



**UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO- UNICAP
PRÓ-REITORIA ACADÊMICA
COORDENAÇÃO GERAL DE PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

JOSÉ CLÁUDIO BARBOSA DOS SANTOS

**ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE
FUNDAÇÃO EM ESTACAS PARA UM PROJETO ROBUSTO
AO COLAPSO PROGRESSIVO**

Recife - PE

2022

JOSÉ CLÁUDIO BARBOSA DOS SANTOS

**ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE
FUNDAÇÃO EM ESTACAS PARA UM PROJETO ROBUSTO
AO COLAPSO PROGRESSIVO**

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco como parte dos requisitos exigidos pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Tecnologia das Construções, sob orientação do professor Dr. Romilde Almeida de Oliveira e coorientação do professor Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira.

Recife

2022

S237e Santos, José Cláudio Barbosa dos.
Estudo de viabilidade técnica e econômica de fundação em estacas para um projeto robusto ao colapso progressivo / José Cláudio Barbosa dos Santos, 2022.
93 f. : il.

Orientador: Romilde Almeida de Oliveira.
Coorientador: Joaquim Teodoro Romão de Oliveira.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de Pernambuco. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Mestrado em Engenharia Civil, 2022.

1. Fundações (Engenharia). 2. Estacaria (Engenharia civil).
3. Estabilidade estrutural. 4. Engenharia civil. I. Título.

CDU 624.154

Pollyanna Alves - CRB-4/1002

TERMO DE APROVAÇÃO

JOSÉ CLÁUDIO BARBOSA DOS SANTOS

ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA DE FUNDAÇÃO EM ESTACAS PARA UM PROJETO ROBUSTO AO COLAPSO PROGRESSIVO

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco, como parte dos requisitos exigidos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Tecnologia das Construções.

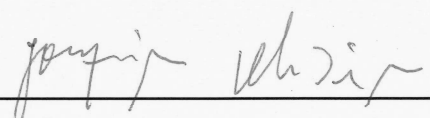
Apresentada em 19 de agosto de 2022.

Aprovada por:



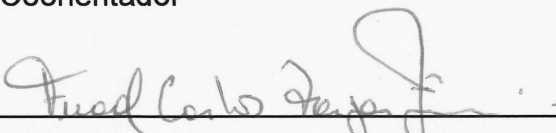
Professor Dr. Romilde Almeida de Oliveira

Orientador



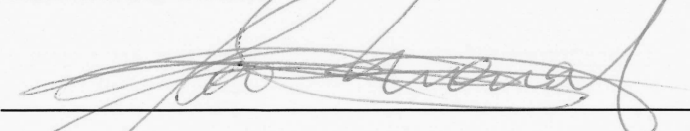
Professor Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira

Coorientador



Professor Dr. Fuad Carlos Zarzar Júnior

Examinador Interno



Professor Dr. João Manoel Freitas Mota

Examinador Externo

Dedico este trabalho a minha família,
professores e amigos.

AGRADECIMENTOS

A Deus pela possibilidade de conhecer pessoas incríveis nesta trajetória.

À minha família, em especial minha esposa Roberta Carneiro, por estar ao meu lado, apoiando minhas decisões e, aos nossos filhos, Pedro Benício e Miguel dos Santos, que nos momentos mais críticos, com brincadeiras e sorrisos, foram fundamentais para que eu pudesse concluir mais esta etapa de minha vida.

Ao Professor Dr. Romilde Almeida de Oliveira, Professor Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira e ao amigo Ronaldo Burgos pelas orientações e contribuições na elaboração desse projeto.

À Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP) e toda a equipe do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, por participarem de minha tão almejada formação *Stricto Sensu*.

Aos professores do curso de mestrado Ângelo Just, Eliana Cristina, Fernando Artur e Valdemir Alexandre pela competência no desempenho de suas atribuições.

Aos amigos conquistados no curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, e aos amigos que incentivaram e torceram por essa vitória.

Muito obrigado!

RESUMO

Com o avanço da capacidade de simulação computacional e o desenvolvimento de alternativas para resolução de problemas estruturais, tornou-se possível a modelagem de estruturas com comportamento análogo a uma estrutura real. Baseado nessa premissa, o presente trabalho tem por objetivo expor o estudo de viabilidade da modelagem de um edifício, com fundação em estacas, pressupondo que: no caso de qualquer uma das estacas romper, adotando um dimensionamento robusto da estrutura, projetada com o objetivo de compensar a falha local, a edificação não terá sua estabilidade comprometida. Para tanto, utilizou-se um programa baseado no Método dos Elementos Finitos - MEF, sendo possível observar, caso ocorra um sinistro, o comportamento dos esforços, momentos e dos deslocamentos da estrutura convencional, interpretando os resultados de sua contribuição para o colapso progressivo e assim dimensionar a Estrutura Robusta capaz de impedir esse fenômeno. O valor estimado da segurança, considerando apenas os custos de execução da estrutura convencional, em comparação aos da Estrutura Robusta, é de 5,79%, já quando são verificados os valores abrangendo todas as etapas para construção do edifício convencional e para o edifício robusto, esse percentual representa apenas 1,62% de acréscimo aos custos iniciais. Assim, mediante o estudo apresentado, a execução de um edifício com fundação em estacas, para um projeto robusto ao colapso progressivo, demonstra ser viável. Contudo, mais estudos devem ser realizados, com o objetivo de ampliar a quantidade e a qualidade dos resultados encontrados.

Palavras-chave: estaca, colapso progressivo, robustez.

ABSTRACT

With the advance of the computational simulation capacity and the development of alternatives to solve structural problems, it became possible the modeling of structures with behavior analogous to a real structure. Based on this premise, this paper aims to expose the feasibility study of the modeling of a building with stakes foundation, assuming that: in case any of the stakes rupture, adopting a robust design of the structure, designed with the objective of compensating the local failure, the building will not have its stability compromised. For this, it was used a program based on the Finite Element Method - FEM, being possible to observe, in case of an accident, the behavior of the efforts, moments and displacements of the conventional structure, interpreting the results of its contribution to the progressive collapse and thus dimensioning the robust structure capable of preventing this phenomenon. The estimated value of safety, considering only the execution costs of the conventional structure, compared to the robust structure, is 5.79%, but when the values covering all the steps for the construction of the conventional building and the robust building are verified, this percentage represents only 1.62% of increase to the initial costs. Thus, through the presented study, the execution of a building with stake foundation, for a project robust to progressive collapse, demonstrates to be feasible. However, further studies should be carried out in order to increase the quantity and quality of the results found.

Keywords: stake, progressive collapse, robustness.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Classificação geral dos solos.....	22
Figura 2 - Ilustração com sondagens insuficientes e pouca profundidade.....	23
Figura 3 - Patologia devido a diferentes tipos de fundação na mesma edificação	25
Figura 4 - Edifício sofrendo colapso progressivo. (a) Perda de uma das estacas de fundação; (b) Redistribuição das cargas ao demais elementos estruturais; (c) Colapso desproporcional ao dano inicial.....	29
Figura 5 - Edifício do Ronan Point.....	31
Figura 6 - Colapso de um edifício de dez andares em Islamabad, 2005.....	33
Figura 7 - Colapso da Ponte Tacoma Narrows	34
Figura 8 - Demolição de Pruitt – Igoe.....	35
Figura 9 - Armadura contra colapso progressivo.....	38
Figura 10 – Armadura contra colapso progressivo - Lajes sem vigas.....	39
Figura 11 - Edifício alcunhado a “Balança”, no centro administrativo da Bahia, Salvador	45
Figura 12 - Duas estruturas de viaduto e detalhes das ligações entre elementos	46
Figura 13 – Edifício Areia Branca ante do colapso.....	51
Figura 14 – Edifício Areia Branca depois do colapso	52
Figura 15 – Estrutura do Edifício Areia Branca - (a) Redução da seção transversal do pilar e armadura oxidada; (b) Pescoço do pilar do edifício com sinais de degradação.	53
Figura 16 – Edificação Modelada.....	54
Figura 17 – Planta de forma - Disposição das estacas	57
Figura 18 – Planta de forma - Disposição dos blocos de fundação e estacas	58
Figura 19 – Planta de forma – (a) Pilotis (b) Pavimento Tipo.....	59
Figura 20 – Planta de forma – (a) Cobertura (b) Fundo do reservatório Superior (c) Tampa do Reservatório	

Superior.....	60
Figura 21 – Parâmetros de não conformidades para estacas e pilares	62
Figura 22 – Parâmetros de conformidades para estacas e pilares	62
Figura 23 – Exemplo de bloco de fundação modelado	64
Figura 24 – Parâmetros de não conformidades para vigas.....	64
Figura 25 – Parâmetros de conformidades para vigas.....	65
Figura 26 – Momento Fletor em vigas: (a) Estrutura Original; (b) Retirada a Estaca E5; (c) Retirada a Estaca E6	66
Figura 27 – Esforço Cortante em vigas: (a) Estrutura Original; (b) Retirada a Estaca E5; (c) Retirada a Estaca E6.....	67
Figura 28 – Caminho Alternativo de Cargas - Verificação dos Tirantes	68
Figura 29 – Caminho Alternativo de Cargas - Verificação dos Tirantes (COLAPSO).....	69
Figura 30 – Caminho Alternativo de Cargas - Verificação das Bielas de Compressão.....	70
Figura 31 – Caminho Alternativo de Cargas - Verificação das Bielas de Compressão (COLAPSO).....	71
Figura 32 – Retirada da estaca E5, propagação do Esforço Normal	72
Figura 33 – Gráfico comparativo dos Esforços Normais mais desfavoráveis.....	73
Figura 34 – Gráfico comparativo do Momento Fletor - Eixo XX (t.m)	74
Figura 35 – Gráfico comparativo do Momento Fletor - Eixo YY (t.m)	74
Figura 36 – Gráfico comparativo do Esforço Cortante - Q_x (t)	75
Figura 37 – Gráfico comparativo do Esforço Cortante - Q_y (t)	75
Figura 38 – Gráfico comparativo do Deslocamento D_x (mm).....	76
Figura 39 – Gráfico comparativo do Deslocamento D_y (mm).....	77
Figura 40 – Gráfico comparativo do Deslocamento D_z (mm).....	77
Figura 41 – Gráfico comparativo da Deformada: (a) Retirada da estaca E5; (b) Estrutura Robusta	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dados geométricos de grupos e pisos	55
Tabela 2 – Quantidade de concreto e aço por pavimento	79
Tabela 3 – Comparativo de quantidades totais por elemento estrutural	81
Tabela 4 – Comparativo de quantidades totais de materiais.....	83
Tabela 5 – Comparativo de custos totais de materiais.....	84
Tabela 6 – Percentual comparativo da Obra Original e Estrutura Robusta.....	84

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI - Instituto Americano de Concreto

A_p – Área dos cabos de pré-esforço que atravessam a seção do pilar

A_s – Área das armaduras na face inferior da laje que atravessam a seção do pilar

ASCE - American Society of Civil Engineers

ELU - Estado Limite Último

f_{pd} – Valor de cálculo da tensão do aço

GSA - General Services Administration

MCAC - Método de Caminho Alternativo de Cargas

MEF - Método dos Elementos Finitos

MRLE -Método da Resistência Local Específico

NBR – Norma Brasileira

V_{sd} – força transmitida ao pilar

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
1.1. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA.....	155
1.2. OBJETIVOS.....	177
1.2.1. Objetivo geral.....	17
1.2.2. Objetivos específicos.....	17
1.3. METODOLOGIA PARA DESENVOLVIMENTO E APRESNTAÇÃO DA PESQUISA	18
2. CONSIDERAÇÕES A CERCA DE PATOLOGIAS EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS (ESTACAS).....	20
2.1. ORIGENS E MECANISMOS DEFLAGRADORES DE PATOLOGIAS NAS FUNDAÇÕES	211
2.1.1. Solo	211
2.1.2. Fundação	214
2.1.3. Interação solo-estrutura	266
3. COLÁPSO PROGRESSIVO.....	26
3.1. DEFINIÇÕES.....	29
3.2. CONTRIBUIÇÕES ACADÊMICAS ACERCA DO COLAPSO PROGRESSIVO	30
3.3. TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO	32
3.3.1. Colapso tipo panqueca	33
3.3.2. Colapso tipo zíper.....	34
3.3.3. Colapso tipo dominó	35
3.3.4. Colapso tipo seção	35
3.3.5. Colapso tipo instabilidade.....	36
3.3.6. Colapso tipo misto	36
3.4. NORMAS SOBRE O COLAPSO PROGRESSIVO.....	37
3.4.1. Norma Brasileira (ABNT NBR 6118:2014).....	377
3.4.2. Eurocode 2 – Projeto de estruturas de concreto (EN 1992-1-1 2010).....	40
3.4.3. Norma Americana (ACI 318 – 11).....	411
3.4.4. General Services Administration – GSA	422

3.5.	MÉTODOS DE ANÁLISE	43
3.5.1.	Análise Indireta	433
3.5.2.	Análise Direta	43
3.6.	RESISTÊNCIA AO COLAPSO PROGRESSIVO.....	45
3.6.1.	Redundância.....	45
3.6.2.	Continuidade.....	466
3.6.3.	Ductilidade	47
4.	MODELAGEM	488
4.1.	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	49
4.2.	PROGRAMA CYPECAD	49
4.3.	ESCOLHA DA EDIFICAÇÃO	50
4.3.1.	O edifício Areia Branca.....	50
4.4.	INFORMAÇÕES GERAIS - MODELAGEM DA ESTRUTURA	54
4.4.1.	Fundação	56
4.4.2.	Superestrutura	59
4.5.	DEFINIÇÃO DA ESTRATÉGIA DE ANÁLISE	61
4.5.1.	Estacas e Pilares	61
4.5.2.	Bloocos de Fundação	63
4.5.4.	Vigas	64
5.	RESULTADOS E ANÁLISE	66
5.1.	ESFORÇO NORMAL	722
5.2.	MOMENTO FLETOR	733
5.3.	ESFORÇO CORTANTE.....	755
5.4.	DESLOCAMENTOS	766
5.5.	QUANTIDADES.....	799
5.6.	VIABILIDADE ECONÔMICA.....	822
6.	CONCLUSÕES	866
7.	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	888
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	899

1. INTRODUÇÃO

1.1. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA

As estruturas projetadas há pouco mais de três décadas, eram mais robustas e mais conservadoras do que as de hoje. Porém, o surgimento de grandes centros urbanos com elevada concentração populacional, exigiu soluções de arquitetos, engenheiros e demais profissionais, no sentido de conceber construções que conseguissem agregar uma maior quantidade de pessoas, numa menor área de solo edificante.

Uma alternativa viável encontrada para a expansão populacional, em regiões com escassez de espaço, foi a verticalização das edificações. O conceito de verticalização faz sentido como uma forma de ampliar o aproveitamento do solo urbano, aumentando a densidade demográfica e tendo ganhos de escala no uso do espaço e da infraestrutura construída.

A busca do maior aproveitamento do espaço urbano tem resultado em construções de prédios cada vez mais altos (FERREIRA, 2016, p. 22), tornado as construções cada vez mais esbeltas e, em muitos casos, apresentando soluções com um número reduzido de elementos estruturais.

Do ponto de vista físico, uma edificação nada mais é do que a interligação racional entre diversos materiais e componentes. Porém, é de fundamental importância perceber que, para uma estrutura ser bem-sucedida, devemos observar além do projeto elaborado, as características mecânicas dos materiais envolvidos na construção, as fases de execução dessa estrutura e o atendimento aos fatores de segurança exigidos nas normas vigentes.

Helene (1992), alerta que a edificação deve ser inspecionada constantemente, deve-se avaliar o estado de conservação como um todo, considerando aspectos de desempenho, segurança, vida útil, exposição ao meio ambiente, além de identificar possíveis falhas que podem colocar em risco o funcionamento da edificação ou a integridade física das pessoas que a utilizam.

Conseqüentemente, também é desejável, porém não exigido, que essa construção seja capaz de suportar sinistros (eventos de probabilidade diminuta), que podem causar a ruína da edificação.

Laranjeiras (2011), afirma que o termo “colapso progressivo” é usado para identificar a propagação de uma ruptura inicial, localizada, de modo semelhante a uma reação em cadeia que conduz à ruptura parcial ou total de um edifício.

A característica básica do colapso progressivo é a de que o estado final da ruptura é desproporcionalmente maior do que a ruptura que deu início ao colapso (LARANJEIRAS, 2011).

Logo, a esbeltez das edificações, aliada ao reduzido número de elementos estruturais, e a ausência de exigências normativas para algum evento não previsto, que comprometa a distribuição e dissipação de cargas estruturais, possivelmente tornam as construções mais suscetíveis ao colapso progressivo.

Dimas (2014), declara que é impossível projetar edifícios que garantam uma segurança absoluta, além de ser uma opção economicamente inviável. Todavia, é possível construir um edifício com um grau de segurança aceitável, relativamente às ações acidentais.

Para isso, com o avanço da capacidade de simulação computacional e o desenvolvimento de alternativas para resolução de problemas estruturais, tornou-se factível um estudo mais aproximado das solicitações estruturas reais.

Com simulação gráfica, utilizando, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos (MEF), é possível observar de forma antecipada, caso ocorra um sinistro, o provável comportamento dos esforços e dos deslocamentos em uma estrutura convencional, interpretando os resultados de sua contribuição para o colapso progressivo e, dessa forma, dimensionar a estrutura para impedir esse fenômeno.

Baseado nessas premissas, o presente trabalho apresenta a modelagem de uma edificação, com fundação em estacas, e pressupõe que: no caso de qualquer uma das estacas romper, a estabilidade da edificação não será comprometida, considerando um dimensionamento robusto da edificação, projetada com o objetivo de compensar a falha local. É apresentado também um estudo da viabilidade da Edificação Robusta projetada.

Para tanto, foi utilizado um software baseado no MEF, a fim de modelar uma edificação com fundação profunda e posteriormente simular a retirada de qualquer uma de suas estacas, analisando se a nova configuração conduz ao rompimento de um ou mais elementos estruturais, causando danos desproporcionais ao inicialmente

provocado, e projetar um reforço (robustez) que evite o colapso progressivo da edificação.

Demonstrando, a importância de verificar a segurança das edificações, quanto ao colapso desproporcional por falha na fundação, já que considerando o rompimento de qualquer estaca, com um pequeno número de pilares e, devido a esbeltez das edificações, a ruptura tende a ser mais ampla e rápida, e os danos excederem as perdas financeiras.

1.2. OBJETIVOS

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

1.2.1. Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é apresentar o estudo de viabilidade de um edifício, com fundação em estacas, para um projeto robusto ao colapso progressivo.

1.2.2. Objetivos específicos

- Modelar uma edificação com fundação profunda, tipo estaca, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), nomeada ***Edificação Original ou Estrutura Original***;
- Simular o comportamento da estrutura original, quando submetida à perda de qualquer uma de suas estacas;
- Verificar a possibilidade de colapso progressivo da edificação original, devido à perda de qualquer uma das estacas;
- Dimensionar a mesma edificação, com robustez suficiente, para suportar a nova configuração dos esforços solicitantes e deslocamentos causados, nomeada ***Edificação Robusta ou Estrutura Robusta***;
- Realizar a análise comparativa entre a Edificação Original e a Edificação Robusta, considerando sua viabilidade.

1.3. METODOLOGIA PARA DESENVOLVIMENTO E APRESENTAÇÃO DA PESQUISA

Neste item será apresentada a sequência lógica e organizada das etapas utilizadas para elaboração do presente trabalho. Ou seja, é por meio dessa sequência metodológica que toda a pesquisa foi desenvolvida.

A apuração do referencial teórico, primeira etapa do estudo, deu-se pela revisão das publicações e das discussões de outros autores sobre a temática abordada nesta pesquisa. O marco teórico salientou a abrangência e a importância do assunto, isto é, as teorias, os conceitos e os métodos desenvolvidos a partir do interesse de outros pesquisadores. Sendo evidenciada algumas das origens, dos mecanismos e das patologias que podem contribuir para o surgimento do colapso desproporcional de uma estrutura. Apresentado, ainda, os tipos e métodos de análise do colapso progressivo, como também, as técnicas para reforço das estruturas.

Ultrapassada essa etapa, passou-se à modelagem da edificação original, um edifício análogo ao Areia Branca, que sofreu desabamento por colapso progressivo, no dia 14 de outubro de 2004. Sendo modificada a fundação para estacas pré-moldadas de concreto armado, e adotado concreto com resistência característica f_{ck} de 40Mpa, tanto para Estrutura Original quanto para Estrutura Robusta, considerando que a norma NBR 6118 (2014), não permite construções com resistências tão baixas como as utilizadas no Areia Branca, associado ao fato que a resistência característica de 40MPa é bastante corriqueira nos dias atuais.

Para simular a perda das estacas, não sendo possível prever de forma sistêmica a sequência das retiradas, por tratar-se um evento aleatório, realizou-se a supressão seguindo a ordem crescente de numeração. Nesta etapa, em cada remoção, foram analisadas as ações presentes na estrutura original, e verificada sua atuação antes e depois da exclusão da estaca, com a finalidade de observar quais os esforços mais representativos para surgimento do colapso progressivo. Também os deslocamentos dos pilares nas direções x, y e z foram examinados, com e sem a presença da estaca, a fim comparar sua variação em toda a estrutura, considerando o apoio retirado.

Efetivada a investigação do comportamento da estrutura devido a perda de uma das estacas, e baseando-se no Método Direto de Caminhos Alternativos de

Cargas, os reforços necessários nos pilares, nas vigas, nos blocos de fundação e nas estacas foram sendo implantados, até que a estrutura original tivesse sua estabilidade restabelecida sem a estaca retirada (Estrutura Robusta);

Os reforços dos elementos estruturais colapsados, foram realizados seguindo a sequência: aumento da área de aço, aumento da seção de concreto e, para o caso de colapso do bloco de fundação, mudança da geometria do bloco e da quantidade de estacas a ele vinculada.

Restabelecido o equilíbrio dos elementos, a estrutura foi “travada”, sendo recolocada a estaca anteriormente retirada e subtraída a próxima estaca da sequência. Ou seja, a nova análise foi realizada já considerando as modificações efetivadas devido a ausência da estaca anterior.

Finalizada a sequência de supressões das estacas e reequilíbrio da estrutura, passou-se para etapa de análise dos resultados obtidos, com apresentação dos esforços, momentos, deslocamentos e quantidades, sempre observando as condições iniciais da edificação original em comparação as alcançadas na Edificação Robusta.

Realizou-se, ainda, o comparativo financeiro dos acréscimos de fôrma, aço e concreto aos elementos da estrutura original, para alcançar a robustez necessária a perda de qualquer uma das estacas de fundação e, baseando-se nas tabelas de referência do SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, foram atribuídos os valores para os insumos variantes, obtendo os custos da estrutura de concreto armado, posteriormente alcançando o custo total da Edificação Robusta, através da extrapolação proporcional dos valores.

Os últimos capítulos compreendem as conclusões logradas e as sugestões para futuros trabalhos, finalizando com as referências bibliográficas.

2. CONSIDERAÇÕES A CERCA DE PATOLOGIAS EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS (ESTACAS)

Fundações são elementos estruturais responsáveis por transmitir as cargas das edificações para o solo. (AZEREDO, 1997).

Fundações apresentam peculiaridades que as tornam diferentes dos demais elementos da edificação. A elaboração do projeto está diretamente relacionada às características de execução de cada sistema de fundação, tendo por fator preponderante as propriedades do perfil do solo e a análise através de teorias ou métodos específicos de cálculo.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), são elementos necessários para o desenvolvimento do projeto de fundações: topografia da área, dados geológico-geotécnicos, dados da estrutura a construir e dados sobre construções vizinhas. Estas informações devem ser cuidadosamente observadas durante a análise do local aonde será implantada a construção, através destas, juntamente com a discussão entre os profissionais envolvidos, tanto no projeto como na execução, serão definidos os deslocamentos admissíveis e os fatores de segurança a serem aplicados às diferentes cargas ou ações dos elementos estruturas.

O bom ou mau desempenho de uma fundação, ou mesmo a possibilidade de aparecimento de problemas, pode ter origem, ou mesmo depender, de uma imensa variedade de aspectos. Devendo, ainda, ser considerada a possibilidade de que uma fundação em estacas, nem sempre é executada conforme os requisitos definidos no projeto, pois depende da variabilidade das condições de campo, dentre elas a possibilidade de mudança das características do subsolo, identificadas na etapa de investigação, muitas vezes, obrigando mudanças substanciais no projeto original.

A admissão de procedimentos adequados, nas várias etapas da vida de uma fundação, pode minimizar ou mesmo impedir a ocorrência de patologias severas, especialmente quando à adoção das práticas recomendadas objetiva um maior grau de segurança e confiabilidade dos resultados finais.

Na ocorrência de patologias, devem-se caracterizar suas origens e possíveis mecanismos deflagradores, além do acompanhamento de seu progresso. Para assim, prever as medidas sanativas ou mitigadoras.

