

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
CENTRO TECNOLÓGICO
COLEGIADO DE ENGENHARIA CIVIL
PROJETO DE GRADUAÇÃO**

**BIANCA GUIÔTO SIMÕES
MARIANA TEIXEIRA ZANONI**

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO EFEITO INCREMENTAL
CONSTRUTIVO NA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO**

**VITÓRIA – ES
MARÇO / 2022**

BIANCA GUIÔTO SIMÕES
MARIANA TEIXEIRA ZANONI

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO EFEITO INCREMENTAL
CONSTRUTIVO NA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO**

Projeto de Graduação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como quesito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Dr. Marcos Antonio Campos Rodrigues

VITÓRIA – ES
MARÇO / 2022

BIANCA GUIÔTO SIMÕES
MARIANA TEIXEIRA ZANONI

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO EFEITO INCREMENTAL
CONSTRUTIVO NA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO**

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dr. Marcos Antonio Campos Rodrigues
Universidade Federal do Espírito Santo
Orientador

Prof. Dr. Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi
Universidade Federal do Espírito Santo
Examinador

Prof. MSc. Acley Gabriel da Silva Tomaz
Universidade Federal do Espírito Santo
Examinador

Vitória - ES, 14 de março de 2022

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Deus por nos proteger, sustentar e conduzir nossos caminhos; por nos dar sabedoria, saúde, forças e nos permitir alcançar essa realização.

Agradecemos aos nossos pais, Vânia e José Carlos, Maria e Maucyr. Vocês sempre nos preencheram com amor e cuidado, estiveram ao nosso lado mesmo quando de longe, ensinaram, compreenderam, nos deram oportunidades e nos fizeram crescer. A vocês todo nosso amor.

Agradecemos aos nossos familiares pelo apoio e carinho conosco. Somos gratas por nos cercarem de alegria, torcerem pelo nosso sucesso e nos darem direcionamento, quando necessário.

Agradecemos aos presentes que a UFES nos trouxe, pessoas que tornaram nossa jornada mais especial, divertida e gratificante: Leonardo, Angélica, Catarina, David, João, Lenke, Lincoln, Marcelly e Ryan. Com vocês partilhamos nossas lutas e perrengues, mas também dividimos risadas, conquistas e histórias memoráveis. Amamos e admiramos cada um de vocês.

Agradecemos ao professor Marcos Antônio por nos acompanhar durante todo esse processo, desde as matérias de Análise Estrutural II e III, passando por Estruturas de Madeira e chegando ao Projeto de Graduação. Tantas foram as reuniões até tarde da noite e dúvidas respondidas sempre com disposição. Seus ensinamentos, conselhos, paciência e dedicação foram essenciais para nossa formação e para passarmos por esse período com leveza. Levaremos conosco boas lembranças de sua orientação, jovem.

Nossa gratidão, também, a todos os professores de dentro e fora da UFES que passaram por nós durante esses anos de graduação, compartilharam suas experiências e deixaram suas marcas. Em especial à Romarly Fernandes, por mostrar o que é exercer uma profissão com verdadeiro brilho nos olhos; ao professor Gustavo Verissimo, por nos receber em outra universidade e apresentar o mundo do concreto protendido de forma brilhante; à Karla Conde pelo suporte no programa de Iniciação Científica; à Izaura de Vargas pelo auxílio durante o desenvolvimento desta pesquisa e aos professores da área de estruturas da UFES, por ajudarem a despertar nosso interesse pela área.

Agradecemos aos projetos de extensão dos quais fizemos parte - CT Junior, SENG e Aiesec - que enriquecem a Universidade por levar o conhecimento para além das salas de aula. Neles tivemos as mais diversas experiências: lideramos, vendemos, apresentamos, fizemos projetos, externamos nossas ideias, viajamos e, principalmente, conhecemos pessoas incríveis.

Por fim, agradecemos à Universidade Federal do Espírito Santo, por proporcionar tanto conhecimento e oportunidades, e a todos que, de alguma forma, contribuíram com nossa formação profissional e acadêmica.

RESUMO

SIMÕES, Bianca Guiôto; ZANONI, Mariana Teixeira. **Avaliação da influência do efeito incremental construtivo na estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto**. 2022. Projeto de Graduação (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2022.

A análise estrutural convencional de edifícios parte de um modelo que considera todas as combinações de ações sendo aplicadas de uma só vez, após a estrutura pronta, enquanto a análise incremental leva o processo construtivo em consideração por meio da aplicação gradual do carregamento. A realização desse tipo de análise, ainda pouco empregado no mercado, reforça a demanda por estudo do comportamento da estrutura para atendimento aos requisitos de segurança, dos quais se destaca a estabilidade. Diante disso, neste trabalho buscou-se avaliar a influência da consideração do efeito incremental construtivo na estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto. Para tanto, foram analisados diferentes modelos de edifícios e dimensionados sistemas estruturais, com auxílio de programa computacional, visando avaliar a estabilidade das edificações. Na sequência, foram extraídos e comparados resultados referentes aos parâmetros de estabilidade FAV_t e α , bem como os deslocamentos horizontais e verticais de lajes, vigas e pilares dos modelos desenvolvidos. Constatou-se que a consideração do efeito incremental não causou uma diferença significativa na estabilidade global dos edifícios, analisada pelos coeficientes FAV_t e α , e que a variação nos deslocamentos horizontais também foi pequena, porém sendo mais relevante para edifícios altos. Já em relação aos deslocamentos verticais, a alteração do tipo de análise gerou diferenças percentuais médias expressivas, principalmente para pilares.

Palavras-chave: Análise incremental, efeito construtivo, estabilidade global, deslocamentos, edifícios de concreto.

ABSTRACT

Conventional structural analysis of buildings starts from a model which considers all combinations of loads being applied simultaneously after the structure is built, while incremental analysis considers the construction process through gradual load application. Nevertheless, the adoption of this kind of analysis that is still not widely used increases the need for structural behavior study for compliance with security requirements, which stability can be highlighted. Thus, the aim of this study is to evaluate the influence of the consideration of incremental constructive effect in global stability of concrete multi-story buildings. Intending to achieve this goal, different building models were analyzed and structural systems were dimensioned with the aid of a computer program, in order to evaluate the stability of the buildings. Results related to the stability parameters FAV_t and α as well as the horizontal and vertical displacements of slabs, beams and columns were extracted from the developed models and compared. It was noticed that the consideration of incremental effect didn't cause a significant difference in these buildings global stability, analyzed by the parameters FAV_t and α , and that the variation of horizontal displacement was also low, although it was more relevant to tall buildings. Regarding the vertical displacements, the change of the analysis type caused expressive average percentage differences, mainly for columns.

Keywords: Incremental analysis, constructive effects, global stability, displacements, concrete buildings.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Laje (a) lisa e (b) laje cogumelo	23
Figura 2.2 - Laje e vigas	23
Figura 2.3 - Laje nervurada e vigas	24
Figura 2.4 - Pavimento em grelha	24
Figura 2.5 - Pavimento em laje moldada no local e vigas metálicas.....	24
Figura 2.6 - Efeito do aumento de altura e esbeltez em edifícios.....	25
Figura 2.7 - Edifícios com estrutura interna	26
Figura 2.8 - Edifícios com estrutura externa	26
Figura 2.9 - Número de pavimentos máximo para diferentes subsistemas estruturais para Giongo (2007).	27
Figura 2.10 - Número de pavimentos máximo para diferentes subsistemas estruturais para Ching, Onouye e Zuberbuhler (2015).....	28
Figura 2.11 - Desaprumo global	33
Figura 2.12 - Esforços de primeira ordem em barra engastada e livre.....	37
Figura 2.13 - Diagrama tensão-deformação: (a) linear; (b) não linear	39
Figura 2.14 - Barra vertical: (a) submetida a ações vertical e horizontal; (b) reações na configuração indeformada; (c) reações na configuração deformada.....	41
Figura 2.15 - Deslocamento devido a interações sucessivas	42
Figura 2.16 - Vento e deslocamento no mesmo sentido.....	47
Figura 2.17 - Vento e deslocamento em sentidos contrários.....	48
Figura 3.1 - Análise incremental de pórtico plano	52
Figura 3.2 - Edifício de 3 pavimentos submetido ao carregamento de peso próprio	52
Figura 3.3 - Consideração do efeito incremental na análise de edifício.....	53
Figura 3.4 - Análise convencional de edifício	53
Figura 3.5 - Exemplo de cálculo de esforços no 1º pavimento para etapa 3	55
Figura 3.6 - Análise incremental de edifício com 1 defasagem de carregamento.....	56
Figura 3.7 - Edição do edifício	59
Figura 3.8 - Critérios do Pórtico espacial	59
Figura 3.9 - Editor de critérios dos pilares	60
Figura 3.10 - Ativação do efeito incremental no modelo	61
Figura 3.11 - Análise estrutural com efeito incremental	62
Figura 3.12 - Edição dos parâmetros do Efeito incremental	62

Figura 3.13 - Definição de parcelas e etapas de carga – Histórico de carregamento	63
Figura 3.14 - Definição de parcelas e etapas de carga – Curva E x Tempo	64
Figura 3.15 - Desenho esquemático das fases construtivas.....	65
Figura 3.16 - Desenho esquemático de uma fase construtiva	65
Figura 4.1 - Representação esquemática da sequência de trabalho.....	67
Figura 4.2 - Corte esquemático para edifícios de 15 pavimentos (sem escala).....	69
Figura 4.3 - Corte esquemático para edifícios de 30 pavimentos (sem escala).....	70
Figura 4.4 - Nomenclatura adotada para modelos.....	72
Figura 4.5 - Definição do carregamento de alvenaria	77
Figura 4.6 - Curva %E x t.....	80
Figura 4.7 - Ângulo de incidência do vento	82
Figura 4.8 - Perspectiva 3D para modelos da série M15-A.....	83
Figura 4.9 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M15-A.....	83
Figura 4.10 - Dimensões do núcleo rígido da série M15-A	84
Figura 4.11 - Perspectiva 3D para modelos da série M15-B.....	84
Figura 4.12 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M15-B	85
Figura 4.13 - Trecho do relatório de estabilidade global para M15-B	85
Figura 4.14 - Perspectiva 3D para modelos da série M15-C.....	86
Figura 4.15 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M15-C	87
Figura 4.16 - Perspectiva 3D para modelos da série M30-A.....	88
Figura 4.17 - Dimensões do núcleo rígido da série M30-A	88
Figura 4.18 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M30-A.....	89
Figura 4.19 - Perspectiva 3D para modelos da série M30-B.....	90
Figura 4.20 - Dimensões do núcleo rígido da série M30-B	91
Figura 4.21 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M30-B	92
Figura 5.1 - Representação esquemática da variação do coeficiente $FAVt$	96
Figura 5.2 - Diferença percentual média dos valores do coeficiente $FAVt$ obtidos entre os modelos de 15 pavimentos (M15)	98
Figura 5.3 - Diferença percentual média dos valores do coeficiente $FAVt$ obtidos entre os modelos de 30 pavimentos (M30)	99
Figura 5.4 - Parâmetros de visualização do pórtico espacial.....	103
Figura 5.5 - Exemplo de obtenção de deslocamentos em vigas e lajes no visualizador de pórticos	104

Figura 5.6 - Exemplo de obtenção de deslocamentos em pilares no visualizador de pórticos	104
Figura 5.7 - Diferença percentual média dos deslocamentos horizontais obtidos nas análises incremental (I) e convencional (S) para lajes/vigas e pilares	109
Figura 5.8 - Diferença percentual média dos deslocamentos verticais obtidos nas análises incremental (I) e convencional (S) para lajes/vigas e pilares	113

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1 - Convenção de nomenclatura para forma do edifício.....	71
Quadro 4.2 - Descrição das séries de modelos	73
Quadro 4.3 - Casos de combinações ELU	81
Quadro 4.4 - Casos de combinações ELS.....	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Resistência característica do concreto à compressão	74
Tabela 4.2 - Cobrimento nominal dos elementos estruturais	75
Tabela 4.3 - Coeficiente de arrasto para cada série de modelos.....	76
Tabela 4.4 - Carregamento distribuído por área	76
Tabela 4.5 - Histórico de carregamentos para análise incremental	78
Tabela 4.6 – Comparação entre seção transversal dos pilares modelo M15-B e M30-B.....	91
Tabela 5.1 - Valores de $FAVt$ para modelos da série M15-A.....	94
Tabela 5.2 - Valores de $FAVt$ para modelos da série M15-B	94
Tabela 5.3 - Valores de $FAVt$ para modelos da série M15-C	95
Tabela 5.4 - Valores de $FAVt$ para modelos da série M30-A	95
Tabela 5.5 - Valores de $FAVt$ para modelos da série M30-B	96
Tabela 5.6 - Diferença percentual entre valores do coeficiente $FAVt$ entre os modelos de 15 pavimentos.....	97
Tabela 5.7 - Diferença percentual entre valores do coeficiente $FAVt$ entre os modelos de 30 pavimentos.....	99
Tabela 5.8 - Valores de α para modelos da série M15-A.....	100
Tabela 5.9 - Valores de α para modelos da série M15-B.....	101
Tabela 5.10 - Valores de α para modelos da série M15-C.....	101
Tabela 5.11 - Valores de α para modelos da série M30-A.....	101
Tabela 5.12 - Valores de α para modelos da série M30-B	102
Tabela 5.13 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M15-A	105
Tabela 5.14 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M15-B	106
Tabela 5.15 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M15-C	106
Tabela 5.16 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M30-A	107
Tabela 5.17 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M30-B	107
Tabela 5.18 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M15-A	110
Tabela 5.19 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M15-B.....	110
Tabela 5.20 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M15-C.....	111
Tabela 5.21 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M30-A	111
Tabela 5.22 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M30-B.....	112

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

α – Parâmetro de estabilidade global

α_1 – Parâmetro limitador de α

γ_z – Parâmetro de estabilidade global

θ_a – Desaprumo dos elementos verticais

θ_1 – Desaprumo

σ – Tensão

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACID – Cargas acidentais

ACIDCOMB – Todas as cargas acidentais combinadas

A_e – Área frontal efetiva

A_s – Área de armadura

C_a – Coeficiente de arrasto

CFREQ – Combinações frequentes

CQPERM – Combinações quase permanentes

d_i^j – Deslocamentos no andar i para a etapa j , com j variando de 1 até m

D_i^m – Deslocamentos finais no andar i para a etapa m

e_i^j – Esforços no andar i para a etapa j , com j variando de 1 até m

E_i^m – Esforços finais no andar i para a etapa m

E_c – Módulo de elasticidade do concreto

E_{ci} – Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto

EI – Rigidez

ELU – Estado limite último

ELS – Estado limite de serviço

F_a – Força de arrasto

FAV_t – Fator de amplificação de esforços horizontais

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão

F_g – Força global do vento

F_h – Força horizontal

F_v – Força vertical

g – Peso próprio

H_{tot} – Altura total da estrutura

i – Andar em que se deseja computar esforços

I_c – Momento de inércia da seção bruta de concreto

m – Etapa

M_1 – Momento de primeira ordem

$M_{1,tot,d}$ – Momento de tombamento

M_2 – Momento de segunda ordem

ΔM – Variação do momento fletor

$\Delta M_{tot,d}$ – Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem.

Mulaxi – Majorador da rigidez axial de pilares

n – Número de prumadas de pilares no pórtico plano/ Número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação

NBR – Norma Brasileira

N_k – Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura

NLC – Não linearidade de contato

NLF – Não linearidade física

NLG – Não linearidade geométrica

pa – Peso próprio das alvenarias

PERM – Cargas permanentes

PP – Peso próprio

q – Pressão dinâmica de vento

RM2M1 – Parâmetro que quantifica os resultados da análise P-Delta

S1 – Fator topográfico

S2 – Fator relativo à rugosidade do terreno e as dimensões geométricas da edificação

S3 – Fator estatístico

u – Deslocamento

VENT1 – Vento 90°

VENT2 – Vento 270°

VENT3 – Vento 0°

VENT4 – Vento 180°

V_k – Velocidade característica de vento

V_0 – Velocidade básica do vento

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1 OBJETIVOS	19
1.1.1 Objetivo Geral	19
1.1.2 Objetivos Específicos	19
1.2 ESTRUTURA DO PROJETO DE GRADUAÇÃO	20
2. ESTABILIDADE ESTRUTURAL	21
2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS	22
2.1.1 Subsistema Horizontal	22
2.1.2 Subsistema Vertical	25
2.2 AÇÕES EM EDIFÍCIOS	31
2.2.1 Ações Permanentes	32
2.2.1.1 Ações devidas ao desaprumo	32
2.2.2 Ações Variáveis	34
2.2.2.1 Ação do Vento	35
2.2.3 Ações Excepcionais	36
2.3 ANÁLISE DE PRIMEIRA ORDEM (LINEAR)	36
2.4 ANÁLISE DE 2ª ORDEM (NÃO LINEAR)	38
2.4.1 Não Linearidade Física	38
2.4.2 Não Linearidade Geométrica	40
2.5 ANÁLISE P-DELTA	42
2.6 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL	43
2.6.1 Parâmetro Alfa (α)	43
2.6.2 Coeficiente γz	45
2.6.3 Coeficiente $FAVt$	46
2.7 FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE GLOBAL	48

3. ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA	51
3.1 PROCESSO SEQUENCIAL DIRETO	51
3.2 INFLUÊNCIA DA ANÁLISE INCREMENTAL NOS DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS	56
3.3 APLICAÇÃO DO EFEITO INCREMENTAL NO <i>SOFTWARE</i> TQS	58
3.3.1 Fator Mulaxi	58
3.3.2 Ativação no <i>software</i> TQS	60
4. METODOLOGIA	67
4.1 PARÂMETROS E CRITÉRIOS GERAIS DOS MODELOS	68
4.2 PARÂMETROS DA ANÁLISE INCREMENTAL	77
4.3 PARÂMETROS DO PROGRAMA COMPUTACIONAL TQS	80
4.4 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M15-A	82
4.5 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M15-B	84
4.6 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M15-C	86
4.7 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M30-A	87
4.8 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M30-B	90
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	93
5.1 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE	93
5.2 DESLOCAMENTOS	102
6. CONCLUSÃO	115
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	116
7. REFERÊNCIAS	117

1. INTRODUÇÃO

A análise estrutural consiste em uma etapa do cálculo estrutural, cujo objetivo é conhecer os efeitos de um sistema de ações sobre uma estrutura, ou seja, a maneira como a estrutura “reage” às forças incidentes (KRIPKA, 2020). Inicialmente, é concebido o modelo de análise, isto é, são definidos os materiais constituintes, a geometria da estrutura, o carregamento e as condições de ligação com outros sistemas. Então, por meio de equações matemáticas e para representar o comportamento da estrutura real adequadamente, deve-se satisfazer um conjunto de condições preestabelecidas, sejam elas condições de equilíbrio, condições de compatibilidade entre deslocamentos e deformações ou leis constitutivas dos materiais. Assim, são determinados os esforços internos na estrutura, as reações de apoios, os deslocamentos e rotações, bem como as tensões e deformações (MARTHA, 2017).

A análise estrutural convencional, também designada por análise clássica, parte de um modelo no qual considera que toda estrutura já existe quando as cargas são impostas. Essa análise considerada mais simplificada, dá ao projetista a possibilidade de enxergar de forma mais intuitiva o lançamento estrutural sendo normalmente empregada para o dimensionamento das estruturas e, por consequência, para o desenvolvimento de projetos estruturais. Entretanto, apesar de dar origem aos projetos que são utilizados em obras, a análise convencional de edifícios não leva o processo de construção em consideração.

O processo construtivo tradicional de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto compreende a execução de uma série de atividades de acordo com um cronograma predeterminado, de modo que a edificação é erguida de baixo para cima. Por consequência, a maior parte do carregamento é introduzida na estrutura nesse mesmo sentido, ou seja, a estrutura é solicitada conforme vai sendo construída. Tal maneira de aplicação das cargas diverge da análise convencional de edifícios, visto que, nesta última, as diversas ações atuantes são impostas de uma só vez, após a estrutura pronta (LUNA, 2020).

