de concreto. Isso correspondente ao aumento necessário de algumas seções da estrutura durante o redimensionamento quando efetuada a retirada de um pilar. Por exemplo, a retirada do pilar P4 exigiu um redimensionamento que elevou o volume de concreto em 46,11 m³, em relação à estrutura anterior correspondente a retirada do P3. A retirada do pilar P9 acarretou um aumento no volume de concreto de 25,28 m³ e o redimensionamento devido à retirada do P20 proporcionou um aumento de 20,50 m³ no volume total de concreto. Depreende-se que tais pilares têm grande importância na robustez estudada e por simetria da estrutura, conseqüentemente, os pilares P5 e P10.

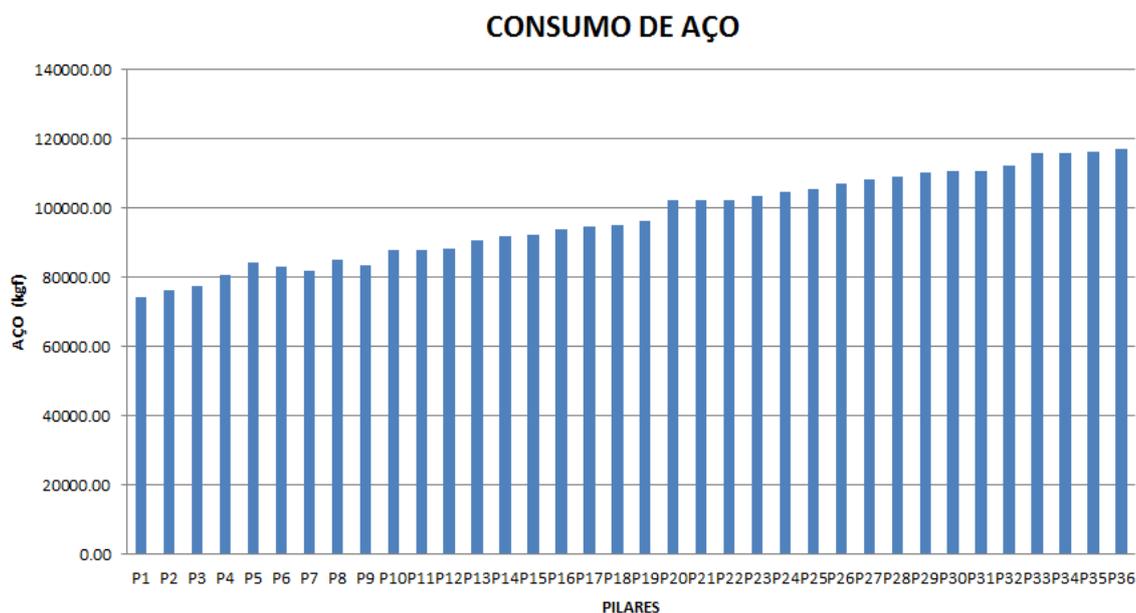
Figura 4.8 - Volume de concreto X Retirada de pilares



Fonte: Autor, 2016.

A figura 4.9 relaciona a quantidade total de aço em função da retirada sequencial dos pilares onde se observa um crescimento contínuo, de forma quase linear, da quantidade de aço.

Figura 4.9 - Consumo de aço X Retirada dos pilares



Fonte: Autor, 2016.

Observou-se, no processamento do primeiro nível, o aumento significativo do consumo de aço que passou de 72.093 kg para 116.695 kg, correspondente a um

aumento de 61,86% enquanto que o concreto aumentou de 1.139,13 m³ para 1.235,91 m³ perfazendo 8,49% e as formas passaram de 11.755,54 m² para 11.798,40 m² num percentual de apenas 0,37%.

Conforme se verá, esse aumento brusco do aço ocorreu apenas nos primeiros níveis, onde a estrutura teve suas primeiras seções e principalmente as armaduras alteradas. Nos níveis seguintes os consumos continuaram crescentes, porém numa taxa menor.

4.5.2 Resultados das simulações de danos até o subsolo

No desenvolvimento da estrutura robusta em que há a perda de qualquer pilar no nível do subsolo, foi observado que o incremento do aço, em relação ao nível anterior, foi de apenas 4,96% (aumento de 116.695 kg para 122.488 kg), ou seja, muito inferior 61,86% para robustecer o primeiro nível. Esta redução se deve ao fato da simulação do nível anterior ter conferido à estrutura uma robustez suficiente para favorecer a redução do incremento do nível imediatamente superior.

Já as quantidades de concreto e formas aumentaram muito pouco, uma vez que as seções das cintas do subsolo do projeto análogo foram suficientes para serem mantidas, o máximo possível, ocorrendo basicamente alterações nas formas dos pilares devido aos aumentos das cargas.

Com relação ao processamento do nível anterior (nível das fundações) houve um aumento de apenas 0,33% no volume de concreto e 0,20% na área de formas.

A seguir, a Tabela 4.4 mostra as quantidades da estrutura reforçada até o nível do subsolo.

Tabela 4.4- Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 2º nível - Subsolo

Total da obra - Superfície total: 6.158,38 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Concreto (m ³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.020,60	293,18	13.868
Lajes pré-fabricadas	3.401,37	351,47	8.420
Vigas-fundo	634,93	360,18	25.563
Vigas-formas laterais	3.060,05		
Pilares	2.705,00	235,20	74.637
Total	11.821,95	1.240,03	122.488
Índices por m ²	1,917	0,201	19,87

4.5.3 Resultados das simulações de danos até o 2º pavimento tipo

Na sequência das simulações, a robustez foi estabelecida até o quinto nível da estrutura correspondente a um grupo de três pavimentos: o pilotis igualado ao primeiro e ao segundo pavimentos. A Tabela 4.5 mostra as quantidades da estrutura reforçada até o 2º pavimento tipo.

Os resultados apresentaram um acréscimo no aço, em relação ao nível anterior, de 13,90% para os três pavimentos agrupados o que em média corresponde a 4,63%. Esta variação é inferior à variação do nível anterior, mostrando a redução na variação do incremento da quantidade de aço na medida em que se avança a robustez para o nível imediatamente superior.

O aumento de concreto e formas foram respectivamente 0,16% e 0,16%.

Tabela 4.5- Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 5º nível – até o 2º pavimento tipo

Total da obra - Superfície total: 6.158,38 m ²			
Elemento	Formas (m²)	Concreto (m³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.020,60	293,18	13.850
Lajes pré-fabricadas	3.401,37	351,47	8.417
Vigas-fundo	634,75	360,24	42.555
Vigas-formas laterais	3.059,33		
Pilares	2.727,60	237,10	74.686
Total	11.840,65	1.241,99	139.508
Índices por m ²	1,920	0,201	22,63

4.5.4 Resultados das simulações de danos até o 7º pavimento tipo

As simulações de danos nos pilares até o sétimo pavimento (Tabela 4.6) foram realizadas considerando um grupo de cinco pavimentos: 3º, 4º, 5º, 6º e o 7º pavimento.

Nesta etapa observou-se 13,1% de aumento do aço, 0,3% de incremento de concreto e 0,2% de acréscimo das formas. Considerando que estas quantidades são referentes a um grupo de cinco pavimentos, estima-se que os aumentos médios por

pavimento são: 2,62% referentes ao aço, 0,12% no volume de concreto e 0,04% de aumento das formas.

Tabela 4.6- Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 10º nível – até o 7º pavimento tipo

Total da obra - Superfície total: 6.158,38 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Concreto (m ³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.020,55	293,18	13.856
Lajes pré-fabricadas	3.401,27	351,47	8.406
Vigas-fundo	634,35	360,24	60.717
Vigas-formas laterais	3.057,08		
Pilares	2.749,00	239,34	74.803
Total	11.862,25	1.244,23	157.782
Índices por m ²	1,924	0,202	22,59

4.5.5 Resultados das simulações de danos até o 12º pavimento tipo

Até o 12º pavimento as simulações também foram feitas considerando um grupo de cinco pavimentos compreendendo do 8º pavimento ao 12º pavimento. Nesta etapa foram constatados os seguintes aumentos médios dos materiais por pavimento: 2,3% de aumento do aço, 0,1% no concreto e 0,08% nas formas.

As quantidades da estrutura reforçada até o 12º pavimento tipo são mostradas na Tabela 4.7.

Tabela 4.7- Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 15º nível – até o 12º pavimento tipo

Total da obra - Superfície total: 6.158,38 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Concreto (m ³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.020,37	293,18	13.984
Lajes pré-fabricadas	3.401,03	351,47	8.418
Vigas-fundo	632,37	360,24	78.632
Vigas-formas laterais	3.046,52		
Pilares	2.810,20	245,94	74.913
Total	11.910,49	1.250,83	175.947
Índices por m ²	1,932	0,203	28,53

4.5.6 Resultados das simulações de danos até a cobertura

Os resultados obtidos até o 16º nível correspondentes ao nível da cobertura (Tabela 4.8) mostraram apenas o aumento de 0,75% na quantidade do aço e nenhum acréscimo nas quantidades de concreto e formas.

Tabela 4.8- Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 15º nível – até o 12º pavimento tipo

Total da obra - Superfície total: 6.158,38 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Concreto (m ³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.020,37	293,18	13.984
Lajes pré-fabricadas	3.401,03	351,47	8.418
Vigas-fundo	632,37	360,24	79.956
Vigas-formas laterais	3.046,52		
Pilares	2.810,20	245,94	74.913
Total	11.910,49	1.250,83	177.271
Índices por m ²	1,932	0,203	28,75

4.5.7 Resultados das simulações de danos até o fundo da caixa d água

A Tabela 4.9 mostra as quantidades da estrutura reforçada até o fundo da caixa d água. Neste nível houve apenas um aumento de 0,01% na quantidade de aço em relação ao nível anterior. Não houve necessidade de modificação de seções, apenas pequenos acréscimos de armaduras em algumas vigas.

Tabela 4.9- Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 17º nível – fundo da caixa d água

Total da obra - Superfície total: 6.158,38 m ²			
Elemento	Formas (m ²)	Concreto (m ³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.020,37	293,18	13.984
Lajes pré-fabricadas	3.401,03	351,47	8.418
Vigas-fundo	632,37	360,24	79.979
Vigas-formas laterais	3.046,52		
Pilares	2.810,20	245,94	74.913
Total	11.910,49	1.250,83	177.294
Índices por r m ²	1,932	0,203	28,75

4.5.8 Resultados das simulações de danos até o nível da cobertura da casa de máquinas

Correspondente ao nível denominado de cobertura da casa de máquinas também não houve necessidade de alterações das seções das peças resultando apenas aumento na quantidade de aço em 0,03% na quantidade de aço.

A Tabela 4.10 mostra as quantidades da estrutura reforçada até o nível da cobertura da casa de máquinas.

Tabela 4.10- Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta até o 18º nível – nível da coberta da casa de máquinas

Total da obra - Superfície total: 6.158,38 m ²			
Elemento	Formas (m²)	Concreto (m³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.020,37	293,18	13.984
Lajes pré-fabricadas	3.401,03	351,47	8.418
Vigas-fundo	632,37	360,24	80.021
Vigas-formas laterais	3.046,52		
Pilares	2.810,20	245,94	74.910
Total	11.910,49	1.250,83	177.318
Índices por m ²	1,932	0,203	28,76

4.6 Estrutura robusta em todos os níveis

Esforços

Após a realização de todas as simulações, isto é, da retirada sequencial de cada pilar e em todos os níveis, foram registrados os esforços verticais máximos atuantes (Tabela 4.11) nos pilares, suas respectivas armações (taxa de aço em cada seção) e dimensões.