2.1. ORIGENS E MECANISMOS DEFLAGRADORES DE PATOLOGIAS NAS FUNDAÇÕES

A escolha do sistema de fundação inicia-se com a obtenção das solicitações ou cargas de projeto e a definição de um perfil ou modelo de subsolo, após a investigação geotécnica (ensaios de campo e de laboratório)

Estes dados são analisados e interpretados considerando o comportamento do solo sob carga, ou a partir da transmissão de esforços à massa de solo. Após definição das solicitações, o projetista escolhe as possíveis formas de transferência de carga, e são calculados os elementos de transferência do carregamento ao solo.

Ultrapassada esta etapa, o sistema de fundação é dimensionado estruturalmente, passando então à elaboração da planta executiva (contendo todas as características da solução adotada e os detalhes executivos), sendo este o elemento que vai para o canteiro, para construção da edificação.

Segundo Schwirck (2005), as patologias são decorrentes das inúmeras incertezas e riscos que podem acontecer na construção e vida útil das fundações. O seu desempenho pode ser afetado por inúmeros fatores, começando por aqueles decorrentes do projeto, que envolve o conhecimento do solo, passando pelos procedimentos construtivos e finalizando por efeitos de acontecimentos pós-implantação, incluindo sua possível degradação.

Os principais fatores que podem afetar a vida útil das fundações são: o solo; a estrutura de fundação; e os mecanismos de interação solo-estrutura.

2.1.1. Solo

A correta caracterização dos tipos de solo é fator determinante para escolha da fundação e da própria edificação a ser construída. O trabalho de análise do solo procura entender o substrato, aplicando esse entendimento em segurança e estabilidade para os empreendimentos.

Assim, segundo Milititsky *et al.* (2015), a identificação e caracterização de seu comportamento, são essenciais à solução de qualquer problema, devido ao solo ser o meio que suportará as cargas. Já Cintra *et al.* (2013), alertam que o solo, por ser um material natural, é muito variável quanto à composição e ao comportamento sob

carga.

Os tipos principais de solo são divididos de acordo com a densidade da sua composição, das necessidades especiais que possuem para a construção e de como o solo em questão se comporta quando é aplicada uma determinada pressão sobre ele.

De uma maneira geral, conforme pode ser observado na Figura 1, os solos podem ser classificados, considerando a:

Figura 1 - Classificação geral dos solos.

Origem	Composição Química e Mineralógica	Granulometria
<ul style="list-style-type: none"> • Residual • Sedimentar • Orgânico 	<ul style="list-style-type: none"> • Silicatos • Óxidos • Carbonatos • Sulfatos 	<ul style="list-style-type: none"> • Pedregulho • Areia • Silte • Argila

Fonte: Autoria própria

A divisão do solo não é completamente exata, já que na natureza há mistura dos diversos materiais. As composições são variadas, considerando que a gênese do solo, não tem por objetivo específico, a sua utilização como material de suporte a estruturas edificadas. Dessa forma, é incorreto dizer que um solo argiloso é formado completamente por argila, assim como afirmar que um arenoso possui em sua composição somente areia. Ou seja, quando um solo é predominantemente arenoso, argiloso ou siltoso, tanto é possível, quanto provável, que exista argila no solo arenoso ou silte no solo argiloso.

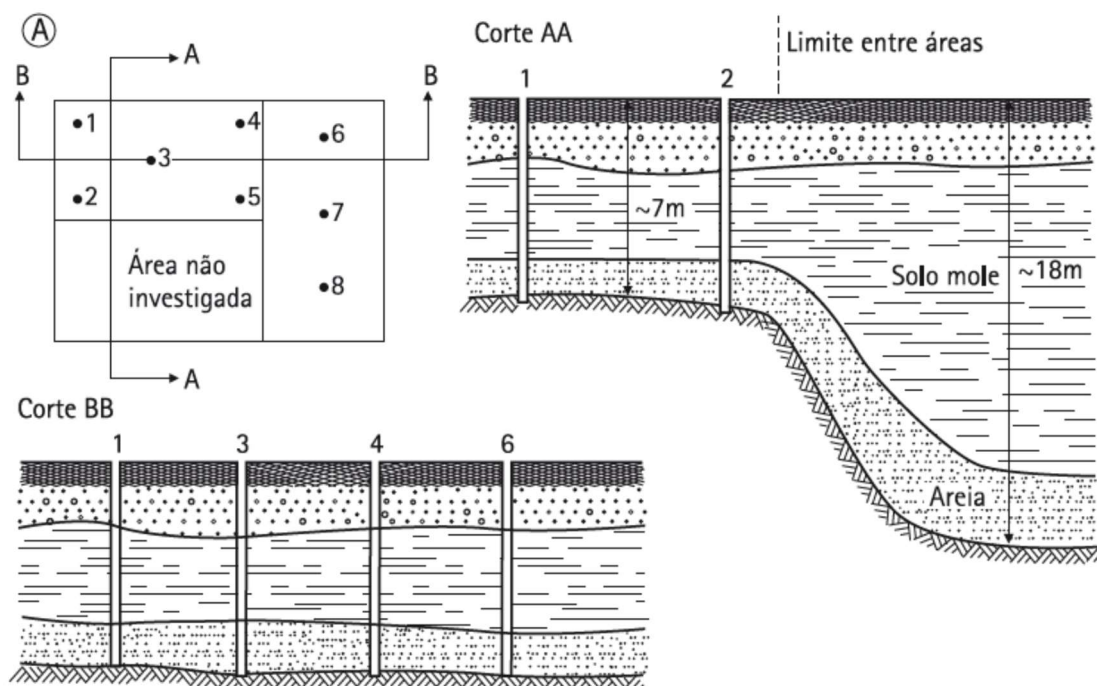
Logo, todos os esforços investigativos devem ser orientados, desde o primeiro momento, propondo, aferindo, descartando e confirmando hipóteses fenomenológicas, para que, ao final, obtenha-se um quadro científico o mais próximo possível do cenário real.

A ausência ou insuficiência de investigações, uma ocorrência típica de obras de pequeno e médio porte, pode causar:

- Adoção de estacas inadequadas ao subsolo, resultando em um dimensionamento muito aquém (risco de colapso) ou além (custo excessivo) do necessário;
- Geometria inadequada, com comprimento ou diâmetro inferiores ao necessário;
- Estacas apoiadas em camadas resistentes sobre solos moles, com recalques incompatíveis com a obra;
- Ocorrência de atrito negativo não previsto, reduzindo a carga admissível nominal adotada para a estaca.

Como ilustrado na Figura 2, a área observada possui uma camada de solo mole que não foi identificada na investigação geotécnica, podendo levar a soluções estruturais equivocadas.

Figura 2 - Ilustração com sondagens insuficientes e pouca profundidade.



Fonte: Milititsky *et al.* (2015).

De acordo com Schwirck (2005), nas sondagens são comuns acontecerem erros na localização do sítio da obra, localização incompleta, adoção de procedimentos indevidos ou ensaios não padronizados, uso de equipamentos com defeitos ou fora de especificação.

Este tipo de falha gera problemas durante a execução das fundações, por causa da diferença entre estimativas de projetos e a realidade encontrado na obra, tais como: comprimento necessário das estacas diferentes das do projeto; rochas em posição não previstas; tipos de solos não descritos nas sondagens.

Corroborando Soares (S.D), indica que um dos principais erros é a adoção de valores não representativos ou ausência de identificação de problemas, os quais podem provocar desempenho inadequado das fundações.

Importante salientar que, mesmo com o grande avanço dos programas computacionais para cálculo estrutural, uma das dificuldades na elaboração desse trabalho foi adotar um software que aliasse a abrangência e detalhamento dos parâmetros necessários à análise do tema proposto, com o “gasto computacional” levando em conta o elevado tempo de processamento dos dados.

Assim, neste trabalho, o maciço de solo não foi modelado pelo Método dos Elementos Finitos, sendo atribuída uma contribuição mais simples, com a aplicação de um parâmetro padrão denominado “terreno de fundação”, previsto no programa CYPECAD.

2.1.2. Fundação

Tendo obtido todas as informações necessárias sobre o solo, Carvalho (2018) aconselha sobre a necessidade de realizar cálculos analíticos do comportamento das tensões e das possíveis deformações, para assim decidir a fundação mais adequada para cada caso.

Uma fundação é o resultado da necessidade de transmissão das cargas da estrutura edificada ao solo. As estacas de fundação, são indicadas para solos com pouco resistência, onde é necessário “aprofundar” a escavação para alcançar solo resistente ou atrito suficiente.

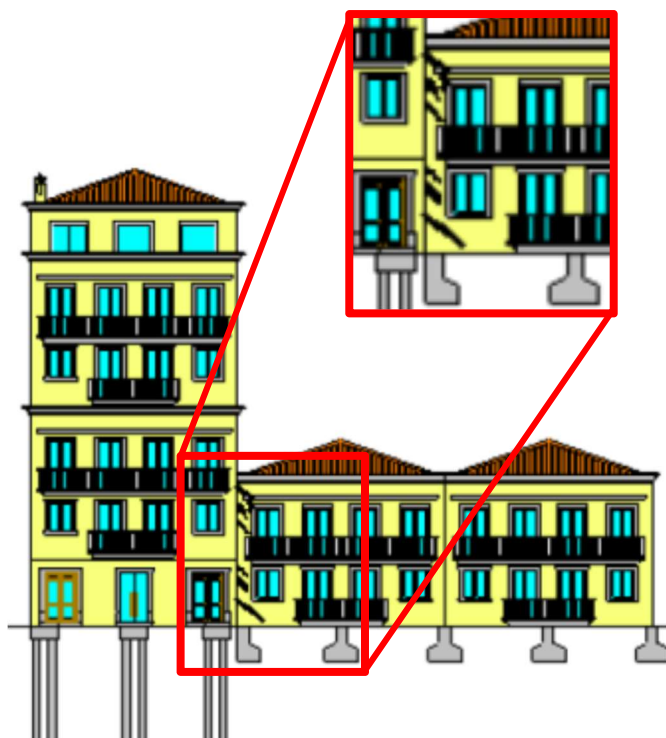
As estacas fazem parte do grupo das fundações profundas, caracterizadas

por pequenas seções transversais e grandes comprimentos, podem ser feitas de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado “*in situ*” ou mistos, e são subdivididas em duas categorias: estacas cravadas e estacas escavadas.

Conforme Milititsky *et al.* (2015), o desconhecimento do comportamento das fundações é um problema, pois cada tipo de solução apresenta um desempenho e uma maneira distinta de transmitir cargas para o solo, gerando diferentes deformações.

Como exemplo, a utilização de diferentes tipos de fundações na mesma edificação. Para cada escolha, é necessário conhecer a compatibilidade de deformações devido aos diferentes tipos de fundações utilizados, pois cada solução pode ocasionar recalques diferenciais distintos, causando manifestações patológicas, como demonstrado na Figura 3.

Figura 3 – Patologia devido a diferentes tipos de fundação na mesma edificação.



Fonte: Adaptado de Milititsky *et al.* (2015).

Também mencionado por Milititsky *et al.* (2015), outra possível causa de patologias ligadas as fundações, ocorre devido às especificações construtivas, sendo de grande importância a presença de especificações detalhadas na concepção do

projeto. De acordo com Carvalho (2018), especificações adequadas permitem levar em conta possíveis mudanças no processo de implantação, identificando eventuais impedimentos e minimizando a possibilidade de erros.

Os problemas relacionados a fundações profundas são variados, podendo citar ainda como exemplos: erro de posicionamento de estacas, desvios devido a obstruções, mudança do tipo de estaca, concreto com características não seguindo às exigências consideradas em projeto, empresas sem o conhecimento e comprometimento suficiente para a execução, entre outros fatores (MILITISKY, 2015).

Já as ações naturais mais evidentes no âmbito do desgaste de fundações são citadas por Carvalho (2018), como sendo as seguintes: a carbonatação, que é a reação química ocorrida durante a hidratação do cimento e pode afetar o pH do concreto recaiando a valores inferiores a nove; agressões por “íons” de cloro, essas são agressões que enfraquecem o concreto por atingir sua estrutura e a do aço; agressão por sais sulfatados; Álcalis (Na e K) – agregado (RAA).

Ocorrendo, ainda, ações físicas como: Ciclos de gelo/degelo, retração, temperaturas elevadas; abrasão; erosão; cavitação. E as ações biológicas: ação dos esgotos; presença de enxofre e sua conversão em ácido (sulfídrico, sulfúrico) ou sulfatos; formação de microrganismos; assim como as de origem vegetal (raízes ou fungos) e as de origem animal também.

2.1.3. Interação solo-estrutura

A interação solo-estrutura é atualmente um dos problemas que tem recebido especial atenção, principalmente por suas aplicações de caráter prático. O estudo exige uma visão integrada dos diferentes materiais que compõe o sistema, ou seja, sistemas estruturais e sistemas geotécnicos ou maciço de solo.

Os primeiros estudos no Brasil foram feitos por Chamecki (1956) e posteriormente aplicados para o problema do adensamento do solo, Chamecki (1969). Embora os engenheiros geotécnicos brasileiros tenham se preocupado com a medida de recalques de edifícios altos, pouco interesse tinha sido dado aos problemas de redistribuição dos esforços na estrutura e a modificação dos recalques na fundação com a interação solo-estrutura, até a década de 80. O reaparecimento desse tema está documentado na tese de Barata (1986) e posteriormente esse interesse foi

confirmado com a contribuição de Gusmão e Lopes (1990).

Com relação ao estudo da interação solo-estrutura, em que o maciço de solos é representado por um meio contínuo tridimensional, vários autores apresentaram trabalhos, tais como Cheung e Nag (1968), Chakravorty e Gosh (1975), Poulos (1980), Fatemi-Ardakani (1987), Zaman et al. (1988), Hemsley (1990 a, b), Messafer e Coates (1993), Paiva (1993), Ferro (1993), Calderón (1996), Mendonça (1997).

Uma das inúmeras vantagens em considerar a interação solo-estrutura é a possibilidade de estimar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade dos recalques diferenciais, tornando os projetos mais eficientes e confiáveis.

Por ser um assunto relativamente complexo que envolve muitas equações e parâmetros, a questão da interação está intimamente ligada com a utilização dos computadores e programas computacionais, que possibilitam a sua viabilidade nos projetos de estruturas usuais.

Além dos esforços transmitidos ao solo, ao projetar os elementos que permaneceram enterrados, em contato direto com o solo e a água, devem ser levados em consideração os aspectos quanto a durabilidade e a permanência de seu estado físico no longo prazo. As consequências das ações dos elementos naturais citados, nos elementos de construção, devem ser observadas desde a etapa de investigação do solo, devendo ser identificados materiais agressivos ou contaminantes que possam degradar os elementos estruturais durante o tempo, garantindo a prevenção para o desempenho e maior vida útil do material, sem necessitar de reparos morosos (MILITISKY, 2015).

Conforme Carvalho *et al.* (2018) os principais fatores analisados são: pH (potencial hidrogeniônico) do solo, teor de sulfatos e/ou cloretos; resíduos vindos de aterros sanitários e/ou industriais, com elementos agressivos e desconhecidos, lençóis de água e entre outros.

Dentre os principais materiais agregados as estruturas de fundações e que costumam sofrer com a ação dos elementos naturais, do tempo e de agentes químicos, podemos citar o concreto onde a presença do solo e da água pode ocasionar diminuição da durabilidade, o aço com o surgimento da corrosão e a madeira com a perda da integridade física e conseqüente perda a sua resistência.

Geralmente acontecem falhas e erros humanos desde a elaboração do projeto até sua execução, sendo necessário prever situações a fim de prevenir qualquer problema maior, como exemplo uma falha comum ocorre na dosagem do concreto (REBELLO, 2017).

Erros no concreto são o maior causador de problemas patológicos vindos da degradação do material, sendo importante o acompanhamento da cura, compactação, recobrimento das armaduras e a boa escolha de matérias para execução (ALONSO, 2020).

O sucesso da solução adotada, envolvendo concepção e construção de uma fundação, depende não somente de uma caracterização conveniente das condições do subsolo e de cálculo e projeto adequado da fundação a implantar, mas também de especificações precisas, detalhamento dos materiais e procedimentos executivos adequados e em conformidade com a boa prática, uso de processos construtivos apropriados, executados com pessoal experiente e equipamento adequado, acompanhados de supervisão e controle construtivo rigoroso.

Importante ressaltar que reparos devem constar no projeto de fundação de qualquer construção, fazendo necessário claramente também o uso de materiais com qualidade segura para minimizar problemas no curto e longo prazo, pois trata-se da parte de uma edificação que é complicada realizar reparos (REBELLO, 2017).

No entanto, é importante salientar que, nos últimos anos, tem ocorrido uma mudança gradual nos procedimentos de projetos e execução de estacas, passando-se de métodos essencialmente empíricos para métodos com bases teóricas mais científicas.

Os fatores que estimularam essas mudanças foram:

- O número cada vez maior da utilização de fundações estacadas;
- O reconhecimento de que fundações em estacas na realidade recalcam;
- A necessidade cada vez maior de suportarem cargas elevadas nas áreas estreitas, pela tendência do crescimento de quantidade de edifícios altos construídos.

3. COLÁPSO PROGRESSIVO

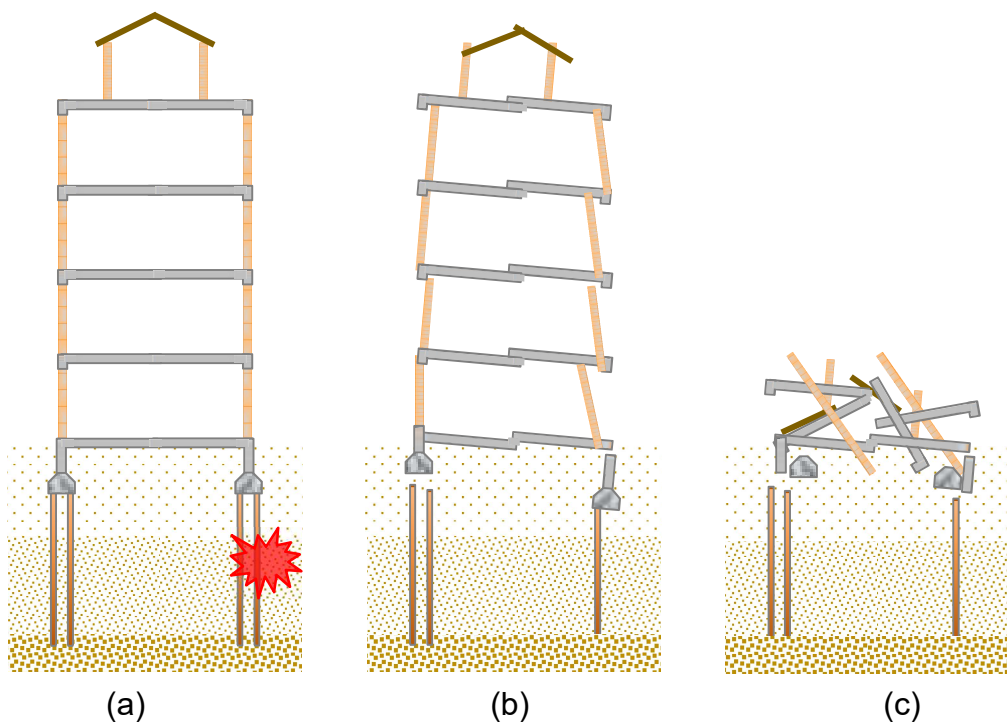
3.1. DEFINIÇÕES

A *American Society of Civil Engineers*, define o colapso progressivo como “a propagação de uma falha inicial local de elemento para elemento, eventualmente resultando no colapso de uma estrutura como um todo ou de uma parte desproporcionalmente grande desta.” (ASCE/SEI 7-05, 2005, p. 249).

Já a *General Services Administration – GSA (2013)*, define o colapso progressivo como “a extensão de um dano ou colapso, desproporcional à magnitude do evento inicial”. Ainda de acordo com o GSA (2013), o colapso progressivo é caracterizado quando atinge não somente os elementos estruturais diretamente ligados ao elemento inutilizado, se estendendo por mais de um vão.

Como ilustrado na Figura 4, o presente estudo pressupõe que o dano inicial possa ocorrer em qualquer uma das estacas de um edifício, podendo comprometer toda a estabilidade da edificação.

Figura 4 - Edifício sofrendo colapso progressivo. (a) Perda de uma das estacas de fundação; (b) Redistribuição das cargas ao demais elementos estruturais; (c) Colapso desproporcional ao dano inicial.



Fonte: Autoria própria.

Laranjeiras (2011), afirma que um colapso progressivo implica em uma reação em cadeia de rupturas progressivas que se propagam para configurar um extenso colapso parcial ou total de um edifício, desproporcional ao dano localizado inicial.

A noção de desproporcionalidade é fundamental e comum a todas as definições de colapso progressivo, mas é ambígua porque nem toda a propagação de rupturas chega a desenvolver um extenso colapso, que possa ser identificado como colapso progressivo (LARANJEIRAS, 2011).

Com base em alguns documentos normativos, considera-se que um colapso será considerado como progressivo se a desproporcionalidade atingir, na propagação horizontal, mais de 15% da área total do piso (ou forro) ou mais de 100m², e, na propagação vertical atingir mais de dois andares (LARANJEIRAS, 2011).

Assim, o termo colapso progressivo ou colapso desproporcional, é usado para identificar a propagação de uma ruptura inicial, localizada, de modo semelhante a uma reação em cadeia, que conduz à ruptura parcial ou total de uma edificação. Portanto, o colapso progressivo é um tipo de ruptura incremental, no qual o dano total é desproporcional à causa inicial.

3.2. CONTRIBUIÇÕES ACADÊMICAS ACERCA DO COLAPSO PROGRESSIVO

Foi no Reino Unido, em 1968, através de um dos edifícios do conjunto Ronan Point, a primeira vez que o colapso progressivo despertou uma atenção maior na área da engenharia estrutural (NIST, 2007).

A explosão de um botijão de gás de cozinha no 18º pavimento, expulsando uma parede e propagando o dano para cima e para baixo, não causou a queda do edifício Ronan Point, mas provocou um dano desproporcional à causa (NAIR, 2003). A estrutura em concreto pré-fabricado, composta de vinte e dois pavimentos, totalizando sessenta e quatro metros de altura, sofreu um colapso progressivo, estendendo-se desde a cobertura até o pavimento térreo, através dele que esse assunto foi abordado de forma mais aprofundada.

Quando a parede de sustentação foi removida, não haviam caminhos alternativos para a redistribuição de esforços. Seu sistema estrutural era todo de concreto pré-moldado, e as paredes e as lajes eram conectadas entre si com

parafusos e argamassa seca.

A Figura 5 mostra o edifício Ronan Point depois do desastre, com as lajes destruídas, o colapso resultante foi atribuído a deficiência de sua integridade estrutural.

Figura 5 - Edifício do Ronan Point.



Fonte: Adaptado de Palmisano (2014) e Watanabe (2012)

Ao longo dos anos diversos estudos foram desenvolvidos, como o de Ferahian (1972), que analisou as mudanças realizadas nos códigos europeus e canadenses para evitar o colapso progressivo, após o Ronan Point, e afirmou que era possível um edifício ser projetado para resistir ao colapso, depois da perda de um componente de suporte de carga. Também alegou que, para aumentar a resistência da estrutura, a

ductilidade e a continuidade entre os elementos estruturais devem ser fornecidas.

O estudo de Ellingwood e Leyendecker (1978), analisou os critérios para controlar o colapso progressivo, o objetivo principal desse trabalho era permitir a evacuação segura dos ocupantes da estrutura danificada, e apresentou um quadro probabilístico para a sua implementação.

Gross e McGuire (1983) apresentaram o primeiro trabalho que envolveu a análise do colapso progressivo em estruturas de aço, onde foi realizado um estudo do comportamento dos momentos de uma estrutura em duas dimensões, quando solicitada devido a perda de um pilar ou um aumento de carga sobre as vigas.

Também Fu (2008), com métodos de modelagem em elementos finitos, analisando o colapso progressivo em edifícios altos. Izzudin *et al.* (2008), que observaram o colapso progressivo de edifícios de vários andares devido a perda súbita de um pilar. O colapso progressivo de pontes de treliça de aço e sua ductilidade elaborado por Miyachi, Nakamura e Manda (2012).

Ainda, Santos (2012) e Ferreira (2016), que realizaram a modelagem de uma estrutura análoga ao Edifício Areia Branca, que sofreu desabamento por colapso progressivo, sendo, nesse estudo, apresentado um projeto robusto capaz de suportar a perda de qualquer um de seus pilares, sem que ocorresse o colapso desproporcional da edificação.

Em Ferreira (2016), foi apresentada uma estimativa percentual do custo adicional da estrutura robusta quando comparada a estrutura original colapsada, apurando que o incremento total no valor da estrutura analisada foi de 40,91%. E quando levado em consideração o custo total da obra, o aumento da unidade habitacional foi de aproximadamente 9,53%.