Para explorar a problemática, Prado (1999) questiona: como a carga aplicada em determinado pavimento pode influenciar os esforços solicitantes de um pavimento acima deste, o qual ainda não foi construído? Este autor pontua a existência de uma incoerência ao admitir esforços em elementos ainda inexistentes, o que é proveniente da aplicação simultânea de todas as cargas,

com exceção dos esforços ocasionados pela parcela de deformação lenta do carregamento imposto. Ele afirma, ainda, que um elemento só será solicitado por ações atuantes na estrutura a partir do momento em que ele próprio for construído.

Com a finalidade de validar modelos e técnicas mais eficientes, mantendo a segurança do ponto de vista estrutural, a busca por métodos de análise que melhor representem a estrutura real vem sendo crescente (LUNA, 2020). A procura por uma análise mais apurada se acentua frente a um cenário no qual os elevados custos e a grande demanda por espaços no mercado moldam as características dos projetos arquitetônicos atuais, gerando edifícios cada vez mais altos (WORDELL, 2003). Diante dessa questão, surge um outro tipo de análise, a qual, ao contrário da análise clássica, considera a inserção do carregamento conforme o processo construtivo da edificação. Tal análise é designada por análise incremental construtiva, análise sequencial ou, ainda, análise evolutiva. De modo similar, o efeito da consideração do processo construtivo e lançamento gradual das ações é chamado efeito incremental.

Na análise incremental de edifícios de concreto, as ações permanentes mostram-se como as mais significativas e, portanto, seu estudo apresenta particular relevância. De acordo com Kripka (1990), elas representam a parcela majoritária da carga vertical total incidente nessas edificações, principalmente para edifícios altos, nos quais a carga permanente pode corresponder a mais de 80% do carregamento vertical total.

A atuação das ações permanentes referentes ao peso próprio de elementos estruturais, como lajes, vigas e pilares, inicia-se no instante do lançamento de tais elementos. Por outro lado, quando se tratam de elementos não estruturais, como alvenarias, revestimentos de piso e parede, forros, esquadrias e outros componentes fixos, é preciso ter conhecimento do cronograma de execução da obra para saber em qual etapa cada uma dessas cargas será considerada, visto que essa aplicação poderá variar. Por exemplo, em um edifício é possível que, enquanto a estrutura esteja sendo lançada no 10º pavimento, a alvenaria esteja sendo executada no 2º pavimento (GORZA, 2000).

Efetuada a análise estrutural de um edifício, um dos primeiros pontos de verificação pelo engenheiro de estruturas, antes mesmo de dar início à etapa de dimensionamento, é a avaliação da estabilidade global. Esta, segundo Paixão e Alves (2017), é de grande importância para a garantia da segurança estrutural mediante a perda de sua capacidade resistente, sendo um

importante marcador que auxilia o engenheiro no posicionamento dos elementos estruturais. Além disso, Marques (2018) enfatiza que, dentre os diversos comportamentos que a perda da estabilidade global pode ocasionar em uma estrutura, os mais comuns são os grandes deslocamentos com aparecimento de deformações plásticas e a ruptura do material, consequências significativas para as edificações.

Tendo em vista a relevância do estudo da estabilidade global, mostra-se necessário um melhor conhecimento do comportamento da estrutura e seus respectivos parâmetros de estabilidade, quando são levadas em consideração as etapas construtivas. A geração de dados que auxiliem a identificar se a utilização da análise incremental, em detrimento da análise convencional, impacta no cálculo estrutural de edifícios, contribui com a criação de embasamento para, juntamente com resultados de outros trabalhos, validar ou não tal método de análise e, assim, manter a engenharia estrutural em constante aperfeiçoamento. Portanto, esse será o enfoque desta pesquisa.

A maior parcela dos *softwares* de análise e dimensionamento de estruturas de concreto existentes no mercado trabalha com a análise convencional, de forma que, ao fazer uso destes, inicialmente são lançados todos os elementos estruturais e cargas e, posteriormente, realiza-se o processo de análise. Todavia, o avanço da tecnologia permitiu a implementação da análise incremental em *softwares* disponíveis comercialmente, como é o caso do *software* TQS, da TQS Informática, a partir de sua versão 17, e do *SAP2000*, comercializado pela Multiplus - *Softwares* Técnicos. Diante da disponibilidade de tais ferramentas, cabe a criação de modelos computacionais que simulam o comportamento de edifícios, principalmente quando se trata de edifícios altos, nos quais a estabilização é uma tarefa mais trabalhosa. Esses modelos permitem a análise da estabilidade global e podem ser utilizados para comparar estruturas com parâmetros distintos, a fim de identificar suas diferenças e avaliar se o desempenho destas é satisfatório sob a ótica da segurança estrutural.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Este projeto de pesquisa tem como objetivo geral avaliar a influência da consideração do efeito incremental construtivo em edifícios constituídos de múltiplos pavimentos em concreto, por meio da comparação entre parâmetros de estabilidade e deslocamentos de diferentes edifícios, modelados em programa computacional.

1.1.2 Objetivos Específicos

Para avaliar a influência da consideração do efeito incremental construtivo em edifícios constituídos de múltiplos pavimentos em concreto, estabeleceram-se os seguintes objetivos específicos:

- Projetar e estabilizar edifícios sem arquitetura definida com diferentes dimensões em planta e alturas, estabilizados com núcleos rígidos e pilares parede;
- Verificar a diferença entre a análise incremental construtiva e a análise convencional, na perspectiva dos parâmetros de estabilidade FAV_t e α ;
- Verificar se a modificação do tipo de análise utilizada para consideração do efeito incremental construtivo altera a classificação da estrutura quanto a sua deslocabilidade;
- Avaliar a influência das dimensões em planta e a altura de uma edificação em sua estabilidade global, comparando o resultado do processamento feito por meio da análise com e sem efeito incremental construtivo;
- Avaliar os deslocamentos horizontais e verticais das lajes, vigas e pilares de edifícios em concreto, traçando uma comparação entre seus valores para a situação em que todo o carregamento é lançado ao final da construção e com o carregamento sendo considerado a medida em que o edifício é construído.

1.2 ESTRUTURA DO PROJETO DE GRADUAÇÃO

O presente trabalho organiza-se nos seguintes capítulos:

CAPÍTULO 1: apresenta uma contextualização sobre a temática abordada na pesquisa, além da justificativa, dos objetivos e da estruturação adotada no trabalho.

CAPÍTULO 2: apresenta a primeira parte da revisão bibliográfica realizada para o embasamento do estudo. São explanados diversos conceitos relacionados à estabilidade estrutural: os sistemas estruturais de edifícios; as ações atuantes; as análises de 1ª ordem, 2ª ordem e P-delta; os parâmetros de estabilidade global e os fatores que exercem influência sobre a estabilidade de um edifício.

CAPÍTULO 3: apresenta a segunda parte da revisão bibliográfica. Nele são abordados conceitos referentes ao efeito incremental construtivo. Explana-se sobre o Processo Sequencial Direto, a influência da análise incremental nos deslocamentos e esforços, além de trazer um panorama geral sobre o funcionamento dos recursos de análise incremental na ferramenta computacional empregada na pesquisa.

CAPÍTULO 4: apresenta a metodologia utilizada para o desenvolvimento deste projeto de graduação. O capítulo detalha a sequência de trabalho, as características dos edifícios modelados, bem como a definição dos parâmetros da análise incremental, do software e gerais dos modelos.

CAPÍTULO 5: apresenta os resultados obtidos na pesquisa e a discussão sobre eles.

CAPÍTULO 6: apresenta as conclusões deste trabalho juntamente de sugestões para o desenvolvimento de pesquisas futuras.

2. ESTABILIDADE ESTRUTURAL

Os edifícios em concreto são constituídos por sistemas estruturais, os quais têm por objetivo básico a coleta e controle do fluxo das ações atuantes, sejam elas horizontais ou verticais. Sendo assim, a construção do arranjo estrutural está associada à existência e intensidade de tais ações, as quais impactam diretamente na estabilidade, podendo ocasionar deslocamentos de maior ou menor magnitude (GIONGO, 2007).

A classificação da estrutura quanto a deslocabilidade de seus nós, sejam eles fixos ou móveis, dita a maneira como serão determinados os esforços de dimensionamento, isto é, se será considerada apenas uma análise de primeira ordem ou se esta será, também, acompanhada de uma análise de segunda ordem (DINIZ; LAGES; BARBOZA, 2019).

Existem dois tipos de efeitos de segunda ordem que podem ocorrer nas estruturas de concreto: global e local. A análise de estabilidade global é feita considerando a estrutura como um todo e busca analisar a sua sensibilidade aos efeitos de segunda ordem (BUENO, 2009). A classificação, considerando a estabilidade global, é realizada utilizando parâmetros de estabilidade, tais como o parâmetro α , o coeficiente γ_z , o coeficiente FAV_t . Já a análise P-Delta, embora não seja um parâmetro de estabilidade, pode ser utilizada para análise dos esforços de segunda ordem (DINIZ; LAGES; BARBOZA, 2019).

Em contrapartida, a estabilidade local está relacionada à deformação de cada elemento da estrutura, o qual é analisado separadamente. Os efeitos decorrentes da não-retilidade dos eixos das barras são relacionados aos efeitos locais de segunda ordem ($P - \delta$). Embora necessitem ser verificados durante o cálculo estrutural de edifícios, os efeitos locais não serão objetos de estudo desta pesquisa, visto que esta é focada no estudo da estabilidade global.

Neste capítulo serão abordados conceitos importantes para o entendimento da estabilidade estrutural em edifícios de concreto, são eles: os sistemas estruturais, as ações incidentes sobre edifícios, a análise de 1ª ordem ou linear, a análise de 2ª ordem ou não linear, a análise P-Delta e os fatores que influenciam a estabilidade global.

2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS

De forma simplificada, o sistema estrutural de um edifício pode ser dividido em dois grupos de subsistemas, os verticais e os horizontais. Os subsistemas horizontais recebem e transmitem, para os subsistemas verticais, as cargas verticais, tais como peso próprio e cargas de uso e ocupação (RODRIGUES; CALDAS, 2016). Já os subsistemas verticais recebem as ações verticais transmitidas pelos subsistemas horizontais e resistem às ações horizontais (GIONGO, 2007).

Os subsistemas horizontais precisam ser suportados pelos subsistemas verticais, os quais não são muito estáveis por si próprios e precisam ser mantidos em posição pelos subsistemas horizontais (RODRIGUES; CALDAS, 2016). Isso mostra que a estabilidade da edificação depende de ambos os subsistemas.

2.1.1 Subsistema Horizontal

Os subsistemas horizontais têm como funções: coletar as ações verticais dos pisos, transmiti-las para os elementos verticais, por um comportamento predominante de flexão e distribuir as ações laterais entre os diversos subsistemas verticais resistentes, comportando-se como diafragmas (GIONGO, 2007).

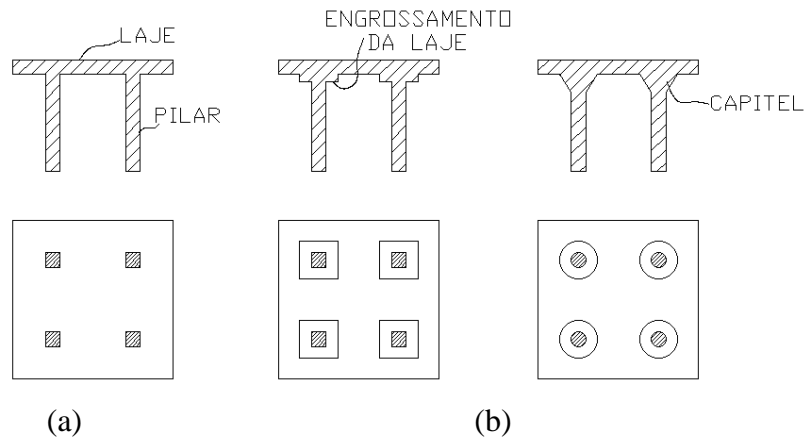
Tais subsistemas são constituídos por lajes e vigas. As lajes são elementos bidimensionais que funcionam, como diafragmas e como elementos de ligação entre os elementos estruturais verticais.

Dentre as concepções geométricas existentes no subsistema horizontal, Giongo (2007) destaca duas principais: a primeira mais simples, consiste em uma placa que coleta as ações gravitacionais distribuídas em sua superfície e as transmite diretamente aos pilares; e a segunda se baseia em possíveis combinações de placas e barras horizontais.

No que diz respeito à concepção mais simples, a placa pode ser uma laje sem vigas, ou seja, laje lisa de concreto armado ou protendido, como mostrado pela Figura 2.1 (a). Ela pode,

também, ser do tipo laje cogumelo, Figura 2.1 (b), caso necessite de concentração de material nas regiões de ligação aos pilares para o aumento de sua capacidade resistente (GIONGO, 2007).

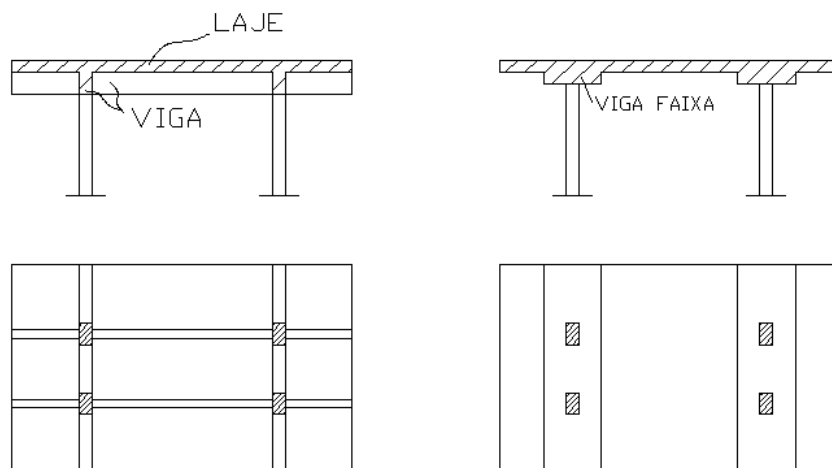
Figura 2.1 - Laje (a) lisa e (b) laje cogumelo



Fonte: Autoras, adaptado de Giongo (2007)

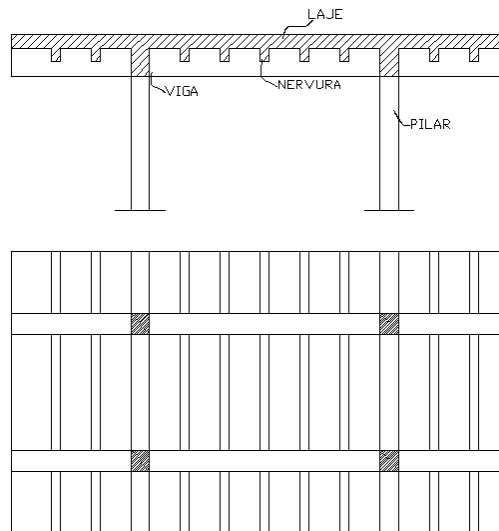
Na concepção advinda da combinação de placas e barras horizontais, tais barras funcionam como enrijecedores do subsistema horizontal e auxiliam na transmissão de ações aos pilares. A distribuição de esforços pode ser feita com uma grande densidade de barras, as quais possuem seções transversais reduzidas, conhecidas como nervuras, ou com uma pequena densidade de barras, de seções transversais de maior área, que são as vigas (GIONGO, 2007). As Figura 2.2, Figura 2.3 e Figura 2.4, exemplificam algumas combinações citadas anteriormente.

Figura 2.2 - Laje e vigas



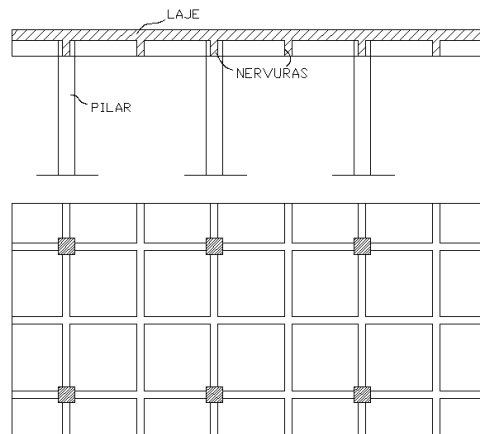
Fonte: Autoras, adaptado de Giongo (2007)

Figura 2.3 - Laje nervurada e vigas



Fonte: Autoras, adaptado de Giongo (2007)

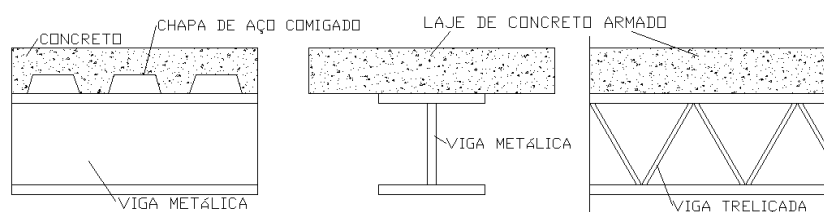
Figura 2.4 - Pavimento em grelha



Fonte: Autoras, adaptado de Giongo (2007)

No que diz respeito a opção alternativa - combinações de placas e barras horizontais - com utilização simultânea de materiais diferentes, tem-se o exemplo, Figura 2.5, de placas em concreto moldadas no local, sobre vigas metálicas.

Figura 2.5 - Pavimento em laje moldada no local e vigas metálicas

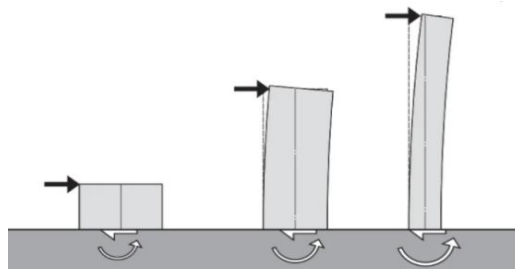


Fonte: Giongo (2007)

2.1.2 Subsistema Vertical

Uma característica importante dos sistemas estruturais de edifícios altos é a necessidade de resistir a forças horizontais, tendo em vista que seus efeitos sobre a estrutura aumentam significativamente conforme se elevam a sua esbelteza, como ilustrado pela Figura 2.6, além do fato de que tais esforços podem causar desconforto sensorial aos ocupantes, prejudicando seu uso (DIAS, 2004).

Figura 2.6 - Efeito do aumento de altura e esbelteza em edifícios



Fonte: Ching; Onouye; Zuberbuhler (2015)

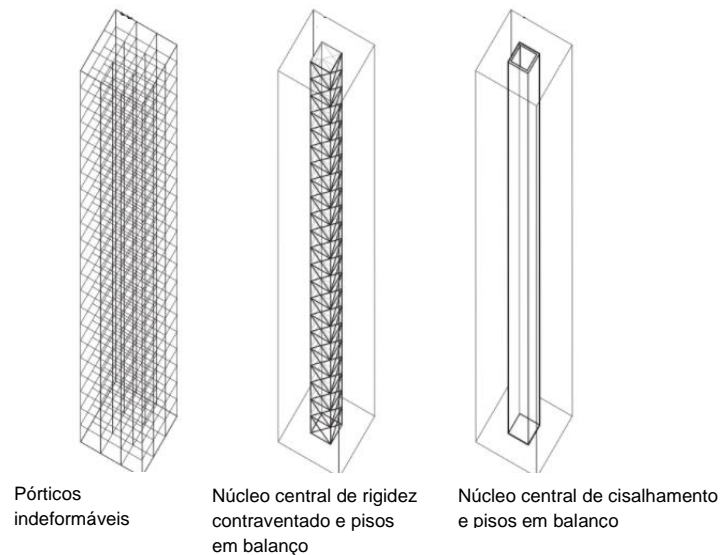
Mediante a isso, os subsistemas verticais, também chamados de “sistemas de contraventamento”, originam configurações que combatem as ações laterais, a fim de impedir que ocorram deslocamentos horizontais acima de limites pré-estabelecidos por norma e conferir estabilidade às edificações. Outra função do subsistema vertical é suportar os subsistemas horizontais e transmitir as ações coletadas para as fundações (GIONGO, 2007).

Giongo (2007) menciona 4 tipos de elementos básicos componentes de um subsistema vertical: pilares, pórticos, paredes e núcleos. Destaca ainda que estes podem ser combinados, dando origem a diversas concepções geométricas, desde as mais simples, como pilares ligados a lajes planas, até as mais complexas.