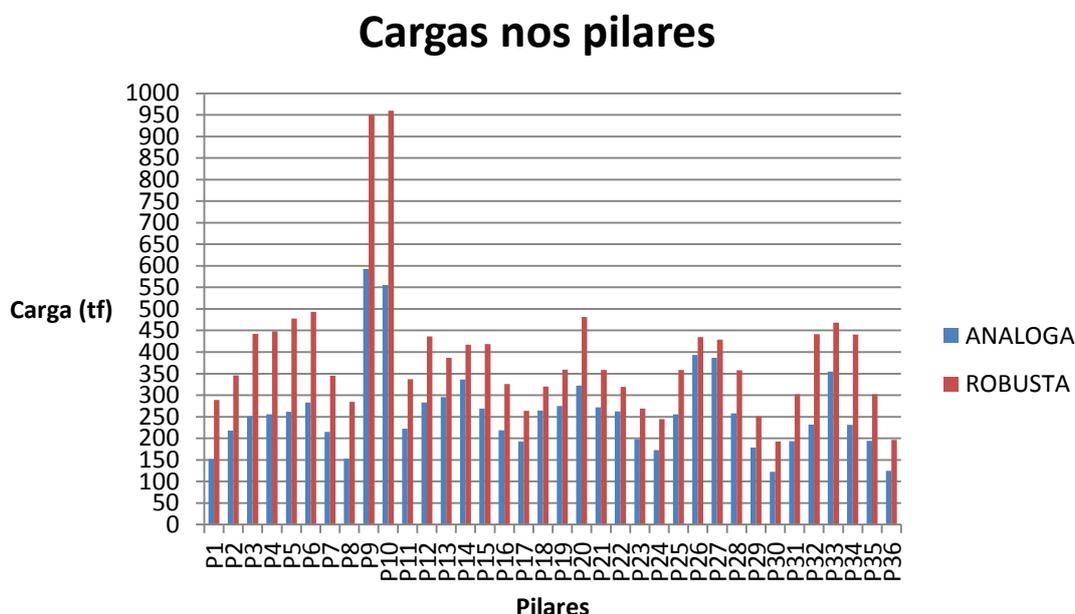
Tabela 4.11 – Comparação: esforços originais x esforços majorados devido à retirada de um pilar “n”

PILAR	PROJETO ANÁLOGO				PROJETO ROBUSTO				RETIRADA DO PILAR (PIOR SITUAÇÃO)	PERCENTUAL DO AUMENTO DE CARGA		
	Nd(tf)		B(x)	H(y)	As(%)	Nd(tf)		B(x)			H(y)	As(%)
	Mdx	Mdy				Mdx	Mdy					
P1	151,80		50	20	1,48	288,77		70	20	4,13	P2	90,23%
	0,14	5,09				9,19	9,06					
P2	217,63		50	20	3,49	346,29		80	20	3,75	P1	59,11%
	0,31	6,75				6,56	10,76					
P3	250,80		20	60	3,15	442,44		20	100	4,50	P4	76,41%
	7,84	0,48				13,68	5,42					
P4	255,37		20	70	2,49	448,32		30	150	2,67	P3	75,55%
	8,20	0,82				10,76	1,96					
P5	261,75		20	70	2,70	477,43		30	150	2,67	P6	70,93%
	5,49	0,00				11,46	9,17					
P6	282,87		20	60	4,01	493,02		25	100	3,26	P5	74,29%
	5,94	0,00				11,09	8,14					
P7	214,76		50	20	3,49	345,09		80	20	3,75	P8	60,68%
	0,61	6,68				5,83	10,73					
P8	152,62		50	20	1,48	284,60		70	20	4,13	P7	86,47%
	0,60	5,11				9,57	8,96					
P9	592,56		20	400	0,42	950,32		20	400	0,42	P20	60,37%
	4,36	6,87				3,7	0,74					
P10	555,48		20	400	0,42	959,48		20	400	0,42	P20	72,72%
	5,99	1,2				5,52	1,1					
P11	222,53		50	20	3,78	336,93		80	20	1,10	P12	51,40%
	0,46	0,18				8,25	10,53					
P12	283,28		20	60	4,01	436,49		20	100	3,76	P11	54,08%
	8,64	0,91				13,54	1,37					
P13	295,37		20	70	3,44	386,35		25	110	3,00	P12	30,80%
	9,22	0,86				8,69	0,88					
P14	336,30		20	70	4,29	417,11		25	110	3,00	P6	24,02%
	7,06	0,00				9,39	1,47					
P15	268,62		20	60	4,01	418,84		20	100	3,76	P16	55,92%
	8,28	1,28				13,10	2,68					
P16	218,81		50	20	3,49	325,94		80	20	3,12	P15	48,96%
	0,87	6,78				9,46	10,26					
P17	192,97		20	50	2,52	263,74		20	60	4,17	P11	36,67%
	6,15	0,3				8,17	3,33					

P18	264,75		20	60	4,01	320,20		20	70	4,13	P17	20,94%
	8,19	0,00				9,83	0,64					
P19	275,06		20	60	4,17	358,95		20	80	3,75	P20	30,49%
	8,44	0,4				11,07	0,88					
P20	321,88		80	20	3,01	481,66		125	30	0,80	P19	49,63%
	0,49	6,74				3,04	11,56					
P21	272,10		20	60	4,17	358,62		20	80	3,75	P20	31,79%
	5,71	0,41				7,53	0,83					
P22	261,95		20	60	4,01	319,47		20	70	4,13	P23	21,95%
	8,12	0,00				9,81	0,24					
P23	197,48		20	50	2,92	269,00		20	60	4,17	P16	36,21%
	6,23	0,00				8,29	3,8					
P24	172,64		20	70	0,46	244,31		20	70	2,59	P30	41,51%
	6,06	0,13				7,95	2,91					
P25	255,66		20	70	2,49	358,43		20	80	4,33	P26	40,19%
	8,24	0,00				11,05	0,00					
P26	393,11		20	100	3,00	435,05		21	100	4,29	P33	10,66%
	12,47	0,00				13,56	0,00					
P27	386,99		20	100	3,00	429,09		21	100	4,29	P33	10,87%
	12,32	0,43				13,41	0,00					
P28	257,48		20	70	2,49	358,07		20	80	4,33	P27	39,06%
	8,29	0,35				11,04	0,48					
P29	178,87		20	70	0,46	251,20		20	70	2,59	P26	40,43%
	6,23	0,63				8,13	2,89					
P30	122,42		20	50	0,48	192,77		20	50	3,00	P24	57,46%
	4,3	0,16				6,14	4,02					
P31	193,45		20	50	2,92	302,38		20	60	4,29	P32	56,30%
	6,16	0,6				9,25	1,02					
P32	231,65		20	50	3,78	441,69		20	90	4,44	P33	90,67%
	7,09	0,65				13,66	1,37					
P33	354,51		20	70	5,00	467,74		25	90	4,00	P32 /P34	31,93%
	10,65	3,88				10,52	4,03					
P34	231,24		20	50	3,78	440,91		20	90	4,44	P33	90,67%
	7,08	0,76				13,64	1,39					
P35	194,37		20	50	2,92	302,48		20	60	4,29	P34	55,62%
	6,18	0,82				9,25	0,85					
P36	124,33		20	50	0,48	196,59		20	50	3,00	P29	58,11%
	4,35	0,49				6,24	4,38					

O gráfico da Figura 4.10 mostra as cargas verticais atuantes nos pilares da estrutura análoga e as cargas máximas registradas nos pilares da estrutura robusta.

Figura 4.10 - Cargas no pilares da estrutura análoga e da estrutura robusta.



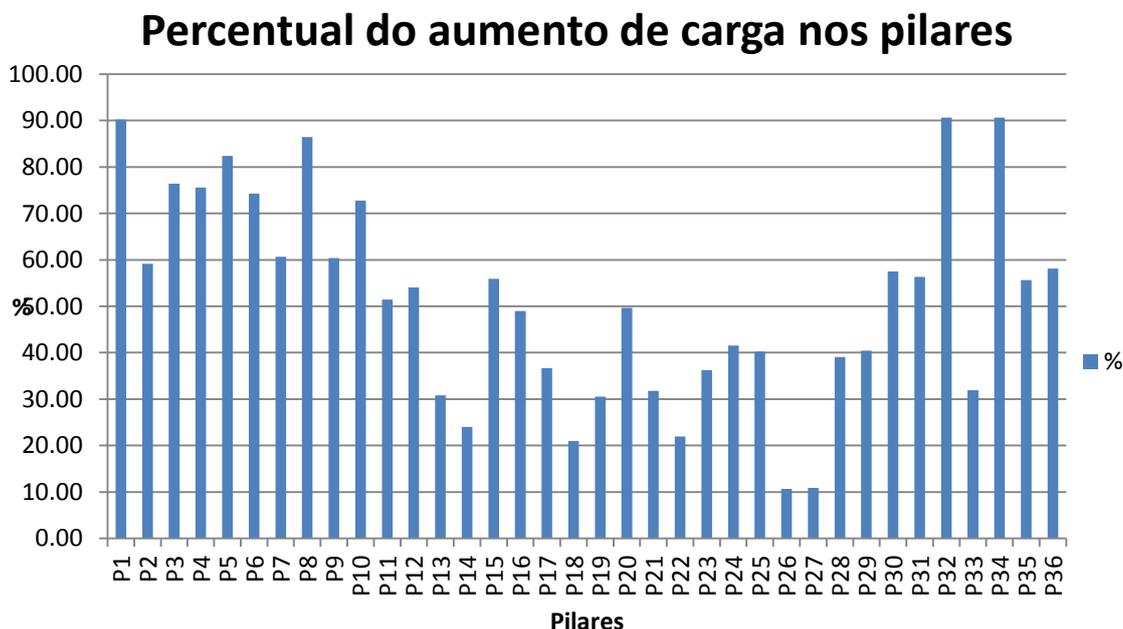
Fonte: Autor, 2016

Os maiores aumentos de carga ocorreram nos pilares P1, P8, P32 e P34, conforme a Tabela 4.11. Os pilares P1 e P8 são pilares de canto e os outros dois pilares, P32 e P34, situam-se no centro da fachada principal. Estes pilares apresentaram um aumento de carga da ordem de 90%.

Os menores acréscimos nas cargas dos pilares foram de 10% nos pilares internos P26 e P27.

Conforme a tabela 4.11, a repercussão no pilar P1 foi provocada pela simulação da perda do pilar vizinho P2 enquanto que no pilar P8 foi provocada pelo pilar P7. Observa-se também a importância do pilar P33 que com a sua perda provoca o aumento máximo de carga em quatro pilares. Nos pilares P32 e P34 acarreta um acréscimo em torno de 90% e também resulta a pior situação para os pilares P26 e P27 provocando um incremento em cerca de 10%.

Figura 4.11 – Percentual do aumento de carga nos pilares



Fonte: Autor, 2016

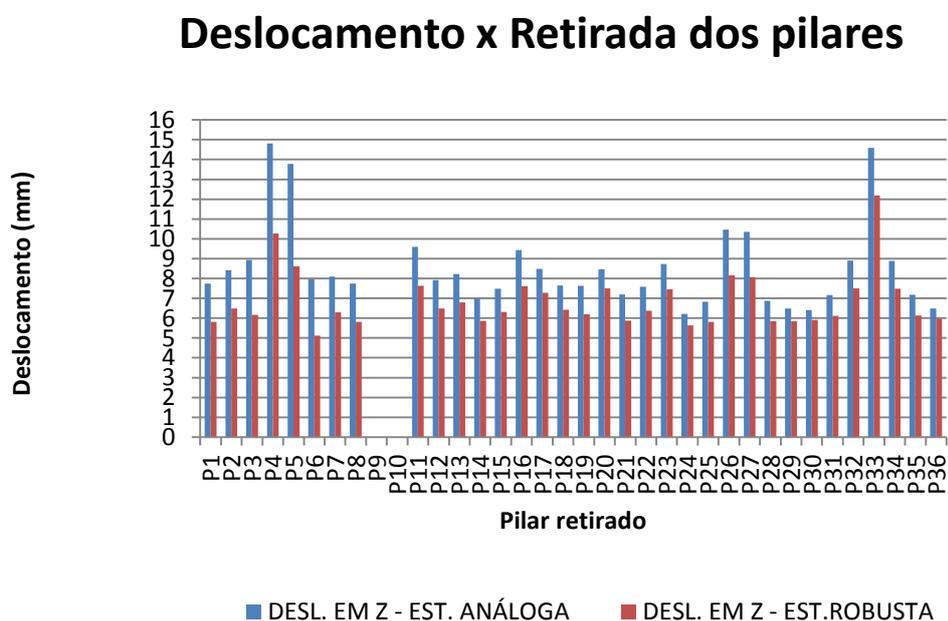
Deslocamentos

A simulação partindo da estrutura análoga com a retirada de cada pilar da estrutura e conservada a existência dos demais permitiu a verificação dos deslocamentos globais. A figura 4.12 mostra o deslocamento vertical máximo que ocorre durante a retirada de cada pilar da estrutura. Os pilares parede P9 e P10 não foram retirados devido à consideração de que os mesmos fazem parte do núcleo de rigidez do prédio e, portanto, não foram submetidos à simulação de retirada.

Todos os deslocamentos máximos foram obtidos sob a condição da combinação da sobrecarga, carga permanente e ação do vento.