Esses são alguns exemplos de pesquisas relacionadas ao mecanismo de desencadeamento e propagação do colapso progressivo em estruturas.

3.3. TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO

Dimas (2014), salienta que ao projetar uma estrutura, espera-se que ela responda integralmente, sem danos, à ação de cargas normais. No entanto, danos locais e/ou globais devido a aumentos de carga acidental são inevitáveis. A capacidade de uma estrutura não colapsar catastróficamente, quando exigida por uma

carga acidental, depende de vários fatores: o tipo de ação, a localização da ação acidental na estrutura em relação aos seus componentes estruturais, tipo de sistema estrutural e tecnologia de construção.

Já Cai *et al.* (2012), afirmam que os mecanismos de colapso variam com o tipo de estrutura, como por exemplo as pontes (onde se poderá encontrar treliças), diferem dos edifícios, por serem estruturas alinhadas horizontalmente com um eixo principal em comprimento.

E Kozlova (2013), relata que o colapso progressivo pode ser dividido em seis tipos, dependendo da causa, dos mecanismos de resposta e das características, conforme veremos a seguir.

3.3.1. Colapso tipo panqueca

O colapso tipo panqueca, ilustrado na Figura 6, tem como característica a evolução da falha estrutural inicial por transformação da energia potencial do elemento colapsado e desprendido, em energia cinética, gerando ações de impacto nos componentes inferiores. Os pavimentos ficam sobrepostos, se assemelhando a uma pilha de panquecas.

Figura 6 - Colapso de um edifício de dez andares em Islamabad, 2005.



Fonte: Starossek (2009)

3.3.2. Colapso tipo zíper

Kozlova (2013), salienta que o colapso progressivo do tipo zíper dá-se pelo rompimento de um dos elementos estruturais e consequente propagação dos esforços de sobrecarga para os demais elementos adjacentes, ocorrendo a redistribuição das cargas por caminhos de carga alternativos, quando da perda de capacidade resistente de um elemento de forma repentina e da concentração de cargas estáticas e dinâmicas nos elementos adjacentes.

Esse tipo de colapso pode ser observado na Figura 7, onde a ponte Tacoma Narrows, localizada sobre o Estreito de Tacoma, Washington, Estados Unidos, em 1940, após o rompimento dos primeiros cabos de suspensão (ou dos elementos de ligação destes cabos com o tabuleiro), devido a vibrações e deslocamentos excessivos induzidos pelo vento, todo o tabuleiro se desprendeu e caiu.

Em paredes de proteção atirantada, esse mecanismo pode ocorrer de forma similar, em que o colapso progressivo pode ser iniciado pela falha de um ou alguns tirantes.

Figura 7 - Colapso da Ponte Tacoma Narrows.



Fonte Starossek (2009)

3.3.3. Colapso tipo dominó

Recebe esta nomenclatura pois seu mecanismo de funcionamento é perfeitamente observado na reação em cadeia que ocorre em uma fileira de peças de dominó, como apresentado na Figura 8.

O movimento de tombamento essencialmente desenfreado e a subsequente desaceleração são características importantes de um colapso tipo dominó, pois tornam possível a transformação de uma quantidade substancial de energia potencial em energia cinética e depois a reintrodução dessa energia na estrutura.

Figura 8 - Demolição de Pruitt – Igoe.



Fonte: Business Insider (2011).

A ação de propagação é uma força horizontal que atua apenas em elementos distintos e não em uma estrutura contínua como nos tipos de colapso previamente discutidos. Isto poderia significar por um lado uma maior concentração de força, e por outro, uma melhor previsibilidade da resposta do sistema (STAROSSEK, 2009).

3.3.4. Colapso tipo seção

Quando um elemento que suporta um momento de flexão ou tensão axial é cortado, as forças internas transmitidas por essa parte são redistribuídas na seção transversal restante. O aumento correspondente da tensão em alguns locais pode causar a ruptura de outras partes da seção transversal e, da mesma maneira, uma

progressão de falha em toda a seção transversal. Esse tipo de falha pode ser denominado como "fratura rápida" em vez de falha progressiva. (STARROSEK, 2009)

Os recursos e o mecanismo desse tipo de colapso são semelhantes aos do tipo zíper. Mas, em vez de um termo como "elemento" ou "estrutura restante", é mais razoável usar "parte da seção transversal" e "seção transversal restante".

3.3.5. Colapso tipo instabilidade

A falha de estruturas por instabilidade é caracterizada por pequenas perturbações (imperfeições, cargas laterais) que levam a grandes deformações ou colapso. As estruturas são projetadas de maneira que tal falha de estabilidade normalmente não ocorra. Isto tipicamente é alcançado provendo componentes estruturais adicionais que travem ou enrijeçam a estrutura.

Prevenir falhas de estabilidade com travamentos, por outro lado, significa que a falha de um elemento de travamento devido a algum pequeno evento inicial, pode tornar a estrutura instável e resultar em colapso. Isso pode ser aplicado para treliças ou estruturas reticuladas, onde elementos de travamento são usados para estabilizar barras ou elementos de seções transversais em compressão. Um outro exemplo é a falha de uma chapa de reforço levando à instabilidade local e falha da chapa afetada, e possivelmente ao colapso global. Em todo caso, tais incidentes exibem as características definidoras de um colapso progressivo, ou seja, um pequeno evento desencadeador resultando em colapso generalizado.

Características particulares deste tipo de colapso de instabilidade são compressão em elementos estabilizados, falha de elementos de estabilização e consequente falha por instabilidade dos elementos sob compressão.

3.3.6. Colapso tipo misto

Esse tipo de recolhimento pode ser atribuído à estrutura em que um ou mais possíveis motivos de falha se enquadram em diferentes categorias de recolhimento progressivo. A característica desse tipo é a ocorrência de forças horizontais que levam à derrubada de outros elementos. (STARROSEK, 2009)

Em certos tipos de estruturas, particularmente em tipos específicos de

edifícios, pode ser possível ainda que aspectos das quatro categorias de colapso básicas – tipo panqueca, tipo zíper, tipo dominó e de instabilidade – interajam e contribuam para a progressão do colapso (STAROSSEK, 2009).

3.4. NORMAS SOBRE O 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);
- Eurocode 2 – Projeto de estruturas de concreto, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- Norma Americana (ACI 318 – 11);
- *General Services Administration (GSA)* - Análise de caminho alternativo e diretrizes de projeto para resistência ao colapso progressivo (2013).
- *General Services Administration (GSA)* – PBS 100 - Normas de instalações de edifícios do serviço público (2014);

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.

3.4.1. Norma Brasileira (ABNT NBR 6118:2014)

A norma brasileira se refere ao colapso progressivo de forma sucinta.

Primeiro no *capítulo 10 - Segurança e estados-limites*, no *subitem 10.3 – Estados limites últimos (ELU)*:

“A segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados-limites últimos:

...

e) estado-limite último de colapso progressivo”

...

Em seguida, no *capítulo 19 – Dimensionamento e verificação de lajes*, no *subitem 19.5.4 - Colapso progressivo*:

“Para garantir a ductilidade local e a conseqüente proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve estar suficientemente ancorada além do contorno C’ ou C”, conforme Figura 19.10, e deve ser tal que:

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

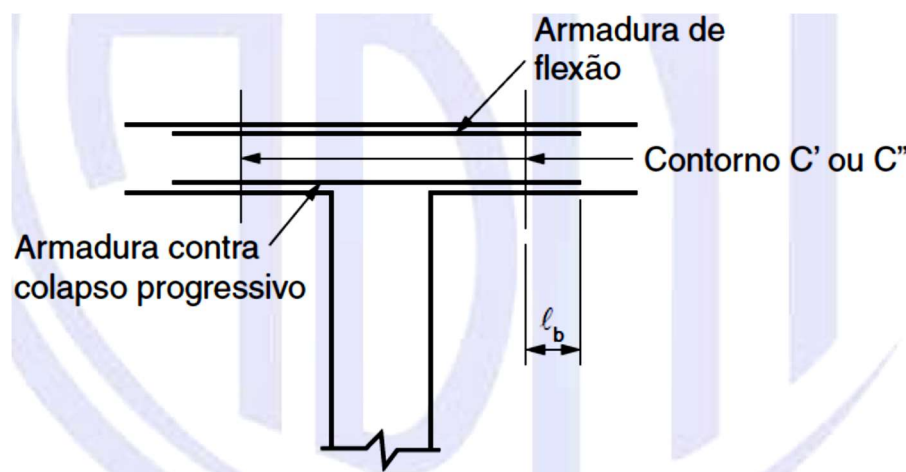
onde:

$A_{s,ccp}$ é o somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar;

F_{Sd} pode ser calculado com γ_f igual a 1,2. ”

A Figura 9, retirada da NBR 6118/2014, apresenta o detalhamento do procedimento para reforço de laje, quando considerado a ductilidade local da estrutura.

Figura 9 - Armadura contra colapso progressivo.



Fonte: Figura 19.10 da Norma Brasileira ABNT NBR 6118
Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, 2014.

Ainda, no *capítulo 20 - Detalhamento de lajes*:

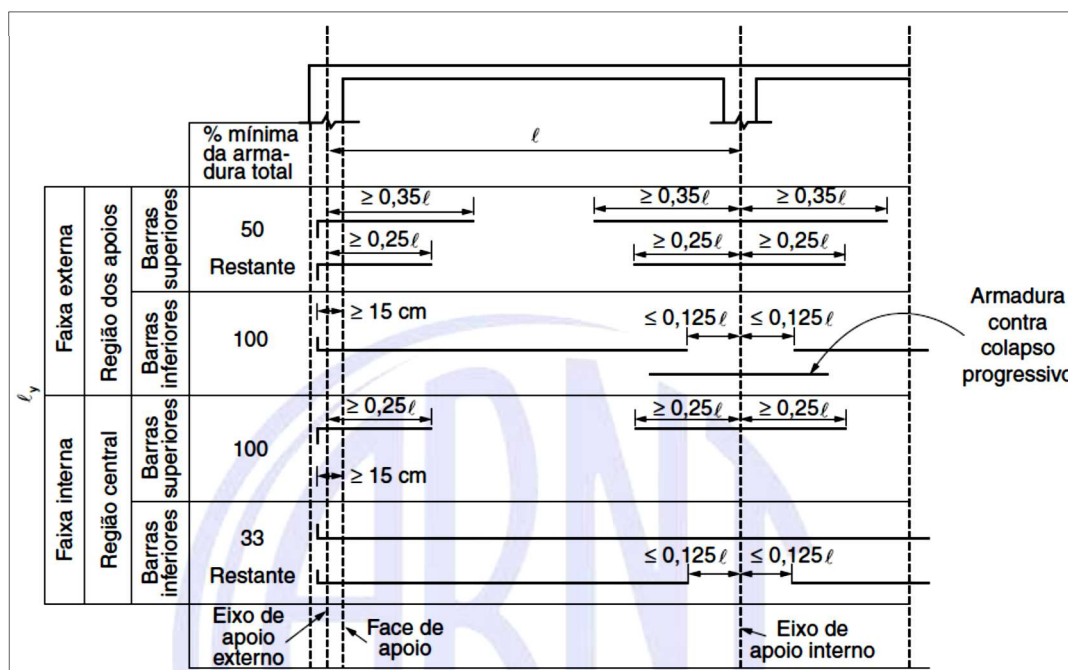
Em dois pontos do *subitem 20.3 - Lajes sem vigas*:

Seção 20.3.1 - Armaduras passivas:

“Em lajes sem vigas, maciças ou nervuradas, calculadas pelo processo aproximado dado em 14.7.8, devem ser respeitadas as disposições contidas na Figura 20.2.”

A Figura 10, detalha o procedimento para reforço de laje sem vigas.

Figura 10 – Armadura contra colapso progressivo - Lajes sem vigas.



Fonte: Figura 20.2 da Norma Brasileira ABNT NBR 6118

Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, 2014.

E na seção 20.3.2 - Lajes protendidas, na subseção 20.3.2.6 - Armaduras passivas e ativas:

“Pode-se prescindir da armadura passiva contra o 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. ”

Essa obscuridade das normas brasileiras, levou Laranjeiras (2011) a afirmar que elas se referem ao fenômeno — colapso progressivo dos edifícios de forma sumária, enigmática e instigante.

3.4.2. Eurocode 2 – Projeto de estruturas de concreto (EN 1992-1-1 2010)

A Norma Europeia, semelhante a norma brasileira, refere-se ao colapso progressivo de forma bastante resumida.

No capítulo 9 – *Detalhes de membros e regras particulares*, no subitem 9.10 – *Sistemas de Cintamento*, na seção 9.10.1 - *Geral*:

(1) *Estruturas que não são projetadas para suportar ações acidentais devem ter um adequado sistema de cintamento, para evitar o colapso progressivo, fornecendo caminhos de carga alternativos após algum dano local. As seguintes regras simples são consideradas para satisfazer este requisito.*

(2) *Os seguintes vínculos devem ser fornecidos:*

a) *vínculos periféricos;*

b) *vínculos internos;*

c) *coluna horizontal ou cintamento de parede;*

d) *onde necessário, cintamentos verticais, especialmente em edifícios de painéis.*

(3) *Onde um edifício é dividido por juntas de expansão em seções estruturalmente independentes, cada seção deve ter um sistema de cintamento independente.*

(4) *No projeto dos tirantes, pode-se presumir que a armadura está agindo em sua característica suficiente e capaz de suportar as forças de tração definidas nas seguintes cláusulas.*

(5) *O reforço fornecido para outros fins em colunas, paredes, vigas e pisos pode ser considerados como fornecendo parte ou a totalidade desses vínculos.*

Reportando ainda na alínea “ g) ” do “Anexo nacional NA.4.3 - Informações específicas”, a fórmula de cálculo da armadura necessária para fazer face aos efeitos do colapso progressivo, na análise de lajes fungiformes e paredes de contraventamento. Complementarmente, a armadura que na face inferior da laje deve atravessar a seção do pilar é calculada pela seguinte expressão:

$$A_s f_{yd} + A_p f_{pd} \geq V_{Sd}$$

Em que:

A_s – área das armaduras na face inferior da laje que atravessam a seção do pilar

A_p – área dos cabos de pré-esforço que atravessam a seção do pilar

f_{pd} – valor de cálculo da tensão do aço

V_{Sd} – força transmitida ao pilar

Sendo que a armadura deverá ser, no mínimo, 2 varões de Ø 12mm em cada direção. No cálculo de V_{Sd} pode ter-se em consideração o efeito do pré-esforço.

No *capítulo 9 - Disposições construtivas relativas a elementos e regras particulares*, no *subitem 9.4 - Lajes fungiformes*, na *seção 9.4.1 - Laje na zona de pilares interiores*, faz referência que esta armadura é complementar à armadura inferior (≥ 2 varões), necessária nos pilares interiores, em cada direção ortogonal e que atravesse o pilar.

3.4.3. Norma Americana (ACI 318 – 11)

A norma do Instituto Americano de Concreto ACI 318-11, em seu *capítulo 7 – Detalhes de reforço*, no *subtem 7.13 - Requisitos para integridade estrutural*, não se refere explicitamente à robustez de estruturas, para torna-las capazes de evitar o colapso progressivo. Mas são apresentadas ações para a interligação dos elementos estruturais a fim de manter a integridade da edificação, é a intenção desta seção do Código para melhorar a redundância e a ductilidade em estruturas, para que, em caso de dano a um elemento de suporte principal ou um evento de carregamento anormal, o dano resultante possa ser confinado a uma área relativamente pequena e a estrutura irá ter uma melhor capacidade de manter a estabilidade geral.

Já a Sociedade Americana de Engenheiros Civis (ASCE), indica em sua norma que, os edifícios e outras estruturas, no caso de sofrerem algum dano, devem ser projetados para que se mantenham estáveis, não apresentando colapso

desproporcional ao dano original.

Segundo a ASCE (2002), as edificações devem apresentar um arranjo estrutural capaz de proporcionar estabilidade para toda a edificação, transferindo as cargas a partir de qualquer local para regiões adjacentes, capaz de resistir às cargas sem entrar em colapso. Para tal deve-se garantir uma continuidade suficiente entre os elementos, redundância ou ductilidade.

A ASCE (2002), utiliza como principais métodos a redundância e os caminhos alternativos de cargas, para garantir robustez as estruturas, e estabelecer seus requisitos para evitar o colapso progressivo, independente da ameaça.

3.4.4. General Services Administration – GSA

Considerando o risco de ataques terroristas à instalações governamentais nos Estado Unidos, existem normas específicas para a construção de edifícios públicos, objetivando tornas as estruturas desses prédios capazes de suportar danos localizados, sem que ocorra o fenômeno do colapso progressivo.

Assim a *Análise de caminho alternativo e diretrizes de projeto para resistência ao colapso progressivo* (2013), apresenta diretrizes para reduzir o risco de colapso progressivo no dimensionamento de edifícios governamentais.

No entanto, essas diretrizes não substituem, em projeto, uma análise prevendo o risco de explosão. Assim, as exigências nele contidas, buscam atender às disposições do *Interagency Security Committee (ISC)*, referentes ao colapso progressivo.

Já a *Norma PBS - 100 - Normas de instalações de edifícios do serviço público* (2014), no *capítulo 8 - Padrões de projeto para instalações de tribunais dos EUA*, na *seção 8.4 – Sistemas Estruturais*, define que o dimensionamento dessas estruturas deve ser baseado em métodos de análise estática e/ou dinâmica que cumpram critérios de segurança, tendo como premissa, que o projetista deve assegurar caminhos de carga alternativos nas estruturas, que devem resistir a ações acidentais.

No entanto, a mesma norma não esclarece o procedimento de cálculo desses métodos. Não explicitando o grau de relevância a dar a ações acidentais. As disposições indicam diretrizes de desempenho e remetem para manuais técnicos que

incluem estudos que abordam a temática dos efeitos de explosão.

3.5. MÉTODOS DE ANÁLISE PARA O COLAPSO PROGRESSIVO

A ASCE 7-10 (2010) divide os métodos de análise de colapso progressivo em dois grupos: análise indireta e análise direta.

3.5.1. Análise Indireta

A análise indireta, procura proteger as estruturas tirando partido da sua arquitetura para alcançar níveis adequados de ductilidade, resistência e continuidade. Segundo a ASCE 7-10 (2010), um sistema estrutural mais resistente pode ser alcançado, por exemplo, através de compartimentação, mudança na direção e tamanho dos vãos, aproveitamento do efeito membrana nas lajes e aumento da redundância deste sistema.

O Método Indireto é um método mais simples para garantir a proteção da estrutura ao colapso progressivo, não sendo necessário recorrer a análise ou cálculos demasiado complexos para dimensionar um sistema estrutural resistente às ações acidentais.

O objetivo deste método é encontrar as abordagens para fornecer um nível mínimo de conectividade entre os componentes estruturais e aumentar a robustez geral da estrutura. Isso é realizado através da integridade e continuidade estrutural geral, layout dos elementos de suporte de carga e elaboração de conexões (requisitos para resistência mínima da junta). Em outras palavras, neste método é necessário fornecer níveis mínimos de força, continuidade e ductilidade.

Pela simplicidade, este método acaba por ser mais limitado quanto à sua utilização, sendo mais adequado para estruturas com geometria regular e sem elementos de transferência de cargas complexos.

3.5.2. Análise Direta

Na Análise Direta o edifício ou partes dele, são projetados de forma a serem capazes de suportar um carregamento específico e característico de uma falha inicial. É importante observar que esses métodos consideram a resistência ao colapso

progressivo de forma quantificada.

Nos métodos de projeto direto, a resistência contra o colapso progressivo é fornecida por duas metodologias:

Método da Resistência Local Específico (MRLE) considera o aumento da resistência dos principais elementos estruturais para suportar a falha de cargas anormais aplicadas a estrutura, que pode se propagar além da zona local de aplicação.

O projetista explicitamente projeta rolamentos de carga vertical críticos componentes de construção para resistir à ameaça no nível do projeto, como pressões de explosão (NIST, 2007). Este método também é referido como *Design dos Elementos Chave*.

Já o **Método de Caminho Alternativo de Cargas (MCAC)** considera a perda de um elemento estrutural desprezando-se o fato dos outros elementos sofrerem dano. Na retirada instantânea de um pilar, por exemplo, a estrutura fica sujeita a um efeito dinâmico que deve ser considerado na análise, mesmo que de maneira aproximada (GSA, 2013).

Toda a construção pelo MCAC pode ser analisada removendo um ou vários elementos no modelo de projeto. A carga transportada pelo elemento perdido deve encontrar um caminho alternativo de carga, para os demais suportes do edifício, sem precipitar o colapso estrutural.

O método não requer a caracterização da ameaça que causa a perda do elemento. A justificativa para tal consideração é o fato da estrutura não responder elasticamente a tal remoção, apresentando capacidade de formar rótulas plásticas e suportar deformações inelásticas consideráveis quando solicitada a cargas extremas.

Grandes deformações são permitidas antes do início da falha de um elemento. Esse método reduz o risco de colapso progressivo, garantindo redundância estrutural.

Neste método, a atenção é direcionada ao projeto correspondente de elementos estruturais, é necessário aumentar a força desses elementos. Isso ajuda a garantir a resistência à falha sob ação de cargas anormais ou estrutura de projeto, para que possa suportar uma falha local.

Mas, na prática, surgem dificuldades com a justificção para a remoção de

um elemento em particular, a seleção de elementos significativos entre muitos possíveis danos locais e a determinação de critérios quantitativos permitidos de dano.

3.6. RESISTÊNCIA AO COLAPSO PROGRESSIVO

Segundo Laranjeiras (2011), existem três características fundamentais de um sistema estrutural que podem contribuir para evitar o colapso progressivo, para torná-lo robusto: redundância, continuidade e ductilidade.

3.6.1. Redundância

A redundância é caracterizada pela possibilidade de redistribuição de esforços quando um sistema estrutural apresenta alguma parte danificada. Laranjeiras (2011), afirma que uma estrutura redundante é aquela que ao ter um apoio danificado, por exemplo, oferece alternativas de redistribuição dos esforços por outros apoios.

Exemplos 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

Na figura 11 é apresentada uma edificação sem redundância, um edifício no centro administrativo de Salvador, Bahia, Brasil, que possui como estrutura principal de sustentação dois pilares centrais e dois cabos.

Figura 11 - Edifício alcunhado a “Balança”, no centro administrativo da Bahia,



Fonte: Migliani (2015)

3.6.2. Continuidade

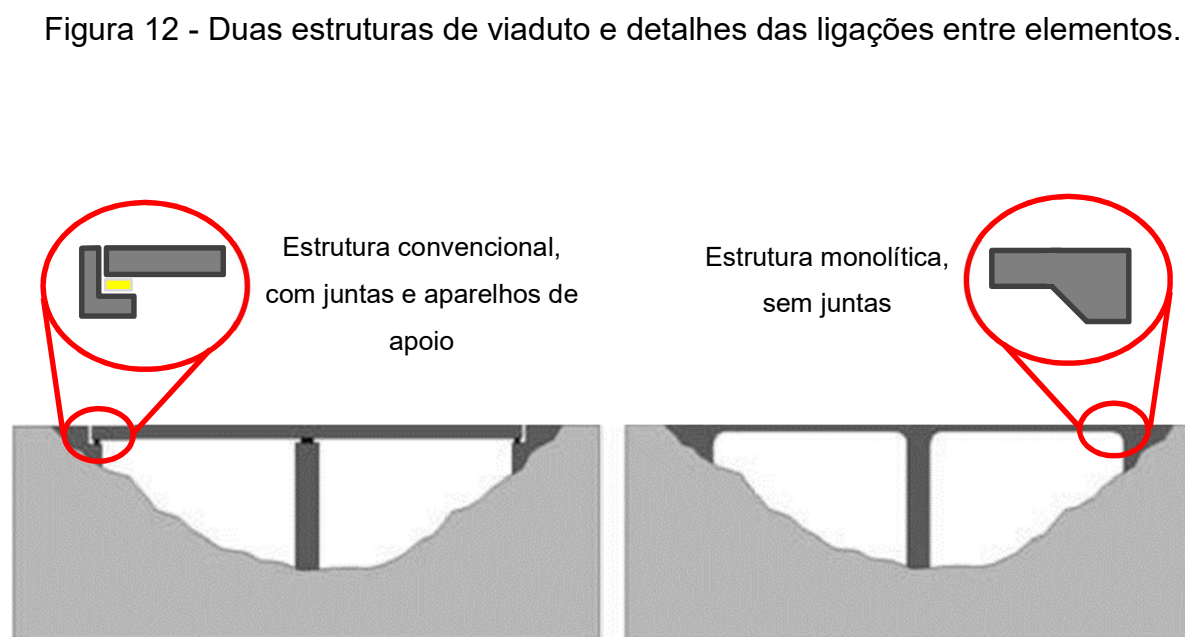
A continuidade representa a conectividade dos elementos estruturais, um nível adequado de continuidade é o que permite a transmissão de cargas entre lajes, vigas e pilares no caso de ruptura de um dos elementos estruturais.