Ching, Onouye e Zuberbuhler (2015) classificam edifícios altos em duas categorias, baseados na resistência às forças laterais e ao posicionamento dos subsistemas verticais que deverão resistir a essas ações: os edifícios com estrutura interna e os edifícios com estrutura externa. Nos edifícios de estrutura interna os elementos de resistência a forças horizontais encontram-se no interior da estrutura, nos quais destacam-se os pórticos indeformáveis e as estruturas enrijecidas por um núcleo, seja ele formado por contraventamentos ou paredes de cisalhamento.

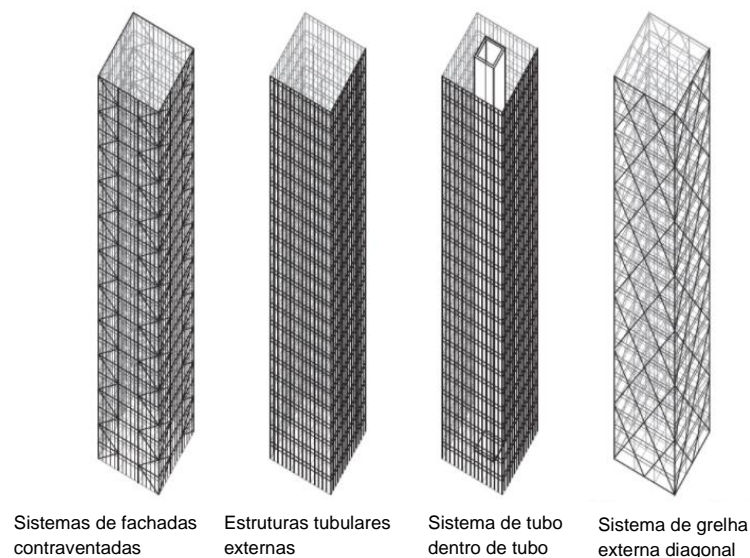
Por outro lado, nos edifícios de estrutura externa, os elementos de resistência estão distribuídos no perímetro da estrutura. Como é o caso dos sistemas de fachadas contraventadas, e das estruturas tubulares externas. As Figura 2.7 e Figura 2.8 mostram exemplos de edifícios com estrutura interna e com estrutura externa, respectivamente.

Figura 2.7 - Edifícios com estrutura interna



Fonte: Ching; Onouye; Zuberbuhler (2015)

Figura 2.8 - Edifícios com estrutura externa



Fonte: Ching; Onouye; Zuberbuhler (2015)

Ao serem estudadas soluções de sucesso na engenharia estrutural e buscando contemplar tanto estruturas em concreto armado, quanto em concreto protendido, aço e mistas, Giongo (2007)

montou uma tabela comparativa, reunindo conclusões de diversos autores, na qual é mostrado o número de pavimentos máximo indicado para diversos sistemas estruturais. O resultado obtido é apresentado na Figura 2.9.

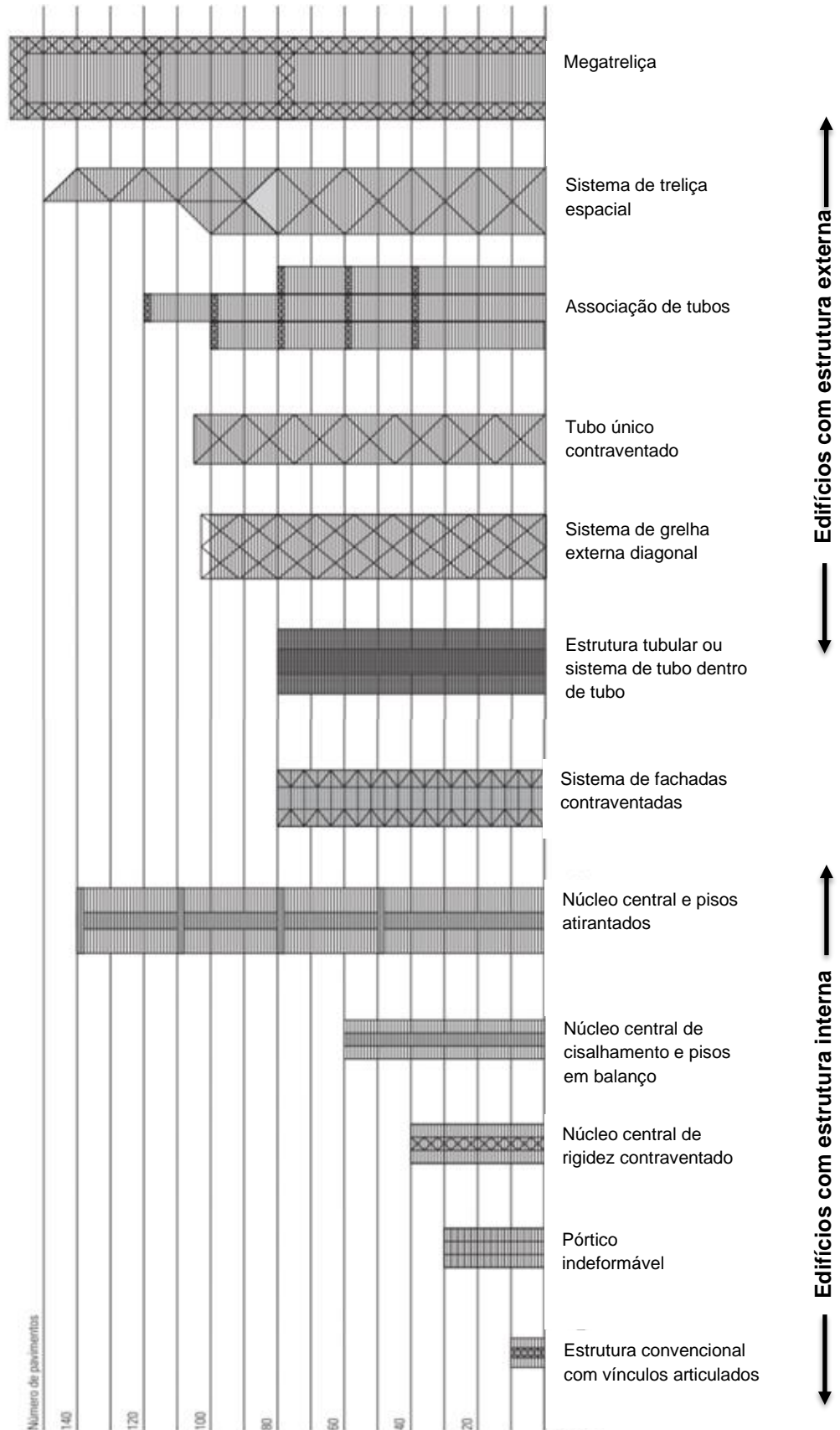
Figura 2.9 - Número de pavimentos máximo para diferentes subsistemas estruturais para Giongo (2007).

SISTEMA	NÚMERO DE PAVIMENTOS						
	0	20	40	60	80	100	120
Laje plana e pilares	██████████						
Laje plana, pilares e paredes	██████████						
Treliça interpavimento	██████████						
Pórtico	██████████						
Núcleo rígido	██████████						
Pórtico com reforço diagonal	██████████						
Paredes e pórticos associados	██████████						
Treliça passante	██████████						
Tubo externo	██████████						
Tubo externo e núcleo interno	██████████						
Tubos modulares	██████████						
Mega estrutura em tubos treliçados	██████████						

Fonte: Giongo (2007)

Ching, Onouye e Zuberbuhler (2015) também trazem indicações de qual deve ser o número máximo de pavimentos para cada tipo de sistema estrutural que se deseja adotar para um edifício. Tais recomendações estão apresentadas na Figura 2.10 que segue.

Figura 2.10 - Número de pavimentos máximo para diferentes subsistemas estruturais para Ching, Onouye e Zuberbuhler (2015).



Fonte: Ching; Onouye; Zuberbuhler (2015)

De acordo com Ching, Onouye e Zuberbuhler (2015), a escolha de um sistema de contraventamento pode viabilizar ou impossibilitar o projeto de um edifício alto em termos de construtibilidade, praticidade e viabilidade econômica. Sendo assim, dentre os diversos tipos de subsistemas verticais existentes e considerando o emprego de tais subsistemas em estruturas de edifícios altos de concreto armado, nesta pesquisa destacam-se os seguintes:

- **Pórticos com nós rígidos**

A associação de pilares e vigas por ligações, capazes de transferir esforços de momento fletor e força cortante, dá origem a pórticos de nós rígidos, os quais sustentarão outros elementos da edificação, como vedações e lajes; estas últimas frequentemente são projetadas para atuar como diafragmas e distribuir as forças horizontais para cada pórtico. Devido ao fato de as ligações serem rígidas, não há rotação nesses pontos, de modo que apenas a deformação dos pilares poderá gerar deformação lateral. Assim, esses elementos estruturais devem ser analisados com cautela, garantindo que o deslocamento horizontal seja mantido dentro de limites aceitáveis (SILVER; LEAN; EVANS, 2013).

Além do deslocamento, o posicionamento e a distribuição das inércias dos pilares impactam significativamente no projeto estrutural de edificações altas. Pilares mal posicionados podem tornar as edificações mais flexíveis, uma vez que prejudicam a formação dos pórticos nas direções de atuação do vento. Já a má distribuição das inércias pode levar à fissuração das alvenarias, dos elementos estruturais e até mesmo ao colapso do edifício. Nas situações em que os pilares são posicionados com os eixos de maior inércia voltados para uma mesma direção, quando o vento incidir na direção de menor inércia o deslocamento gerado será alto. Enquanto isso, quando os eixos de maior inércia dos pilares estão distribuídos nas duas direções, há um enrijecimento global do edifício (DIAS, 2004).

Em um edifício de múltiplos pavimentos, os pórticos com nós rígidos devem se estender ao longo de toda a altura do edifício, para que seja possível a transferência das ações para a fundação. Dessa forma, a remoção local de pilares ou a presença de pavimentos com pé-direito duplo provocam descontinuidades e formam pontos de fraqueza, os quais eventualmente precisam ser enrijecidos (SILVER; LEAN; EVANS, 2013).

- **Pórticos enrijecidos por contraventamento**

Caso as ligações entre os pilares e as vigas do pórtico fossem rotuladas ao invés de rígidas ao momento fletor, o pórtico se tornaria instável e não seria capaz de suportar as forças horizontais. Nesses casos, é necessário fazer um travamento na estrutura para evitar deslocamentos excessivos e a estabilidade pode ser fornecida pela inserção de contraventamentos, posicionados estrategicamente ao longo do edifício (SILVER; LEAN; EVANS, 2013).

Esses contraventamentos são diagonais que, ao ligar um nó a outro, tornam a estrutura indeslocável. No Brasil, os contraventamentos são artifícios utilizados para enrijecer estruturas de concreto armado, inclusive utilizando o próprio concreto armado como material constituinte dessas diagonais. No entanto, quando metálicos, os contraventamentos funcionam mais adequadamente, pois, além de poderem trabalhar à tração e à compressão, a concretagem de peças inclinadas é trabalhosa sob a ótica da execução (DIAS, 2004).

- **Núcleos centrais**

A presença de núcleos centrais como estratégia para enrijecer edificações aumenta com o crescimento do número de pavimentos. Quanto mais alto um edifício, maior é a dificuldade dos ocupantes, que fazem uso dele, de realizar um abandono seguro em situações de sinistros, por exemplo em caso de incêndio. Para criar rotas de fuga seguras, no Brasil, normalmente é realizado o enclausuramento das circulações verticais e, para viabilizar arquitetonicamente a inclusão do núcleo central, as caixas de escadas e elevadores são aproveitadas para o posicionamento desse elemento estrutural (DIAS, 2004). Em geral, o núcleo central é formado pela união de pilares-parede de concreto armado.

Ching, Onouye e Zuberbuhler (2015) apontam que o posicionamento do núcleo central é essencial para reduzir a possibilidade de torção provocada pelas ações laterais. Além disso, recomendam a utilização do sistema de resistência lateral fechado, em que os componentes de contraventamento formam um tubo completo, independentemente da localização do núcleo central.

- **Estrutura tubular externa**

Os edifícios com estrutura tubular apresentam em seu exterior uma sequência de pilares pouco espaçados engastados no solo e vinculados a vigas de borda. Assim, todo o perímetro do edifício é utilizado para resistir ao carregamento horizontal, de modo que as paredes de cisalhamento interna não precisam ser utilizadas ou podem ser eliminadas em grande parte (CHING; ONOUE; ZUBERBUHLER, 2015).

- **Ação conjunta de diferentes subsistemas verticais**

A associação de dois ou mais subsistemas verticais pode ser um recurso para atingir valores elevados de rigidez em edifícios altos e melhorar seu comportamento quanto à estabilidade global, visto que soma comportamentos proporcionados por diferentes tipologias. A exemplo disso está a ação conjunta de pórticos planos comuns com pórticos planos enrijecidos, nos quais os pórticos são posicionados em uma mesma direção e conectados por um elemento "diafragma rígido" para que trabalhem juntos (DIAS, 2004).

Outro exemplo, citado por Ching, Onouye e Zuberbuhler (2015) é a utilização do sistema de tubo dentro de tubo, que é constituído pela união da estrutura tubular externa, a qual é eficaz para resistir aos esforços de tombamento, e da estrutura interna, a qual resiste melhor ao cisalhamento dos pavimentos e pode ser constituída por paredes de cisalhamento, pórticos contraventados ou pórticos indeformáveis.

Ademais, Freitas (2015) menciona a associação entre núcleo rígido e pórticos, e entre núcleo rígido e paredes estruturais de concreto, como ações para controlar os efeitos da estabilidade, principalmente para estruturas compostas de lajes planas protendidas.

2.2 AÇÕES EM EDIFÍCIOS

Qualquer influência ou conjunto de influências que produzam, em uma estrutura, um estado de tensão ou deformação é designado pelo termo ação (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2021). As estruturas são o caminho percorrido pelas ações, desde sua incidência, em um dado

ponto, até sua transmissão ao solo, por essa razão o conhecimento das ações é de grande relevância para a análise estrutural (REBELLO, 2005). A NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto afirma que a influência de todas as forças que possam produzir efeitos significativos para a segurança de uma estrutura deve ser levada em consideração, tanto para verificações do estado limite último quanto para o estado limite de serviço. Essa norma, ainda, segmenta as ações em três grandes grupos, conforme sua variabilidade no tempo: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais, as quais serão descritas neste tópico.

2.2.1 Ações Permanentes

De acordo com a NBR 6118:2014, as ações permanentes caracterizam-se por terem valores constantes ou de baixa variação durante a vida da construção, sendo categorizadas em ações permanentes diretas e indiretas.

As ações permanentes diretas englobam as forças devido ao peso próprio dos elementos estruturais, como lajes, pilares e vigas, os pesos das instalações permanentes e elementos construtivos fixos – por exemplo o peso das alvenarias, divisórias, revestimentos, telhados, forros e pisos – além de abarcar os empuxos não removíveis, como os empuxos de terra e outros materiais granulosos. Por outro lado, as ações permanentes indiretas compreendem, por exemplo, as forças de protensão e as ações devido às imperfeições geométricas (desaprumo), detalhadas no subitem 2.2.1.1.

2.2.1.1 Ações devidas ao desaprumo

Ao verificar o estado-limite último de estruturas reticuladas, ou seja, estruturas compostas de elementos estruturais lineares (barras) e unidas por nós, devem ser levadas em consideração imperfeições geométricas no eixo de tais elementos. Essas imperfeições têm efeitos significativos sobre a estabilidade de uma edificação e impactam principalmente os pilares (ZUMAETA, 2016).

De acordo com a NBR 6118:2014, as imperfeições no eixo são levadas em conta na análise global por meio da consideração de um desaprumo θ_a dos elementos verticais, dado pela Equação 2.1 e ilustrado pela Figura 2.11.

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1+\frac{1}{n}}{2}} \quad (2.1)$$

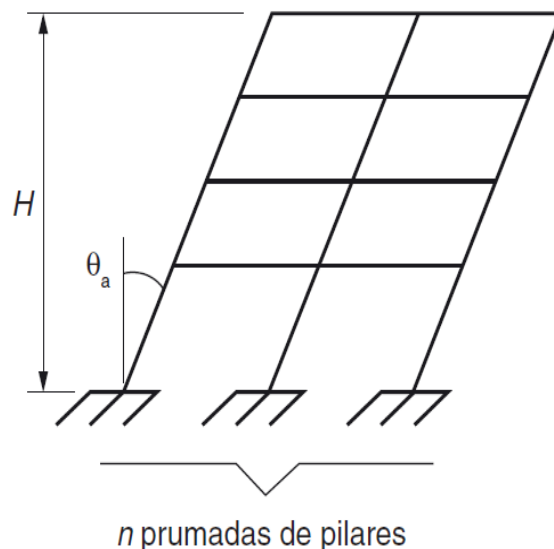
Em que a variável n representa o número de prumadas de pilares no pórtico plano e a variável θ_1 é dada pela Equação 2.2:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (2.2)$$

Em que H corresponde à altura total da edificação, expressa em metros (m).

O desaprumo θ_1 é limitado por um valor mínimo e um valor máximo. O valor mínimo, $\theta_{1,min}$, é tomado como 1/300, para estruturas reticuladas e imperfeições locais. Já o valor máximo, $\theta_{1,max}$, vale 1/200. Além disso, para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, adota-se $\theta_a = \theta_1$.

Figura 2.11 - Desaprumo global



Fonte: NBR 6118:2014

As ações devidas ao desaprumo e as ações do vento não devem ser diretamente superpostas. Faz-se necessário identificar a ação mais desfavorável, para que apenas esta seja considerada, ou, alternativamente, levar em conta uma combinação entre os dois tipos de ações. De acordo

com Zumaeta (2016) a ação mais desfavorável em uma construção é aquela que gera o maior momento em sua base.

A NBR 6118:2014 estabelece regras para ditar como esta avaliação deve ser realizada. Considera-se unicamente a ação do vento quando 30% dela for maior que a ação do desaprumo. Para os casos em que a ação do vento é inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo. Nos demais casos é feita uma combinação entre a ação de vento e de desaprumo, sem levar em conta o valor limitador $\theta_{1,min}$. Nessa situação, ações de vento e desaprumo atuando numa mesma direção e sentido são transformadas em uma ação de vento equivalente e amplificada.

Em linhas gerais, para edifícios altos o vento é a ação mais desfavorável, na maioria dos casos, enquanto o desaprumo torna-se mais significativo para edifícios baixos e submetidos a grandes forças verticais (KIMURA, 2010).

2.2.2 Ações Variáveis

As ações variáveis são aquelas cuja variação de valores em torno de sua média é significativa. Tais valores possuem entre 25 e 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável em um período de 50 anos, como indica a NBR 6120:2019 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações. As ações variáveis abrangem as cargas acidentais previstas para o uso da construção, ou seja, aqueles referentes a pessoas, móveis, materiais diversos e veículos. Além disso compreendem cargas móveis, impacto lateral, forças de frenagem ou aceleração, força centrífuga e ações de temperatura, água, e a ação do vento que será explicada no subitem 2.2.2.1.

Assim como as ações permanentes, as ações variáveis devem respeitar os valores característicos nominais mínimos, de acordo com o estabelecido na NBR 6120:2019. De um modo geral, os pavimentos devem ser projetados para as cargas uniformemente distribuídas e dependendo do que for mais desfavorável, serem verificados para a atuação isolada das cargas concentradas.

2.2.2.1 Ação do Vento

Para a determinação dos esforços solicitantes devido à ação do vento, é recomendado pela NBR 6118:2014, o uso da NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, a qual estabelece que as forças referentes ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para: os elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc); partes da estrutura (telhados, paredes, etc); e a estrutura como um todo.

A força global do vento, F_g , é a soma de todas as forças incidentes nas superfícies que compõem a edificação. Considerando uma edificação completa ou parte dela, a força do vento atuante é sempre perpendicular à superfície em que está incidindo. Por meio da força F_g é possível encontrar as ações globais que serão usadas em toda a estrutura (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

A componente da força global na direção do vento, é conhecida como a força de arrasto, F_a em kN, dada pela Equação 2.3.