No mesmo gráfico da figura 4.12 também foram lançadas os deslocamentos verticais máximos observados na estrutura final robusta. Verifica-se uma mesma configuração nos deslocamentos máximos verticais observados em cada pilar, porém, com uma redução média de 19%.

Figura 4.12 - Deslocamento vertical dos pilares



Fonte: Autor, 2016

O deslocamento máximo vertical na estrutura análoga ocorreu com a perda do pilar P4 enquanto que na estrutura robusta, o maior deslocamento ocorreu com o dano no pilar P33.

Deslocamentos verticais máximos:

-Estrutura análoga no pilar P4: 14,81 mm

-Estrutura robusta no pilar P33: 12,19 mm

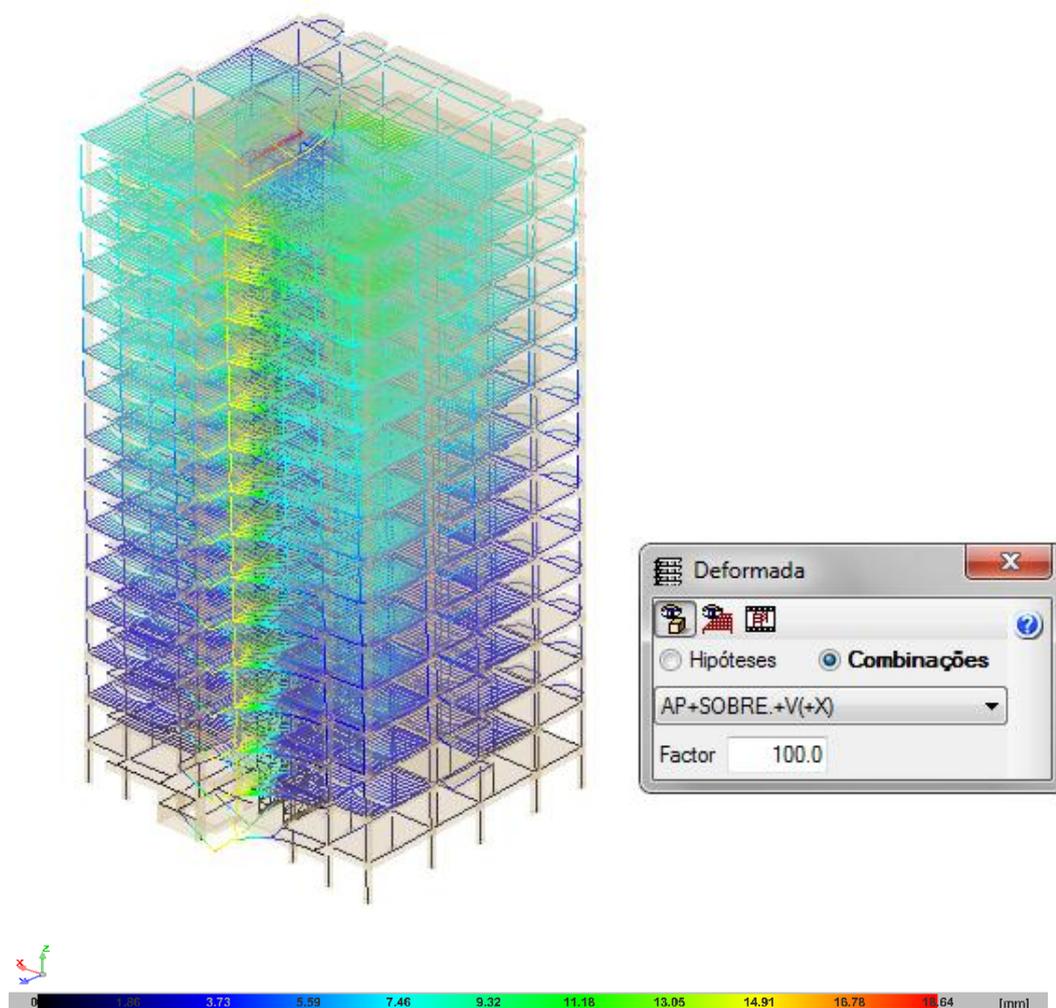
Para uma melhor demonstração dos resultados a Tabela 4.12 apresenta o deslocamento vertical (deslocamento Z) sofrido pelo pilar P4 da estrutura análoga quando este foi submetido à retirada do segmento de pilar compreendido entre a fundação e o subsolo.

Tabela 4.12 – Deslocamento do pilar P4 – Estrutura Análoga.

Pilar	Planta	Cota	Desl. X (m)	Desl. Y (m)	Desl. Z (m)
P4	Tampa Caixa D'Água Superior	45.11	0.01042848	0.00173903	0.01480591
	Coberta da Casa de Máquinas	43.11	0.00392315	0.00266717	0.01480581
	Fundo Caixa D'Água Superior	41.95	0.00403802	0.00356192	0.01480582
	Coberta	41.10	0.00546196	0.00365586	0.01480444
	Tipo 12	38.35	0.00571313	0.00340782	0.01479071
	Tipo 11	35.60	0.00534080	0.00312570	0.01476600
	Tipo 10	32.85	0.00486181	0.00282719	0.01473114
	Tipo 9	30.10	0.00445500	0.00252772	0.01468966
	Tipo 8	27.35	0.00404063	0.00222638	0.01464271
	Tipo 7	24.60	0.00362097	0.00192497	0.01459110
	Tipo 6	21.85	0.00319633	0.00162687	0.01453877
	Tipo 5	19.10	0.00276738	0.00133510	0.01448719
	Tipo 4	16.35	0.00233401	0.00105405	0.01443787
	Tipo 3	13.60	0.00189829	0.00078910	0.01439272
	Tipo 2	10.85	0.00146871	0.00054983	0.01435369
	Tipo 1	8.10	0.00104805	0.00034328	0.01431515
Pilotis	5.35	0.00062468	0.00017300	0.01427927	
Sub-solo	2.70	0.00017061	0.000027116	0.01424853	

A Figura 4.13 permite a visualização da deformada da estrutura análoga quando submetida à simulação da perda do pilar P4 no nível da fundação, apresentando um deslocamento máximo de 14,81 mm no seu topo, ou seja, no nível da tampa da caixa d'água.

Figura 4.13 – Deformada da Estrutura Análoga, sem o pilar P4 no primeiro nível.



Fonte: Autor, 2016

As seções e armaduras dos pilares:

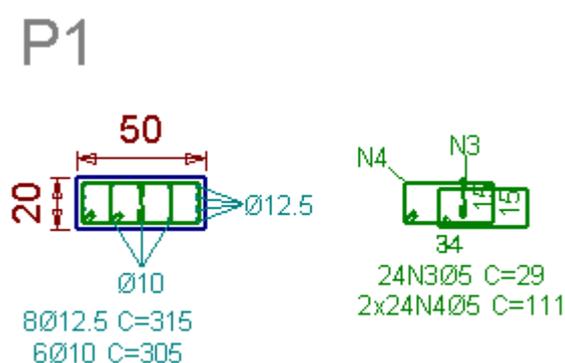
- Estrutura Análoga: As seções típicas da maior parte dos pilares da estrutura análoga variaram de 20 cm x 50 cm a 20 cm x 100 cm com redução nos últimos pavimentos. As bitolas das armaduras longitudinais variaram desde a bitola \varnothing 10.0 mm até \varnothing 25.0 mm com estribos variando de \varnothing 5.0 mm a cada 12 cm a \varnothing 8.0 mm a cada 20 cm.

- Estrutura Robusta: Na estrutura robusta a maioria dos pilares apresentou-se com seções variando entre 20 cm x 70 cm e 20 cm x 100 cm e tendo redução a partir do quinto pavimento. As bitolas predominantes foram de \varnothing 20.0 mm e \varnothing 25.0 mm com estribos de \varnothing 8.0 mm a cada 20 cm.

Quando se compara as armações dos pilares das duas estruturas, se verifica que sofreram significativos aumentos de seções, como já foi dito anteriormente. Para exemplificar mostra-se, a seguir, a armação do pilar P1 da estrutura análoga com uma taxa de armadura de 1,48%, conforme a figura 4.14.

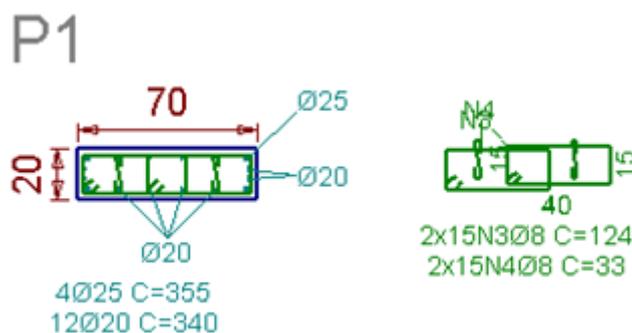
Observa-se o aumento da armadura quando se compara a armação do mesmo pilar P1 da estrutura robusta (figura 4.15) que apresenta uma taxa de armadura de 4,13%, mesmo tendo sido aumentada a sua seção de concreto.

Figura 4.14 – Armação do pilar P1 no nível das fundações - Estrutura Análoga



Fonte: Autor, 2016

Figura 4.15 – Armação do pilar P1 no nível das fundações - Estrutura Robusta



Fonte: Autor, 2016

As seções típicas das vigas

- Estrutura análoga: Todas as vigas do subsolo apresentaram seção de 20 cm x 50 cm e nos demais pavimentos 15 cm x 50 cm.

- Estrutura robusta: A estrutura robusta exigiu vigas com seção de 20 cm x 50 cm do subsolo até o 5º nível e os demais com 15 cm x 50 cm.

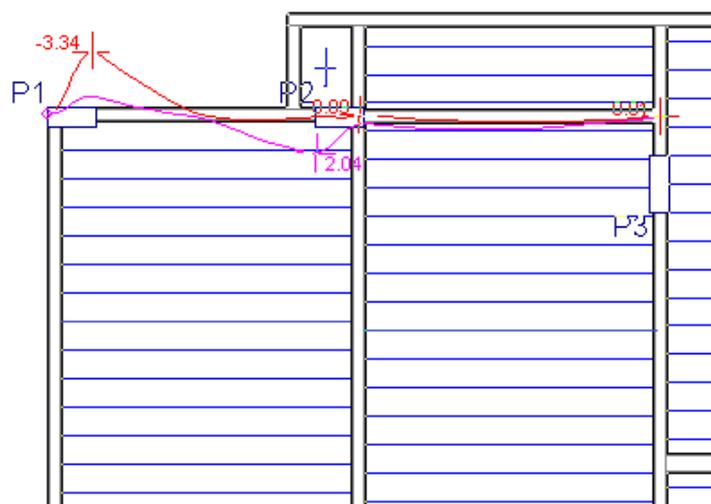
Quando a estrutura análoga e a estrutura robusta são comparadas relativamente aos aumentos das quantidades dos materiais das vigas e pilares, observa-se, conforme resumido na Tabela 4.13, que as vigas tiveram um aumento de 317,81% na quantidade de aço enquanto os pilares 138,84%.

Tabela 4.13 - Comparação: Vigas e pilares das estruturas análoga e robusta.

ESTRUTURA	VIGAS			PILARES		
	FORMAS (m ²)	CONCRETO (m ³)	AÇO (kg)	FORMAS (m ²)	CONCRETO (m ³)	AÇO (kg)
ANÁLOGA	624,09	347,99	20.189	2.410,10	193,27	30.971
ROBUSTA	629,29	360,38	84.353	2.819,70	246,87	73.971
Aumento	5,20	12,39	64.134	409,60	53,60	43.000
Aumento %	0,83	3,56	317,81	17,00	27,73	138,84

Para exemplificar o aumento das armaduras das vigas, é mostrada na Figura 4.16, a seguir, a envoltória do momento fletor da viga V4 do 1º pavimento tipo da estrutura análoga e a sua respectiva armação com quadro de ferros na Figura 4.17.

Figura 4.16 - Envoltória do momento fletor (tf-m) da viga V4 do 1º Pavimento Tipo - Estrutura Análoga.