Assim, para que o sistema estrutural seja eficaz, as características redundância e continuidade de uma estrutura devem evoluir conjuntamente. Uma estrutura redundante não é suficientemente eficaz se não garantir ao mesmo tempo a continuidade, pois em caso de colapso não possibilita a redistribuição de esforços.

Segundo Laranjeiras (2011), as ligações nas estruturas pré-fabricadas são um problema na garantia da continuidade, dado não conseguirem assemelhar-se aos apoios de uma estrutura monolítica.

As estruturas sem juntas (ou aparelhos de apoio), além de oferecerem uma ligação entre elementos mais coesa, permitem um conhecimento mais definido sobre o efeito das deformações impostas (temperatura e retração).

A Figura 12, mostra uma ponte onde é possível observar o grau de coesão quando comparada uma estrutura pré-fabricada (lado esquerdo) a uma monolítica (lado direito).



Adaptado de LARANJEIRAS, 2011.

3.6.3. Ductilidade

A ductilidade segundo Callister e Rethwisch (2018) pode ser expressa como a medida do grau de deformação plástica que um material terá até o momento em que ocorrer a sua fratura. Alguns materiais fraturam muito repentinamente, sem deformação plástica, o que é chamado de fratura frágil. Outros que são mais flexíveis, incluindo a maioria dos metais, que sofrem deformação plástica antes de falhar.

Na ciência dos materiais a ductilidade é uma importante propriedade, um fator chave, para permitir que uma estrutura suporte cargas extremas, como em situações de colapsos súbitos.

Pode-se conseguir ductilidade estrutural pelo confinamento do concreto, pela continuidade das armações através de emendas adequadas, sejam por transpasse ou por luvas, e por conexões entre os elementos, lajes, vigas e pilares, com reservas excedentes de resistências. (LARANJEIRAS, 2011)

O NIST (2007), recomenda, de modo generalizado, uma série de regras a serem seguidas para melhorar o desempenho das estruturas, independentemente do tipo, frente a um possível colapso progressivo

- ✓ Vigas e pilares pouco espaçados geralmente melhoram a redistribuição e transferência 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.
- ✓ Os pilares-paredes e as caixas de escada oferecem caminhos alternativos de cargas e ajudam na estabilidade das estruturas.

A robustez de uma estrutura de concreto depende, não só da sua configuração (arranjo dos elementos), como também do seu dimensionamento e detalhamento. As normas de projeto de estruturas de concreto, em geral, se limitam a fazer recomendações de dimensionamento e detalhamento que visam provê-las de ductilidade e continuidade, não incluindo verificações quanto à sua sensibilidade ao colapso progressivo.

4. MODELAGEM

Com o avanço dos computadores e o desenvolvimento de programas, para solução de problemas, por exemplo, através do método dos elementos finitos, hoje é possível realizar uma análise mais criteriosa do comportamento das estruturas.

Em engenharia, modelos podem ser entendidos como representações das principais características de um objeto, ou conjuntos de elementos interligados que formam um sistema, nesse estudo, a modelagem de uma edificação.

A criação de um modelo de edificação, é uma tarefa singular, pois envolve inúmeras particularidades, e que depende da avaliação subjetiva do profissional. No entanto, esta elaboração pode ser organizada e subdividida em algumas etapas: a definição da concepção estrutural; definição de esforços solicitantes; execução de cálculos e análises baseados em procedimentos metodológicos estabelecidos pelas normas.

Esses modelos podem ser criados com o propósito de permitir a visualização, compreensão e o comportamento da estrutura, antes de sua construção. Também podem ter a finalidade de prever, considerando as limitações de cada programa, o comportamento de um sistema já construído.

Desta forma, como o trabalho em tela visa abordar os resultados da análise estrutural de uma fundação profunda, foi modelada uma edificação com similaridade a uma real, denominada **Estrutura Original**.

Em seguida, foram efetuadas análises do comportamento da estrutura original quanto a possibilidade de colapso progressivo e, ocorrendo o fenômeno, dimensionar um reforço da fundação e dos demais elementos estruturais, com o objetivo de evitar o desmoronamento da edificação, essa estrutura reforçada denominou-se **Estrutura Robusta**.

É importante salientar que o presente trabalho tem por objetivo estudar as reações causadas, considerando a perda de qualquer uma das estacas, que compõem a fundação da edificação. No entanto, essa ausência representa um risco de colapso progressivo à edificação por completo, considerando os novos esforços solicitantes não previstos no cálculo estrutural original.

Assim, a caracterização e modelagem de toda a estrutura (infra, meso e

superestrutura), é um fator crucial na visualização dos efeitos da propagação dos esforços.

4.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS - MEF

Quando existe a necessidade de projetar uma estrutura, é habitual proceder-se a uma sucessão de análises e ajustes das suas características, com o objetivo de se alcançar uma solução satisfatória, quer em termos económicos, quer na verificação dos pré-requisitos.

Em ambos os casos, os métodos diretos exigem mais análises sofisticadas em comparação com as análises usuais de gravidade e carga lateral usadas em projetos de rotina.

No âmbito da Engenharia de Estruturas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores. Este tipo de cálculo tem a designação genérica de análise de estruturas e surge, por exemplo, no estudo de edifícios, pontes, barragens, etc.

4.2. PROGRAMA CYPECAD

Segundo consta no site da MULTIPLUS Softwares Técnicos (2022):

“O CYPECAD é um software para projeto de cálculo estrutural em concreto armado, pré-moldado, protendido e misto de concreto e aço que engloba as etapas de lançamento do projeto, análise e cálculo da estrutura, dimensionamento e detalhamento final dos elementos.

Os recursos de detalhamento e dimensionamento estão de acordo com as normas brasileiras de concreto armado (NBR 6118:2014), fundações (NBR 6122), carregamentos (NBR 6120), barras (NBR 7480), ventos (NBR 6123), ações e combinações (NBR 8681).”

O CYPECAD é composto por diversos recursos para concepção estrutural de edifícios. Esse software de cálculo possui ferramentas específicas em cada etapa do

projeto de cálculo estrutural, com lançamento de pilares de concreto, pilares-parede por elementos finitos, pilares metálicos, pilares mistos de concreto e aço, pilares de material genérico e seção genérica de concreto, pilares de madeira, vigas de concreto, vigas metálicas e mistas com conectores, vigas de madeira, lajes maciças e cogumelo, lajes pré-fabricadas, lajes nervuradas, lajes com placas alveolares, lajes com vigotas metálicas ou concretadas "*in situ*", protensão em lajes maciças, protensão em lajes nervuradas ou lajes de vigotas concretadas "*in situ*", sapatas, blocos sobre estacas e tubulões, radiers e vigas sobre apoio elástico, interação solo-estrutura para fundação (sapatas e blocos).

4.3. ESCOLHA DA EDIFICAÇÃO

Para escolha do projeto a ser modelado foram considerados diversos fatores, incluindo as características do local, a adequação ao objetivo do estudo, as técnicas construtivas, materiais usados e as leis e normas técnicas.

Foi escolhido um edifício de múltiplos pavimentos, por que esta configuração estrutural oferece maior complexidade de análise do que uma estrutura de um único pavimento. Possibilitando maiores diferenças em relação a um projeto mais simples, e maior possibilidade de ocorrer o colapso progressivo, considerando a esbeltez da edificação.

A escolha, por um edifício de múltiplos pavimentos, também foi motivada pela fundação em estacas, utilizada para transmissão dos esforços ao solo e necessária ao estudo em tela.

4.3.1. O edifício Areia Branca

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

O edifício Areia Branca, Figura 13, possuía lajes pré-moldadas do tipo Volterrana. O conjunto formado por vigas e pilares de concreto formavam um sistema aporticado tridimensional. A distância média entre os pilares era da ordem de 4,0 m. As fundações eram superficiais do tipo sapatas isoladas em concreto armado, com

cota de fundação a aproximadamente 1,80m abaixo do nível do piso do subsolo. Os pescoços dos pilares eram contraventados por cintas de concreto armado com seção transversal 10cm x 40cm (OLIVEIRA *et. al.*, 2005).

Figura 13 – Edifício Areia Branca antes do colapso



Fonte: Oliveira *et. al.* (2005).

O desmoronamento, mostrado na Figura 14, ocorreu no dia 14 de outubro de 2004, o edifício era situado na Avenida Bernardo Vieira de Melo, Piedade, na cidade de Jaboatão dos Guararapes, Região Metropolitana do Recife, Pernambuco. O Areia Branca desabou às 20h30 daquele dia, após uma série de estalos serem ouvidos, os residentes haviam deixado o local dois dias antes, logo que os primeiros ruídos começaram. As pessoas que morreram no acidente estavam participando de uma inspeção para saber as condições estruturais do edifício.

Um fato relevante é que a ruptura, que causou o desmoronamento do prédio, ocorreu na região de ligação com as sapatas.

Figura 14 – Edifício Areia Branca depois do colapso



Fonte: O Globo

O Laudo Técnico *Causas do desabamento do Edifício Areia Branca*, promovido pelo CREA-PE, em seus registros fotográficos apresenta as situações críticas dos pescoços dos pilares, conforme pode ser observado na Figura 15.

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

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).

A elaboração do projeto estrutural aconteceu no ano de 1975, ou seja, efetuado de acordo com a norma da ABNT NB1/1960 – Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado, cuja versão atual é a NBR 6118/2007 – Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento (OLIVEIRA *et al.*, 2005).

Figura 15 – Estrutura do Edifício Areia Branca -
(a) Redução da seção transversal do pilar e armadura oxidada;
(b) Pescoço do pilar do edifício com sinais de degradação.



(a)



(b)

OLIVEIRA *et.al.* (2005)

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.

Segundo Oliveira (2007), o colapso do edifício Areia Branca, significou dizer, para os engenheiros, 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.

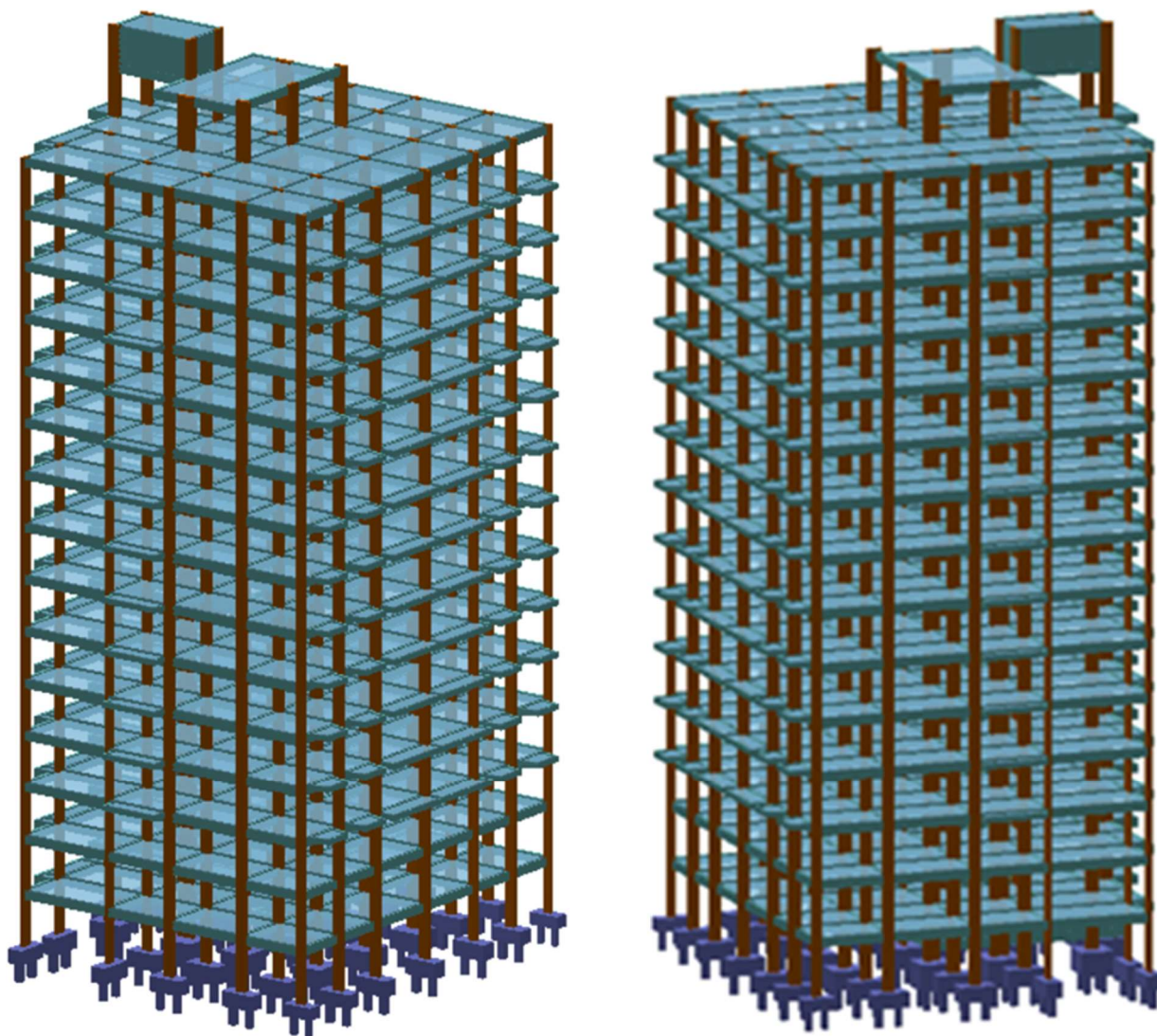
Segundo matéria publicada pelo Diário de Pernambuco (AREIA, 2009), depois de quatro anos da tragédia do colapso do edifício Areia Branca foi determinado, ainda em 1º instância, o pagamento das indenizações pela seguradora aos moradores. No entanto, a empresa afirmou que não foi contratado seguro contra desmoronamento e que irá recorrer e tomar as medidas judiciais cabíveis em todas as instâncias possíveis.

4.4. INFORMAÇÕES GERAIS - MODELAGEM DA ESTRUTURA

Para que alguns parâmetros de similaridade com o Edifício Areia Branca fossem mantidos, hipoteticamente a edificação modelada também se situa na Avenida Bernardo Vieira de Melo, Piedade, na cidade de Jaboatão dos Guararapes, Região Metropolitana do Recife, Pernambuco.

O prédio modelado, apresentado na Figura 16, também possui: subsolo, pilotis, 12 pavimentos tipos, cobertura, contando ainda com dois elevadores, reservatórios inferior e superior.

Figura 16 – Edificação Modelada



Fonte: Autoria própria.

A edificação modelada possui similaridade ao edifício Areia Branca, já que o mesmo pode ser considerado como um caso de colapso progressivo, pois o prédio de 12 andares tipo, além de subsolo e pavimento térreo desabou numa sequência rápida e desproporcional ao dano inicial.

No edifício houve a utilização de normas e hábitos construtivos difundidos e aplicados na época de sua execução. Contudo, no presente estudo foram modificados alguns parâmetros e atualizadas as normas vigentes em relação as utilizadas quando da concepção do edifício Areia Branca, essa etapa tem por objetivo contemporizar os materiais e requisitos para análise do colapso progressivo da estrutura original.

Seguindo aspectos construtivos comuns em obras verticais, como a utilização de um mesmo conjunto de armaduras para pavimentos com pequena variação das solicitações, também na modelagem, alguns pavimentos foram aglutinados em grupos, conforme indicado na tabela 1:

Tabela 1 – Dados geométricos de grupos e pisos

Grupo	Nome do grupo	Piso	Nome piso	Altura	Cota
12	Tampa Caixa D'Água	21	Tampa Caixa D'Água	2.00	41.65
11	Fundo Caixa D'Água	20	Fundo Caixa D'Água	2.00	39.65
10	Barrilete	19	Barrilete	0.75	37.65
9	Coberta	18	Coberta	2.75	36.90
8	Pisos 16 e 17	17	Tipo 12	2.75	34.15
		16	Tipo 11	2.75	31.40
7	Pisos 11 até 15	15	Tipo 10	2.75	28.65
		14	Tipo 9	2.75	25.90
		13	Tipo 8	2.75	23.15
		12	Tipo 7	2.75	20.40
		11	Tipo 6	2.75	17.65
6	Pisos 6 até 10	10	Tipo 5	2.75	14.90
		9	Tipo 4	2.75	12.15
		8	Tipo 3	2.75	9.40
		7	Tipo 2	2.75	6.65
		6	Tipo 1	2.75	3.90
5	Pilotis	5	Pilotis	2.90	1.15
4	Sub-solo	4	Sub-solo	2.00	-1.75
3	Fundo do Reservatório	3	Fundo do Reservatório	1.00	-3.75
2	Bloco	2	Bloco	1.40	-4.75
1	Estaca	1	Estaca	1.15	-6.15
0	Fundação	0	Fundação		-7.30

Fonte: Autoria própria.

A seguir são apresentadas algumas das principais características estruturais da edificação:

Estrutura: Concreto armado;	Blocos de fundação: Seções retangulares
Resistência do concreto: 40 Mpa;	80x170cm (2 estacas);
Pilares: Seção retangular;	191x86cm (2 estacas);
Vigas: Seção retangular;	170x170cm (4 estacas);
Lajes: Maciças;	191x191 (4 estacas);
Espessura das lajes: 12cm;	Estacas: Seções quadradas 30x30cm e 35x35cm;
Vedação:	Normas:
Alvenaria de tijolos cerâmicos (não modelada, apenas atribuição das cargas);	Concreto: ABNT NBR 6118:2014;
	Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2010;

4.4.1. Fundação

O Projeto de Fundação é a concepção, dimensionamento e representação da estrutura que serve de base para a edificação e é responsável por transmitir as cargas da superestrutura para o solo.

Uma modificação adotada para edificação modelo, foi a opção por blocos sobre estacas pré-moldada de concreto, em comparação a solução de sapatas de fundação do Edifício Areia Branca.

Essa opção ocorreu exclusivamente devido ao objeto do presente estudo, considerando a perda de qualquer uma das estacas de fundação, o que obviamente não seria possível em uma fundação do tipo sapatas.

Os requisitos do projeto de fundação são aqueles estabelecidos nas normas:

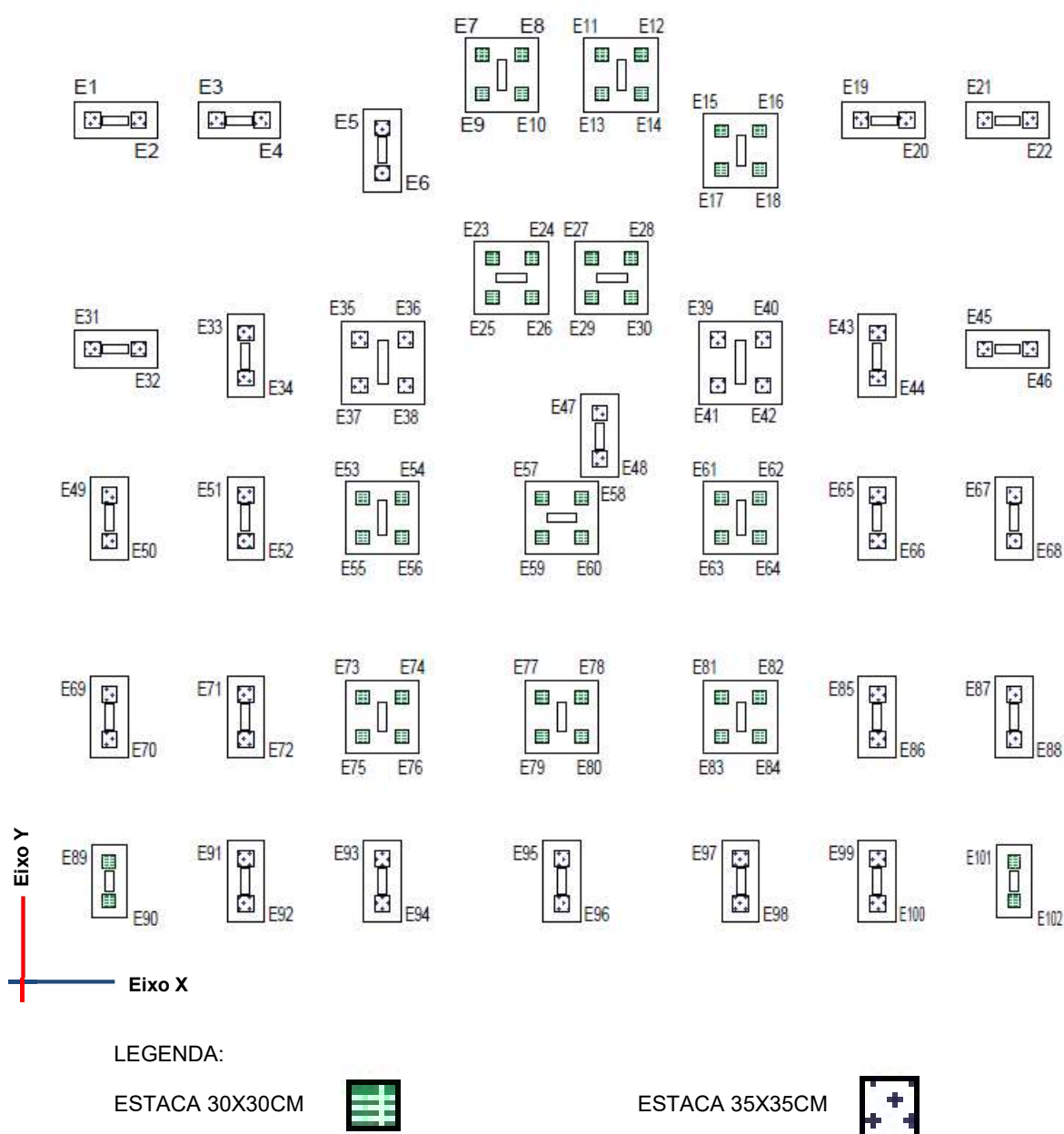
- Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;
- Segurança adequada ao colapso do solo de fundação (estabilidade

"externa"),

- Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais (estabilidade "interna").

As estacas de fundação foram pré-definidos a partir da capacidade de carga necessária para receber a carga de cada pilar, considerando os ajustes durante a modelagem, foi alcançado o projeto de fundação apresentado na Figura 17.

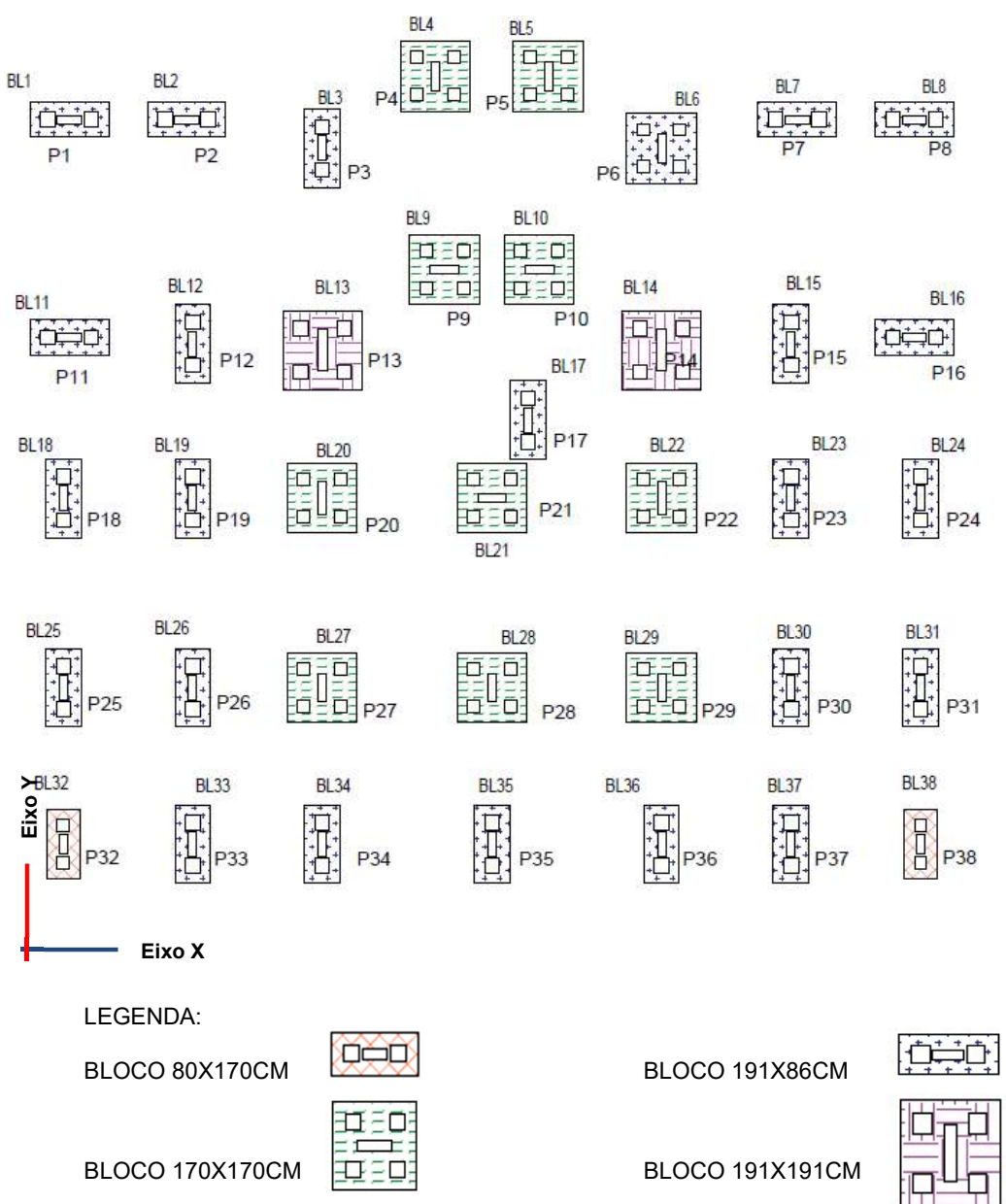
Figura 17 – Planta de forma - Disposição das estacas



Fonte: Autoria própria.