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (2.3)$$

O primeiro componente da Equação 2.3, é o coeficiente de arrasto C_a , que varia de acordo a forma da edificação. Seguido pela pressão dinâmica q , a qual sua diminuição pode ser superada pelo aumento do C_a . E por fim, tem-se a área frontal efetiva, A_e , que é a área da projeção ortogonal da estrutura sobre um plano perpendicular à direção do vento, ou seja, a área da sombra.

Para condições normais de pressão e temperatura, q em N/m² é obtido pela Equação 2.4:

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (2.4)$$

Pela expressão 2.4, é possível observar que é a velocidade característica do vento, V_k , dada em m/s, permite a determinação da pressão dinâmica. Essa velocidade característica depende de valores de referência medidos próximos da região onde se encontra a edificação, sendo obtida pela Equação 2.5.

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (2.5)$$

Da expressão 2.5, o primeiro termo se refere à velocidade básica do vento V_0 , que é a velocidade apropriada para o local onde a edificação será construída, seguida do fator topográfico S_1 , que contempla as variações do relevo do terreno. Já o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das superfícies em consideração. Por fim, tem-se o fator estatístico S_3 , que é baseado em conceitos estatísticos, considerando o grau de segurança solicitado e a vida útil da edificação (NBR 6123:1988).

Portanto, a velocidade do vento é analisada em função do local, da altura, da finalidade da edificação, juntamente com o tipo do terreno e sua rugosidade.

2.2.3 Ações Excepcionais

As ações excepcionais consistem em ações cuja probabilidade de ocorrência é baixa e a duração é curta. Segundo a NBR 8681:2004 - Ações e segurança nas estruturas, são consideradas como excepcionais as ações decorrentes de incêndios, choques de veículos, explosões, enchentes ou sismos. Nesta pesquisa as ações excepcionais não serão levadas em consideração para a análise dos modelos.

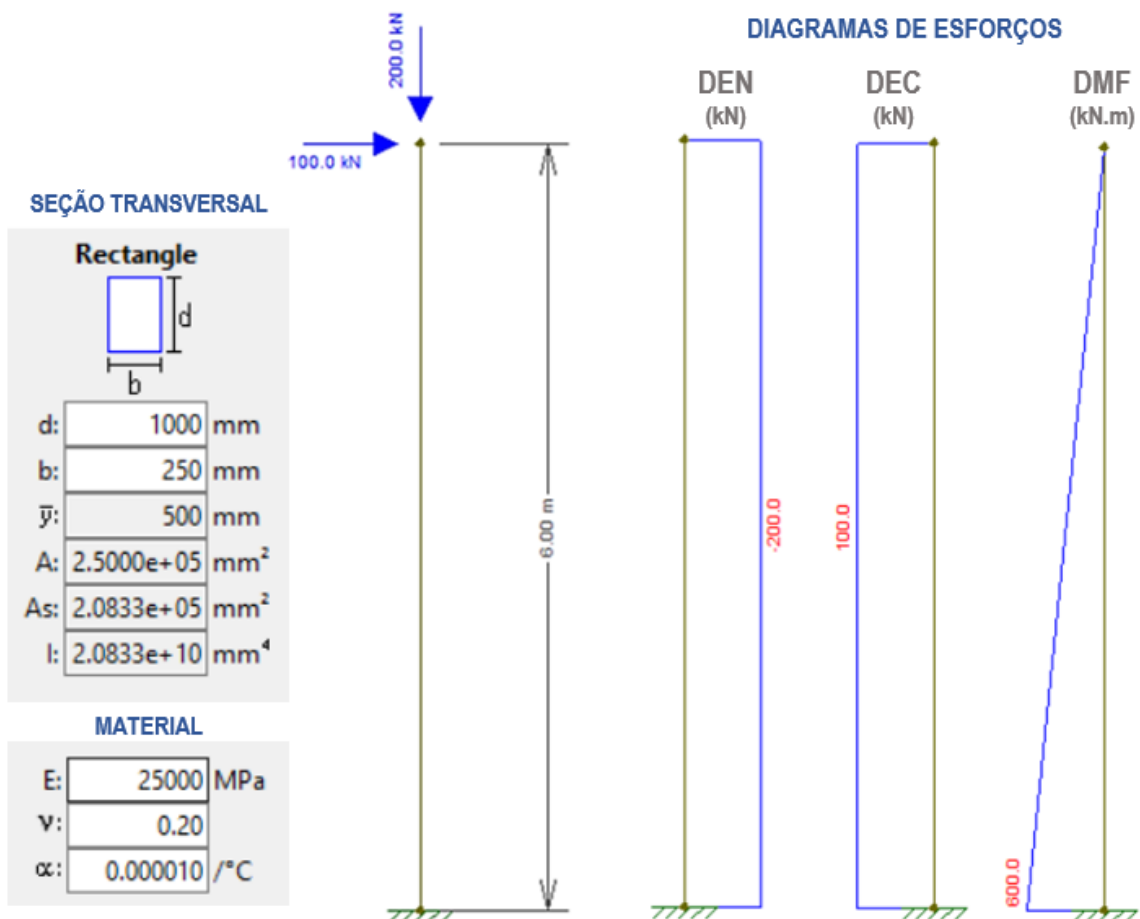
2.3 ANÁLISE DE PRIMEIRA ORDEM (LINEAR)

A análise de uma estrutura varia conforme os esforços e deslocamentos são avaliados. A verificação do equilíbrio de forças e momentos de uma estrutura em sua configuração geométrica inicial, sem levar em conta deslocamentos originados por ações aplicadas, conduz a uma análise denominada análise de primeira ordem ou linear, a qual é utilizada para determinar diagramas de esforços solicitantes e deformações iniciais da estrutura. De modo semelhante, os efeitos gerados por esse tipo de análise são chamados de efeitos de 1ª ordem

(BUENO, 2009). Na análise de uma estrutura, a análise de 1ª ordem global sempre é realizada, podendo ou não ser seguida de uma análise de 2ª ordem global, como será explicado adiante.

A Figura 2.12, exemplifica o cálculo dos esforços de primeira ordem para uma barra engastada na base e sujeita a carregamento vertical $F_v = 200 \text{ kN}$ e horizontal $F_h = 100 \text{ kN}$. Pela teoria de primeira ordem o momento fletor para essa barra é calculado por meio da multiplicação da força horizontal F_h pelo braço de alavanca, ou seja, a distância do ponto de aplicação da força até a seção para qual o momento está sendo determinado, a partir de sua configuração indeformada.

Figura 2.12 - Esforços de primeira ordem em barra engastada e livre



Fonte: Autoras

2.4 ANÁLISE DE 2ª ORDEM (NÃO LINEAR)

Contrariamente às considerações feitas para realização da análise de primeira ordem, o equilíbrio real de uma estrutura sempre ocorre numa configuração deformada, de modo que a magnitude dos deslocamentos originados impacta diretamente na análise da estabilidade global (BUENO, 2009). Denomina-se análise de 2ª ordem ou não linear aquela na qual os esforços são calculados a partir da estrutura em sua posição deformada. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, os efeitos de 2ª ordem se somam aos obtidos em uma análise de 1ª ordem e sua determinação deve considerar o comportamento não linear dos materiais.

Conforme um carregamento é aplicado em uma estrutura podem ser gerados três diferentes tipos de não linearidades: não linearidade física (NLF), não linearidade geométrica (NLG) e não linearidade de contato (NLC). Essa última não é de comum utilização em projetos de edifícios de concreto armado, visto que considera mudanças nas condições de vinculação inicialmente existentes, ou seja, leva em conta o aparecimento ou desaparecimento de vínculos à medida em que a estrutura se deforma (ZUMAETA, 2016). Por essa razão a NLC não será abordada nesta pesquisa. As demais não linearidades serão aprofundadas nos tópicos que seguem.

A consideração das não linearidades, tanto física quanto geométrica, influem na determinação dos esforços solicitantes de uma estrutura, bem como nos deslocamentos gerados. Tal relevância pode se tornar ainda mais significativa nas situações em que a estrutura é constituída por elementos esbeltos, pois, nestes casos, muitas vezes essa consideração passa a ser preponderante (KIMURA, 2018).

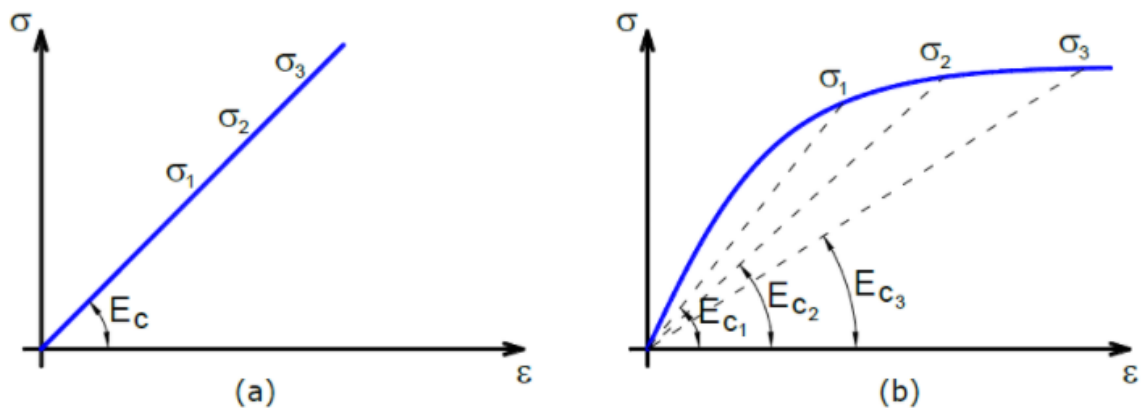
2.4.1 Não Linearidade Física

Um dos fatores que ocasionam um comportamento não linear em uma estrutura, ou seja, uma resposta desproporcional da estrutura mediante a aplicação de um carregamento, é a modificação das propriedades dos materiais que a compõem. Essa condição é chamada de não linearidade física (KIMURA, 2018). Dentre os diversos materiais aplicados na engenharia estrutural, o concreto armado é um dos que não apresenta linearidade entre a tensão e

deformação, em virtude dos efeitos causados pela fissuração, fluência, escoamento da armadura e outros fenômenos característicos desse material. Desse modo, a não linearidade física exerce influência sobre o cálculo da estrutura, uma vez que altera o módulo de elasticidade do concreto e, conseqüentemente, sua rigidez (FREITAS, 2015).

Zumaeta (2016) destaca a variabilidade do módulo de elasticidade do concreto, ilustrada pela Figura 2.13, a qual faz um comparativo entre diagramas tensão-deformação linear, à esquerda, e não linear, à direita. Nesta figura (2.13 b) nota-se que para as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 são obtidos os módulos de elasticidade E_{c1} , E_{c2} e E_{c3} , respectivamente, fazendo com que o diagrama tensão-deformação seja uma curva e não uma reta, o que comprova seu comportamento não linear.

Figura 2.13 - Diagrama tensão-deformação: (a) linear; (b) não linear



Fonte: Zumaeta (2016)

Apesar de sua não linearidade, na verificação da estabilidade global de um edifício de concreto armado pode-se considerar a rigidez EI como um valor constante. Para tanto, a rigidez é multiplicada por um coeficiente redutor, o qual estima os efeitos da não linearidade física (ZUMAETA, 2016).

De acordo com a NBR 6118:2014 em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares toma-se a rigidez dos elementos estruturais como os seguintes valores:

- Para lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$
- Para vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ para $A_{s'} \neq A_s$ e $(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c$ para $A_{s'} = A_s$

- Para pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$

Em que I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

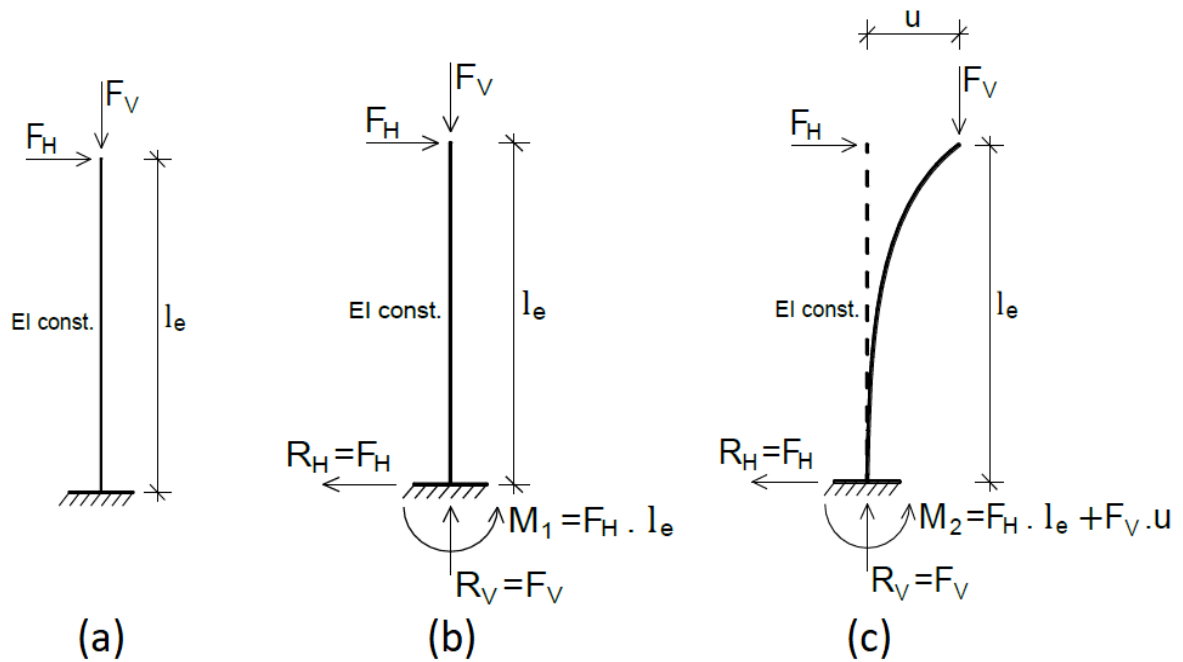
2.4.2 Não Linearidade Geométrica

Os efeitos oriundos da não linearidade geométrica (NLG) advêm de mudanças que ocorrem na geometria dos elementos estruturais, isto é, alterações na posição da estrutura no espaço. Tais efeitos são determinados por meio de uma análise da estrutura em sua configuração final de equilíbrio (PINTO, 1997).

Quando se trata de edificações altas, a consideração dos efeitos da NLG é importante (FREITAS, 2015). À medida que a estrutura for solicitada simultaneamente pelo carregamento vertical e por ações horizontais, em que o carregamento vertical age na estrutura já deslocada, surgem acréscimos de tensões, que por sua vez, são capazes de levar a estrutura ao colapso (PINTO, 1997).

Para exemplificar, considera-se uma barra vertical submetida a forças vertical e horizontal, engastada em uma ponta e com a outra extremidade livre, como mostra a Figura 2.14 (a). Na posição indeformada, a barra só fica em equilíbrio ao surgir reações na base da barra, ilustrado na Figura 2.14 (b). Ao considerar o equilíbrio na posição deformada, isto é, na posição deslocada de um valor u devido à ação horizontal, é gerado um acréscimo de momento fletor na base, igual a $\Delta M = FV \times u$, fazendo com que o valor de M_1 aumente, resultando em M_2 , que é a soma do momento de 1ª ordem (estrutura indeformada) com o de 2ª ordem (estrutura deformada), que pode ser observado na Figura 2.14 (c) (ZUMAETA, 2016).

Figura 2.14 - Barra vertical: (a) submetida a ações vertical e horizontal; (b) reações na configuração indeformada; (c) reações na configuração deformada



Fonte: Zumaeta (2016)

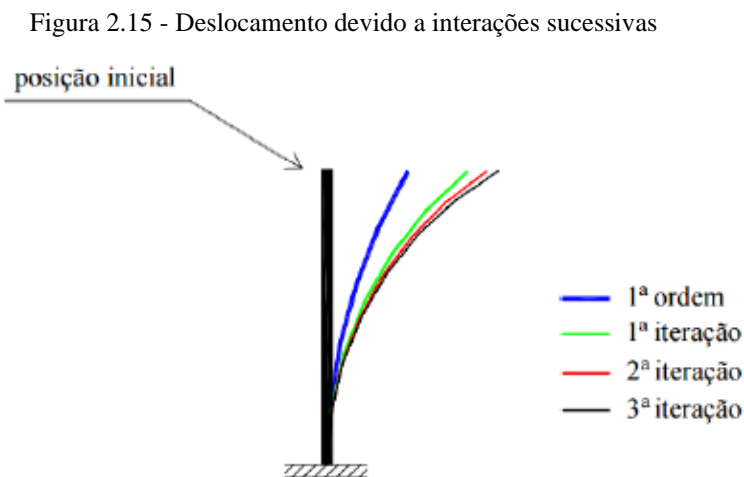
O acréscimo de momento fletor ilustrado acima, por surgir de uma análise com a estrutura na posição deformada de equilíbrio, é um efeito de segunda ordem. Logo, para a consideração da NLG, que ocorre quando esse esforço é considerado na análise da estrutura, pode ser empregado o processo P-Delta, o qual será detalhado no tópico 2.5.

Cabe destacar que a análise da não linearidade geométrica é obrigatória em estruturas flexíveis, isto é, de nós móveis, e pode ser desprezada em estruturas rígidas, ou seja, de nós fixos. Tal categorização é prescrita na NBR 6118:2014, em que, para efeito de cálculo, as estruturas são classificadas com relação à mobilidade de seus elementos. São consideradas estruturas de nós fixos, aquelas que apresentam deslocamentos horizontais tão pequenos que os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis, apresentando valores inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem. Já as estruturas de nós móveis sofrem deslocamentos horizontais significativos, e, em decorrência disso, é importante a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem, os quais, por sua vez, apresentam valores superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem.

2.5 ANÁLISE P-DELTA

A análise dos esforços de segunda ordem pode ser feita por meio do método P-Delta, pois este considera os efeitos do deslocamento horizontal nas estruturas, em que associa a carga axial (P) ao deslocamento horizontal (delta), por isso o efeito é conhecido como “P-Delta”.

O produto do esforço normal com a excentricidade, causada pelo deslocamento, origina uma nova parcela de esforços, pois as cargas horizontais criam deslocamentos, além dos anteriormente existentes. Sendo assim, P-Delta é um procedimento iterativo (FREITAS, 2015). Tal procedimento consiste no cálculo do momento na base, seguido do cálculo de uma força fictícia horizontal. Essa força faz surgir um novo deslocamento e, por consequência, com essa configuração um novo momento na base pode ser determinado. Caso a diferença entre o novo momento na base e o anterior seja grande, calcula-se uma nova força fictícia e são feitas iterações até os valores dos momentos convergirem. Tal processo é exemplificado pela Figura 2.15, a qual mostra a posição inicial de uma barra engastada e livre, o deslocamento obtido por meio da análise de 1ª ordem, em azul, e os deslocamentos atingidos após cada iteração do método P-Delta.



Fonte: Lima (2001)

Por se tratar de um método de análise não linear, a avaliação da estabilidade global é realizada após a análise, sendo assim, P-Delta não é um parâmetro de estabilidade (ZUMAETA, 2016). Porém, é possível comparar seus resultados com o coeficiente γ_z , uma aproximação, para que seja validado o uso de tal parâmetro.

Quando se trata do *software* TQS, o qual foi empregado no desenvolvimento de modelos nesta pesquisa, a comparação pode ser feita por meio do coeficiente RM2M1, que possibilita uma comparação direta entre os tipos de análise (FREITAS, 2015). Porém, vale destacar que no sistema do TQS, no processo numérico para obtenção do P-Delta são feitas sucessivas correções na matriz de rigidez, sendo assim mais rigoroso (ZUMAETA, 2016).

2.6 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL

Atualmente, a análise das estruturas é feita por meio de modelos computacionais. Sabendo que, as cargas horizontais juntamente com as verticais, geram na estrutura deformações consideráveis, surgem alguns desafios ao representar, por meio de um *software*, o que de fato acontece na estrutura real, no que diz respeito ao efeito do vento, das cargas devido ao peso próprio e sobrecarga, das imperfeições geométricas geradas pelo sistema construtivo, entre outras solicitações (FREITAS, 2015).