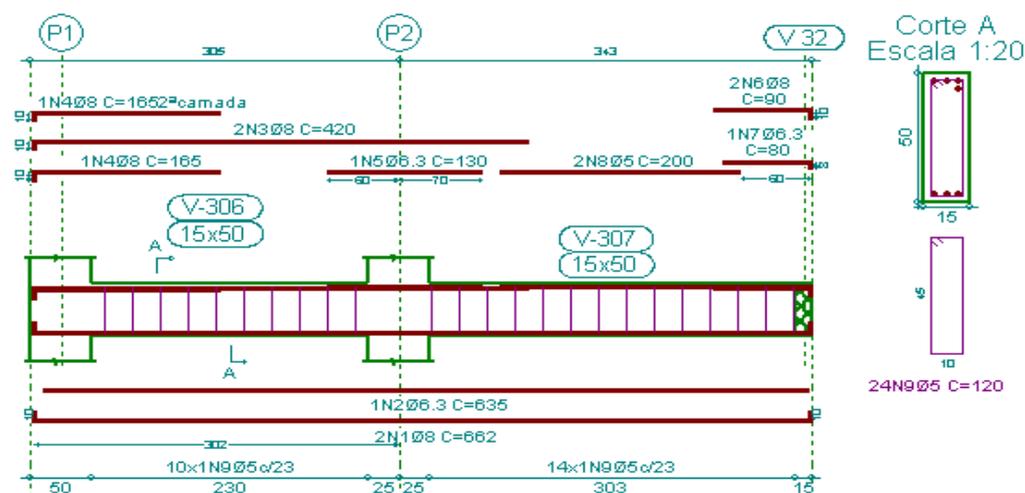


Fonte: Autor, 2016

Figura 4.17 – Armadura da Viga V4 do 1º Pavimento Tipo - Estrutura Análoga

V 4

Escala 1:50

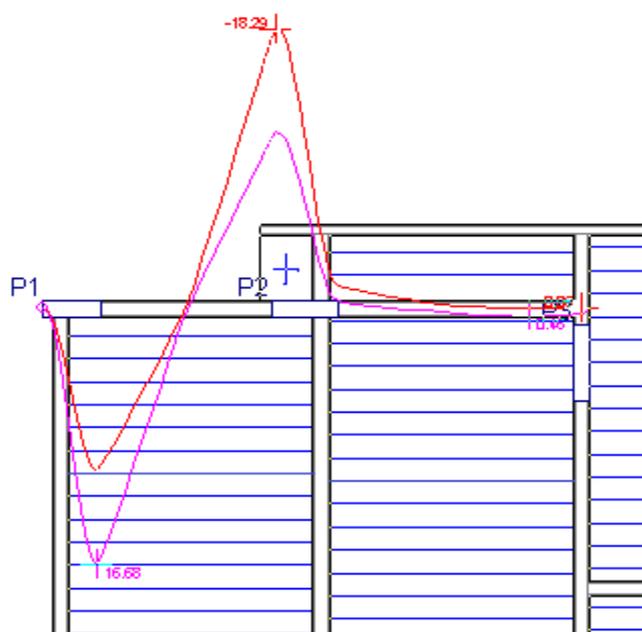


Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50-A (kg)	CA-60-B (kg)	
V 4	1	Ø8	2	10	642	10	662	1324	5.2		
	2	Ø6.3	1		635		635	635	1.6		
	3	Ø8	2	10	410		420	840	3.3		
	4	Ø8	2	10	155		165	330	1.3		
	5	Ø6.3	1		130		130	130	0.3		
	6	Ø8	2		80	10	90	180	0.7		
	7	Ø6.3	1		72	8	80	80	0.2		
	8	Ø5	2		200		200	400		0.6	
	9	Ø5	24				120	2880		4.5	
Total+10%:									13.9	5.6	
									Ø5:	0.0	5.6
									Ø6.3:	2.3	0.0
									Ø8:	11.6	0.0
									Total:	13.9	5.6

Fonte: Autor, 2016

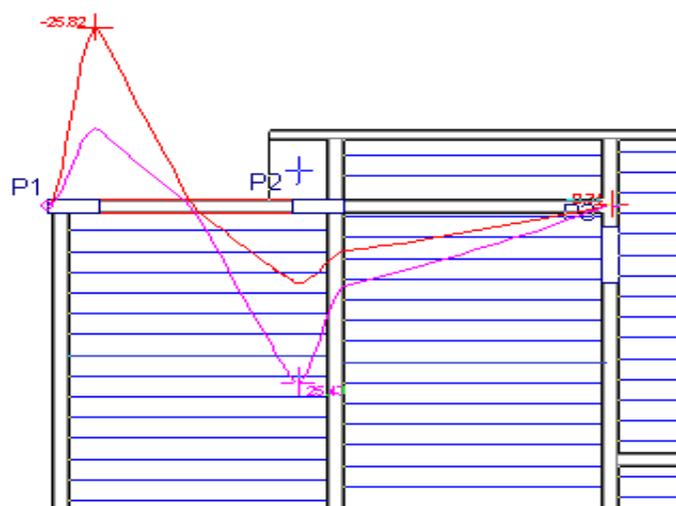
Observa-se que as simulações das perdas sequenciais dos pilares provocaram significativos aumentos dos esforços nas vigas. Como exemplo, as figuras 4.18 e 4.19 mostram o gráfico dos momentos fletores na viga correspondentes à simulação da perda dos pilares P1 e P2 que apoiam a viga V4. Isto resulta num aumento das armaduras longitudinais, o mesmo ocorrendo com os estribos devido ao forte aumento dos esforços de cisalhamento.

Figura 4.18 - Envoltória do momento fletor (tf-m) da viga V4 do 1º Pavimento Tipo submetida à perda do pilar P1 nível da fundação.



Fonte: Autor, 2016

Figura 4.19 - Envoltória do momento fletor (tf-m) da viga V4 do 1º Pavimento Tipo submetida à perda do pilar P2 nível da fundação.



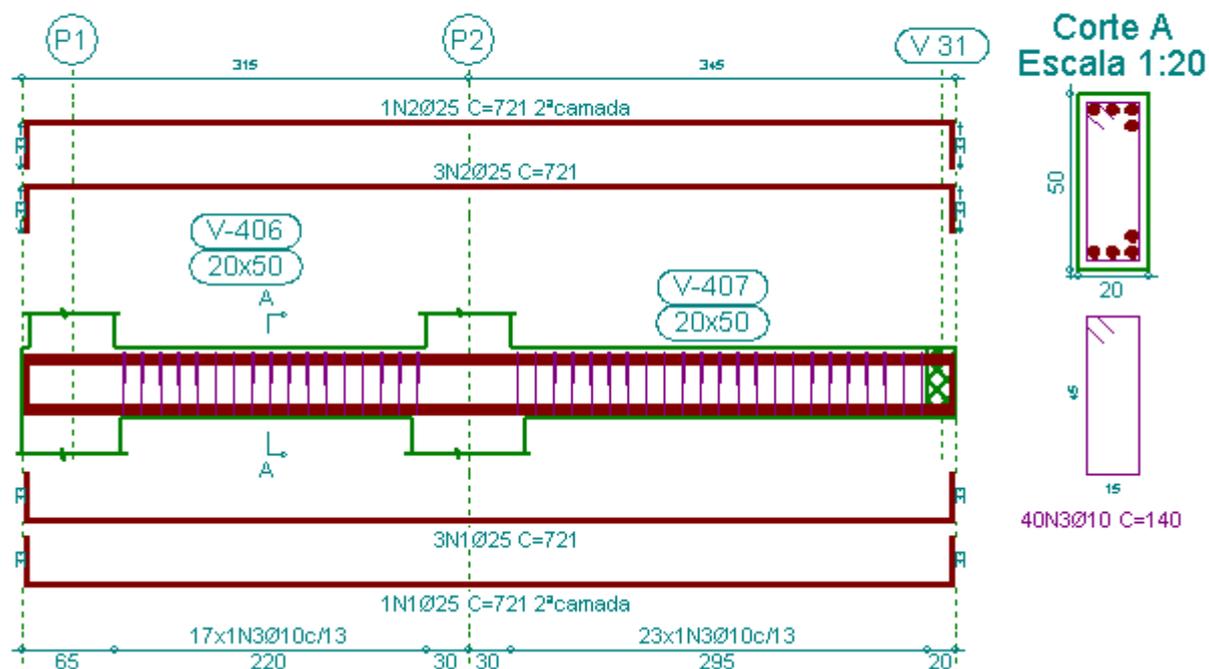
Fonte: Autor, 2016

Quando a estrutura foi submetida a todas as simulações a viga demonstrada passou a ter uma armação que suporta qualquer possibilidade de perda de pilares na estrutura, apresentando a armação da figura 4.20.

Figura 4.20 – Armação da Viga V4 do 1º Pavimento Tipo - Estrutura Robusta

V 4

Escala 1:50



Elemento	Pos.	Diâm.	Q.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50-A (kg)	CA-60-B (kg)	
V 4	1	Ø25	4	33	655	33	721	2884	113.2		
	2	Ø25	4	33	655	33	721	2884	113.2		
	3	Ø10	40				140	5600	35.2		
Total+10%:									287.8		
Ø10:									38.8	0.0	
Ø25:									249.0	0.0	
Total:									287.8	0.0	

Fonte: Autor, 2016

Quantidades

Ao longo do processamento de todos os níveis da estrutura estudada, as quantidades de aço, concreto e formas foram acumuladas até o resultado final da estrutura robusta que suporta a perda de qualquer pilar ao nível de qualquer pavimento.

As quantidades da estrutura robusta são apresentadas na Tabela 4.14.

Tabela 4.14- Quantidades da estrutura – projeto estrutura robusta

Total da obra - Superfície total: 6.166,37m ²			
Elemento	Formas (m²)	Concreto (m³)	Aço (kg)
Lajes maciças	2.020,06	293,12	13.778
Lajes pré-fabricadas	3.400,48	351,40	8.340
Vigas-fundo	629,29	360,38	84.353
Vigas-formas laterais	3.045,12		
Pilares	2.819,70	246,87	74.971
Total	11.914,65	1.251,77	180.442
Índices por m ²	1,932	0,203	29,26

A Figura 4.21 resume as variações percentuais dos aumentos dos materiais correspondentes à simulação de cada nível da estrutura estudada. Os aumentos percentuais referentes ao primeiro nível (N1) foram calculados em relação à estrutura análoga original. Já os aumentos percentuais dos demais níveis foram calculados em relação ao nível imediatamente inferior.

Observa-se o grande aumento na quantidade de aço no desenvolvimento da estrutura robusta no primeiro nível (61,87% em relação à estrutura análoga inicial). Já no segundo nível (N2) o incremento em relação ao nível anterior foi de apenas 4,96%. Isto se deve ao fato da estrutura ter sido reforçada anteriormente nas simulações do nível anterior que exigiu modificações de seções de concreto e de armaduras, não só no nível simulado como também nos níveis superiores, havendo a necessidade de modificações maiores nos três primeiros níveis. Observa-se também que para os demais níveis superiores esta taxa apresentou-se decrescente.

Quanto ao aumento percentual do concreto também foi verificado um aumento de 8,49% em relação à estrutura análoga na simulação do primeiro nível devido à necessidade de aumento das seções de vigas e pilares. Nos demais níveis superiores o aumento da quantidade de concreto foi muito pequeno, resultado do aumento de algumas seções de vigas e pilares.

Consequência das pequenas alterações no volume de concreto, as formas apresentaram variações mínimas, variando de 0,87% no primeiro nível a zero nos quatro últimos níveis.