Já os blocos de fundação, mostrados na Figura 18, foram definidos considerando a metodologia das bielas-tirantes de .

Figura 18 – Planta de forma - Disposição dos blocos de fundação e estacas.

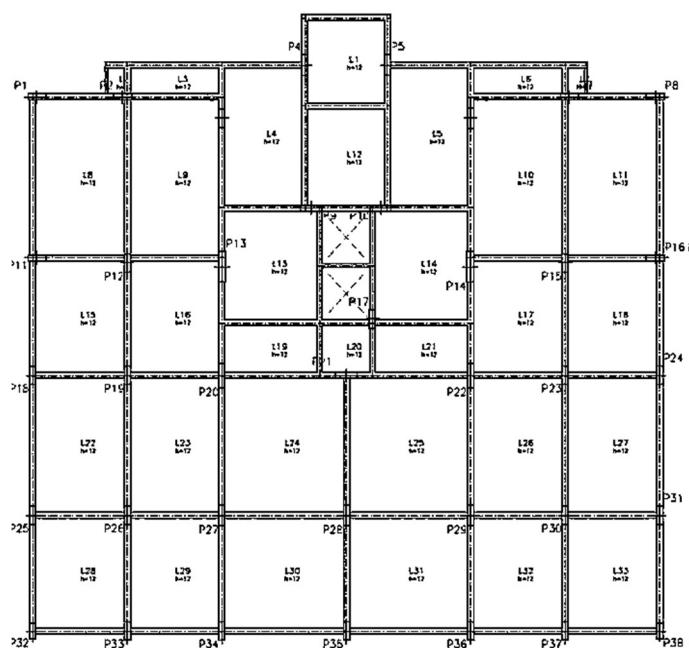


Fonte: Autoria própria.

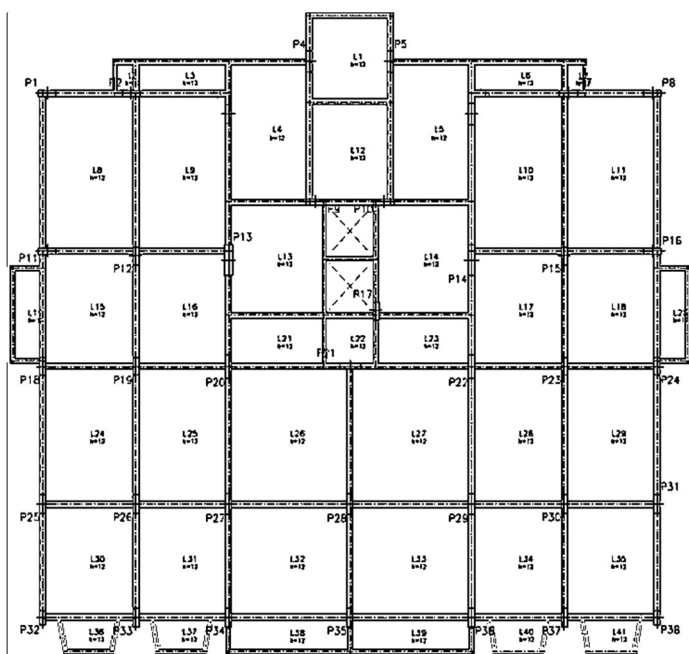
4.4.2. Superestrutura

Na modelagem dos pavimentos da estrutura original, mostrados na Figura 19, foram utilizadas lajes maciças, inclusive nos trechos em balaços balanços (terraços). Já no Edifício Areia Branca as lajes eram pré-moldadas, exceto nos trechos de balanço, onde foram utilizadas lajes maciças

Figura 19 – Planta de forma – (a) Pilotis (b) Pavimento Tipo.



(a)

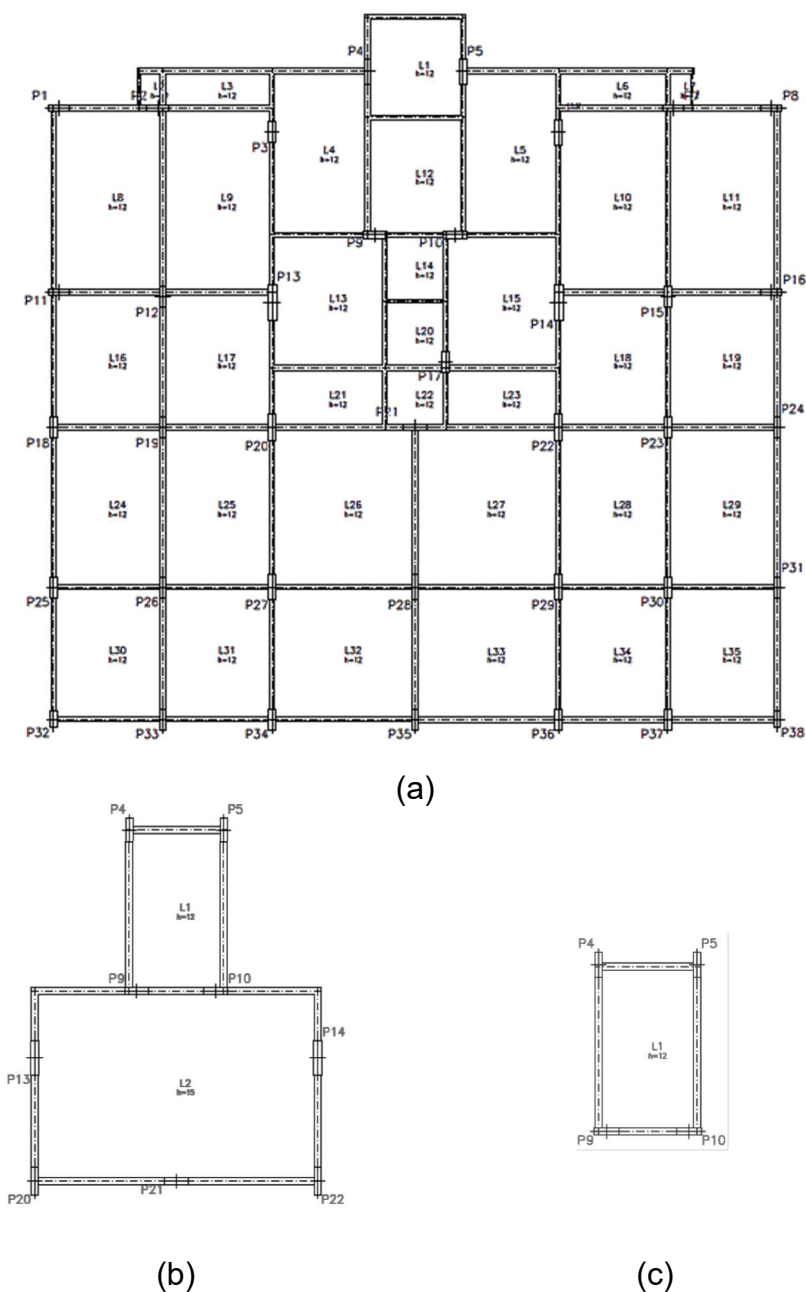


(b)

Fonte: Autoria própria.

A Figura 20 mostra as plantas de forma da cobertura e do reservatório superior. Nos reservatórios inferior e superior, foram utilizadas paredes de concreto armado, sobre vigas de concreto armado, ligadas aos pilares da estrutura.

Figura 20 – Planta de forma – (a) Cobertura (b) Fundo do reservatório Superior (c) Tampa do Reservatório Superior.



Fonte: Autoria própria.

4.5. DEFINIÇÃO DA ESTRATÉGIA DE ANÁLISE

Uma ampla série de parâmetros, de grande importância na obtenção de esforços e dimensionamento de elementos estruturais, são utilizados pelo programa. Dada a grande quantidade de opções disponíveis, a seguir serão elencadas as mais significativas para cada elemento estrutural.

Nesta etapa, em cada remoção, foram analisadas as ações presentes na estrutura original, e verificada sua atuação antes e depois da exclusão da estaca, com a finalidade de observar quais os esforços mais representativos para surgimento do colapso progressivo.

4.5.1. Estacas e Pilares

As estacas são elementos estruturais que quando sujeitos a um carregamento axial de compressão tendem a mover-se para o interior do maciço; por esta razão, a resistência total de uma estaca é dada pela contribuição da resistência na ponta (resistência de ponta) e no fuste (resistência lateral).

O software CYPECAD realiza a conferência, por pavimento, dos seguimentos de cada pilar, segundo as principais normas vigentes, entre elas a NBR 6118/2014, verificando:

- ✓ Disposições relativas às armaduras (NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4) - Dimensões mínimas; Armadura longitudinal; Estribos;
- ✓ Armadura mínima e máxima (NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3);
- ✓ Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2) - Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma; Esforço cortante de ruptura por tração na alma;
- ✓ Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17) - Verificação de resistência da seção (η_1); Verificação do estado limite de instabilidade (η_2); Cálculo da capacidade resistente; Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis; Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis

Com base nesses parâmetros o programa calcula, um relatório de não conformidades e não conformidades, Figuras 21 e 22, nos casos de falha da estrutura. Nele é possível verificar qual o elemento colapsou e quais os parâmetros normativos utilizados pelo programa.

Figura 21 – Parâmetros de não conformidades para estacas e pilares.

Estado	Zona	Verificação
✓ Passa	Fundação	Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)
✓ Passa	Fundação	Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)
✓ Passa	Fundação	Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)
✗ Erro	Fundação	Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)
⚠ Aviso	Bloco (-4.75 - -1.75 m)	Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)
✓ Passa	Bloco (-4.75 - -1.75 m)	Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)
✗ Erro	Bloco (-4.75 - -1.75 m)	Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)
✗ Erro	Bloco (-4.75 - -1.75 m)	Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)
✓ Passa	Pilotis (-1.75 - 1.15 m)	Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)
✓ Passa	Pilotis (-1.75 - 1.15 m)	Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)
✓ Passa	Pilotis (-1.75 - 1.15 m)	Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)
✓ Passa	Pilotis (-1.75 - 1.15 m)	Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Fonte: Autoria própria.

Assim, foram realizadas as correções, segundo a sequência anteriormente apresentada, restabelecendo a capacidade de carga da estaca ou do pilar colapsado.

Figura 22 – Parâmetros de conformidades para estacas e pilares.

Estado	Zona	Verificação
✓ Passa	Fundação	Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)
✓ Passa	Fundação	Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)
✓ Passa	Fundação	Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)
✓ Passa	Fundação	Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)
✓ Passa	Bloco (-4.75 - -1.75 m)	Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)
✓ Passa	Bloco (-4.75 - -1.75 m)	Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)
✓ Passa	Bloco (-4.75 - -1.75 m)	Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)
✓ Passa	Bloco (-4.75 - -1.75 m)	Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)
✓ Passa	Pilotis (-1.75 - 1.15 m)	Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)
✓ Passa	Pilotis (-1.75 - 1.15 m)	Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)
✓ Passa	Pilotis (-1.75 - 1.15 m)	Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)
✓ Passa	Pilotis (-1.75 - 1.15 m)	Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Fonte: Autoria própria.

4.5.2. Blocos de Fundação

Para os blocos de fundação o programa realiza as seguintes verificações:

- ✓ Espessura média do bloco - NBR 6118:2014, 24.6.2;
- ✓ Conceituação - NBR 6118:2014, 22.7.1;
- ✓ Armadura de suspensão - NBR 6118:2014, 22.7.4.1.3; NBR 6118:2014, 22.5.4.1.3;
- ✓ Espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais - NBR 6118:2014, 18.3.2.2;
- ✓ Elementos estruturais armados com estribos - NBR 6118:2014, 18.3.3.2;
- ✓ Armadura de distribuição - NBR 6118:2014, 22.7.4.1.2;
- ✓ Cobrimento - NBR 6118:2014, 7.4.7.2;
- ✓ Comprimento de ancoragem necessário - NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1; ABNT NBR 6118:2014, 9.4.2.5;
- ✓ Ângulo de inclinação - NBR 6118:2014, 22.3.1;
- ✓ Tirantes - NBR 6118:2014, 22.7.3; NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1;
- ✓ Bielas de compressão - NBR 6118:2014, 22.7.3; NBR 6118:2014, 22.3.2;
- ✓ Capacidade admissível da estaca - NBR 6118:2014, 24.6.2;
- ✓ Armadura lateral e superior - NBR 6118:2014, 22.7.4.1.5.

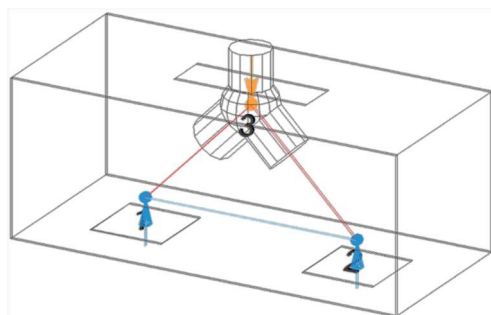
Tendo como metodologia de cálculo a teoria biela-tirante, que admite como modelo resistente, no interior do bloco, uma “treliça espacial”, as forças atuantes nas barras comprimidas da treliça são resistidas pelo concreto e as forças atuantes nas barras tracionadas são resistidas pelas barras de aço (armadura). A principal incógnita é determinar as dimensões das bielas comprimidas, resolvida com as propostas de Blévoit e Framy (1967).

A Figura 23 apresentadas são imagens do bloco BL3 criadas pelo CYPECAD. A Figura 23 (a), representa a metodologia de cálculo biela-tirante, já a Figura 23 (b) apresenta a armadura de ligação pilar / bloco, gerada para suportar os esforços provenientes da superestrutura.

Figura 23 – Exemplo de bloco de fundação modelado.

(a) Representação biela-tirante

(b) Armadura bloco / arranque de



(a)



(b)

Fonte: Autoria própria.

4.5.3. Vigas

A verificação das vigas, conforme mostrado nas Figuras 24 e 25, foi realizada tanto para as barras positivas como para as barras negativas do elemento. Sendo observadas todas as exigências da NBR 6118/2014, relativo a:

- ✓ Verificações de resistência;
- ✓ Verificação de fissuração;
- ✓ Verificações de flecha.

Figura 24 – Parâmetros de não conformidades para vigas.

Estado	Tipo	Zona	Verificação
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.2 e 18.3.2.2)
✗ Erro	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)
✗ Erro	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.5)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.6)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Tração nas armaduras longitudinais. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.6)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.1)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da armadura longitudinal. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 18.3.4)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da armadura transversal. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 18.3.4)
✓ Passa	Resistência	P13 - 1.875 m, Negativos	Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.2)
✓ Passa	Resistência	0.875 m - P3, Positivos	Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.2 e 18.3.2.2)
✗ Erro	Resistência	0.875 m - P3, Positivos	Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)
✓ Passa	Resistência	0.875 m - P3, Positivos	Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)
✗ Erro	Resistência	0.875 m - P3, Positivos	Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Fonte: Autoria própria.

Para cada elemento e em cada etapa, com a utilização do software CYPECAD, foram analisados os esforços atuantes e verificada a diferença antes e depois da retirada de cada estaca, com a finalidade de conhecer quais as ações mais representativas no caso de ruptura.

Figura 25 – Parâmetros de conformidades para vigas

Estado	Tipo	Zona	Verificação
✓ Passa	Resistência		Disposições relativas às amaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.2 e 18.3.2.2)
✓ Passa	Resistência		Amadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas) (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.5)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.6)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Tração nas amaduras longitudinais. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.6)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.1)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.7.2)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da amadura longitudinal. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 18.3.4)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da amadura transversal. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 18.3.4)
✓ Passa	Resistência		Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados. (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.5.1.2)
✓ Passa	Fissuração	Todo o vão	Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face superior (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)
✓ Passa	Fissuração	Todo o vão	Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral direita (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)
✓ Passa	Fissuração	Todo o vão	Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)
✓ Passa	Fissuração	Todo o vão	Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face lateral esquerda (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)
✓ Passa	Fissuração	Todo o vão	Amaduras longitudinais mínimas (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.1)
✓ Passa	Flecha	Todo o vão	Flecha total instantânea para o conjunto das cargas de tipo "Sobrecarga" para a combinação "Característica" de ações
✓ Passa	Flecha	Todo o vão	Flecha total no tempo infinito para a combinação "Quase permanente" de ações
✓ Passa	Flecha	Todo o vão	Flecha ativa a partir do instante "3 meses", para a combinação de ações "Característica"

Fonte: Autoria própria.

Feita a análise do novo comportamento estrutural, foram realizados os reforços necessários nos pilares, vigas, blocos de fundação e estacas, para que novamente fosse alcançada a estabilidade da edificação, sendo mantido o reforço de aço e concreto, para retirada da estaca seguinte.

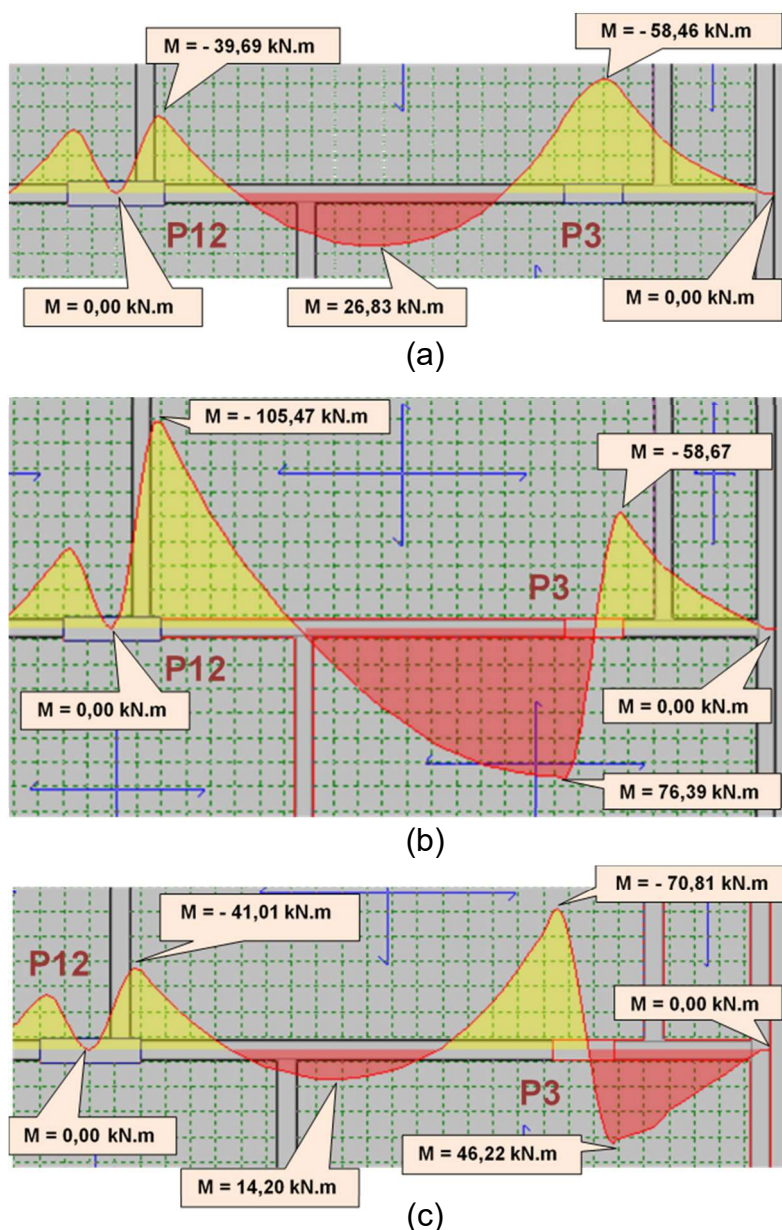
Assim para cada retirada, foram realizadas análises considerando os reforços anteriores, projetando assim uma estrutura segundo as recomendações da NBR 6118 (2014), em condições de resistir ao colapso progressivo.

5. RESULTADOS E ANÁLISE

Durante a pesquisa, ao retirar uma das estacas, foi possível observar que as cargas transportadas pelos elementos estruturais, se propagam por um “caminho alternativo”, pelos demais suportes do edifício.

A seguir são apresentados os gráficos do Momento Fletor no trecho da viga entre os pilares P3 e P12 (Figura 26). Primeiro da Estrutura Original (Figura 26a), após retirada da estada E5 (Figura 26b) e por último a retirada da estada E6 (Figura 26c).

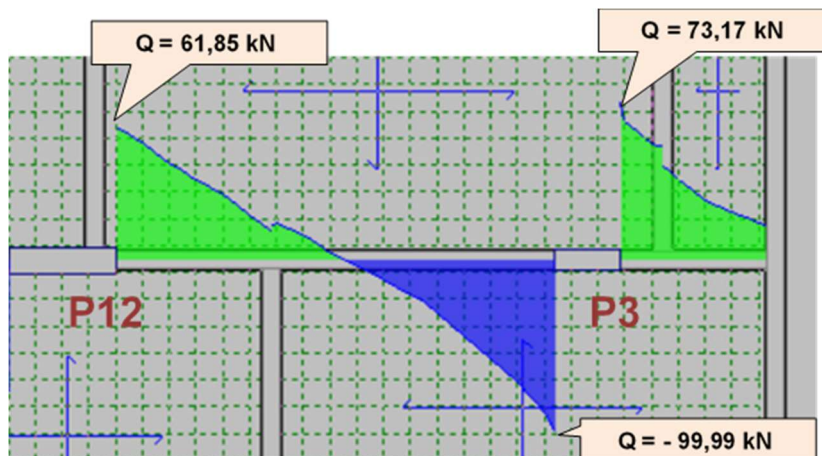
Figura 26 – Momento Fletor em vigas: (a) Estrutura Original; (b) Retirada a Estaca E5; (c) Retirada a Estaca E6.



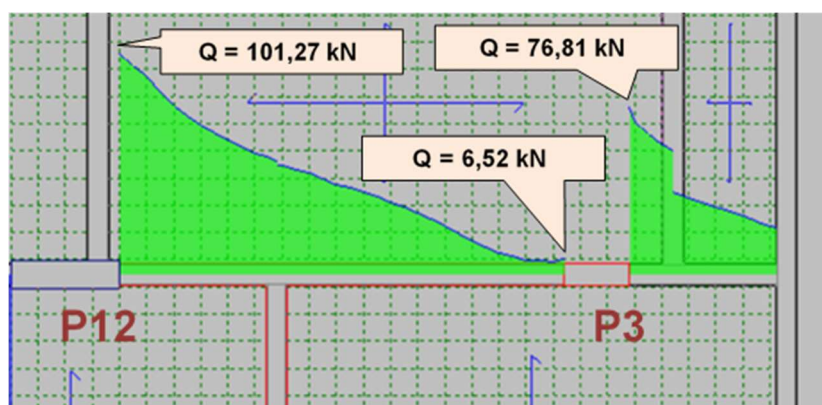
Fonte: Autoria própria.

Também são apresentados, na Figura 27, os gráficos dos Esforços Cortantes no trecho da viga entre os pilares P3 e P12, na mesma seqüência anterior.

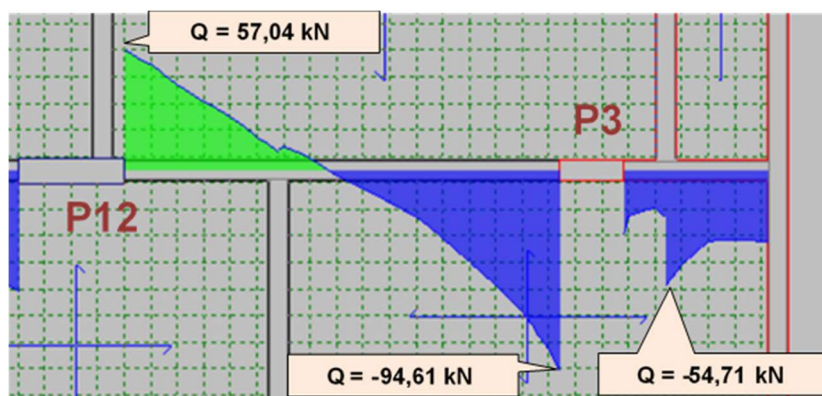
Figura 27 – Esforço Cortante em vigas: (a) Estrutura Original; (b) Retirada a Estaca E5; (c) Retirada a Estaca E6.