Por isso, foram estabelecidos os parâmetros de estabilidade, em que, por meio de aproximações e simplificações, é possível verificar a estabilidade global da estrutura. Tal verificação pode ser feita por meio do parâmetro alfa (α) e pelo coeficiente γ_z , que são métodos aproximados, e quando se usa o *software* TQS para análise, o coeficiente FAV_t .

Os parâmetros γ_z e FAV_t possibilitam a análise dos efeitos globais de segunda ordem de maneira simplificada, e definem se a estrutura poderá ser considerada de nós fixos ou móveis.

2.6.1 Parâmetro Alfa (α)

Para estruturas de concreto, um dos meios de avaliar sua estabilidade global é fazendo uso de um parâmetro de estabilidade denominado alfa (α). Trata-se de um valor adimensional cuja finalidade é indicar se os nós da estrutura são deslocáveis ou não, ou seja, verificar a suscetibilidade da estrutura à perda de estabilidade quando ações são aplicadas. Esse parâmetro não leva em conta a fissuração dos elementos, uma vez que a edificação que está sendo

projetada é considerada como um meio elástico (CARVALHO e PINHEIRO, 2009). Além disso, o parâmetro α não é aplicável a estruturas consideravelmente assimétricas, ou nas quais os deslocamentos horizontais sob ação de cargas verticais são muito significativos (ZUMAETA, 2016).

De acordo com a NBR 6118:2014, o parâmetro α é calculado pela Equação 2.6.

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs}I_c)}} \quad (2.6)$$

Em que:

H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo, em metros;

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{cs}I_c$ é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada, sendo que para estruturas de pórticos, de treliças, mistas ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Determina-se o valor de α_1 , por meio das Equações 2.7 e 2.8. Tal valor é usado para limitação de α .

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n, \text{ se: } n \leq 3 \quad (2.7)$$

$$\alpha_1 = 0,6, \text{ se: } n \geq 4 \quad (2.8)$$

Em que n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

A NBR 6118:2014 faz, ainda, algumas indicações relativas ao valor de α_1 . Ela aponta que para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, deve-se adotar $\alpha_1 = 0,6$; para contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar-se $\alpha_1 = 0,7$; já para os casos nos quais só existem pórticos é adotado $\alpha_1 = 0,5$.

Por fim, compara-se α e α_1 visando classificar os nós da estrutura como fixos ou móveis. Se $\alpha > \alpha_1$ a estrutura é considerada de nós móveis e se $\alpha < \alpha_1$ ela é classificada como de nós fixos.

Como o concreto possui um comportamento não-linear quando submetido à compressão, sua não linearidade física já é considerada na dedução do limite α_1 e, conseqüentemente, no estudo do parâmetro α (ZUMAETA, 2016). Por essa razão, para o cálculo de α utilizando o sistema computacional TQS, não é necessário levar em conta a redução da rigidez que considera, de forma aproximada, os efeitos da não linearidade física. Assim, em vez de utilizar os coeficientes 0,8 para pilares e 0,4 para vigas, no TQS utiliza-se 1,0 para ambos os casos, uma vez que a redução da rigidez já foi considerada na comparação de α e α_1 . Caso essa substituição por 1,0 não seja feita, o sistema irá considerar os efeitos da não linearidade física duas vezes, o que gera erros na obtenção do valor final do parâmetro (MONCAYO, 2011).

2.6.2 Coeficiente γ_z

Assim como o parâmetro de estabilidade α , o coeficiente γ_z , lê-se “gama z”, é utilizado para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto. Esse coeficiente consiste em uma análise linear, que considera de forma aproximada os efeitos da não linearidade geométrica, sendo capaz de estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem (FRANCO; VASCONCELOS, 1991).

Segundo a NBR 6118:2014, o valor de γ_z para cada combinação de carregamentos é dado pela Equação 2.9.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.9)$$

Em que:

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem;

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

Importante destacar que para o cálculo dos momentos de tombamento e de segunda ordem, devem ser empregados os esforços no estado de limite último (CARVALHO; PINHEIRO, 2009).

O coeficiente γ_z permite classificar a estrutura como sendo indeslocável se $\gamma_z \leq 1,1$, e de deslocável caso $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$. De acordo com a NBR 6118:2014, o limite do coeficiente γ_z é 1,30, mas na prática, as estruturas costumam ser projetadas com um limite de 1,20, uma vez que acima desse valor geralmente utiliza-se o processo P-Delta (ZUMAETA, 2016).

Uma limitação deste coeficiente é que só pode ser aplicado em estruturas de até no mínimo 4 andares. Sendo que para edificações com menos de quatro pavimentos, pode ser utilizado o parâmetro α para verificação da estabilidade do edifício, e o processo P-Delta para a avaliação do efeito global de segunda ordem.

2.6.3 Coeficiente FAV_t

O fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento, designado pela sigla FAV_t , é um coeficiente criado e utilizado exclusivamente pelo *software* TQS para avaliar a estabilidade global de estruturas e estimar os esforços de segunda ordem. Seu cálculo se dá pela mesma formulação que o coeficiente γ_z , mostrado na Equação 2.10.

$$FAV_t = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.10)$$

Em que:

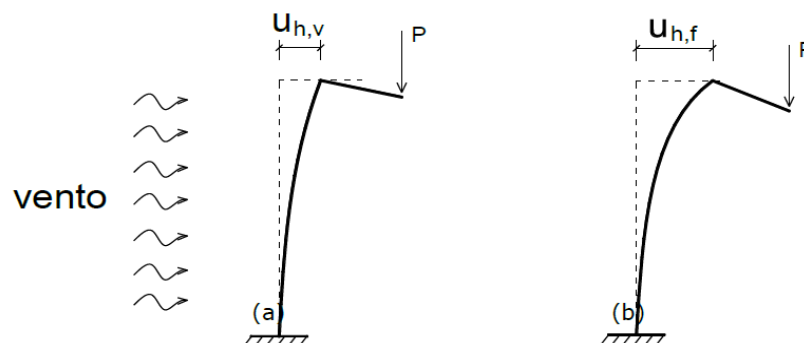
$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem;

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

Embora utilizem a mesma formulação, a divergência entre os resultados obtidos por meio desses dois parâmetros advém da variável $\Delta M_{tot,d}$, que é calculada de maneira diferente. $\Delta M_{tot,d}$ é dado pelo somatório dos produtos entre as forças verticais e os deslocamentos horizontais, mas os coeficientes γ_z e FAV_t não são determinados com base nos mesmos deslocamentos horizontais. Para o cálculo de γ_z o deslocamento horizontal considerado é aquele gerado pelas ações horizontais. Já para o cálculo de FAV_t considera-se um deslocamento horizontal total, que é a soma dos deslocamentos horizontais gerados devido às ações tanto horizontais quanto verticais (ZUMAETA, 2016).

Quando um edifício é perfeitamente simétrico, não existe deslocamento horizontal devido ao carregamento vertical, de modo que $FAV_t = \gamma_z$. Em contrapartida, em edificações assimétricas, por exemplo um edifício na orla da praia com todas as sacadas voltadas para o mar, o deslocamento horizontal devido ao carregamento vertical está presente e é considerado apenas na determinação de FAV_t . Nesse último caso, se os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais atuarem no sentido do vento, tem-se deslocamentos totais maiores, por consequência $FAV_t > \gamma_z$ e o sistema TQS adota o coeficiente FAV_t como majorador de esforços (ZUMAETA, 2016). Essa situação é apresentada na Figura 2.16, na qual $u_{h,v}$ representa o deslocamento horizontal devido à carga vertical e $u_{h,f}$ indica o deslocamento horizontal final.

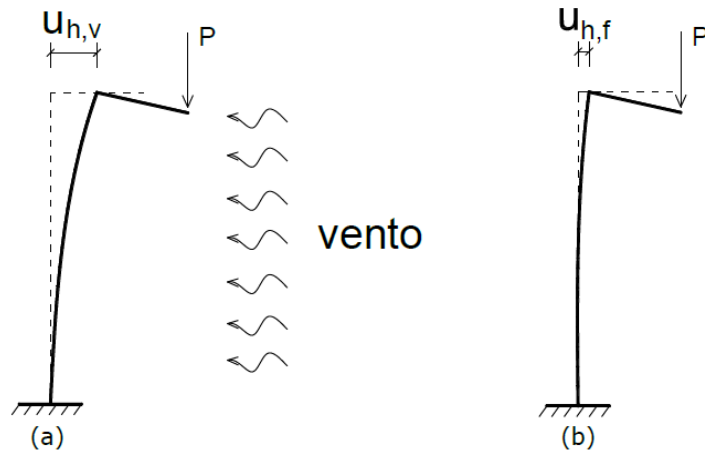
Figura 2.16 - Vento e deslocamento no mesmo sentido



Fonte: Zumaeta (2016)

Por outro lado, nos casos em que os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais atuam no sentido contrário ao vento, como ilustrado pela Figura 2.17, tem-se deslocamentos totais menores, uma vez que a estabilidade é favorecida, $FAV_t < \gamma_z$ e o TQS adota o coeficiente γ_z como majorador (ZUMAETA, 2016).

Figura 2.17 - Vento e deslocamento em sentidos contrários



Fonte: Zumaeta (2016)

2.7 FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE GLOBAL

Os parâmetros de estabilidade acima definidos podem ter seus valores alterados devido à modificação de determinados critérios de projeto, o que impacta na estabilidade global da estrutura. Dentre esses possíveis critérios, Zumaeta (2016) destaca como relevantes os seguintes:

- **Ações:** as cargas que atuam nas estruturas podem ser horizontais ou verticais, as quais influenciam de forma diferente sua estabilidade. A intensidade das cargas horizontais, como as geradas a partir da força do vento, conforme comprovado por Freitas (2015), não altera o valor do coeficiente de estabilidade γ_z , pois a relação $\Delta M_{tot,d} / M_{1,tot,d}$ não se modifica conforme varia o valor da ação horizontal. Uma vez que, $\Delta M_{tot,d} = 1,4F_v \times \frac{1,4F_h L^3}{3(0,7EI)}$, e $M_{1,tot,d} = F_h L$, quando é feita a divisão, o valor da força horizontal (F_h) é anulado, por estar no numerador e no denominador da equação.

Já as cargas verticais, como o peso próprio e sobrecarga acidental, influenciam diretamente o γ_z , visto que a relação $\Delta M_{tot,d} / M_{1,tot,d}$ sempre é alterada à medida que varia a intensidade da força vertical. Esta altera somente os valores dos esforços de segunda ordem ($\Delta M_{tot,d}$), enquanto os de primeira ordem ($M_{1,tot,d}$) não sofrem nenhuma alteração.

- **Rigidez dos elementos estruturais:** o cálculo dos deslocamentos de uma estrutura é feito em função de sua rigidez, desse modo, ao alterar a rigidez de um elemento, o deslocamento será modificado, bem como os esforços de 2ª ordem e, conseqüentemente, mudará o valor do parâmetro de estabilidade correspondente a tais esforços. Freitas (2015) pontua que a ausência de vigas em edificações é um fator que provoca a perda de rigidez, assim, a estabilidade é feita apenas por meio dos pilares e uma das soluções para elevar a rigidez desses elementos nessa situação é alterar sua seção, inserindo pilares parede em formato de “U” ou “L”, por exemplo.
- **Redistribuição de esforços:** a análise linear com redistribuição consiste em reduzir o momento fletor negativo em uma ligação e remanejar esses esforços na estrutura, com o intuito de evitar grandes momentos fletores, diminuir a área de armadura necessária e, assim, economizar material e facilitar a execução. Essa análise pode ser feita, pois leva em conta a fissuração do concreto, a qual ocorre em seu comportamento real, apesar de não ser considerada na análise linear sem redistribuição. Na região fissurada a rigidez diminui e menos esforços são absorvidos, de modo que há uma tendência de absorção desses esforços por zonas de maior rigidez. Quanto maior for a redistribuição de esforços, mais a ligação está se aproximando de uma articulação, o que deixa a estrutura mais deslocável e resulta num crescimento desproporcional dos valores dos parâmetros α e γ_z , influenciando na estabilidade do edifício. Por essa razão, a NBR 6118:2014 estabelece limites para a redistribuição de esforços, sendo 10% a máxima redução para estruturas de nós móveis e 25% para estruturas de nós fixos. O limite de redução é menor para as estruturas de nós móveis, uma vez que estas já são estruturas mais deslocáveis e a redução agrava o deslocamento.
- **Interação solo-estrutura:** é comum em projetos estruturais, realizar a análise global de um edifício separadamente da análise de sua fundação. Para tanto, admite-se que a edificação é um corpo rígido. Pela análise da superestrutura são determinadas as reações

nos engastes e, então, as cargas são repassadas ao engenheiro geotécnico. No entanto, nessa situação é desconsiderado o fato de a superestrutura e infraestrutura formarem um corpo único e, sabendo que o solo não é um corpo indeformável, a deformabilidade da fundação deveria ser levada em conta para a consideração da interação entre solo e estrutura. Tal deformabilidade proporciona um aumento dos deslocamentos horizontais e, por consequência, dos esforços de 2ª ordem, afetando a estabilidade global.

- **Modelo estrutural:** a escolha do modelo estrutural interfere diretamente na estabilidade global da edificação, pois varia a forma como as lajes, vigas e pilares são analisados; modifica o modo como são lançadas as cargas e calculados os esforços; altera a maneira como é feita a transferência dos esforços entre os elementos estruturais, modificando sua montagem e os resultados obtidos.

3. ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA

Ao realizar a análise de edifícios o procedimento convencional considera que os mais variados carregamentos são aplicados ao mesmo tempo na estrutura pronta, o que difere do que acontece na realidade (KRIPKA 1990), visto que carregamentos como o peso próprio da estrutura, vedações e revestimentos, atuam em diferentes etapas ao longo da construção da edificação. Sendo assim, a estrutura é solicitada a medida em que é construída, e tal comportamento é representado no procedimento de análise incremental construtiva (GORZA, 2000).

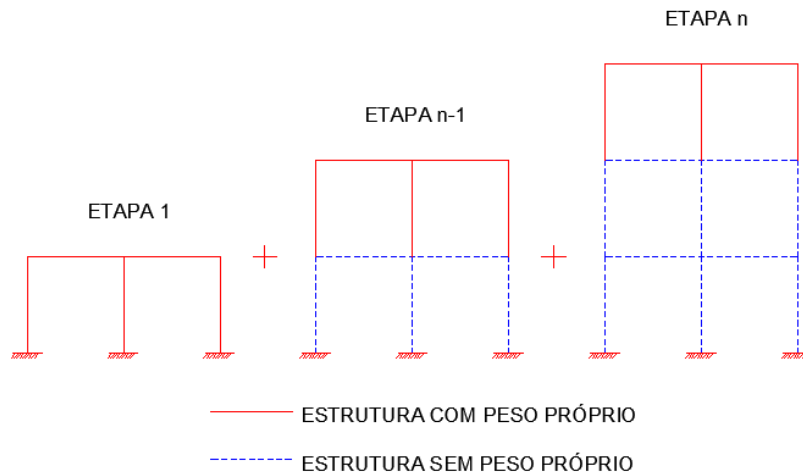
Na literatura, encontra-se dois procedimentos para simulação do efeito incremental de cargas em edificações. O primeiro refere-se a um processo sequencial direto, em que a sequência das análises segue a sequência de construção e de carregamento, o qual será detalhado no item 3.1. Já o segundo procedimento, consiste em um processo sequencial inverso, em que a sequência das análises é inversa a de construção e carregamento da estrutura. Esse recurso faz com que a influência de um carregamento de peso próprio possa ser computada através de suas reações de apoio, no pavimento imediatamente inferior (KRIPKA, 1990). Dentre os métodos de análise incremental construtiva, foi utilizado nessa pesquisa o processo sequencial direto, por ser considerado mais recomendável por autores como Kripka (1990). O processo sequencial inverso, por outro lado, não será objeto de estudo dessa pesquisa.

3.1 PROCESSO SEQUENCIAL DIRETO

O processo sequencial direto fundamenta-se num mesmo procedimento para qualquer número de carregamentos. Este método consiste na realização de n análises que acompanham a sequência de construção, sendo que, a cada análise, aumenta o número de pavimentos e considera apenas o peso próprio do andar que está sendo construído naquela etapa.

Um exemplo simples do funcionamento da análise incremental, por meio do processo sequencial direto, o qual ajuda a esclarecer como o peso próprio é computado a cada etapa é apresentado na Figura 3.1, a qual mostra um pórtico plano formado por 3 pavimentos, cujo único carregamento aplicado é o peso próprio.

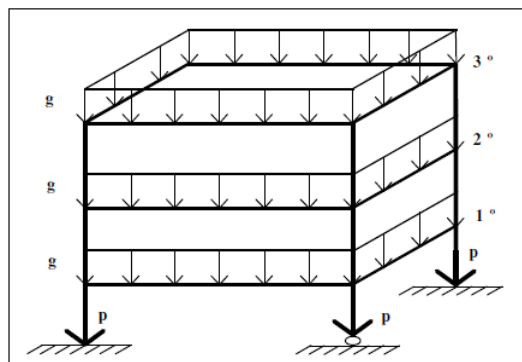
Figura 3.1 - Análise incremental de pórtico plano



Fonte: Autoras, adaptado de Prado (1999)

Observa-se, então, que a quantidade de análises feitas considerando o efeito incremental é diferente da efetuada na análise convencional. Ainda considerando um edifício de 3 pavimentos apenas com a carga devida ao peso próprio aplicada, como ilustrado pela Figura 3.2, nota-se que para levar em conta o efeito incremental nessa situação são necessárias 3 análises (GORZA, 2000).

Figura 3.2 - Edifício de 3 pavimentos submetido ao carregamento de peso próprio

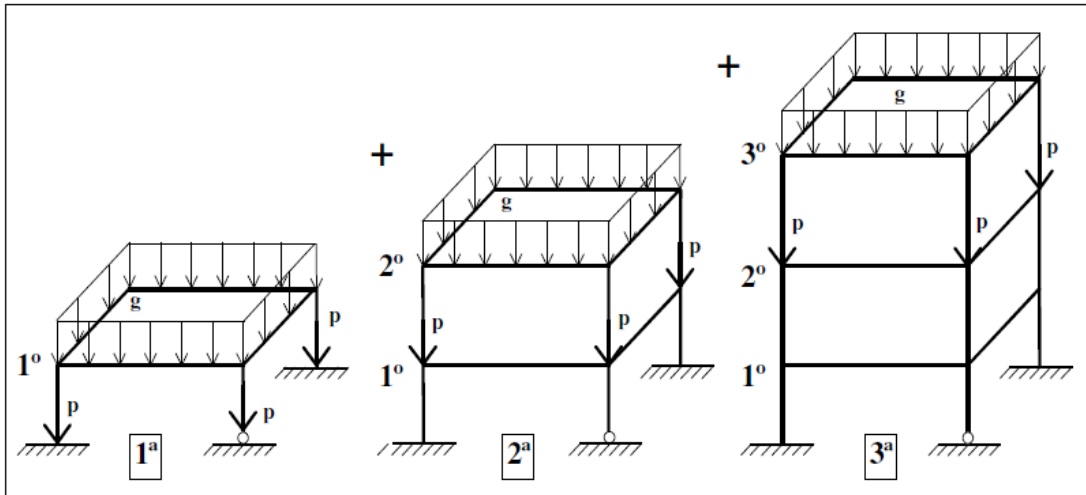


Fonte: Gorza (2000)

Desse modo, a matriz de rigidez e o vetor de cargas são alterados a cada etapa construtiva, pois a montagem da matriz de rigidez global da estrutura é feita a partir da contribuição das rigidezes de cada elemento estrutural (viga, pilar e laje) ao longo da altura do edifício, ou seja, está relacionada com a interação entre os andares superior e inferior (GORZA, 2000). A alteração da matriz de rigidez e do vetor de cargas resulta em um vetor de deslocamentos para cada

análise, ou seja, cada etapa será analisada separadamente e terá seus próprios resultados de deslocamento, tal comportamento é mostrado na Figura 3.3.