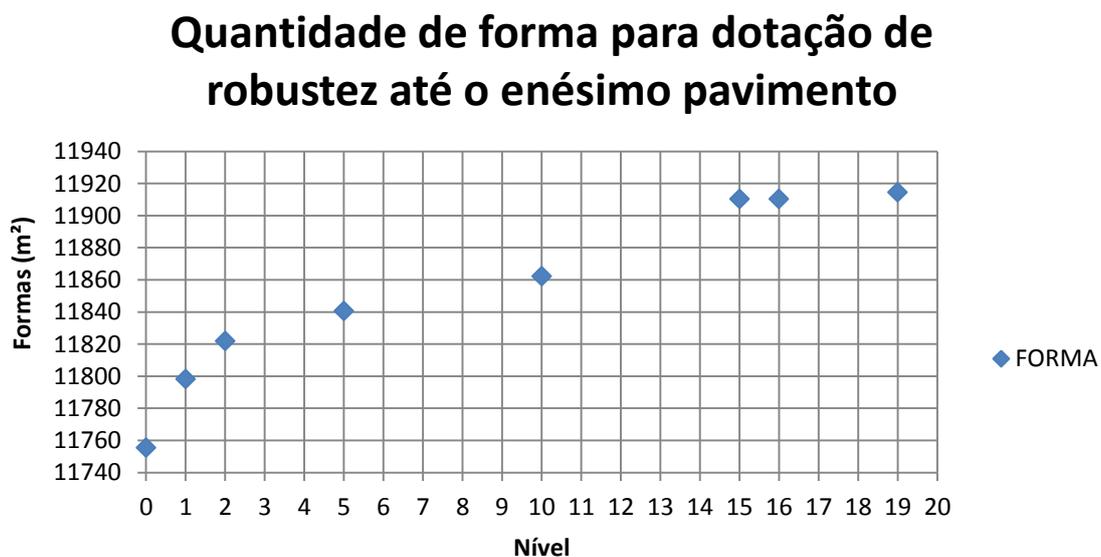
Figura 4.21 – Aumento percentual dos materiais em relação ao nível anterior



Fonte: Autor, 2016

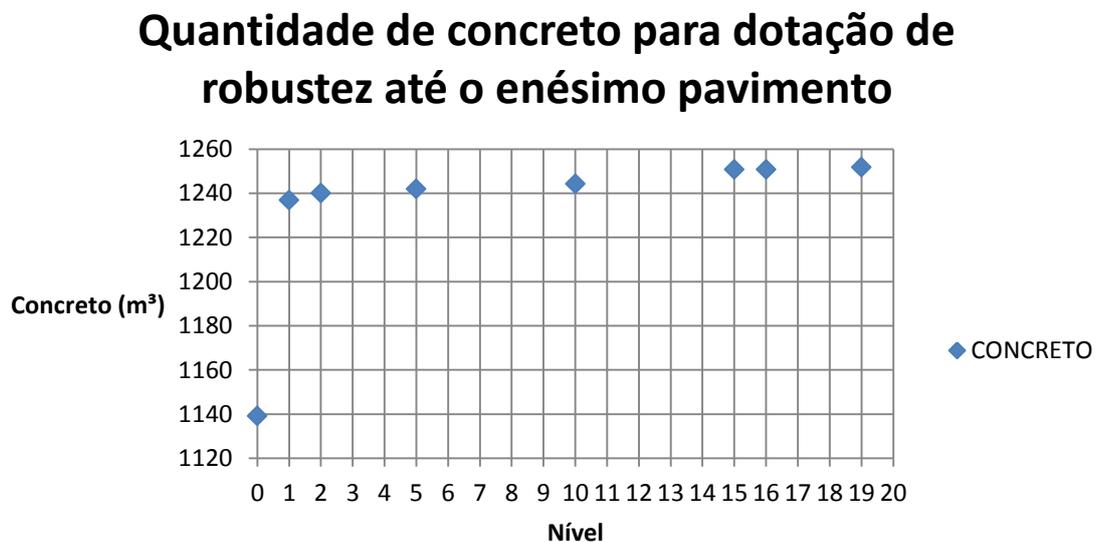
As figuras 4.22, 4.23 e 4.24 apresentam as quantidades obtidas das formas, concreto e aço respectivamente, correspondente à estrutura robusta até o enésimo nível.

Figura 4.22 – Quantidade de forma para dotação de robustez até o enésimo pavimento



Fonte: Autor, 2016

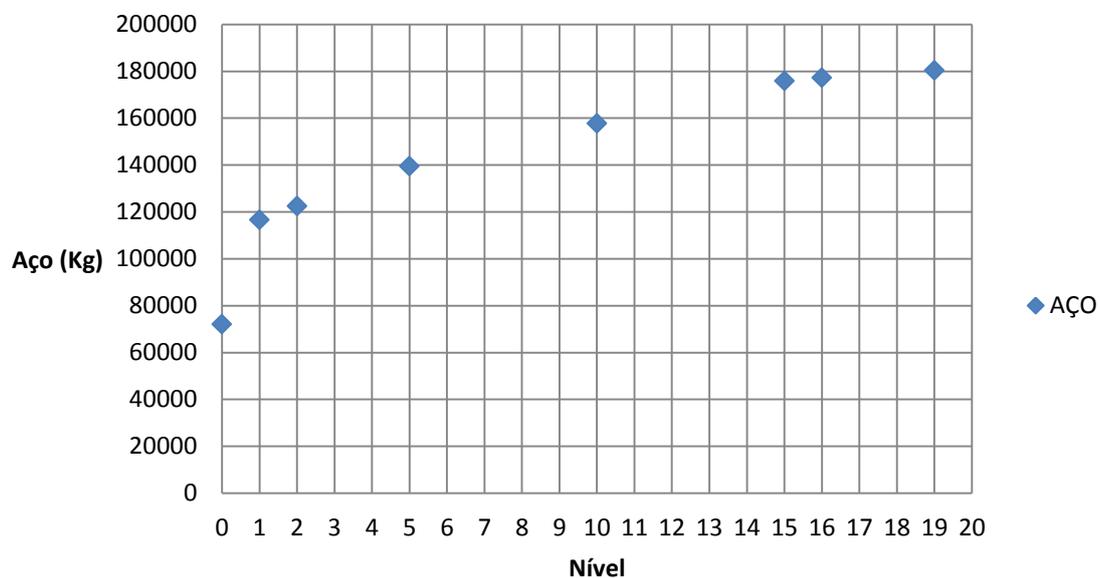
Figura 4.23 – Quantidade de concreto para dotação de robustez até o enésimo pavimento



Fonte: Autor, 2016

Figura 4.24 – Quantidade de aço para dotação de robustez até o enésimo pavimento

Quantidade de aço para dotação de robustez até o enésimo pavimento

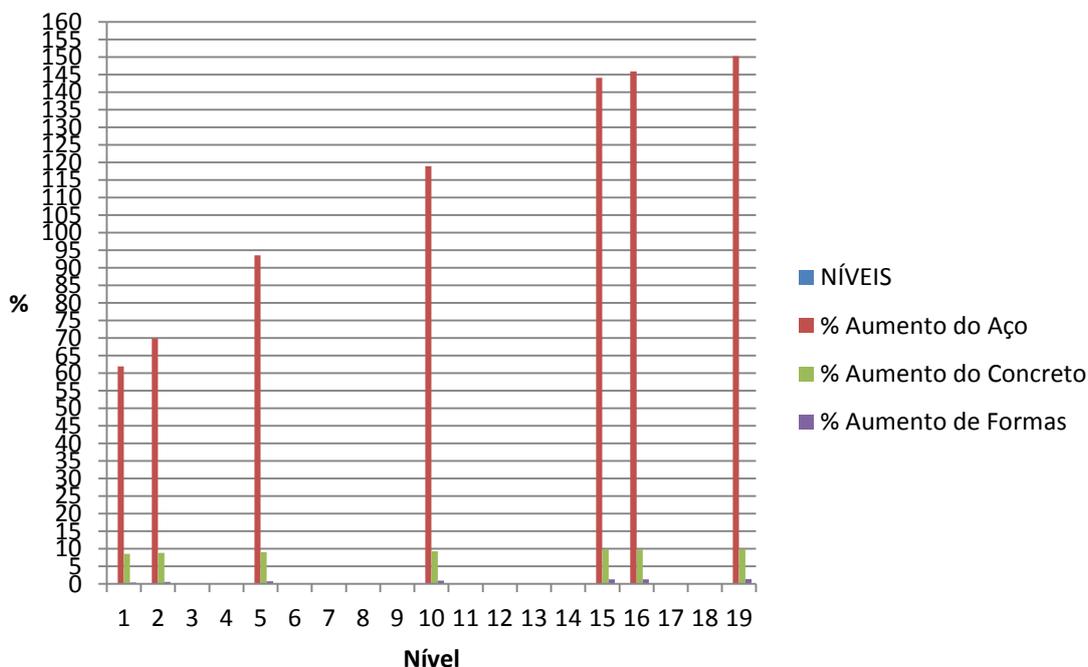


Fonte: Autor, 2016

A Figura 4.25 apresenta o aumento percentual acumulado das quantidades dos materiais em relação à estrutura análoga, onde se observa o grande aumento de aço em cada nível simulado, atingindo um aumento máximo de 150,29% correspondente à estrutura robusta em todos os níveis.

Figura 4.25 – Aumento dos materiais da estrutura robusta em relação à estrutura análoga

Aumento percentual dos materiais da estrutura robusta em relação a estrutura análoga

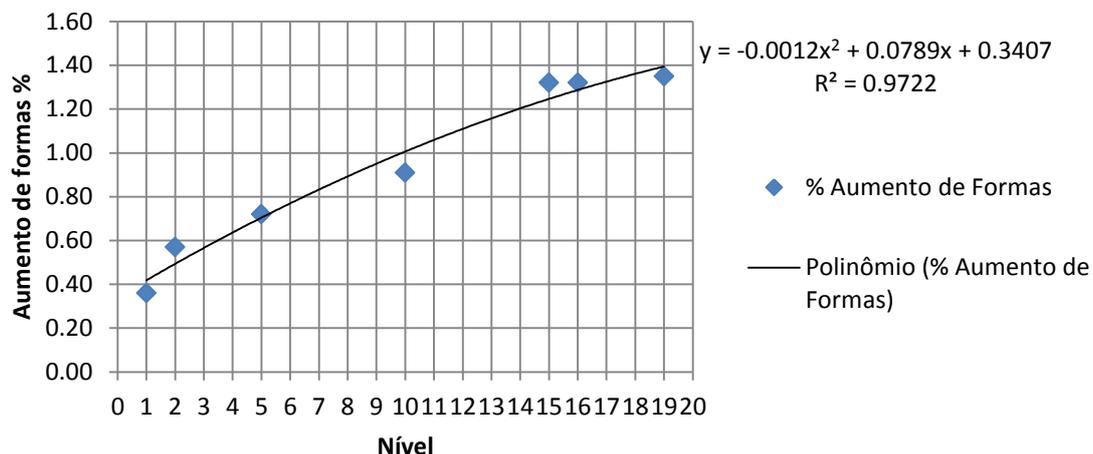


Fonte: Autor, 2016

Foi observado que os aumentos dos materiais consequentes dos redimensionamentos para a obtenção da estrutura robusta apresentaram um crescimento polinomial a partir do primeiro nível como evidencia as Figuras 4.26, 4.27 e 4.28. O ajuste dos valores obtidos apresentaram bons coeficientes de correlação.

Figura 4.26 – Aumento percentual de Formas para dotação de robustez até o enésimo pavimento

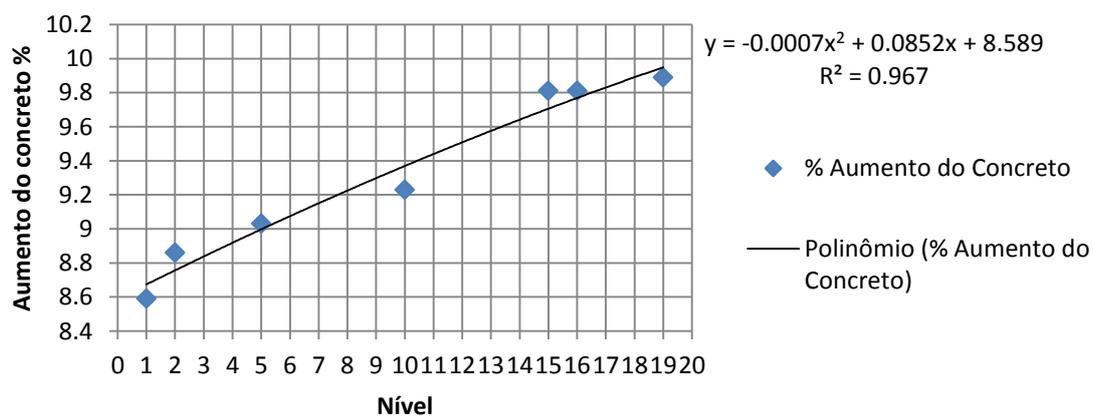
Aumento percentual de Formas para dotação de robustez até o enésimo pavimento