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autoria própria.

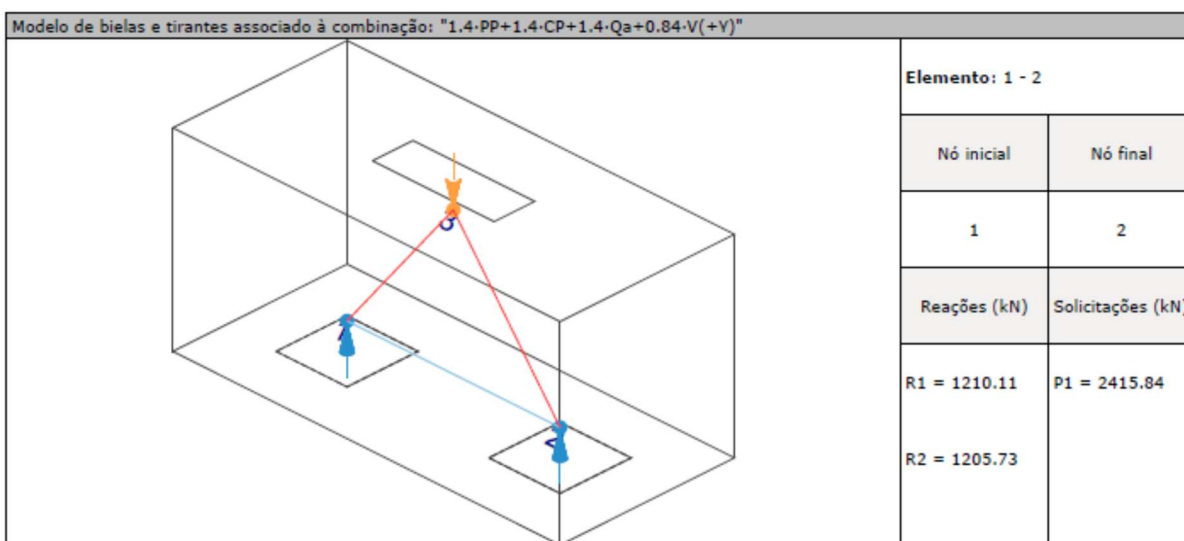
Com a retirada da estaca “n”, os demais elementos estruturais buscam absorver os novos esforços e momentos que surgem, com o objetivo de estabilizar a estrutura e compensar a ausência do elemento suprimido.

Ainda para o exemplo do pilar P3, esse comportamento de “caminhos alternativos” também pode ser observado nos blocos de fundação e estacas.

A Figura 28, retirada de um trecho do relatório de verificações do programa CYPECAD - Verificação dos Tirantes, apresenta o bloco de fundação BL2 da Estrutura Original, onde pode ser observada parte da metodologia utilizada pelo programa para cálculo dos tirantes nos blocos de fundação, com atenção especial à carga de cálculo atuante (959,57Kn), proveniente do pilar P2.

Figura 28 – Caminho Alternativo de Cargas - Verificação dos Tirantes.

10.- TIRANTES



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, em proporções de equilíbrio das respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

$$A_s \cdot f_{yd} \geq R_{sd}$$

$$1092.86 \text{ kN} \geq 959.57 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Onde:

A_s : Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

$$A_s : 2513.6 \text{ mm}^2$$

f_{yd} : Tensão de escoamento de cálculo.

$$f_{yd} : 434.78 \text{ MPa}$$

R_{sd} : Força de tração de cálculo na armadura.

$$R_{sd} : 959.57 \text{ kN}$$

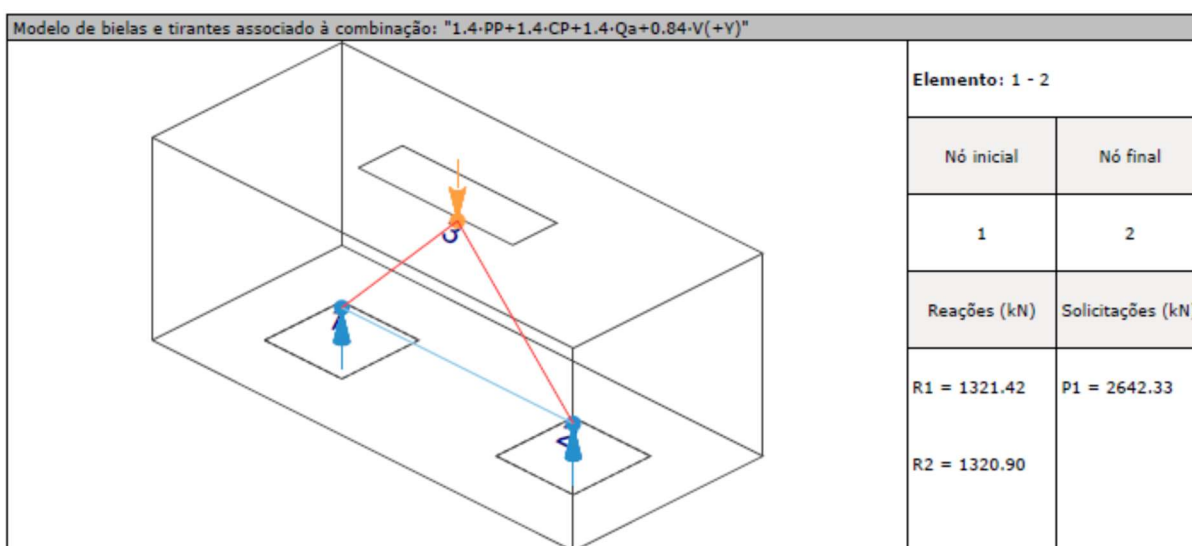
Tirante	A_s (mm ²)	f_{yd} (MPa)	R_{sd} (kN)	η	Passa
1 - 2	2513.6	434.78	959.57	0.878	✓

Com a retirada da estaca E5 do bloco de fundação BL3, ocorreu um relevante acréscimo de carga nos blocos adjacentes.

Por exemplo, a carga atuante nas condições originais 959,57kN (Figura 28), proveniente do pilar P2, com a retirada da estaca E5 do bloco de fundação BL3, ligado ao pilar P3, gerou um acréscimo de carga, elevando a carga atuante para 1.296,29kN, causando colapso, no bloco BL2, por tração da malha de aço (rompimento do tirante), anteriormente projetada sem a previsão de perda de uma das estacas.

Figura 29 – Caminho Alternativo de Cargas - Verificação dos Tirantes (COLAPSO).

10.- TIRANTES



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, em proporções de equilíbrio das respectivas bielas. As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.4.1.1).

$$A_s \cdot f_{yd} \geq R_{sd}$$

$$524.61 \text{ kN} \geq 1296.29 \text{ kN} \quad \times$$

Onde:

A_s : Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.

$$A_s : \frac{1206.6}{\text{mm}^2}$$

f_{yd} : Tensão de escoamento de cálculo.

$$f_{yd} : \frac{434.78}{\text{MPa}}$$

R_{sd} : Força de tração de cálculo na armadura.

$$R_{sd} : \frac{1296.29}{\text{kN}}$$

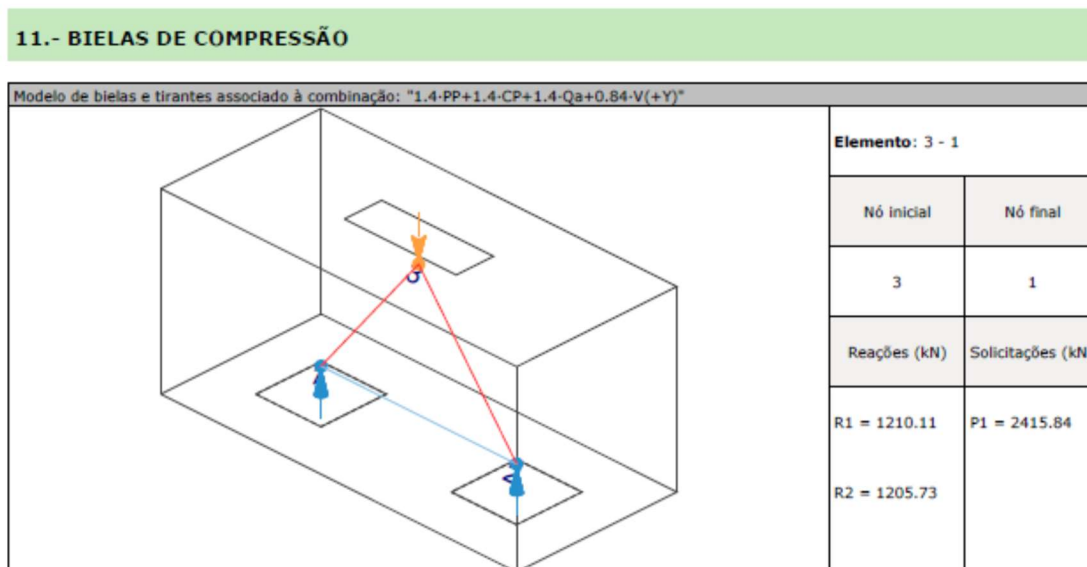
Tirante	A_s (mm ²)	f_{yd} (MPa)	R_{sd} (kN)	η	Passa
1 - 2	1206.6	434.78	1296.29	2.471	×

Fonte: Autoria Própria.

Já a Figuras 30, também retirada de um trecho do relatório de verificações do programa CYPECAD - Verificação das Bielas de Compressão, apresenta a

metodologia utilizada pelo programa para cálculo das bielas de compressão, no bloco de fundação BL2 da Estrutura Original.

Figura 30 – Caminho Alternativo de Cargas - Verificação das Bielas de Compressão.



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

$$A_c \cdot f_{cd3} \geq R_{cd}$$

$$1658.62 \text{ kN} \geq 1544.39 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Onde:

R_{cd} : Carga transmitida do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão.

$$R_{cd} : \underline{1544.39} \text{ kN}$$

A_c : Área da seção transversal de concreto.

$$A_c : \underline{95985.0} \text{ mm}^2$$

f_{cd3} : Bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.2).

$$f_{cd3} : \underline{17.28} \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0.72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

$$\alpha_{v2} : \underline{0.84}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{28.57} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{40.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

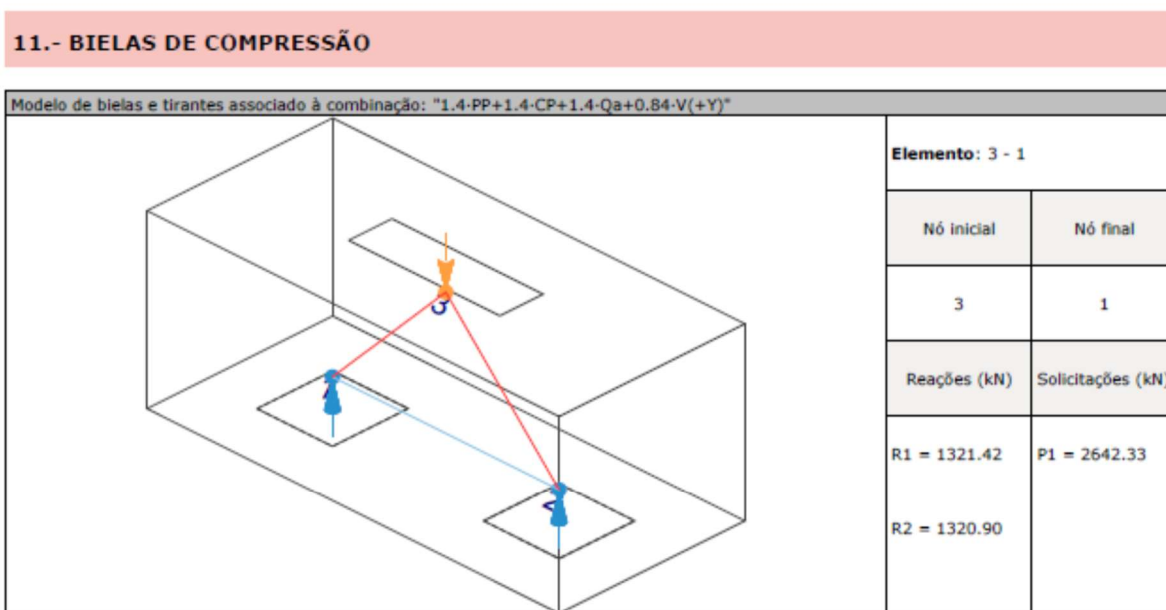
$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

Biela	A_c (mm ²)	$A_c \cdot f_{cd3}$ (kN)	R_{cd} (kN)	η	Passa
3 - 1	95985.0	1658.62	1544.39	0.931	✓
3 - 2	95850.6	1656.30	1540.96	0.930	✓

Fonte: Autoria Própria.

Na verificação das bielas de compressão, é possível observar, considerando o Método dos Caminhos Alternativos de Cargas, também devido ao relevante acréscimo de carga, com a retirada da estaca E5 do bloco de fundação BL3, o colapso do bloco BL2, sendo, neste caso, por compressão do concreto.

Figura 31 – Caminho Alternativo de Cargas - Verificação das Bielas de Compressão (COLAPSO).



Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

$$A_c \cdot f_{cd3} \geq R_{cd}$$

$$1511.11 \text{ kN} \geq 1851.09 \text{ kN} \quad \times$$

Onde:

R_{cd} : Carga transmitida do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão.

$$R_{cd} : \underline{1851.09} \text{ kN}$$

A_c : Área da seção transversal de concreto.

$$A_c : \underline{87448.3} \text{ mm}^2$$

f_{cd3} : Bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT (ABNT NBR 6118:2014, 22.3.2).

$$f_{cd3} : \underline{17.28} \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0.72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

$$\alpha_{v2} : \underline{0.84}$$

f_{cd} : Resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$f_{cd} : \underline{28.57} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{40.00} \text{ MPa}$$

γ_c : Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

Biela	A_c (mm ²)	$A_c \cdot f_{cd3}$ (kN)	R_{cd} (kN)	η	Passa
3 - 1	87448.3	1511.11	1851.09	1.225	\times
3 - 2	87431.4	1510.81	1850.71	1.225	\times

Fonte: Autoria Própria.

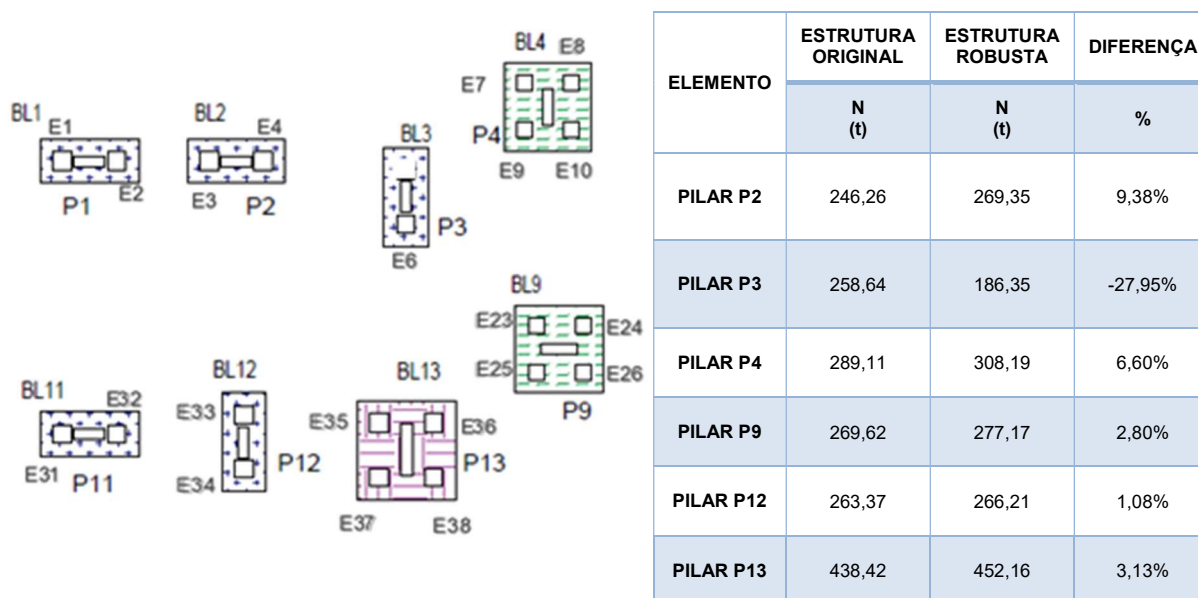
Caso a caso, restabelecidos os elementos estruturais colapsados, com a realização dos reforços estruturais, segundo a sequência já descrita no item 1.3 deste estudo, foi obtida uma estrutura com robustez capaz de suportar a perda de qualquer uma das estacas de fundação, denominada Estrutura Robusta.

5.1. ESFORÇO NORMAL

Os esforços normais, com a retirada da estaca n , foram transmitidos diretamente aos apoios mais próximos, o restante da edificação não apresentou uma distribuição de carregamento tão significativa.

Retomando o exemplo da retirada da estaca E5 do pilar P3, é possível verificar na Figura 32, um “alívio” no Pilar P3 e a transmissão do esforço normal para os pilares adjacentes P2, P4, P9, P12 e P13, restando uma pequena parcela, distribuída aos demais pilares da estrutura.

Figura 32 – Retirada da estaca E5, propagação do Esforço Normal

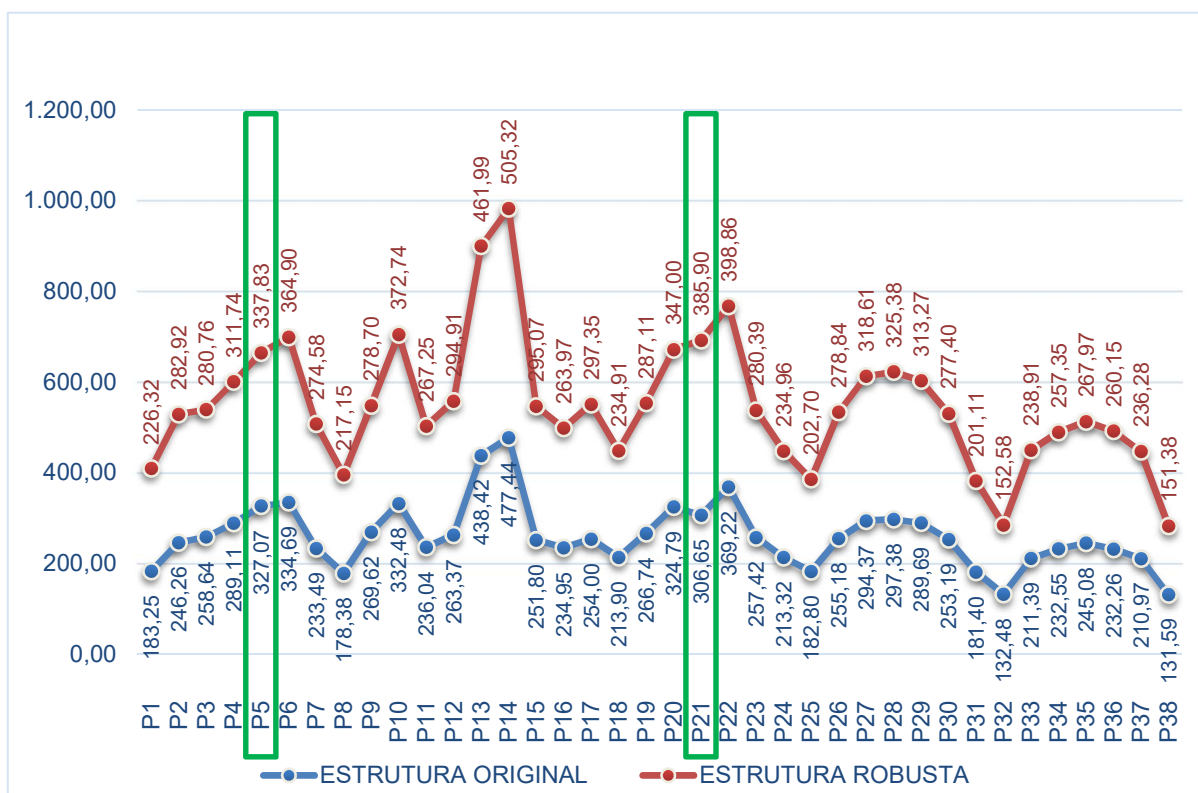


Fonte: Autoria própria.

Já Figura 33 demonstra o aumento do esforço normal em todos os pilares da Estrutura Robusta, sendo comparados aos atuantes na Estrutura Original, na ligação do pilar com o bloco de fundação, **considerando a situação mais desfavorável, para a retirada da estaca “n”**.

O percentual máximo de variação 25,84%, ocorreu com a retirada da estaca E48 do bloco de fundação BL21, sobre 4 (quatro) estacas de 30cm, e associado ao pilar P21. A carga proveniente do P21 da Estrutura Original passou de 306,65t para 385,90t com a retirada da estaca E48.

Figura 33 – Gráfico comparativo dos Esforços Normais mais desfavoráveis (t).



Fonte: Autoria própria.

E o percentual mínimo de variação 3,29%, foi observado com a retirada da estaca E16, associada ao bloco de fundação BL5, bloco sobre 4 (quatro) estacas de 30cm, ligado ao pilar P5, passando de 327,07t para 337,83t.

5.2. MOMENTO FLETOR

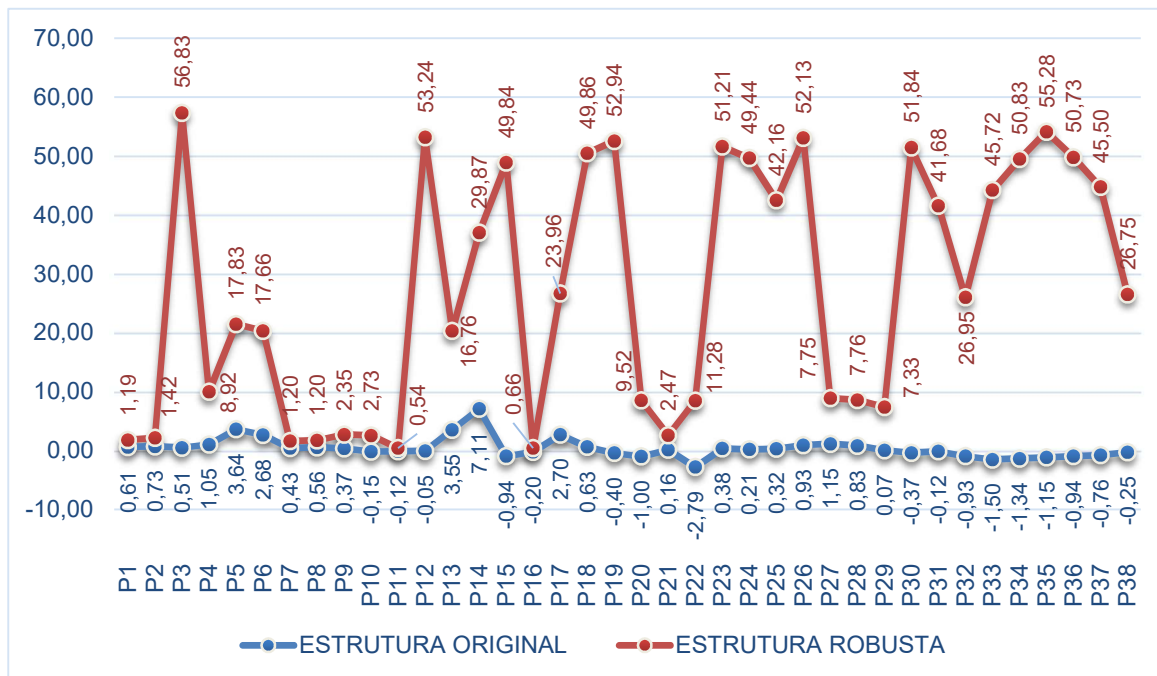
O momento que pode ser definido como uma força aplicada em um sistema rotacional a uma determinada distância do eixo de rotação, ou seja, é justamente a relação entre a força aplicada e a distância do eixo que aplicamos.

Sendo nesse estudo, identificados três importantes fatores para determinação da propagação do Momento Fletor na Estrutura Robusta, dada a retirada de uma das estacas de fundação: a quantidade de estacas por bloco, a geometria e, a posição do bloco de fundação em relação ao eixo em que a estaca retirada estava posicionada.