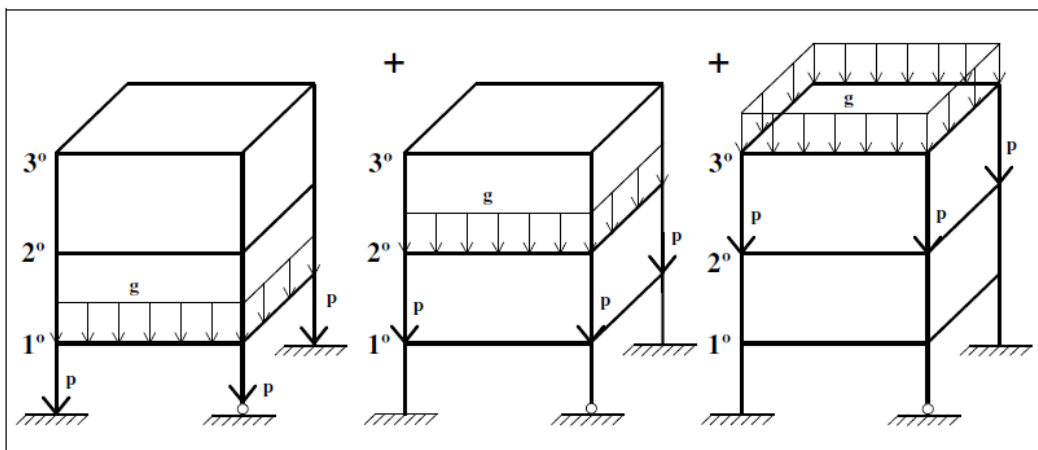
Figura 3.3 - Consideração do efeito incremental na análise de edifício



Fonte: Gorza (2000)

Em contrapartida, na análise convencional, Figura 3.4, somente uma análise é necessária. Assim, a matriz de rigidez global, o vetor de cargas e o vetor de deslocamentos são únicos para esse caso (GORZA, 2000).

Figura 3.4 - Análise convencional de edifício



Fonte: Gorza (2000)

Oliveira (2020) enfatiza que, devido ao aumento no número de etapas de construção no modelo, a análise incremental gera um crescimento, em relação à análise clássica, no número de

processamentos da estrutura, realizados pelo *software* que está sendo utilizado. Por conseguinte, a análise incremental requer um custo computacional maior, quando comparada com a análise clássica.

Para a obtenção tanto dos esforços quanto dos deslocamentos finais em um determinado ponto da estrutura utiliza-se o princípio da superposição de efeitos, isto é, somam-se os esforços ou deslocamentos obtidos em cada uma das etapas de análise. Em termos matemáticos, o cálculo dos esforços e deslocamentos no i -ésimo andar é dado pelas Equações 3.1 e 3.2, respectivamente (GORZA, 2000).

$$E_i^m = \sum_{j=1}^m e_i^j, \text{ para } m \geq i \quad (3.1)$$

$$D_i^m = \sum_{j=1}^m d_i^j, \text{ para } m \geq i \quad (3.2)$$

Em que:

i é o andar em que se deseja computar os esforços;

m é a etapa;

E_i^m são os esforços finais no andar i para a etapa m ;

e_i^j indica os esforços no andar i para a etapa j , com j variando de 1 até m ;

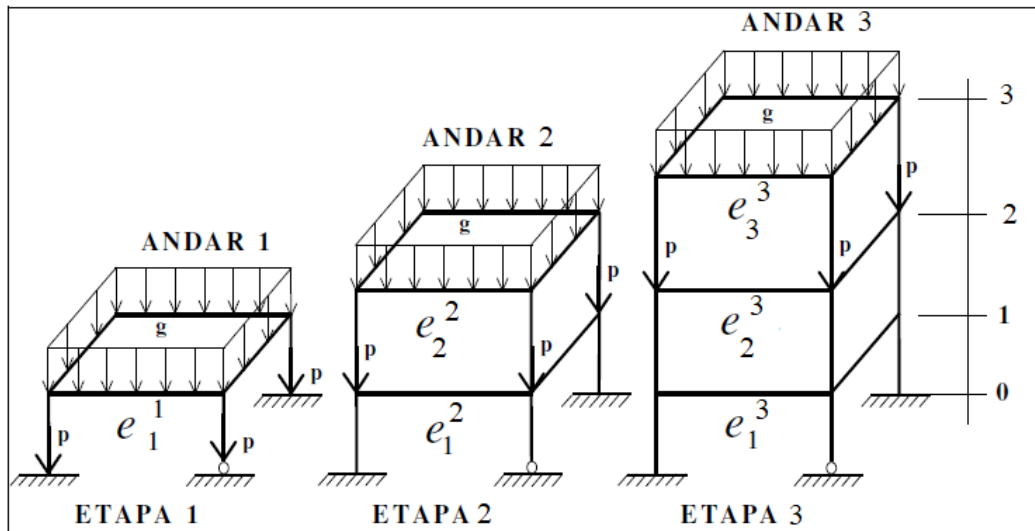
D_i^m representa os deslocamentos finais no andar i para a etapa m ;

d_i^j são os deslocamentos no andar i para a etapa j , com j variando de 1 até m .

Assim, para o edifício mostrado na Figura 3.2, por exemplo, considerando que já foram construídos 3 pavimentos e deseja-se descobrir os esforços no 1º pavimento para a etapa 3, basta somar os esforços do primeiro pavimento nas etapas 1,2 e 3, como mostrado na Equação 3.3 e na Figura 3.5.

$$E_1^3 = e_1^1 + e_1^2 + e_1^3 \quad (3.3)$$

Figura 3.5 - Exemplo de cálculo de esforços no 1º pavimento para etapa 3

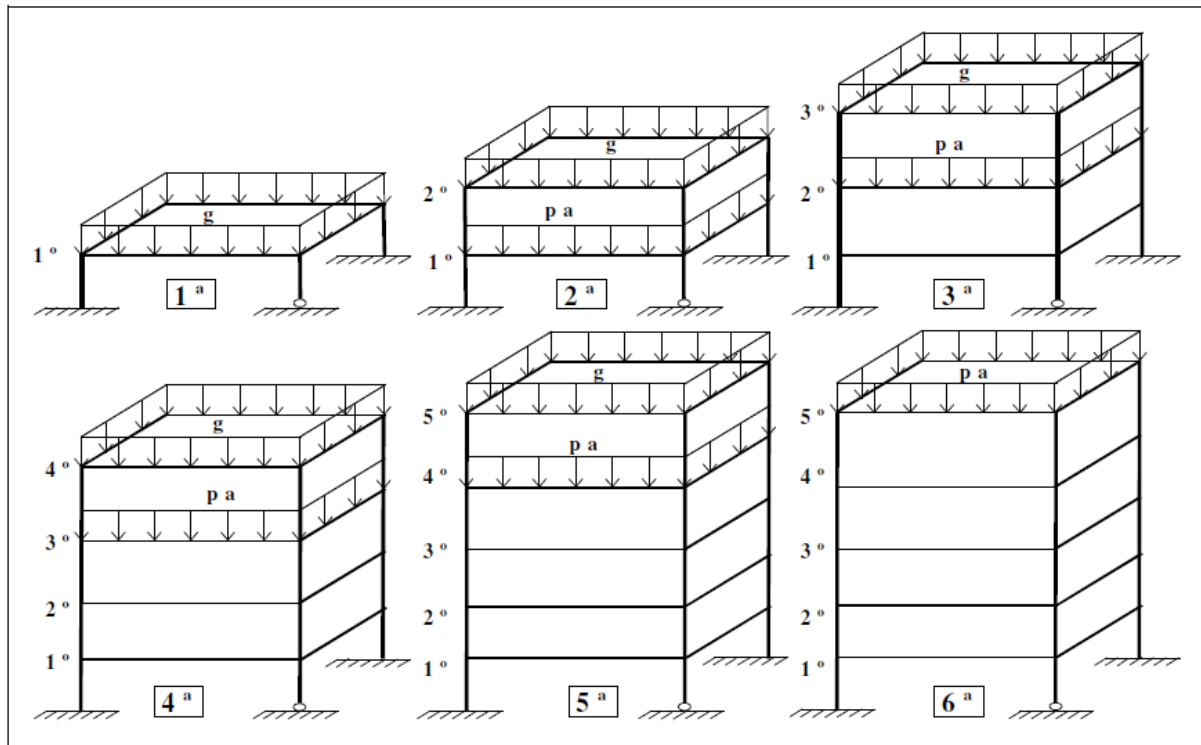


Fonte: Autoras, adaptado de Gorza (2000)

Nos edifícios em concreto, o peso próprio dos elementos estruturais é aplicado já no decorrer da concretagem, enquanto as demais cargas permanentes, como as provenientes de alvenaria e revestimento, são inseridas posteriormente, com certa defasagem em relação ao lançamento estrutural. Esse fator provoca um aumento no número de estágios de carregamento ou etapas criadas para efetuar a análise incremental. Desse modo, o número máximo de análises necessário a se realizar quando as cargas permanentes, excetuando o peso próprio da estrutura, estão presentes equivale à quantidade de pavimentos do edifício mais a defasagem (KRIPKA, 1990).

A Figura 3.6 auxilia no entendimento do conceito de defasagens de carregamento. Ela apresenta as etapas de análise incremental de uma edificação de 5 pavimentos, em que o peso próprio “g” da estrutura é introduzido simultaneamente à construção do pavimento, enquanto o peso próprio das alvenarias, indicado por “pa”, é incorporado com 1 defasagem de carga. Isso indica que, para esse caso, a alvenaria será construída sempre 1 etapa após a etapa de construção da estrutura. Vale destacar que o número total de análises foi 6, que é a soma dos 5 andares com uma defasagem de carga.

Figura 3.6 - Análise incremental de edifício com 1 defasagem de carregamento



Fonte: Gorza (2000)

3.2 INFLUÊNCIA DA ANÁLISE INCREMENTAL NOS DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS

De acordo com Gorza (2000), a notável divergência entre a análise incremental e a clássica encontra-se na maneira pela qual os deslocamentos são tratados. Ao realizar a análise incremental parte-se do princípio de que o carregamento incidente em um referido pavimento não pode provocar deslocamentos e tensões em andares superiores, os quais ainda não foram construídos.

Kripka (1990) salienta que os deslocamentos obtidos por meio da análise incremental relacionam-se a um sistema de referência local variável, posicionado de forma que sejam computados os deslocamentos de um pavimento somente após a construção dele próprio. No entanto, a análise convencional determina os deslocamentos partindo do posicionamento inicialmente previsto para a estrutura até a posição final, na qual a construção já foi finalizada. Para tanto, utiliza-se um referencial global fixo e acumulam-se os deslocamentos dos nós.

Assim, ao fazer uso da análise convencional, em alguns pavimentos são levados em conta deslocamentos inexistentes, que não geram quaisquer deformações nesses andares.

Prado (1999) destaca que este acúmulo de deslocamentos verticais inexistentes, presente na análise clássica, implica o crescimento dos deslocamentos diferenciais entre os pontos de pilar nos andares ao longo da altura do edifício, sendo que os valores máximos se encontram no topo. Tal efeito promove, também, alterações nos valores de momentos fletores em vigas e lajes que se ligam a esses pilares.

Já em relação aos deslocamentos diferenciais verticais máximos calculados pela análise incremental, segundo Gorza (2000), eles ocorrem aproximadamente na metade da altura do edifício. Assim, esse autor afirma que a análise incremental obtém resultados de deslocamentos verticais mais próximos dos reais, enquanto a análise convencional os superestima.

Oliveira (2020) aponta outras situações nas quais a consideração do efeito incremental possui maior relevância: em edifícios com vigas de transição, pois, ao ignorar as etapas de construção, os esforços nessas vigas são subestimados; em edifícios com lajes lisas protendidas, em razão dos fenômenos que variam com o tempo e, assim, impactam na resposta estrutural; e em edifícios altos, pois nesses edifícios as tensões nos pilares devido ao carregamento vertical podem possuir valores bem distintos, acentuando o problema dos deslocamentos diferenciais verticais já mencionado.

Por fim, outra questão importante de ser verificada na análise incremental é acrescentada por Gorza (2000): a diferença nos esforços cortantes e de flexão finais das vigas, a qual aparece em razão da maior absorção de esforços axiais por alguns pilares, existindo, desse modo, deslocamentos axiais diferenciais entre pilares adjacentes. Ao considerar as etapas construtivas na determinação dos deslocamentos dos apoios das vigas, estes serão menores nos últimos andares do edifício, por serem oriundos apenas da construção desses últimos pavimentos e não do cálculo de toda edificação.

3.3 APLICAÇÃO DO EFEITO INCREMENTAL NO *SOFTWARE* TQS

Nessa pesquisa, a utilização do efeito incremental foi realizada por meio do *software* TQS. A análise incremental de cargas só foi incorporada ao *software* a partir da versão 17 por meio do método chamado de processo sequencial direto (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022). Como já mencionado, este método consiste na análise realizada de baixo para cima a qual acompanha diretamente a sequência de montagem e carregamento da estrutura.

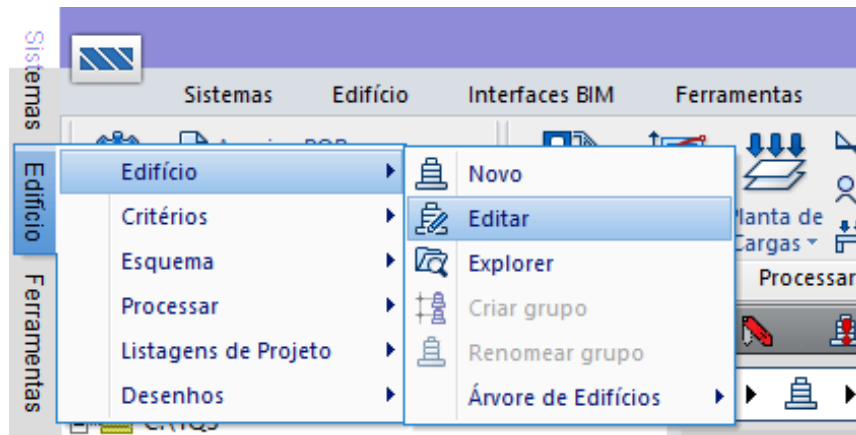
Tal recurso veio para substituir integralmente a análise aproximada com o fator Mulaxi – multiplicador para aumentar a rigidez axial de pilares – o qual é responsável por simular os efeitos construtivos no *software* e será detalhado no tópico 3.3.1. Quando os carregamentos e combinações forem analisados com efeito incremental, os pilares terão área axial bruta, ou seja, o critério Mulaxi não é considerado (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022).

3.3.1 Fator Mulaxi

O critério Mulaxi, tem como objetivo aumentar a área axial dos pilares, para que sua deformação axial seja diminuída na análise estrutural. Tal consideração possibilita que os deslocamentos axiais diferenciais entre os pilares sejam reduzidos. No *software* TQS, a consideração do Mulaxi gera uma adequação no modelo de pórtico espacial que será fundamentada apenas na análise do comportamento do edifício diante da atuação das ações verticais, ou seja, para ações horizontais, como o vento, o aumento da área de pilares não é considerado (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022).

Este critério de projeto é definido no arquivo de critérios do "Pórtico-TQS", as Figura 3.7, Figura 3.8 e Figura 3.9 mostram o passo a passo para entrar nesta configuração.

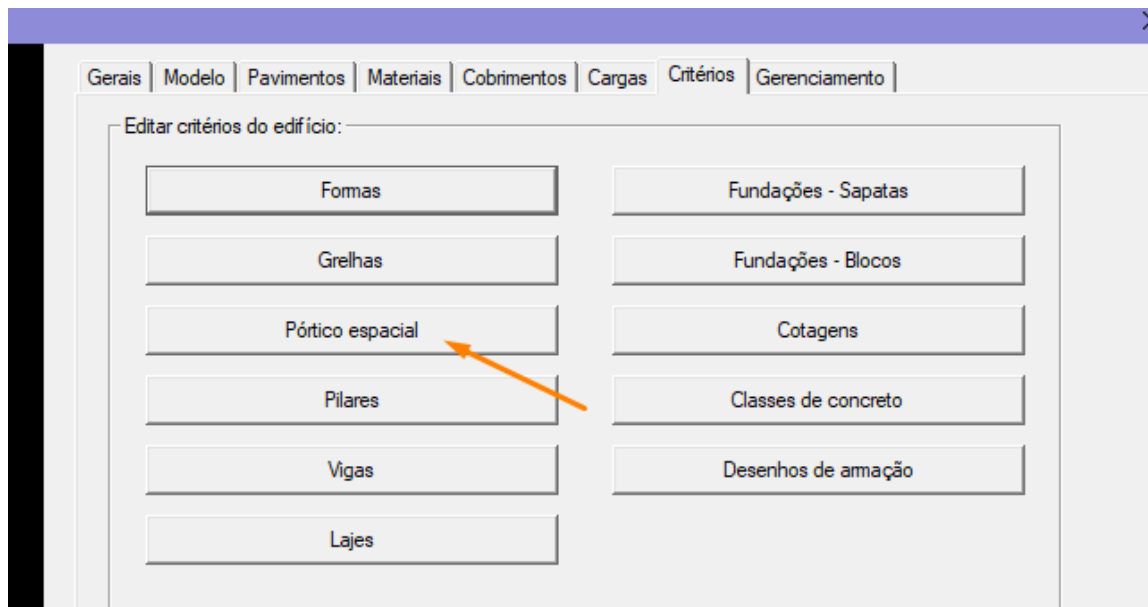
Figura 3.7 - Edição do edifício



Fonte: TQS (2022)

Após entrar na tela de edição do edifício, na aba “Critério” é encontrado o botão “Pórtico espacial”, como demonstrado na Figura 3.8.

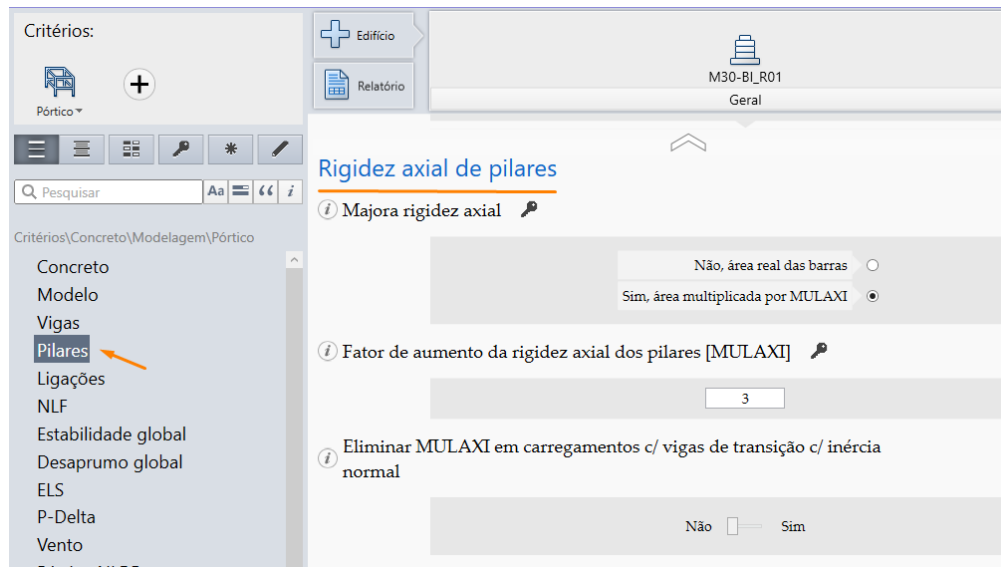
Figura 3.8 - Critérios do Pórtico espacial



Fonte: Autoras, adaptado de TQS (2022)

Por fim, após abrir o editor de critérios, é selecionada a opção “Pilares”, no menu à esquerda da tela, para ser possível analisar ou até mesmo modificar o valor do fator M_{ulaxi} , como ilustrado pela Figura 3.9.