Fonte: Autor, 2016

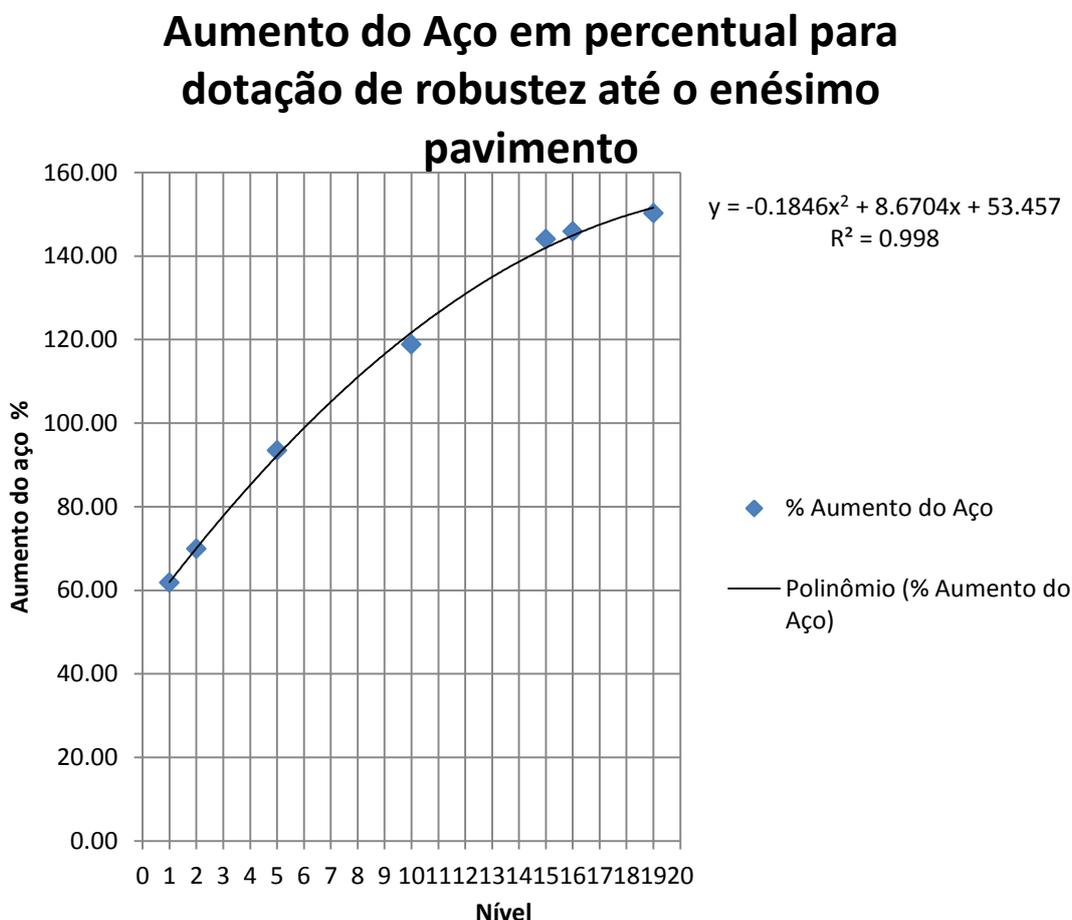
Figura 4.27 – Aumento do Concreto em percentual para dotação de robustez até o enésimo pavimento

Aumento do Concreto em percentual para dotação de robustez até o enésimo pavimento



Fonte: Autor, 2016

Figura 4.28 – Aumento do Aço em percentual para dotação de robustez até o enésimo pavimento



Fonte: Autor, 2016

4.7 Comparação de custos dos projetos

Após terem sido efetuados os procedimentos descritos no item 4.4, quando os pilares foram retirados sequencialmente foi observado que a estrutura robusta apresentou um aumento de custo de R\$ 800.136,57 (Tabela 4.19), o que representa 40,91 % em relação ao custo da estrutura análoga inicial.

Já quando o custo da robustez é comparado ao custo total da obra que foi estimada em R\$ 8.391.997,92 (Tabela 4.18) com base no SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) e preços Sinduscon -Teresina referentes a agosto de 2016, o custo da segurança representa 9,53% (tabela 4.19).

Diante destes resultados, observa-se a possibilidade de se construir estruturas com considerações de robustez, utilizando-se software comercial e seguindo as recomendações da NBR 6118 (2014).

A Tabela 4.15 contém as quantidades do projeto estrutural análogo e do projeto estrutural com reforço (robusto), demonstrando os aumentos das quantidades de concreto, aço e formas e os respectivos percentuais de aumento.

Quantidades:

Tabela 4.15 - Comparativo de quantidades da estrutura análoga e estrutura robusta

Comparação	Concreto (M³)	Aço (Kg)	Formas (M²)
Projeto Análogo	1.139,13	72.093	11.755,54
Projeto Robusto	1.251,77	180.442	11.914,65
Diferença	112,64	108.349	159,11
Diferença Em %	9,88%	150,29%	1,35%

Já a Tabela 4.16 evidencia as quantidades e custos dos materiais da estrutural análoga, totalizando e seu custo.

Custos:

Tabela 4.16 - Custo da Estrutura Análoga (Fonte -SINAPI ref. agosto/2016).

Discriminação	Quantidades	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
Concreto (m ³)	1.139,13	359,38	409.380,54
Aço (kg)	72.093	6,88	495.999,84
Formas (m ²)	11.755,54	89,34	1.050.239,94
Total Geral	-	-	1.955.620,32

A Tabela 4.17 reúne as quantidades e custos dos materiais da estrutural robusta em todos os níveis, totalizando e seu custo.

Tabela 4.17 - Custo da Estrutura Robusta (Fonte-SINAPI ref. agosto /2016).

Discriminação	Quantidades	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
Concreto (m ³)	1.251,77	359,38	449.861,10
Aço (kg)	180.442	6,88	1.241.440,96
Formas (m ²)	11.914,65	89,34	1.064.454,83
Total Geral	-	-	2.755.756,89

A Tabela 4.18 determina o custo da obra através do CUB/m² (custo unitário básico por metro quadrado) para obras residenciais, padrão alto, R-16. Este custo não inclui o terreno, as fundações, elevadores, urbanização, projeto arquitetônico, projetos complementares, remuneração do construtor e do incorporador.

Tabela 4.18 - Custo da Obra.

Discriminação	Área construída (m²)	Custo por m² (R\$)	Custo total (R\$)
Obra	6.166,37	1.360,93	8.391.997,92

Fonte: SINDUSCON, Teresina, agosto. 2016.

A Tabela 4.19 resume o comparativo de custos e demonstra o aumento percentual da estrutura robusta em relação à estrutura original análoga bem como em relação ao custo total da obra.

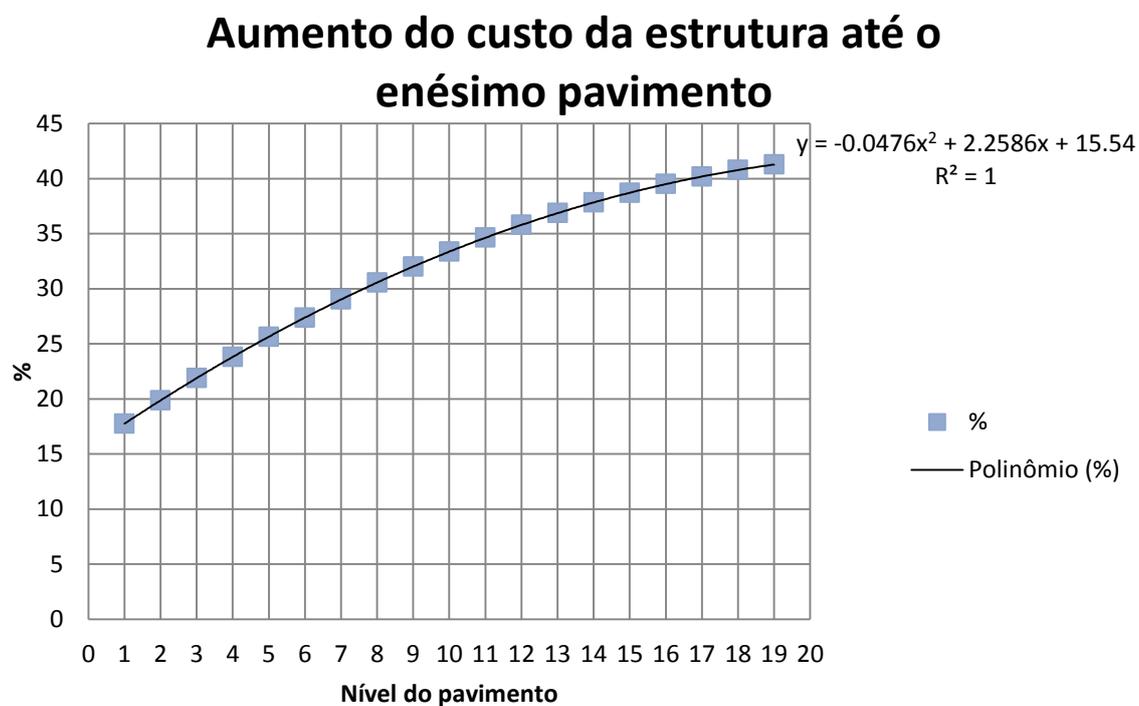
Tabela 4.19 - Comparativo de custos da estrutura análoga e estrutura robusta

Projeto	Custo da estrutura (R\$)	Custo da obra (R\$)	Aumento de custo da estrutura (R\$)	Aumento de custo referente à estrutura análoga (%)	Aumento de custo referente à obra (%)
Projeto Análogo	1.955.620,32				
Projeto Robusto	2.755.756,89	8.391.997,92	800.136,57	40,91	9,53

O gráfico da Figura 4.29 representa a evolução percentual do custo para a obtenção da robustez até o enésimo pavimento do edifício estudado. O gráfico mostra uma curva polinomial específica do edifício estudado, onde se observa o

percentual máximo de aumento para o custo da estrutura correspondente à robustez total no 19º nível.

Figura 4.29 – Aumento do custo da estrutura em percentual para obtenção de robustez até o enésimo pavimento



Fonte: Autor, 2016

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A modelagem estrutural apresentada neste trabalho permitiu a obtenção de uma estrutura robusta que pode suportar a perda de um segmento de pilar em qualquer nível da edificação estudada.

O desenvolvimento da estrutura robusta permitiu a comparação com estrutura análoga. Procurou-se manter as formas, o mais próximo possível, da estrutura original. O resultado assim obtido foi um acentuado aumento das armaduras da estrutura.

Nas simulações de retirada dos pilares, os esforços normais, cortantes e momentos, tanto os de sobrecarga, permanente e de vento, foram transmitidos diretamente aos apoios mais próximos.

Com a eliminação de cada pilar, os pilares vizinhos tiveram que suportar o aumento dos esforços permanentes normais que variaram 10 % a 90 % (Figura 4.11).

Foi observado que o incremento nos esforços devidos ao vento, referentes aos momentos foram muito baixos decorrência da pequena esbeltez do edifício que é de 2,28.

Dos 36 pilares apenas 9 tiveram um aumento acima de 60% no esforço normal, como pode ser visto no gráfico da Figura 4.11.

A pior situação de acréscimos de carga permanente normal para um apoio é sempre a retirada do seu adjacente mais próximo, observar Tabela 4.11.

Conforme explicado anteriormente, devido à transferência de carga para os pilares mais próximos, entende-se que, quando ocorre um dano em um pilar, a resposta imediata da estrutura é localizada, isto é, mais concentrada nos elementos próximos ao evento ocorrido.

Quanto aos deslocamentos na direção z as simulações para obtenção da estrutura robusta apresentaram valores menores do que a estrutura análoga, conforme apresentado na figura 4.12 que mostra os valores dos deslocamentos verticais dos pilares da estrutura análoga e os deslocamentos observados nas simulações de retirada de pilares na estrutura robusta.

Como visto na revisão bibliográfica, segundo o NISTIR 7396 (2007), após a perda repentina de um dos pilares a estrutura responde dinâmica e inelasticamente. O DoD (UFC 4-023-03, 2009) afirma que o deslocamento dinâmico máximo de uma carga instantânea aplicada e sustentada em uma análise linear é o dobro do deslocamento obtido quando a carga é aplicada de modo estático, e que se uma estrutura é projetada para permanecer elástica, um fator de 2,0 seria adequado.

Além disso, as diretrizes apresentadas pela GSA 2003 utilizam um método “equivalente” de análise estática e elástica. Nesta abordagem, a carga característica consiste do peso próprio mais 25% da sobrecarga e com um fator de amplificação dinâmico igual a 2,0.

Este fator 2,0 de amplificação tem o objetivo de estimar o valor que seria obtido em uma análise dinâmica, a partir do correspondente valor encontrado em uma análise estática equivalente.

Ou seja, existem possibilidades dos deslocamentos encontrados pelo software comercial estarem minorados.