Como apresentado nas Figuras 34 e 35, a variação do Momento Fletor

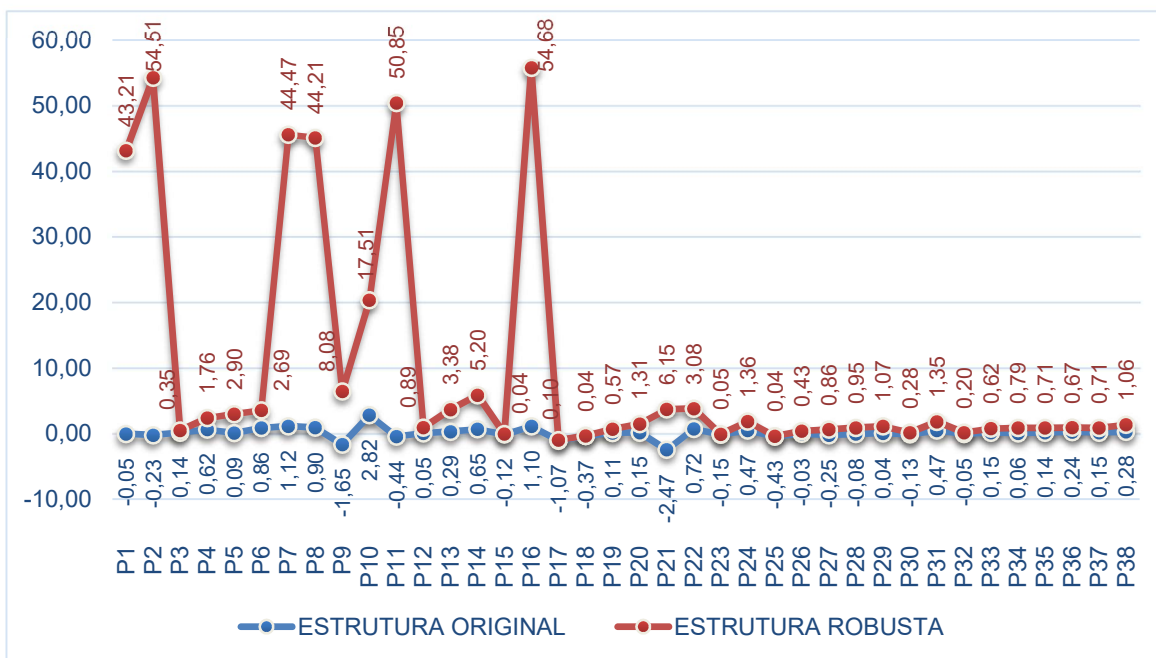
ocorreu de modo significativo quando comparados os valores da Estrutura Original e da Estrutura Robusta.

Figura 34 – Gráfico comparativo do Momento Fletor - Eixo XX (t.m)



Fonte: Autoria própria.

Figura 35 – Gráfico comparativo do Momento Fletor - Eixo YY (t.m)

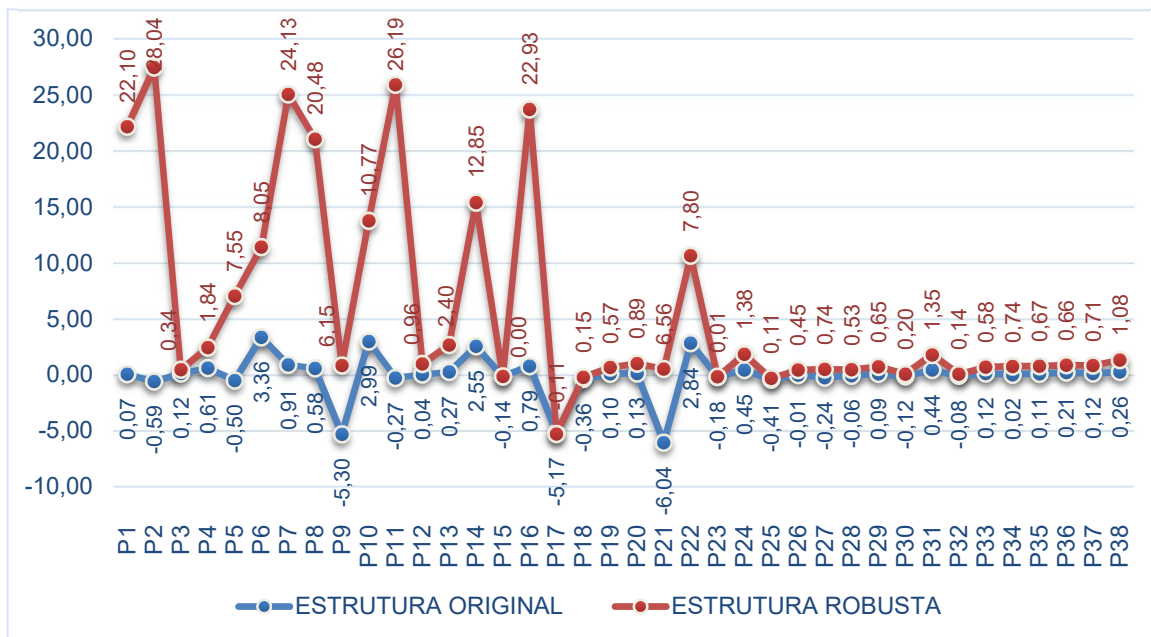


Fonte: Autoria própria.

5.3. ESFORÇO CORTANTE

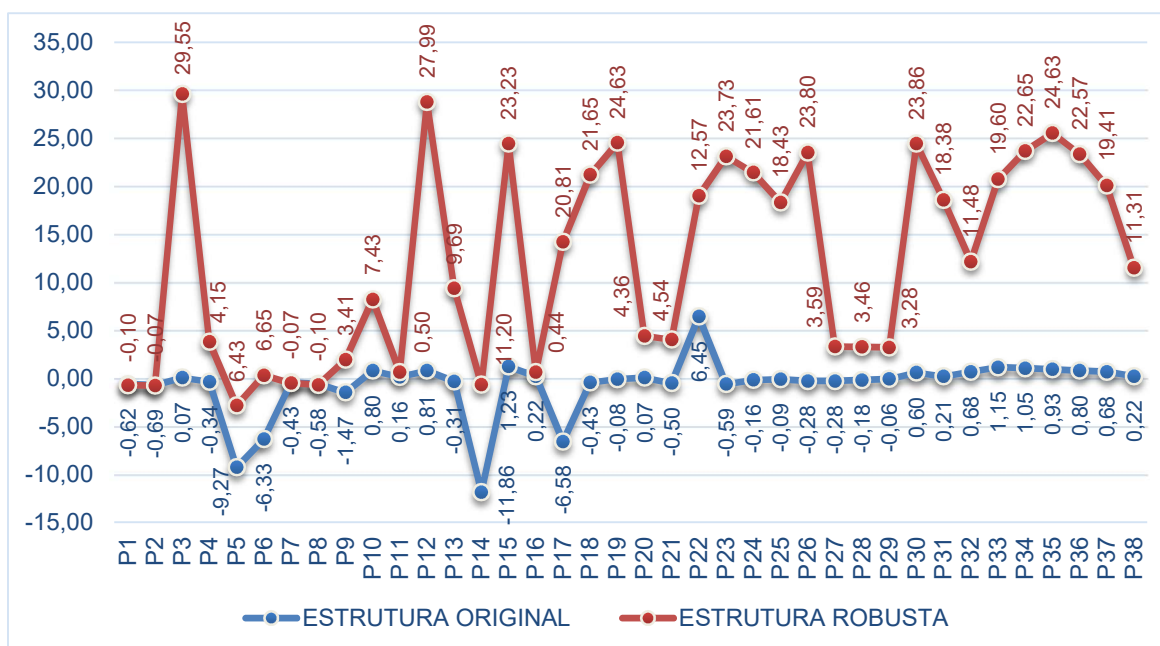
Em engenharia Esforço Cortante é o termo usado para descrever a força que tende a cortar um objeto, as Figuras 36 e 37 mostram sua variação com a retirada de qualquer uma das estacas de fundação.

Figura 36 – Gráfico comparativo do Esforço Cortante - Q_x (t)



Fonte: Autoria própria.

Figura 37 – Gráfico comparativo do Esforço Cortante - Q_y (t)



Fonte: Autoria própria.

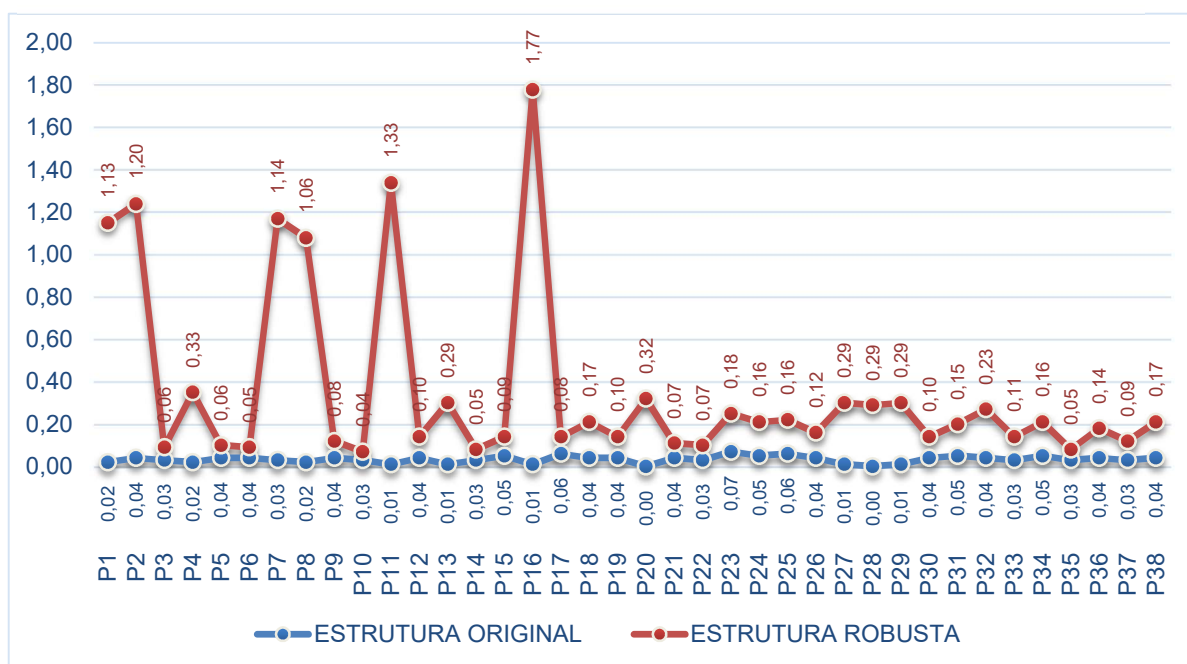
Para combater estes esforços cortantes poderiam ser alteradas as dimensões dos pilares e vigas, buscando assim, aumentar a seção de concreto e consequentemente sua rigidez, atribuindo a esses elementos, condições de suportar o acréscimo de esforço. Ou aumentar a área de aço, realizando o dimensionamento dos estribos com grandes diâmetros e pouco espaçados.

Objetivando evitar o transtorno que causaria a mudança de seções, e consequente interferência na arquitetura da edificação, com o demasiado aumento do tamanho dos pilares e das vigas, nesse estudo, optamos primeiro pelo aumento da área de aço, e só após esgotada essa possibilidade, foram realizadas mudanças nas seções de concreto.

5.4. DESLOCAMENTOS

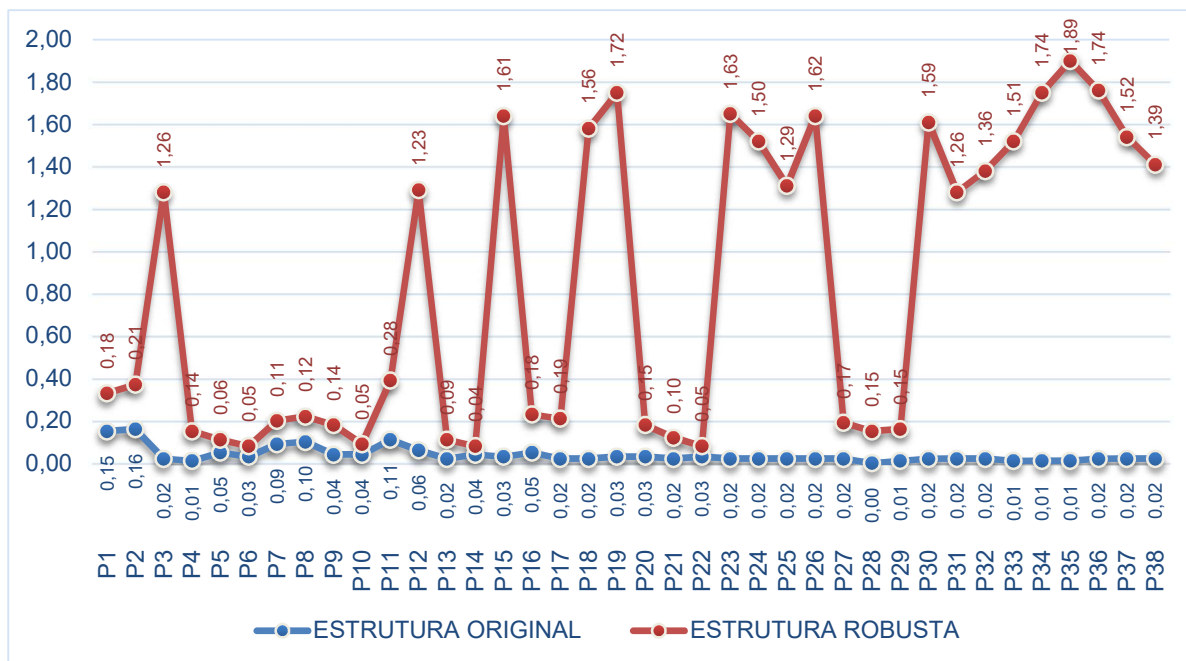
Uma estrutura solicitada por um sistema de forças sofre mudança de forma. Neste processo os pontos da estrutura sofrem deslocamentos, ou seja, mudanças de posição em relação às suas posições iniciais e em relação uns aos outros, como mostrado nas Figuras 38 a 39, para os deslocamentos ocorridos no eixo x, y e z.

Figura 38 – Gráfico comparativo do Deslocamento Dx (mm)



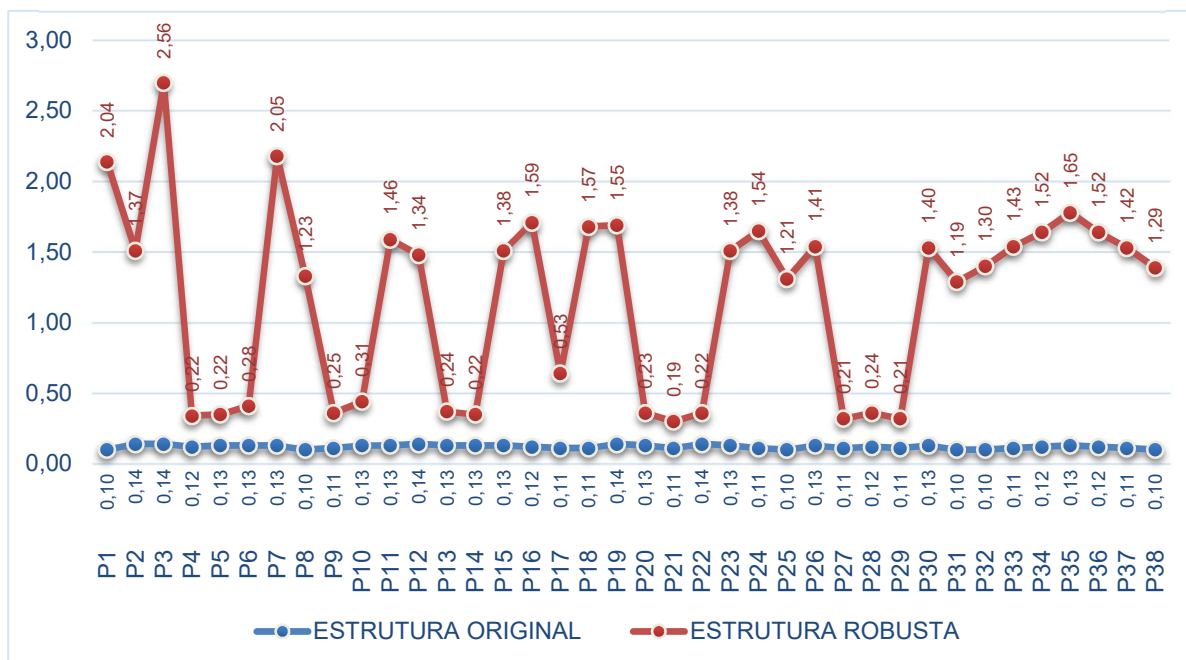
Fonte: Autoria própria.

Figura 39 – Gráfico comparativo do Deslocamento Dy (mm)



Fonte: Autoria própria.

Figura 40 – Gráfico comparativo do Deslocamento Dz (mm)



Fonte: Autoria própria.

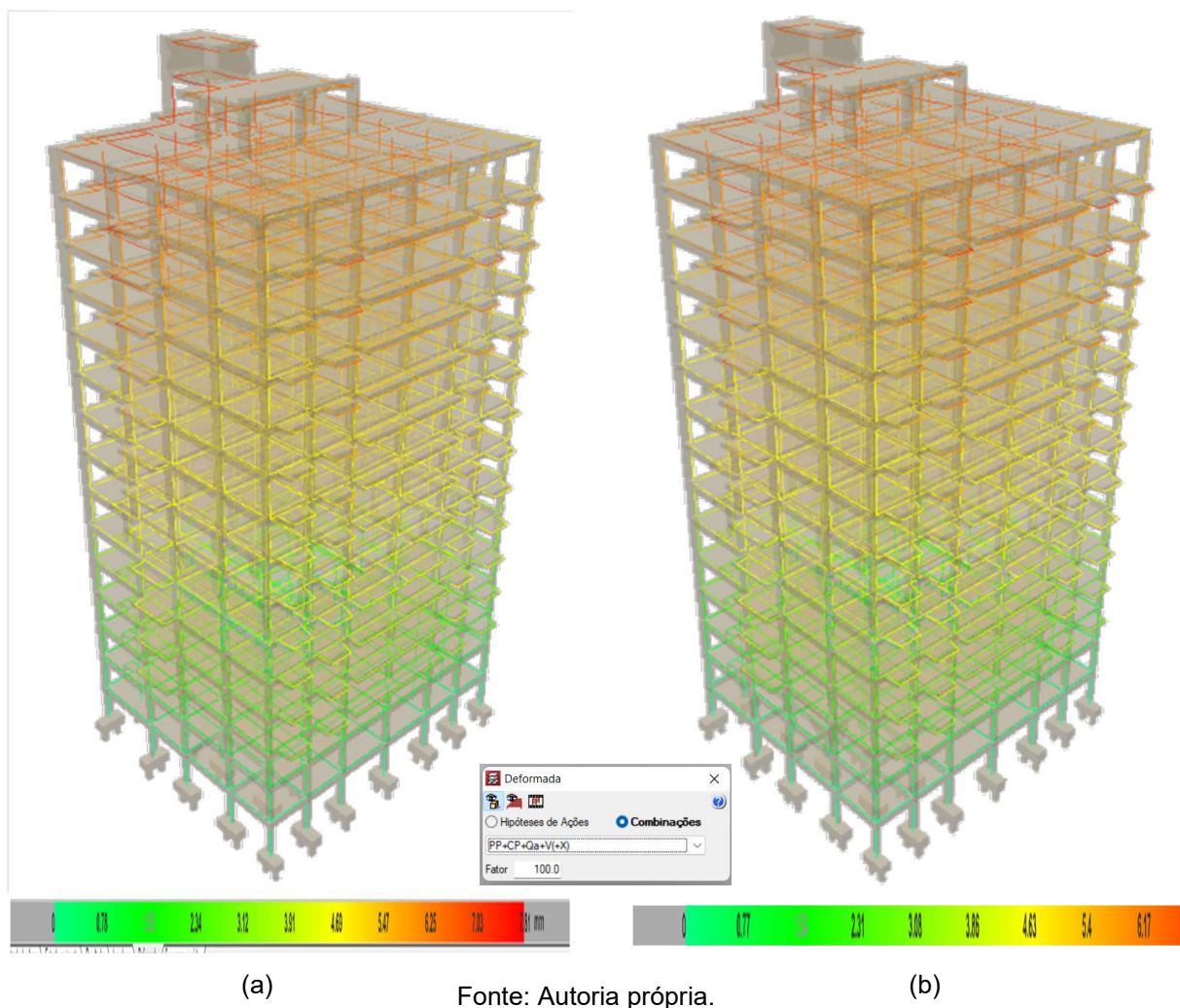
As deformações foram definidas matematicamente por meio de considerações geométricas na ligação do pilar com o bloco de fundação, a partir das

funções que descrevem os deslocamentos dos pontos segundo as direções dos eixos de referência, **considerando a situação mais desfavorável, para a retirada da estaca “n”**.

Na Figura 41, são observadas as “Deformadas”, da Estrutura Original após retirada a estaca E5, e da Estrutura Robusta, após realizados os reforços.

É possível observar que, apesar do aumento dos deslocamentos nas situações mais críticas de retirada da estaca (Figuras 38 a 40), as deformações globais, após os reforços estruturais, não apresentaram variação significativa, sendo o valor máximo de 7,81 mm, para a Estrutura Original sem a estaca E5, e 7,71 mm quando observada a Estrutura Robusta.

Figura 41 – Gráfico comparativo da Deformada: (a) Retirada da estaca E5; (b) Estrutura Robusta



Fonte: Autoria própria.

5.5. QUANTIDADES

A seguir são apresentadas na Tabela 2 as quantidades de concreto e aço para as lajes, vigas e pilares, por pavimento:

Tabela 2 – Quantidade de concreto e aço por pavimento

FUNDO DO RESERVATÓRIO								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	3,27	336,00	3,27	330,00	0,00	0,00%	-6,00	-1,79%
VIGAS	4,22	276,00	4,22	287,00	0,00	0,00%	11,00	3,99%
PILARES	10,15	3.493,00	11,26	5.980,00	1,11	10,94%	2.487,00	71,20%
TOTAL	17,64	4.105,00	18,75	6.597,00	1,11	6,29%	2.492,00	60,71%
SUB-SOLO								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	40,67	1.990,00	40,67	1.982,00	0,00	0,00%	-8,00	-0,40%
VIGAS	35,96	2.419,00	36,01	3.849,00	0,05	0,14%	1.430,00	59,12%
PILARES	0,28	102,00	0,28	232,00	0,00	0,00%	130,00	127,45%
TOTAL	76,91	4.511,00	76,96	6.063,00	0,05	0,07%	1.552,00	34,40%
PILOTIS								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	40,67	2.039,00	40,67	2.034,00	0,00	0,00%	-5,00	-0,25%
VIGAS	26,54	1.532,00	26,54	2.126,00	0,00	0,00%	594,00	38,77%
PILARES	12,17	2.784,00	12,17	3.304,00	0,00	0,00%	520,00	18,68%
TOTAL	79,38	6.355,00	79,38	7.464,00	0,00	0,00%	1.109,00	17,45%
PISOS 6 ATÉ 10								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	214.650,00	12.130,00	214.650,00	11.965,00	0,00	0,00%	-165,00	-1,36%
VIGAS	140.000,00	8.410,00	140.000,00	10.345,00	0,00	0,00%	1.935,00	23,01%
PILARES	56,95	6.881,00	56,95	7.523,00	0,00	0,00%	642,00	9,33%
TOTAL	354.706,95	27.421,00	354.706,95	29.833,00	0,00	0,00%	2.412,00	8,80%

PISOS 11 ATÉ 15								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	214.650,00	11.500,00	214.650,00	11.540,00	0,00	0,00%	40,00	0,35%
VIGAS	140.000,00	7.965,00	140.000,00	8.590,00	0,00	0,00%	625,00	7,85%
PILARES	56,95	6.163,00	56,95	6.174,00	0,00	0,00%	11,00	0,18%
TOTAL	354.706,95	25.628,00	354.706,95	26.304,00	0,00	0,00%	676,00	2,64%
PISOS 16 E 17								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	85.860,00	4.420,00	85.860,00	4.420,00	0,00	0,00%	0,00	0,00%
VIGAS	56.000,00	2.904,00	56.000,00	3.058,00	0,00	0,00%	154,00	5,30%
PILARES	22,78	2.532,00	22,78	2.536,00	0,00	0,00%	4,00	0,16%
TOTAL	141.882,78	9.856,00	141.882,78	10.014,00	0,00	0,00%	158,00	1,60%
COBERTA								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	42,54	1.874,00	42,54	1.874,00	0,00	0,00%	0,00	0,00%
VIGAS	20,17	1.082,00	20,17	1.117,00	0,00	0,00%	35,00	3,23%
PILARES	11,39	1.189,00	11,39	1.201,00	0,00	0,00%	12,00	1,01%
TOTAL	74,10	4.145,00	74,10	4.192,00	0,00	0,00%	47,00	1,13%
BARRILETE								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
PILARES	523,00		523,00		0,00	0,00%	0,00	0,00%
TOTAL	523,00	0,00	523,00	0,00	0,00	0,00%	0,00	0,00%
FUNDO CAIXA D'ÁGUA								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	7,83	717,00	7,83	716,00	0,00	0,00%	-1,00	-0,14%
VIGAS	4,15	232,00	4,15	232,00	0,00	0,00%	0,00	0,00%
PILARES	-	-	-	-				
TOTAL	11,98	949,00	11,98	948,00	0,00	0,00%	-1,00	-0,11%

TAMPA CAIXA D'ÁGUA								
ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	1,36	64,00	1,36	64,00	0,00	0,00%	0,00	0,00%
VIGAS	6,47	432,00	6,47	444,00	0,00	0,00%	12,00	2,78%
PILARES	0,04	280,00	0,04	215,00	0,00	0,00%	-65,00	-23,21%
TOTAL	7,87	776,00	7,87	723,00	0,00	0,00%	-53,00	-6,83%

Fonte: Autoria própria.