Figura 3.9 - Editor de critérios dos pilares



Fonte: Autoras, adaptado de TQS (2022)

Tornou-se convencional usar o valor do Mulaxi igual a 3, o que é explicado por Fortes (2019), ao destacar que tal valor resulta da média obtida para um projeto elaborado na década de 1990, no programa SAP. Tal projeto foi realizado por meio de um estudo da alteração da área axial dos pilares, de modo a obter deslocamentos parecidos entre os pilares distintos, e, assim, momentos fletores negativos nas vigas sobre os apoios centrais. Com a finalidade de aproximar os valores dos momentos fletores nas vigas de um modelo com apoios indeslocáveis, surgiu a necessidade de majorar a área do pilar de 1 a 5 vezes, sendo assim, decidiu-se adotar o valor 3 para o critério Mulaxi, por ser a média.

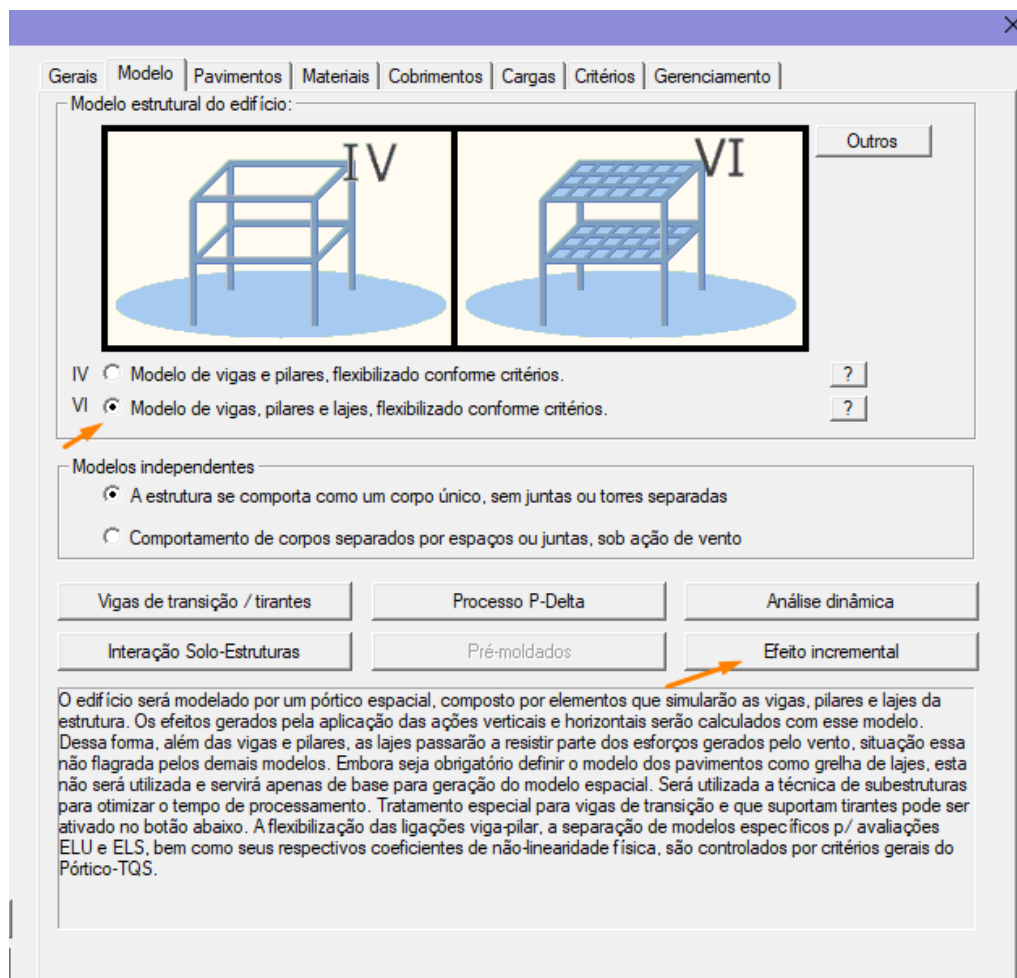
3.3.2 Ativação no *software* TQS

O *software* TQS disponibiliza, atualmente, dois modelos possíveis para utilização na análise estrutural, o modelo IV (modelo de vigas e pilares, flexibilizados conforme critérios) e modelo VI (modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizados conforme critérios). Os demais modelos, I (modo manual), II (esforços verticais por vigas contínuas ou grelhas, sem vento), III (esforços verticais por vigas ou grelhas, vento por pórtico espacial) e V (modelo conjunto de pórticos/grelhas/vigas) só podem ser selecionados, nas versões anteriores a V16 do sistema TQS.

No modelo IV, os pavimentos são discretizados em grelha isoladas (lajes e vigas), levando-se em conta a presença dos pilares através de molas nos apoios. Cada pavimento é "independente" dos demais. Já no modelo VI, os pavimentos são discretizados em grelha e analisados conjuntamente em um único modelo estrutural (lajes, vigas e pilares).

Para que a estrutura possa ser verificada com efeito incremental faz-se necessário que o modelo estrutural de cálculo utilizado seja o Modelo VI (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022). Já para análise convencional ou com o fator $Mulaxi$, podem ser usados os modelos IV ou VI. Para ativar tal configuração, na janela de edição do edifício, na aba "Modelo", botão "Efeito incremental", como mostrado na Figura 3.10.

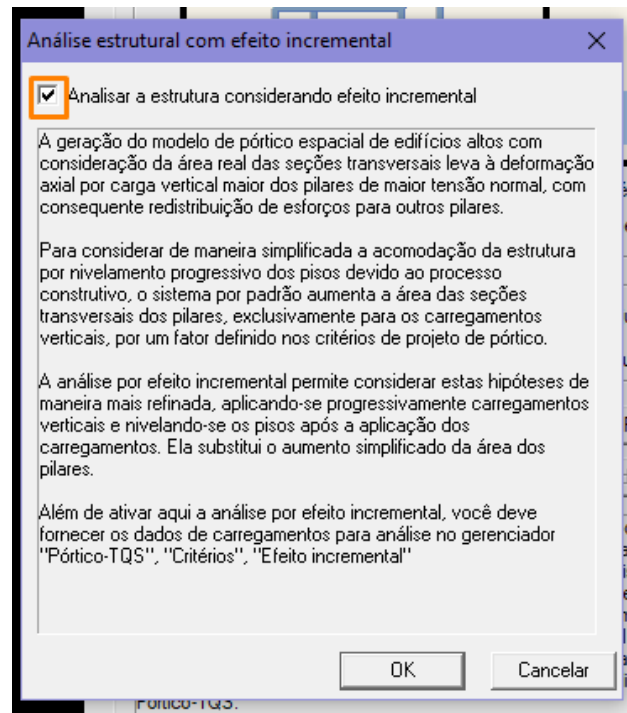
Figura 3.10 - Ativação do efeito incremental no modelo



Fonte: Autoras, adaptado de TQS (2022)

Ao marcar a opção "Analisar a estrutura considerando efeito incremental", como demonstrado pela Figura 3.11, após processado, o modelo irá realizar a análise incremental de carregamentos.

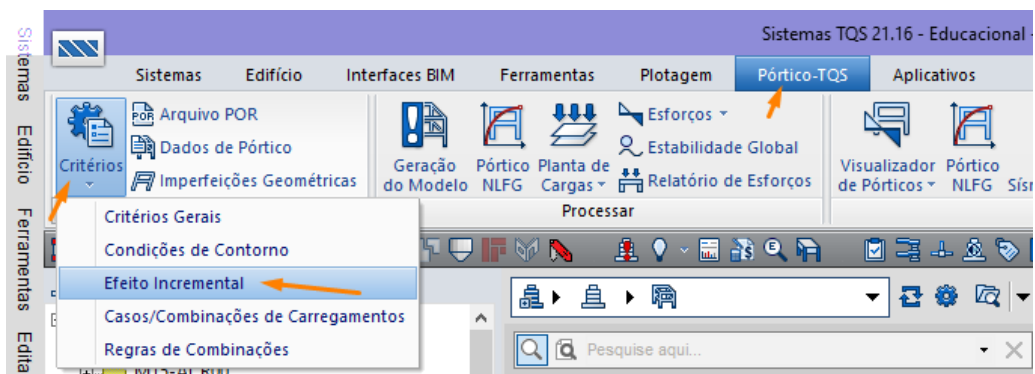
Figura 3.11 - Análise estrutural com efeito incremental



Fonte: Autoras, adaptado de TQS (2022)

Sabendo que a análise incremental de carregamentos permite considerar a sequência de aplicação de cargas na edificação e o módulo de elasticidade dos elementos estruturais nestas etapas, faz-se necessário definir nos critérios do Pórtico, Figura 3.12, as parcelas de carregamento que irão atuar em cada etapa construtiva, Figura 3.13 (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022).

Figura 3.12 - Edição dos parâmetros do Efeito incremental



Fonte: Autoras, adaptado de TQS (2022)

Figura 3.13 - Definição de parcelas e etapas de carga – Histórico de carregamento

Definição de Parcelas e etapas de carga

Histórico de Carregamento | Curva E x Tempo

Explicação
Nesta área são definidos os critérios que controlam o histórico de carregamento e o número de fases construtivas a serem analisadas.

Critérios
Número de pavimentos construídos ao mesmo tempo:
Número de dias que representam uma fase construtiva:

Histórico de Carregamentos:

Caso de carregamento	Parcela(%)	Fase
Todas permanentes e acidentais dos pavimentos	0	0
	100	Final
Peso Próprio	100	0
	0	Final
	0	0
Cargas permanentes	60	4
	40	6
	0	Final
Cargas acidentais	0	0
	100	Final
Vento (1) 90°	0	0
	100	Final

OK Cancelar

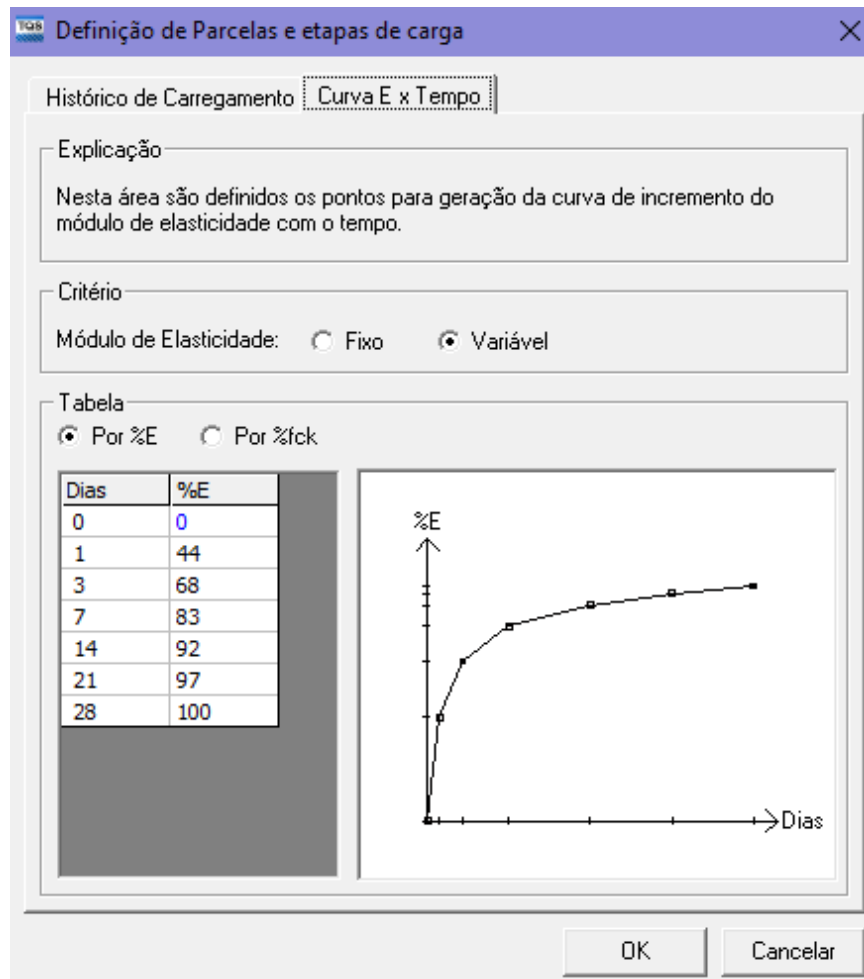
Fonte: TQS (2022)

Na aba “Histórico de Carregamento”, é possível definir e alterar critérios capazes de controlar o histórico de carregamento e o número de fases construtivas a serem analisadas. Em que é definido o número de dias que separam cada uma das etapas construtivas e a parcela do carregamento que atuará em cada fase (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022).

Para um melhor entendimento da Figura 3.13, torna-se necessário esclarecer alguns conceitos, por exemplo “fase construtiva” que é a etapa que a estrutura passa, ou seja, cada fase construtiva representa a estrutura construída até um determinado pavimento. Já o termo “parcela” se refere a uma porcentagem dos casos de carregamento que é aplicada a estrutura após uma determinada quantidade de fases construtivas. A expressão “fase” indica a fase de aplicação da carga, ou seja, o intervalo de fases construtivas em que uma parcela de carga será empregada na estrutura. O “número de dias” são os dias entre as fases, isto é, aponta a quantidade de dias entre a construção de cada fase construtiva. Por fim, o termo “final”, representa a fase considerada como o momento de aplicação das cargas após a construção do edifício (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022).

Já na aba “Curva E x Tempo”, Figura 3.14, é feita a definição da variação do módulo de elasticidade com o tempo. Os valores da curva em questão são determinados por uma porcentagem do módulo de elasticidade ou do f_{ck} final. É possível, ainda, escolher a opção para um módulo de elasticidade fixo (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022).

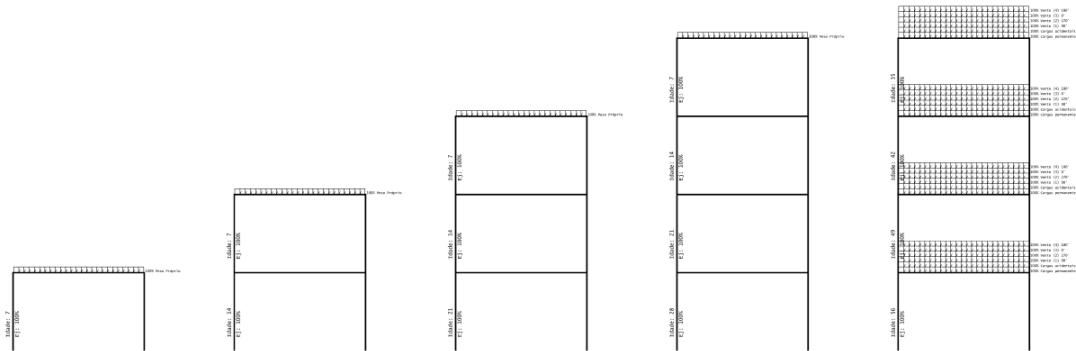
Figura 3.14 - Definição de parcelas e etapas de carga – Curva E x Tempo



Fonte: TQS (2022)

Após a conclusão da edição dos critérios de projeto é gerado, dentro da pasta "Espacial" do edifício, um desenho esquemático, Figura 3.15, que apresenta as várias fases construtivas pela qual a estrutura irá passar (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022).

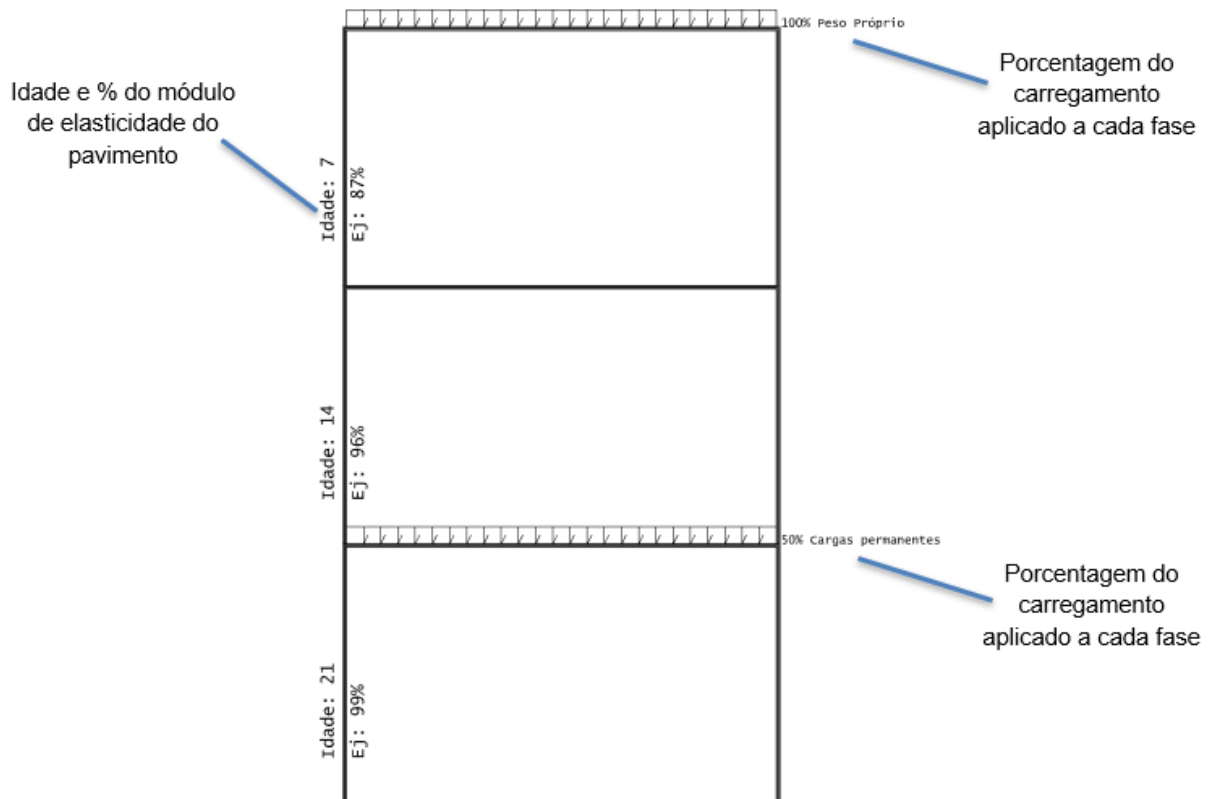
Figura 3.15 - Desenho esquemático das fases construtivas



Fonte: Autoras

Por meio do desenho esquemático, é possível identificar a idade e a porcentagem do módulo de elasticidade do pavimento, assim como os carregamentos aplicados e suas porcentagens a cada fase, como ilustrado na Figura 3.16.

Figura 3.16 - Desenho esquemático de uma fase construtiva



Fonte: Autoras

Ao final do processamento da edificação, existe a possibilidade de gerar um relatório em que é feita uma comparação entre os esforços atingidos no caso de número 1, "Todas permanentes e

acidentais dos pavimentos", e a primeira combinação com todos os casos de carga vertical. Como no caso número 1 o processamento não é feito com efeito incremental, resultando em um processamento linear, ao se comparar com a primeira combinação em que o edifício é processado com o efeito incremental, resulta em diferenças entre o processamento linear e um processamento com efeito incremental (Efeito Incremental, acesso em 14 de fevereiro de 2022). Nesta pesquisa, a comparação entre modelos processados com análise convencional e com efeito incremental de carga foi feita com base nos parâmetros de estabilidade e deslocamentos, sendo assim, não foram gerados os relatórios de esforços citados anteriormente.