Existe ainda a questão de que os esforços são calculados pelo software de acordo com a NBR 6118: 2014, em função do carregamento fornecido, dificultando assim a utilização de fatores de amplificação nos mesmos.

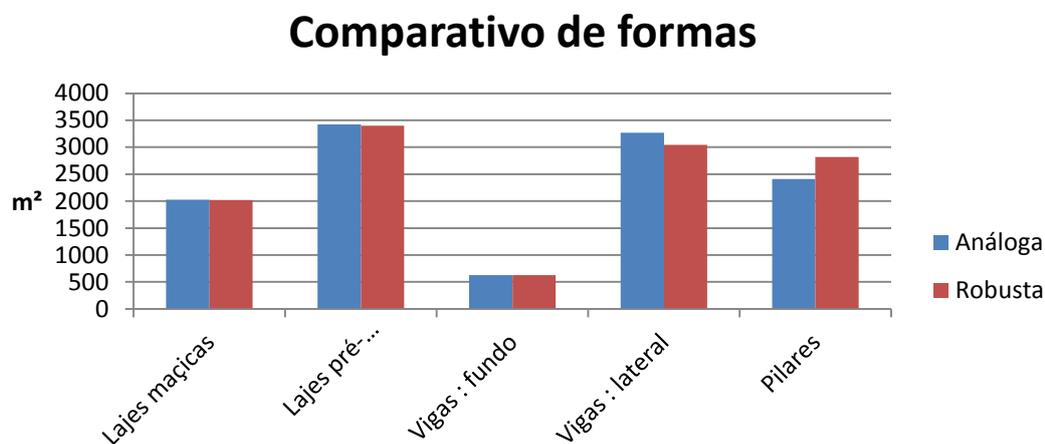
Observa-se então uma limitação do software comercial para modelar estruturas que visam à robustez, já que o referido método “equivalente” seria o mais adequado ao programa computacional, pois o mesmo trabalha com modelo linear.

As dimensões dos elementos estruturais são função da ordem do reforço feito nas peças. Na metodologia usada, quando o trecho do pilar entre o subsolo e a fundação é retirado ocorre à necessidade de se incrementar os pilares e as vigas adjacentes para suportar a nova situação. Em um segundo momento, depois do reforço feito, aquele trecho retirado foi recolocado. Quando outro trecho de outro pilar, entre a fundação e o subsolo é retirado, aquele reforço feito anteriormente contribui para impedir deslocamentos, ou seja, será necessário um reforço menor nos elementos estruturais adjacentes deste novo pilar alterado.

Pode-se constatar que as peças reforçadas primeiramente apresentaram dimensões maiores do que as reforçadas depois, já que os primeiros elementos estruturais reforçados ajudaram a absorver os esforços oriundos das retiradas posteriores do trecho dos pilares.

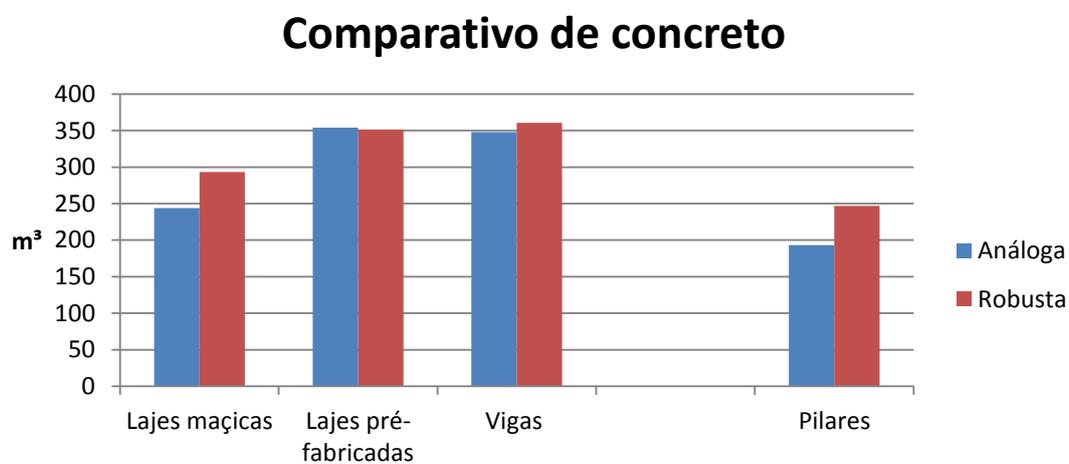
Através dos gráficos apresentados nas Figuras 5.1 a 5.3 é possível analisar claramente o consumo de material por elementos da estrutura.

Figura 5.1 - Comparativo do consumo de formas por elemento estrutural



Fonte: Autor, 2016

Figura 5.2 - Comparativo do consumo de concreto por elemento estrutural



Fonte: Autor, 2016

Figura 5.3 - Comparativo do consumo de aço por elemento estrutural



Fonte: Autor, 2016

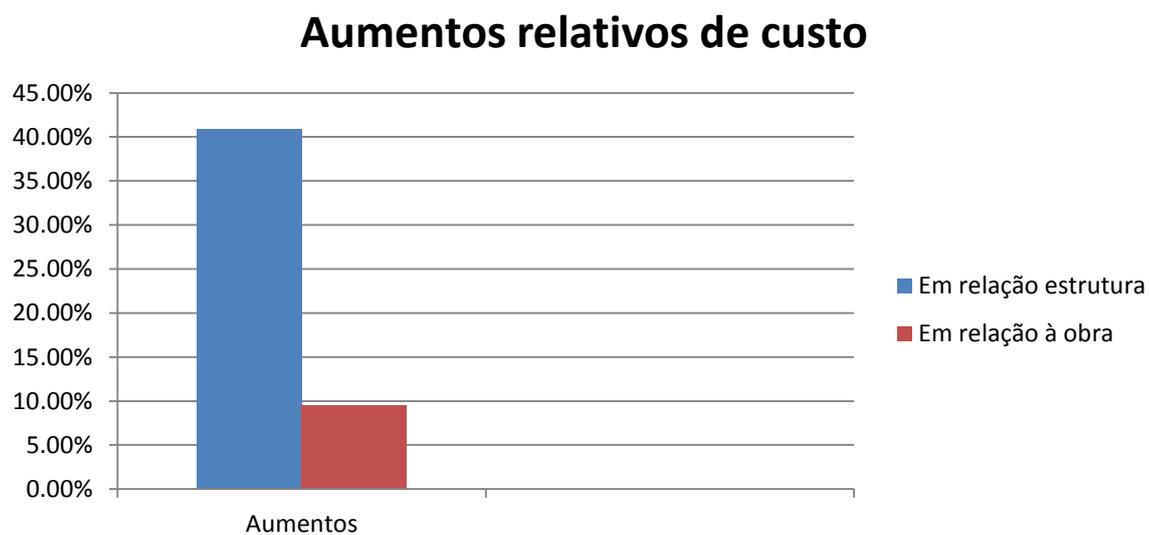
A Figura 5.1 mostra a variação do consumo dos principais elementos estruturais onde se observa o aumento das formas dos pilares decorrentes do aumento dos reforços necessários. A Figura 5.2 revela que as vigas foram os elementos que mais consumiram concreto na estrutura robusta quando comparada com a análoga. Já a Figura 5.3 mostra uma diferença significativa na quantidade de aço tanto nas vigas como nos pilares.

Os custos foram estimados através da tabela de serviços, SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) referente a agosto de 2016.

A Figura 5.4 mostra o percentual estimado de incremento de custo quando se compara um projeto convencional, com as características apresentadas no trabalho, e um projeto com considerações de robustez.

Considerando o preço global da obra, o custo da estrutura robusta apresenta um incremento de 9,53%.

Figura 5.4 - Aumentos relativos de custo.



Fonte: Autor, 2016

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 Conclusões

Uma consequência importante da estrutura robusta é que, na hipótese de colapso de um pilar, qualquer que seja a posição, a sua recuperação poderá ser efetuada com segurança para os usuários e para os profissionais que estiverem participando da intervenção.

Em situações extremas, como as consideradas neste estudo, a tentativa de recuperação de uma estrutura usual poderá causar fatalidades, por não ser possível uma efetiva avaliação do risco oferecido pela obra durante os serviços. Foi o caso do acidente com o Edifício Areia Branca situado na região metropolitana do Recife, PE.

A análise efetuada nesta pesquisa, através de um *software* comercial, mostrou-se longa e laboriosa, resultado de muitos processamentos computacionais o que torna o dimensionamento estrutural, visando à robustez, possível, porém, pouco prático. Isto aponta para a necessidade do desenvolvimento de programas específicos que realizem o dimensionamento e verificações quanto à robustez.

Com base no custo dos materiais e do custo básico de construção compatível com o padrão do prédio estudado, verificou-se que o incremento total no custo da estrutura analisada foi de 40,91 %.

Quando levado em consideração o custo total da obra, o aumento da unidade habitacional foi de aproximadamente 9,53 %.

Estudos realizados no Brasil observaram que os serviços de recuperação estrutural representam 12,69% do custo da estrutura, apenas na parte não protegida da estrutura. Este percentual pode chegar a 40,14%. Percentuais bastante significativos, principalmente se considerado que eles representam apenas uma intervenção. Assim, ao longo da vida útil da edificação, podem ser realizadas várias intervenções, elevando esses percentuais para valores ainda mais significativos. Sendo assim, considera-se que o aumento encontrado no custo de 9,53% é perfeitamente justificável diante da relação custo-benefício, inclusive devido à segurança introduzida pelo reforço estrutural.

Conforme o exposto acima, se demonstra a possibilidade de serem projetadas estruturas, com considerações de robustez, com a utilização de programas computacionais comerciais e obedecendo as recomendações da NBR 6118 / 2014.

Por fim, conclui-se que as edificações devem ser projetadas com mais atenção à robustez diante de um grande número de desabamentos e colapso de estruturas ou de suas partes, onde se verifica que a vida útil das construções está atingindo valores muito menores do que os previstos em normas.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Após a conclusão deste trabalho, pode-se sugerir a realização de estudos sobre a robustez de edifícios a fim de melhorar o conhecimento sobre o assunto:

- Estudar a utilização de concretos de várias classes de resistência, e até a utilização de concretos especiais de alta resistência para observar a economia na execução de um projeto robusto que permita a ruptura de qualquer de seus pilares;
- Estudar a diferença entre esforços e deslocamentos globais de pilares em estruturas realizando diversas análises: elástica estática, inelástica estática, elástica dinâmica, inelástica dinâmica. Podendo ainda compará-las com casos reais;
- Verificar a possibilidade da elaboração de projeto estrutural em estruturas esbeltas que permita a ruptura de qualquer um dos seus pilares;
- Estudar o colapso progressivo em estruturas de edifícios com plantas de diferentes formatos;
- Desenvolver programa computacional para o cálculo das estruturas de edifícios que suporte a condição da perda de um de seus pilares, considerando a robustez;
- Desenvolver estudo para estabelecer o campo de aplicação e os critérios de projeto para a elaboração de estruturas de edifícios robustos que funcionem com $n-1$ pilares.
- Analisar a robustez das estruturas utilizando as paredes como elementos resistentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, **Sistemas de Produção Offshore**. Rio de Janeiro: PUC 2010.
- ANDRADE, Jairo José de Oliveira. **Vida útil das estruturas de concreto**. Concreto-Ensino, Pesquisas e Realizações. São Paulo: Ed. SmartSystem Consulting Ltda, Vol. 2, Capítulo 31, pp. 923 – 951, 2005.
- API, **Design and Analysis of Stationkeeping Systems for Floating Structures**, API RP 2SK, American Petroleum Institute, Third Edition, 2005.
- ASCE. SEI/ASCE 7-05, **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. Washington, DC: American Society of Civil Engineers; 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto- Procedimentos**, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003) – ABNT. **NBR 8681- Ações e Segurança nas Estruturas** – Procedimento - março, 15p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007) – ABNT. **NBR 7480 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação**, fevereiro, 7p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980) – ABNT. **NBR 6120 - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações** – novembro, 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988) – ABNT. **NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações** –Procedimento - novembro, 84p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999) – ABNT. **NBR 5674 – Manutenção de edificações** –Procedimento - setembro, 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1960) – **Projeto e execução de obras de concreto armado: NB -1**. Rio de Janeiro: ABNT.
- BALDRIDGE, S. M.; HUMAY, F. K.; GHOSH, S. K. A multi-hazard approach to progressive collapse mitigation. **Journal for Structural Engineering**, p. 24-27, 2007.