É exibido na Tabela 3, um comparativo total por tipo de elemento (laje, viga, pilar e bloco de fundação), e a variação dos valores e percentuais entre a Estrutura Original e a Estrutura Robusta.

Tabela 3 – Comparativo de quantidades totais por elemento estrutural

ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA			
	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	BARRAS (KG)	VOLUME (M³)	VOLUME (%)	BARRAS (KG)	BARRAS (%)
LAJES MACIÇAS	651,50	35.070,00	651,50	34.925,00	0,00	0,00%	-145,00	-0,41%
VIGAS	433,51	25.252,00	433,56	30.048,00	0,05	0,01%	4.796,00	18,99%
PILARES	174,19	23.947,00	175,30	27.685,00	1,11	0,64%	3.738,00	15,61%
BLOCOS	78,22	7.860,70	78,86	11.734,46	0,64	0,82%	3.873,76	49,28%
TOTAL	1.337,42	92.129,70	1.339,22	104.392,46	1,80	0,13%	12.262,76	13,31%

Fonte: Autoria própria.

É possível observar, na Tabela 2, uma variação mínima do volume de concreto e do peso das barras nas lajes, chegando a ocorrer a diminuição da área de aço em alguns pavimentos, possivelmente devido a maior rigidez das vigas e pilares.

Considerando as vigas, o volume de concreto permaneceu praticamente igual, já a área de aço apresentou um considerável aumento de quantidade, de forma mais intensa nos primeiros pavimentos, havendo uma diminuição gradativa desse

acrécimo.

Ao analisar os quantitativos de pilares a variação ocorreu de forma semelhante as vigas. Inclusive apresentando um decréscimo de quantidade no pavimento “Tampa da caixa d’água”, possivelmente devido a maior rigidez da estrutura e sua conseqüente resistência a ação dos esforços solicitantes.

Já os blocos de fundação, mostrados na Tabela 3, tiveram os maiores acréscimos percentuais de concreto e aço, quando comparada a Estrutura Original a Estrutura Robusta.

5.6. VIABILIDADE ECONÔMICA

Normalmente as manifestações patológicas nas fundações são estudadas e avaliadas com minúcia apenas quando apresentam problema de cunho relativamente avançados, representando um ameaça a segurança da estrutura.

O estudo de problemas patológicos de fundações, bem como, suas causas e uma terapêutica aceitável, são temas atuais e ainda pouco difundidos, apresentando técnicas de solução com custos bastantes elevados, pois necessita de profissionais especializados e equipamentos sofisticados e, por este motivo, não há uma preocupação ativa sobre o tema ao decorrer da sua vida útil.

As ocorrências de manifestações patológicas somadas com a necessidade de reforço da fundação, resulta em custos e descrédito para a obra. Sendo que, em situações críticas, há necessidade de evacuação do prédio e interdição de estruturas, entre outras complicações.

Lamentavelmente é comum que ações corretivas ocorram com a evidência de risco de colapso iminente da edificação. São conhecidos casos em que problemas em fundações provocaram a falência das empresas envolvidas (MILITITSKY *et al*, 2015).

O presente estudo busca, dentre outros objetivos, apresentar um estudo econômico, mostrando ser viável financeiramente prover robustez a Estrutura Original de um edifício, tornando-o capaz de suportar a perda de qualquer uma de suas estacas de fundação, evitando assim o colapso progressivo, o que acarretaria perdas monetárias superiores aos valores investidos na prevenção desse fenômeno.

Logo, considerando que a metodologia de estabilização da estrutura, tendo como primeira etapa o aumento da área de aço do elemento colapsado, é possível observar, na Tabela 4, um significativo acréscimo desse material, quando comparada a Estrutura Original com a Estrutura Robusta.

Tabela 4 – Comparativo de quantidades totais de materiais

ELEMENTO	ESTRUTURA ORIGINAL	ESTRUTURA ROBUSTA	DIFERENÇA (Quant.)	DIFERENÇA (%)
FÔRMA	5.429,58 m ²	5.438,39 m ²	8,81 m ²	0,16
CONCRETO	1.337,42 m ³	1.339,22 m ³	1,80 m ³	0,13
AÇO	92.129,70 kg	104.392,46 kg	12.262,76 kg	13,31

Fonte: Autoria própria.

Verifica-se, na Tabela 4, a variação de consumo total, em quantidade e percentualmente, de fôrma, concreto e aço das duas estruturas modeladas.

Já os custos foram estimados através da tabela de referência de preços e serviços do Sinapi - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, para o estado de Pernambuco, tendo como mês base abril de 2022.

Os percentuais adotados tiveram como referência Milititsky *et al* (2015), onde afirmam que o custo de uma fundação gira em torno de 3 a 6 % do custo da obra para qual serve de elemento de base. E Xavier (2008), onde informa que o valor da “etapa estrutura” varia de 14 a 22%, dos custos totais de construção de uma edificação.

Para a estimativa do valor global da obra, foi considerado o cenário com os maiores percentuais, assim, nesse estudo, a fundação contribuiu com 6% e a superestrutura de concreto armado com 22%, alcançando 28,0% do valor total da construção.

Importante salientar que, considerando sua relevante contribuição, foram analisados apenas os principais insumos (fôrma, concreto e aço), na obtenção da estimativa financeira para construção do edifício

Na Tabela 5, são apresentados os quantitativos e os custos dos principais materiais para sua execução da estrutura de concreto armado (Estrutura Original e Estrutura Robusta), composta por estacas, blocos de fundação, pilares, vigas e lajes.

Tabela 5 – Comparativo de custos totais de materiais

ELEMENTO	CUSTO UNITÁRIO	ESTRUTURA ORIGINAL		ESTRUTURA ROBUSTA		DIFERENÇA	
		QUANT.	PREÇO TOTAL (R\$)	QUANT.	PREÇO TOTAL (R\$)	R\$	%
FÔRMA	R\$ 171,23	5.429,58 m ²	929.706,98	5.438,39 m ²	931.215,52	1.508,54	0,16
CONCRETO	R\$ 496,16	1.337,42 m ³	663.574,31	1.339,22 m ³	664.467,40	893,09	0,13
AÇO	R\$ 12,98	92.129,70 kg	1.195.843,51	104.392,46 kg	1.355.014,13	159.170,62	13,31
		TOTAL DA ESTRUTURA	2.789.124,80	TOTAL DA ESTRUTURA	2.950.697,05	161.572,25	5,79%

Fonte: Autoria própria.

A Estrutura Robusta, como mostra a Tabela 5, apresenta um acréscimo de 5,79% no quantitativo total quando comparada a Estrutura Original.

Deve-se analisar este aumento de 5,79%, no total do consumo de materiais da estrutura, considerando a transformação de uma edificação vulnerável, em uma construção com robustez capaz de suportar a perda de qualquer uma de suas estacas de fundação, dentro do percentual de 28,0% de gastos com superestrutura e fundação.

Considerando que os elementos estruturais de concreto armado representam 28,0% do total da obra, foi utilizado o método percentual para obtenção do Valor Total da Obra Original, R\$ 9.961.160,00, que incluindo os elementos estruturais de concreto armado (Estrutura Original) e as demais etapas de execução (vedação, acabamentos e revestimentos, esquadrias, instalações elétricas, instalações hidrossanitárias, etc).

Na Tabela 6, é demonstrado um comparativo entre a Estrutura Original e o acréscimo de custos para tornar a edificação robusta.

Tabela 6 – Percentual comparativo da Obra Original e da Estrutura Robusta

TOTAL DA OBRA ORIGINAL	ACRÉSCIMO PRA ROBUSTEZ	% DE ACRÉSCIMO EM RELAÇÃO À OBRA ORIGINAL
R\$ 9.961.160,00	R\$ 161.572,25	1,62%

Fonte: Autoria própria.

Como pode ser observado na Tabela 6, quando comparada a diferença entre os custos da Estrutura Original e da Estrutura Robusta, cerca de R\$ 161.572,25, com o Valor Total da Obra Original, o percentual de acréscimo para obtenção da robustez diminui de 5,79% para 1,62% de acréscimo.

Esses percentuais encontrados estão diretamente ligados a metodologia usada no presente estudo, considerando os reforços feitos primeiramente com o aumento da área de aço, e a permanência desses incrementos para as retiradas subsequentes, que combatem os deslocamentos precedentes, conseqüentemente, diminuem as quantidades necessárias das últimas peças reforçadas.

Ferreira (2016), afirma que estudos realizados no Brasil indicam que os serviços de recuperação estrutural representam 12,69% do custo da estrutura, apenas na parte desprotegida da estrutura, podendo chegar a 40,14%.

As porcentagens indicadas por Ferreira (2016) são significativas, especialmente porque representam apenas uma intervenção. Assim, ao longo da vida do edifício, podem ser implementadas várias intervenções, trazendo estas porcentagens para um valor mais expressivo ainda.

Considerando os valores apresentados nas Tabela 5 e 6, o estudo apresenta uma estrutura robusta, estável e econômica, esse fato tem especial relevância não apenas devido a verticalização, esbeltez das edificações e o número diminuto de pilares, como também, por um problema recorrente nas construções contemporâneas, que é a degradação prematura das edificações e sua conseqüente redução de desempenho.

6. CONCLUSÕES

O estudo sugere que o Método de Caminhos Alternativos de Cargas pode ser adotado para análise da propagação das ações na estrutura, quando retirada qualquer uma das estacas de fundação. Isso notadamente é observado nas Figuras 26 a 31. Logo, como afirmam Sasani e Kropelnickl (2008), se um elemento não atende aos limites de deformação ou o seu comportamento é frágil e não consegue satisfazer aos requisitos mínimos, o elemento é retirado e as suas forças internas são (dinamicamente) redistribuídas. Assim, o método aqui utilizado, para aumentar a robustez devido a acontecimentos que poderiam danificar a estrutura, seria eficiente em um edifício real, sendo as ações emergentes, dada a ausência do elemento estrutural suprimido, distribuídas aos demais componentes robustos.

Outra hipótese, com a utilização do Método de Caminhos Alternativos de Cargas, considerando a retirada qualquer uma das estacas da fundação, é que uma edificação com um maior número de pisos não é necessariamente mais suscetível a um colapso progressivo, apesar de apresentar uma maior força de compressão de pilares, na ligação com o bloco de fundação. Ou seja, a capacidade dos sistemas estruturais para fornecerem caminhos alternativos de carga aumenta à medida que aumenta o número de pavimentos. O aumento desta capacidade é devido à resposta do sistema para resistir o colapso progressivo e a capacidade dos elementos estruturais longe do local do dano.

Foi verificado, através da análise e cálculos realizados, sintetizados nas Figuras 32 a 37, que os Momentos Fletores, os Esforços Normais e Cortantes são extremamente atuantes no caso de ruptura de um elemento estrutural. Mesmo ocorrendo uma transferência significativa do Esforço Normal apenas para os pilares adjacentes ao da estaca retirada, como demonstrado no subitem 5.1, esse aumento altera o equilíbrio estrutural, provocando o surgimento de outros esforços e momentos, para os quais a Estrutura Original não havia sido projetada, propagando o dano aos demais elementos da edificação e causando o colapso progressivo.

Outra importante característica para a robustez da estrutura é a geometria do bloco de fundação, onde blocos quadrados com 4 estacas apresentaram uma melhor resposta a perda de um desses elementos, quando comparados os blocos retangulares de duas estacas, isso ocorre devido a geometria do bloco, como também,

a maior quantidade de estacas que permanecem ligadas ao bloco de fundação, provendo uma melhor possibilidade de redistribuição de esforços, quando o sistema estrutural apresenta alguma parte danificada.

Na análise dos deslocamentos, Figuras 38 a 41, foi observada uma diferença de apenas 0,10mm, entre a Estrutura Original e a Estrutura Robusta, demonstrando eficiência da metodologia do reforço estrutural aplicado.

Contudo estudos mais profundos sobre as diferenças de deslocamentos e esforços calculados por uma análise linear, usada na maioria dos softwares comerciais, e análise dinâmica, devem ser realizados. Inclusive para danos provocados por causas não dinâmicas, como o caso do colapso progressivo do Edifício Areia Branca, com o objetivo de ampliar a quantidade e a qualidade dos resultados encontrados, melhorando o entendimento e a viabilidade de projetos robustos.

Já a quantidade de material e os custos não aumentaram significativamente, quando comparada a Estrutura Original com a Estrutura Robusta. O valor estimado da segurança, considerando apenas a comparação entre os custos da “*etapa estrutura*” foi de 5,79% e quando distribuído para os custos integrais da obra, esse valor representa apenas de 1,62% dos gastos totais. O que representa percentuais muito menores que os 12,69% a 40,14% indicados por FERREIRA (2016), para recuperação de estruturas degradadas.

Portanto, o aumento do custo para prover a Estrutura Original com robustez suficiente para suportar a perda de qualquer uma das estacas de fundação, pode ser considerado perfeitamente razoável, especialmente pela segurança, que a estrutura reforçada é dotada, contra uma falha inesperada. Viabilizando a segurança estrutural, que dever ser a principal preocupação no desenvolvimento dos projetos, tendo em vista as vidas humanas envolvidas.

Diante do exposto, nesse estudo, foi demonstrado que é possível construir, com o auxílio de software para análise do comportamento estrutural da edificação e seguindo as recomendações da NBR 6118 (2014), estruturas com robustez capaz de suportar a perda de qualquer uma das estacas de fundação.

7. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

- ✓ Analisar o comportamento de estruturas com a variação das classes de concreto, até a utilização de concretos especiais de alta resistência, observando assim a viabilidade econômica de um projeto robusto;
- ✓ Estudar a de maneira mais detalhada a relação entre esforços, momentos e deslocamentos em estruturas, realizando análises: elástica estática, inelástica estática, elástica dinâmica, inelástica dinâmica.
- ✓ Verificar a esbeltez de uma edificação e sua relação com o Caminho Alternativo de Cargas, possibilitando a elaboração de projeto robusto em estruturas esbeltas que permita a ruptura de qualquer uma de suas estacas;
- ✓ 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 qualquer uma de suas estacas, considerando a robustez;
- ✓ Realizar estudo para estabelecer o campo de aplicação e os critérios de projeto para a elaboração de estruturas de edifícios robustos que funcionem com $n-1$ estaca.
- ✓ Analisar o comportamento de estruturas com a perda de mais de uma estaca de fundação.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI (2011), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e controle das fundações: uma introdução ao controle**. 3. ed. Ed. Edgard Blucher: São Paulo, 2020.

AREIA Branca: enfim a indenização. Diário de Pernambuco. Recife, 13 fev. 2009. Vida urbana. Disponível em: <http://www.diariodepernambuco.com.br/2009/02/13/urbana10_0.asp>. Acesso em: 20 dez. 2010.

ASCE Standard ASCE/SEI 7-2, **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**, American Society of Civil Engineers, Washington, DC, 2002.

ASCE Standard ASCE/SEI 7-05, **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**, American Society of Civil Engineers, 2005.

ASCE Standard ASCE/SEI 7-10, **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**, American Society of Civil Engineers, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118** – Projeto de estruturas de concreto- Procedimentos, 2014.

AZEREDO, Hélio Alves de. “O Edifício até sua Cobertura – 2ª ed. ver.”. São Paulo. EDGARD BLÜCHER, 1997.

BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura**. Rio de Janeiro. Tese de concurso para professor Titular do Departamento de Construção Civil do Setor de Geomecânica da EEUFRJ, 1986.

BLEVOT, J.; FREMY, R. **Semelles sur pieux**. Annales de I.T.B.T.P.(230), 1967.

BUSINESS INSIDER. **What The USA Would Look Like After A Euro Collapse**. 2011. Disponível em: <http://static1.businessinsider.com/image/4e4d68b149e2ae970b000001/collapsedestroy-implosionimplode-crash-plung.jpg>
Acesso em:10/02/2022

CAI, J., Xu, Y., Zhuang, L. et al. **Comparison of various procedures for progressive collapse analysis of cable-stayed bridges**. J. Zhejiang Univ. Sci. A 13, 323–334 (2012). <https://doi.org/10.1631/jzus.A1100296>

CALDERÓN, E. T. **Sobre o uso do MEC para o estudo de interação de placas com o meio contínuo**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1996.

CALLISTER, Jr. W. D., RETHWISCH D. G. **Ciência e engenharia de materiais, uma introdução** – 9ª ed. Rio de Janeiro, LTC, 2018.

CARVALHO C. S; FALCONI, Frederico F.; FROTA, Régis G. Q.; HACHICH, Waldemar; NIYAMA, Sussumu; SAES, José Luís. **Fundações: Teoria e Prática**. ABEF Ass. Brasileira de Empresas de Eng. de Fundações e Geotecnia / ABMS Ass. Brasileira de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica: São Paulo, 2018.

CHAKRAVORTY, A. K.; GHOSH, A. **Finite difference solution for circular plates on elastic foundations**. International Journal for Numerical Methods in Engineering, v. 9, 1975.

CHAMECKI, S. **Structural rigidity in calculating settlements**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.82, n.SM-1, p.1-19, 1956.

CHAMECKI, S. (1969). **Calcul des tassements progressifs des fondations en tenant compte de l'interaction des structures et du sol**. Annales de l'ITBTP, n°. 261.

CHEUNG, Y. K.; NAG, D. K. (1968). **Plates and beams on elastic foundations-linear and non-linear behavior**. Géotechnique, v. 18.

CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DIMAS, TÂNIA DOS SANTOS. **Análise de Estruturas de Edifícios sujeitas a Ações Acidentais**. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2014.

ELLINGWOOD, B.; LEYENDECKER, E. V. **Approaches for Design Against Progressive Collapse**. Journal of Structural Division (ASCE), p. 413-423, 1978. Volume 104. Número 3

EUROCODE 2: **Design of concrete structures** - Part 1-1: General rules and rules for Buildings, 2010;

FATEMI-ARDAKANI, B. **A contribution to the analysis of pile-supported raft foundations**. Southampton. Ph.D.Thesis, University of Southampton, 1987.

FERAHIAN, R. H. Buildings: **Design for Prevention of Progressive Collapse**. **Journal of the Structural Engineering**. ASCE - Civil Engineering, p. 66-69, 1972.

FERREIRA, FERNANDO JOSÉ GUIMARÃES. **Estudo sobre robustez de edifícios em concreto armado**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), 2016.

FERRO, N. C. P. **Uma combinação do método dos elementos de contorno com o método dos elementos finitos para análise de fundações enrijecidas por estacas**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1993.

FU, F. **Progressive Collapse Analysis of High-rise Building With 3D Finite Element Modeling Method**. Journal of Constructional Steel Research. Volume 65. p. 1269-1278, setembro 2008.

GROSS, J. L.; MCGUIRE, W. **Progressive Collapse Resistant Design**. Volume 109. Número 1. **Journal of Structural Engineering (ASCE)**, p. 1-14, 1983.

GSA – U.S. General Services Administration, **Alternate Path Analysis & Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance**, 2013.

GSA – U.S. General Services Administration – **PBS-100 - Facilities Standards for the Public Buildings Service**, 2014.

GUSMÃO, A. D.; LOPES, F. R. **Um método simplificado para consideração da interação solo – estrutura em edificações**. In: 6º CBGE / IX COBRAMSEF – Salvador, 1990.

HELENE, Paulo. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1992. 201p.

HEMSLEY (a), J. A. **Elastic solutions for large matrix problems in foundation interaction analysis**. Proc. Inst. Civ. Engrs, 1990.

HEMSLEY (b), J. A. **Application of large matrix interaction analysis to raft foundations**. Proc. Inst. Civ. Engrs, 1990.

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.

KOZLOVA, P. **The Phenomenon of Progressive Collapse according to Russians Norms**. Lappeenranta, 2013.

LARANJEIRAS, Antônio Carlos Reis. **Colapso progressivo dos edifícios – breve introdução**. 2011. Disponível em: <https://download.tqs.com.br/download/JornalTQS33_ArtigoAntonioCarlosRLaranjeiras.pdf>. Acesso em: 05 agosto 2022.

MENDONÇA, A. V. **Análise da interação placa-estaca-solo via uma combinação do método dos elementos finitos com o método dos elementos de contorno**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1997.

MESSAFER, T.; COATES, L. E. An application of FEM/BEM coupling to foundation analysis. **Advances in Boundary Methods**, v. 3, 1993.

MIGLIANI, AUDREY. **Clássicos da Arquitetura: Centro de Exposições do Centro Administrativo da Bahia / João Filgueiras Lima (Lelé)**. ArchDaily. Brasil, 2015. Disponível em: <https://www.archdaily.com.br/br/761623/classicos-da-arquitetura->

centro-de-exposcoes-do-centro-administrativo-da-bahia-joao-filgueiras-lima-lele. Acessado em: 12 de fevereiro 2022.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **Patologia das Fundações**. 2. ed. rev e ampl. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

MIYACHI, K.; NAKAMURA, S.; MANDA, A. **Progressive Collapse Analysis of Steel Truss Bridges and Evaluation of Ductility**. Volume 78. **Journal of Constructional Steel Research**, p. 192-200, Janeiro 2012.

MULTIPLUS Softwares Técnicos. **CYPECAD Software para cálculo estrutural**. Disponível em: <https://multiplus.com/software/cypecad/index.html>. Acesso em: 10 agosto 2022.

NAIR, R. S., **Progressive Collapse Basics**. Proc. AISC Steel Building Symposium: Blast and Progressive Collapse Resistance, 4-5, New York, 2003.

NIST, **National Institute Of Standards and Technology. Best Practices for Reducing the Potencial for Progressive Collapse Buildings**. United States of America: [s.n.], 2007.

O GLOBO. **Relembra outros desabamentos que marcaram o país**. Disponível em: <https://oglobo.globo.com/brasil/relembra-outros-desabamentos-que-marcaram-pais-24018747>. Acessado em: 29 de junho de 2022.

OLIVEIRA, Romilde Almeida, et al. **Laudo técnico – Causas do Desabamento do Edifício Areia Branca**. CREA – PE. (2005), Recife.

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.

PAIVA, J. B. **Formulação do método dos elementos de contorno para análise de interação solo-estrutura**. São Carlos. Tese (Livre-docência) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1993.

PALMISANO, FABRIZIO. **Mitigation of Progressive Collapse by the Activation of the Elasto-Plastic Catenary Behaviour of R.C. Slab Structures**. The Open Construction and Building Technology Journal, 2014. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/273481801_Mitigation_of_Progressive_Collapse_by_the_Activation_of_the_Elasto-Plastic_Catenary_Behaviour_of_RC_Slab_Structures/link/58c580f192851c0ccbf914b/download. Acessado em 01 de fevereiro 2022.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: John Wiley & Sons, 1980.

REBÊLO, Paulo. **Plano Diretor se cala sobre obras polêmicas**. Diário de Pernambuco, 25 Abr 2008.

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.

SCHWIRCK, I. A. **Patologia das Fundações**. Universidade do estado de Santa Catarina – UDESC, Joinvile - SC. 2005.

SOARES, J. M. D. **Patologia das Fundações**. Disponível em <
<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAA75QAH/patologia-das-fundacoes> >.
Acessado em 01 de dezembro 2021.

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

VELLOSO, D. A. LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo - SP. Oficina dos Textos. 2010.

WATANABE, ROBERTO M. **Colapso Progressivo**. Disponível em
<http://www.ebanataw.com.br/roberto/concreto/conc12.htm>. Acessado em 01
fevereiro 2022.

XAVIER, IVAN. **Apostila do curso – orçamento, planejamento e custos de obra**. FUPAM – Fundação para a Pesquisa Ambiental. São Paulo, 2008

ZAMAN, M. M.; ISSA, A.; KUKRETI, A. R. **Analysis of circular plate-elastic halfspace interaction using an energy approach**. Applied Math. Modeling, v.18, June, 1988.