BONIN, L.C. **Manutenção de edifícios: uma revisão conceitual**. In: Seminário sobre manutenção de edifícios, Porto Alegre. Anais – v. I. Porto Alegre: UFRGS, 1988. p. 1-31.

BRIAN INHYOK SONG, B.S., E.I. **Experimental and Analytical Assessment on the Progressive Collapse Potential of Existing Buildings**, Master of Science in the Graduate School of The Ohio State University State University, 2010.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 5950: **Structural use of steelwork in buildings**, Part 1: Code of practice for design — rolled and welded sections, London (UK); 2001.

BRUM, Adriana. **15 anos à espera de indenização**. **Gazeta do Povo**. Paraná, 2010. Caderno Vida e Cidadania. Disponível em: <<http://www.gazetadopovo.com.br/vidaecidadania/conteudo.phtml?id=968813>>.

BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318-11) and Comentary-Reporte by Committee 318 -American Concrete Institute; First Printig August 2011.

CALLISTER, W. **Materials science and engineering: an introduction**. New York: Wiley, 2000.

CENTRO de Perícias Renato Chaves apresenta laudo sobre a queda do Real Class. **Agência norte de notícias**. Belém, 2011. Disponível em:<<http://www.agencianortedenoticias.com.br/??=noticias&id=5829>>.

COST - European Cooperation in the field of Scientific and Technical Research. **Memorandum of Understanding (MoU) for the implementation of a European Concerted Research Action designated as COST Action TU0601: Robustness of Structures**. Brussels, December, 2006.

COSTA, Rodrigo Moysés e CAMARGOS, Ubirajara Alvim. **Colapso estrutural: Ruptura brusca de pilar**- Artigo Técnica, julho de 2011.

CYPECAD, Manual do Utilizador, Traduzido e adaptado por Top-Informática Ltda para a CYPE Ingenieros, S.A., 2015.

DEAN C., TURK G., SORENSEN J.D., **Methods for Assessing Robustness of Structures**. Proc. of the Final Conf. of COST Action TU0601. Prague, Czech Rep., 2011, B.23-27.

DEPARTMENT FOR COMMUNITIES AND LOCAL GOVERNMENT – Centre for the Protection of National Infrastructure, **Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse**-www.communities.gov.uk, October 2011.

DIMAS, TÂNIA DOS SANTOS. **Análise de Estruturas de Edifícios sujeitas a Ações Acidentais**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia de Lisboa, 2014.

DoD (Department of Defense), UFC 4-023-03 – **Design of Buildings to Resist Progressive Collapse**, July 2009.

EL-SHEIKH, A. I.; MCCONNELL, R. E. **Experimental Study of Behavior of Composite Space Trusses**. Volume 119. Número 3. Journal of the Structural Engineering, p. 747-766, 1993.

ELLINGWOOD, BRUCE R. et al. NISTIR 7396: **Best Practices for Reducing The Potential for Progressive Collapse in Buildings**. [S.I.]: National Institute of Standards and Technology. 2007. 194p.

EUROCODE 2: **Design of concrete structures- Part 1-1: General rules and rules for Buildings**

FEMA 277. **The Oklahoma City Bombing: Improving Building Performance Through Multihazard Mitigation**. Building Performance Assessment Team, Federal Emergency Management Agency: Washington, DC. 1996.

FONTE, A. O. C; FONTE, F. L. F; CASTILLO, A. A. H. E; PEREIRA, A. V. A. C. **Características e Parâmetros Estruturais de Edifícios de Múltiplos Andares em Concreto Armado Construídos na Cidade do Recife**. In: 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005, Recife. 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005. v. 01.

FRANZ KNOLL, THOMAS VOGEL, **Design Design for Robustness**, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Switzerland, 2009.

GARCIA-ALONSO, M.C.; ESCUDERO, M.L. MIRANDA, J.M.; VEGA, M.I.; CAPILLA, F.; CORREIA, M. J.; SALTA, M; BENNANI,A; GONZÁLEZ, J.A. **Corrosion behaviour of new stainless steels reinforcing bars embedded in concrete**. *Cement and Concrete Research*, 37, p 1463-1471, 2007.

GARCIA, Julize. **Gaema entrega laudo sobre desabamento de prédio em Belém**. *Imprensa UFPA*. Pará, 11 mar. 2011. Notícias. Disponível em: <<http://www.portal.ufpa.br/imprensa/noticia.php?cod=4499>>.

GIONGO, José Samuel, **Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios**, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2007.

GRASSELLI, Vitor A. **Controle das edificações: uma contribuição ao processo de gestão pelos órgãos públicos**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, UFES, Vitória, 2004.

GSA (General Services Administration) – **Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects** (2003).

GSA (General Services Administration) – **Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance** (2013).

GSA (General Services Administration) – PBS-100 - **Facilities Standards for the Public Buildings Service**. (2014).

HELENE, Paulo. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado**. São Paulo: PINI / IPT, 1986.

HELENE, P. **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto** : IBRACON, 2011.

IONIȚĂ O.M., ȚĂRANU N., ROMÎNU S., BANU C., **Risk-Based Assessment of Structural Robustness**. Bul. Inst. Politehnic, Iași, s. Constr. Archit., **LVI (LX)**, 2, 9-18 (2010).

ISAIA. G.C. **O Concreto: da Era clássica à contemporânea**. In: **Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol. 1, pp. 01 – 43.

IZZUDIN, B. A. et al. **Progressive Colapse of multi-storey buildings due to sudden column loss** - Part I: Simplified assessment framework. **Science Direct**, p. 1308-1318, 2008.

KAPILK, K. **Multi-Scale Computacional Simulation of Progressive Colpase of Steel Frames**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de Michigan. 2008.

LARANJEIRAS, Antonio Carlos Reis. **Colapso progressivo dos edifícios- Breve Introdução**, TQS, São Paulo, V. 33n. 8 p 36-47, ago 2011. Disponível em:<file:///C:/Users/lab733/Downloads/JornalTQS_Artigos Antonio Carlos R Laranjeiras.pdf>. Acesso em : 30 set. 14.

LIMA, M. G. Ação do meio ambiente sobre as estruturas de concreto. In: **Concreto: Ensino, Pesquisas e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol. 1, pp.713 - 751.

MASCARÓ, J. L. **O custo das decisões arquitetônicas**, Nobel, 1985.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008.

MEIRA, G. R.; PADARATZ, Ivo J. **Custos de recuperação e prevenção em estruturas de concreto armado: uma análise comparativa**. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, IX, 2002, Foz do Iguaçu. Anais... Porto Alegre: 2002, p. 1425-1432.

MODEL CODE 2010. **Manual for the design of reinforced concrete building strutures to EC2**. Final draft. Model code prepared by Special Activity Group 5-September 2011.

NAIR, R. S., **Progressive Collapse Basics**. Proc. AISC Steel Building Symposium: Blast and Progressive Collapse Resistance, 4-5, New York, 2003.

NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY, U.S. – **Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings**. NISTIR 7396. February 2007, 216p.

NORMA PORTUGUESA NP EM 1990-2009 Eurocódigo- **Bases para o projeto de estruturas**.

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - Norme Tecniche per le Costruzioni 2015 approvate dal CSLP - 11-15-2014.

OANA-MIHAELA BANU, **Structural Robustness Provisions in Modern Design Codes and Regulations**, “Gheorghe Asachi” Technical University of Iași, Faculty of Civil Engineering and Building Services, 2011

OFFICE OF THE DEPUTY PRIME MINISTER. **The building regulations 2000**, Part A, Schedule 1: A3, Disproportionate collapse. London (UK); 2004.

OLIVEIRA, D. R. C; NAUHUM, K. A. R. “**Contribuição ao estudo numérico-experimental da estabilidade de edifícios altos em concreto armado**”. 50º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 2008.

OLIVEIRA, R. A; **Uso de Alvenaria Estrutural na Região Metropolitana do Recife**. Jornal IAB - PE, Recife - PE, p. 06 - 06, 19 jan. 2001.

OLIVEIRA, R. A; VITÓRIO, J. A.; ANDRADE FILHO, J. C.; TEIXEIRA, D. C. L.; GUSMÃO, A. D. **Causas do Desabamento do Edifício Areia Branca**. 2005.

OLIVEIRA, R. A. **O colapso do Edifício Areia Branca e novos conceitos de vistorias de edifícios**. Concreto (São Paulo), v. 46, 2007, pp. 49-52.

OLIVEIRA, R.A; HYPERLINK "<http://lattes.cnpq.br/7084105376262463>" \t "_blank"
SILVA, F. A. N; PIRES SOBRINHO, C. W. **Edifícios construídos com alvenaria resistente em Pernambuco - Situação atual e perspectivas futuras**. In: Bernardo Silva Monteiro; José Afonso Pereira Vitória. (Org.). O Sinaenco-PE e a produção do conhecimento. 1ª Ed. Recife: Sinaenco, 2008, v. 1, p. 233-263.

OLIVEIRA, R. A ; Oliveira Neto, R.E. . Desempenho Estrutural e Econômico de Edifícios de Andares Múltiplos Apertados. In: **VII Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 51º Congresso Brasileiro do Concreto, 2009**, Curitiba. Anais do VII Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 51º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo: IBRACON, 2009. v. 1. p. 1-15.

PINHO, M. F. Pontes Integrais – **Aspectos de projeto e construção**. Dissertação de Mestrado, PPGEC, UFPE, 2011.

RELATÓRIO TÉCNICO, Conselho Regional de Engenharia e Agronomia – CREA-PI, Shopping Rio Poty - Teresina – 2013.

SANTOS, Mirella Araújo Tavares da Rocha. **Estudo de viabilidade de edifícios em concreto armado projetados para permitir a ruptura de qualquer dos seus pilares na base** – Dissertação de mestrado, Universidade Católica de Pernambuco, 2012.

SASANI, M.; KROPELNICKL, J., **Progressive Collapse Analysis of an RC structure**, Struct. Design TallSpec. Build. 17, 757–771, Boston, 2008.

SIMIONE, Juliana. Rio Preto - SP: prefeitura culpa moradores por queda de prédio. Em:<<http://www.guiame.com.br/v4/32700-1456-Rio-Preto-SP-prefeitura-culpa-moradores-por-queda-de-pr-dio.html>>.

SORENSEN J.D., **Robustness of Structures – Danish Approach**. Proc. of the 1st Workshop of the COST Action TU0601 on Robustness of Structures, ETH Zürich, Switzerland, February 4-5, 2008, 159-168.

SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N., **Ruínas recentes de edifícios no Brasil**. Maringá: II Encontro Tecnológico da engenharia civil e da arquitetura de Maringá, 2001.

SPOHR, Valdi Henrique. **Análise comparativa: Sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas**- Dissertação de mestrado, Santa Maria, RS, Brasil,2008.

STAROSSEK, Uwe. **Progressive Collapse of Bridges—Aspects of Analysis and Design**-International Symposium on Sea-Crossing Long-Span Bridges, Mokpo, Korea, Feb. 15-17, 2006

STAROSSEK, U; HABERLAND, M. **Measures of Structural Robustness – Requirements & Applications**. ASCE SEI StructuresCongress, Vancouver, Canada, 2008, 10p.

STAROSSEK U., HABERLAND M., **Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures**. J. of Perform. of Constr. Facilities, **24**, 6, 519-528 (2010).

SILVA, D.N. (2010). **Análise de incerteza associada a estruturas de madeira**. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

SIMIONE, Juliana. Rio Preto - SP: prefeitura culpa moradores por queda de prédio. Em:<<http://www.guiame.com.br/v4/32700-1456-Rio-Preto-SP-prefeitura-culpa-moradores-por-queda-de-pr-dio.html>>.

UEDA, T.; TAKEWAKA, K. Performance-based Standard Specifications for Maintenance and Repair of Concrete Structures in Japan. Structural Engineering International, v. 4, p. 359-366, 2007.

USP COESF, **PROCEDIMENTOS**: manutenção e obras. São Paulo, 2011.

XVII COBREAP – **CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS** – IBAPE/SC - 2013, PERÍCIA RUÍNA DO ED. LIBERDADE – CINELÂNDIA, 2013.

YI LI, XINZHENGLUA, HONG GUAN, LIEPING YEA, **Improved Tie Force Method for Progressive Collapse Resistance Design of RC Frame Structures**, Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China.

ZARZAR JÚNIOR, Fuad C. **Metodologia para estimar a vida útil de elementos construtivos baseada no método dos fatores**. Dissertação de mestrado, UNICAP, Recife, 2007.