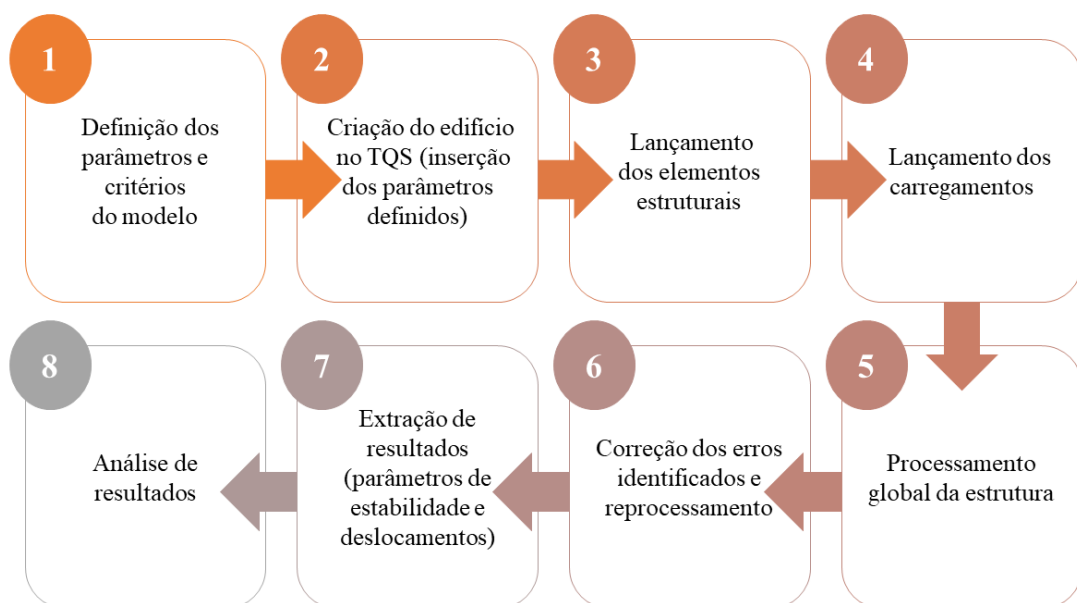
4. METODOLOGIA

O estudo e avaliação da influência da análise incremental construtiva na estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos foi feito por meio da criação de modelos em programa computacional e comparação de resultados relativos à estabilidade de edifícios de concreto.

A ferramenta empregada para a elaboração dos modelos e análise dos edifícios, como já mencionado, foi o *software* TQS, da TQS Informática LTDA, em sua versão 21 (V21). Tal programa foi adotado primordialmente devido à presença do recurso de análise incremental construtiva, somado ao fato de seu desenvolvimento ter sido fundamentado nas normas técnicas brasileiras de estruturas de concreto e de haver disponibilidade de licença educacional do programa, sem limitação de área construída ou número de pavimentos, para elaboração de pesquisas da Universidade Federal do Espírito Santo. Além disso, o *software* apresenta outras funcionalidades interessantes para o processamento, dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado e protendido.

A Figura 4.1 apresenta um esquema geral da sequência de trabalho utilizada para elaboração de cada um dos modelos propostos, exemplificando, assim, a metodologia empregada para condução desta pesquisa.

Figura 4.1 - Representação esquemática da sequência de trabalho



Fonte: Autoras

4.1 PARÂMETROS E CRITÉRIOS GERAIS DOS MODELOS

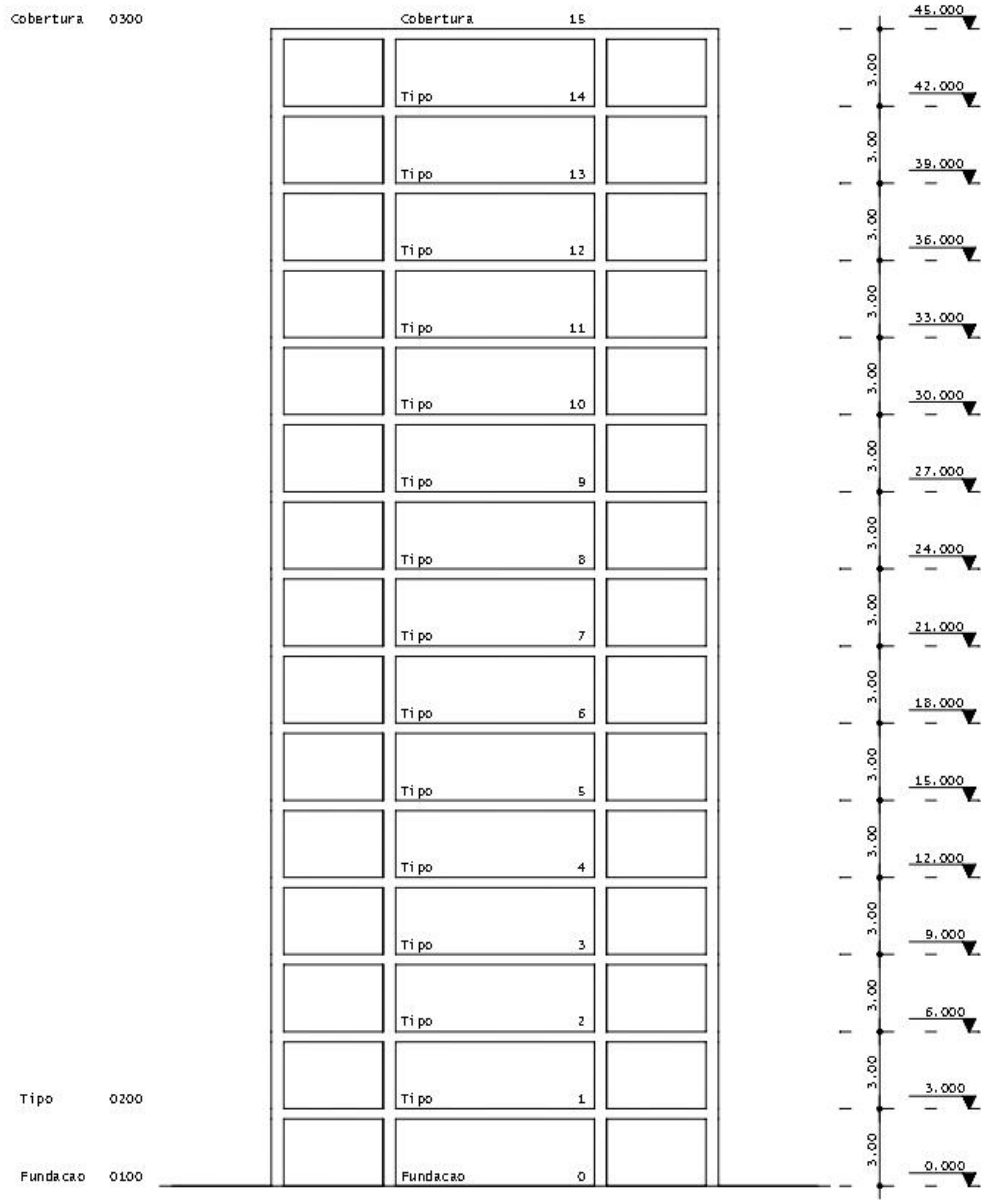
Os modelos desenvolvidos foram agrupados em 5 séries, as quais se diferenciam pelo número de pavimentos e forma do edifício. Cada uma das séries é composta por 3 modelos iguais do ponto de vista do lançamento estrutural, porém distinguindo-se pelo tipo de análise estrutural feita: análise incremental construtiva; análise convencional com consideração do efeito incremental construtivo por meio da utilização do multiplicador *Mulaxi* e análise convencional, mantendo desativado o fator *Mulaxi* e, conseqüentemente, desconsiderando o efeito incremental construtivo.

O subsistema vertical utilizado como principal estratégia para enrijecimento dos modelos foi o núcleo rígido, posicionado de forma a delimitar o espaço destinado aos elevadores. O tipo de laje empregado foi a laje lisa protendida, nos pavimentos tipo e cobertura, e laje maciça no pavimento térreo. Para todas as lajes foi mantida uma espessura de 20 cm.

Sabendo que o objetivo dessa pesquisa é verificar a influência do efeito incremental em edifícios de múltiplos pavimentos, que o lançamento de cabos de protensão implica em uma ampla definição de parâmetros – como o tipo de protensão e o dimensionamento dos cabos – e que tal análise pode ser feita sem esse lançamento, conforme mostrado por Guimarães (2018), a qual demonstrou em sua pesquisa que a escolha da distribuição de cabos a ser utilizada nas lajes não deve ter como razão primordial sua influência para a estabilidade global, os cabos de protensão não foram modelados no *software*.

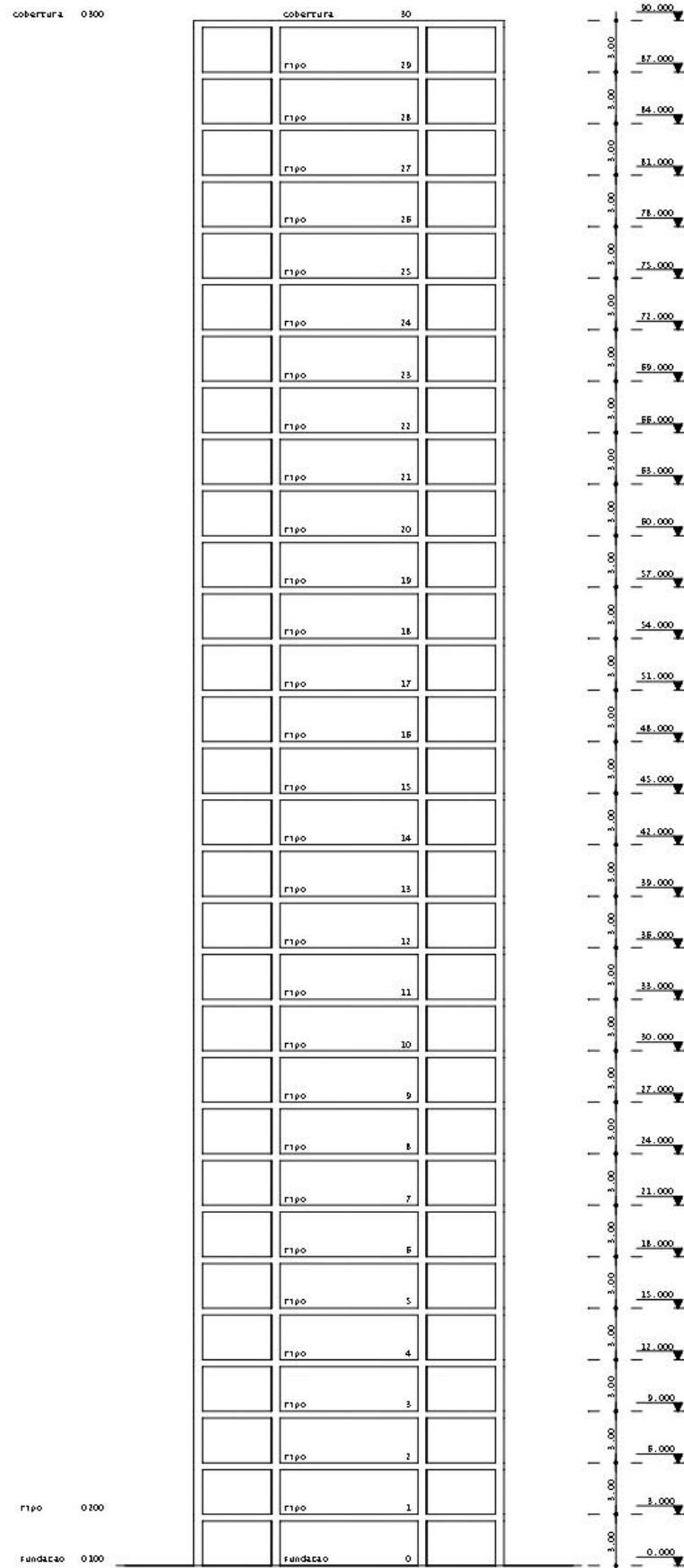
A quantidade de pavimentos adotada foi de 15 e 30, a depender da série, totalizando 3 séries (9 modelos) de 15 pavimentos e 2 séries (6 modelos) de 30 pavimentos. Para todos os edifícios foi estabelecida a seguinte divisão de pavimentos: térreo, pavimentos tipo e cobertura, sendo a quantidade de pavimentos tipo variável de acordo com o número total de pavimentos. Para todos os pavimentos assumiu-se o valor do pé direito igual a 3 metros, originando edifícios de 45 e 90 metros de altura, conforme exemplificam os cortes esquemáticos das Figura 4.2 e Figura 4.3 respectivamente.

Figura 4.2 - Corte esquemático para edifícios de 15 pavimentos (sem escala)



Fonte: Autoras

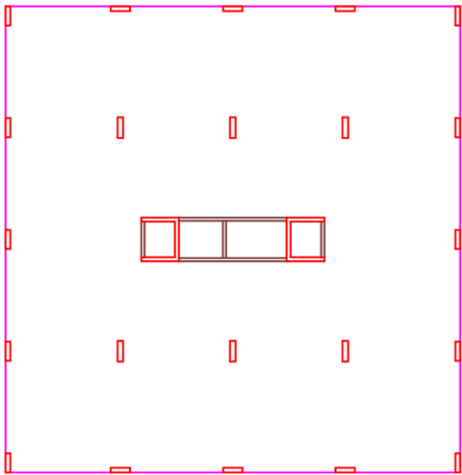
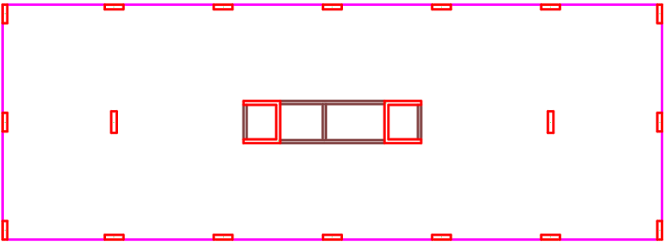
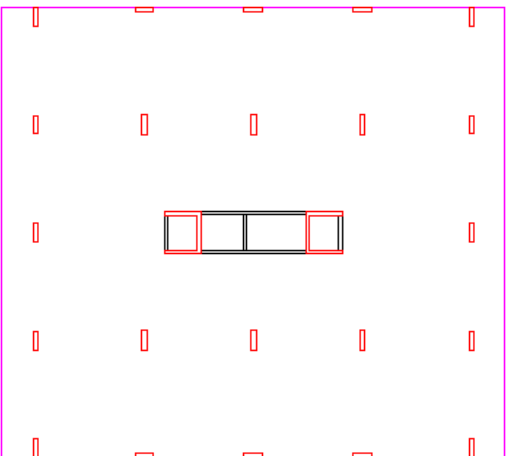
Figura 4.3 - Corte esquemático para edifícios de 30 pavimentos (sem escala)



Fonte: Autoras

O posicionamento dos elementos estruturais não foi feito com base em uma arquitetura fixa, com o intuito de evitar resultados vinculados a apenas uma configuração em planta. Alternativamente, optou-se por elaborar modelos com diferentes ordens de esbeltez e formatos. Para tanto, distribuíram-se os pilares mantendo um vão de 7 metros, tanto na direção horizontal (x) quanto na direção vertical (y), e foram definidos 3 padrões distintos para a forma do edifício, designados pelas siglas A, B e C, conforme mostrado no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Convenção de nomenclatura para forma do edifício

Sigla	Forma do edifício
A	
B	
C	

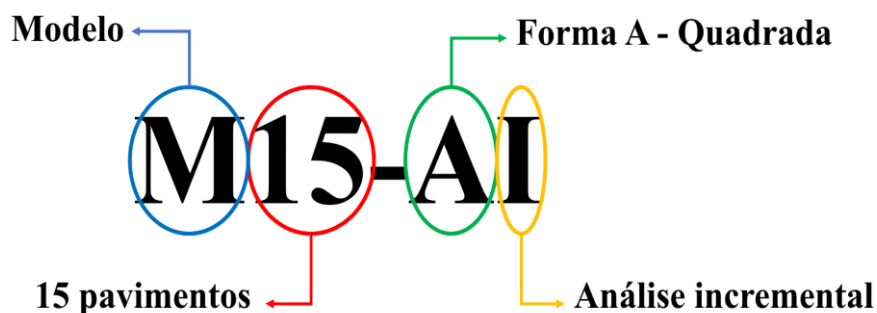
Fonte: Autoras

O padrão A trata-se de um edifício cujo comprimento e largura em planta valem 28,3 e 29,2 metros, respectivamente, aproximando-se de um formato quadrado. O padrão B foi criado a partir do A, retirando-se a fileira horizontal de pilares inferior e superior e adicionando duas novas fileiras verticais de pilares, uma à esquerda e outra à direita. Desse modo, os edifícios com padrão B são mais esbeltos e possuem dimensões 42,3 x 15,2 metros em planta. O padrão C também foi gerado com base nos modelos A, por meio da adição de lajes em balanço de 2 metros à esquerda e à direita do edifício, possuindo dimensões totais de 32,3 x 29,20 metros.

A caixa de escada e dos elevadores foram inseridos nos modelos e reposicionados até que tivessem uma configuração favorável do ponto de vista da estabilidade. Para definição das dimensões internas do núcleo rígido adotou-se um valor de caixa de elevador padrão.

A fim de facilitar a identificação dos edifícios, instituiu-se uma nomenclatura baseada em parâmetros iniciais utilizados durante sua concepção. Nesta pesquisa a designação de cada edifício se dá pela letra “M”, indicando modelo, seguida pelo número de pavimentos (15 ou 30), a forma do edifício (A - quadrada, B - retangular ou C - com balanço) e, por fim, o tipo de análise feito, no qual a letra I representa a análise incremental, a letra C corresponde à análise convencional com consideração do efeito incremental por meio do fator Mulaxi e a letra S indica a análise convencional sem a consideração do efeito incremental. A Figura 4.4 apresenta um exemplo da interpretação da nomenclatura de um dos modelos e o Quadro 4.2 um resumo das séries de modelos criadas e suas respectivas características.

Figura 4.4 - Nomenclatura adotada para modelos



Fonte: Autoras

Quadro 4.2 - Descrição das séries de modelos (continua)

Série de modelos	Modelo	Número de pavimentos	Forma do edifício	Tipo de análise
M15-A	M15-AI	15	A - Quadrada	Incremental
	M15-AC	15	A - Quadrada	Convencional, com consideração do efeito incremental por meio do fator Mulaxi
	M15-AS	15	A - Quadrada	Convencional, sem consideração do efeito incremental
M15-B	M15-BI	15	B - Retangular	Incremental
	M15-BC	15	B - Retangular	Convencional, com consideração do efeito incremental por meio do fator Mulaxi
	M15-BS	15	B - Retangular	Convencional, sem consideração do efeito incremental
M15-C	M15-CI	15	C - Com balanço	Incremental
	M15-CC	15	C - Com balanço	Convencional, com consideração do efeito incremental por meio do fator Mulaxi
	M15-CS	15	C - Com balanço	Convencional, sem consideração do efeito incremental
M30-A	M30-AI	30	A - Quadrada	Incremental
	M30-AC	30	A - Quadrada	Convencional, com consideração do efeito incremental por meio do fator Mulaxi
	M30-AS	30	A - Quadrada	Convencional, sem consideração do efeito incremental

Quadro 4.2 - Descrição das séries de modelos (continuação)

Série de modelos	Modelo	Número de pavimentos	Forma do edifício	Tipo de análise
M30-B	M30-BI	30	B - Retangular	Incremental
	M30-BC	30	B - Retangular	Convencional, com consideração do efeito incremental por meio do fator M_{ulaxi}
	M30-BS	30	B - Retangular	Convencional, sem consideração do efeito incremental

Fonte: Autoras

Em relação à localização dos edifícios, definiu-se que todos estariam situados na cidade de Vitória - ES, Brasil, o que enquadra o ambiente como urbano. De acordo com a Tabela 6.1 da NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto, para ambientes urbanos a classe de agressividade ambiental é II, a qual equivale a uma agressividade moderada e um pequeno risco de deterioração da estrutura. Já a tabela 7.1 desta mesma norma, apresenta uma correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto. Para classe de agressividade II o f_{ck} deve ser ≥ 25 MPa para CA, concreto armado, e $f_{ck} \geq 30$ MPa para CP, concreto protendido. Além disso, a fim de tornar possível o dimensionamento dos pilares sem ter que aumentar suas dimensões, nos edifícios de 30 pavimentos considerou-se um aumento do f_{ck} dos pilares para 40 MPa. Portanto, foram adotados os valores de f_{ck} conforme apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resistência característica do concreto à compressão

Elemento estrutural	f_{ck} para edifícios de 15 pav. (MPa)	f_{ck} para edifícios de 30 pav (MPa)
Vigas	30	30
Lajes	30	30
Pilares	30	40

Fonte: Autoras

Os cobrimentos nominais dos elementos estruturais foram definidos de acordo com a Tabela 7.2 da NBR 6118:2014 e encontram-se na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Cobrimento nominal dos elementos estruturais

Tipo de estrutura	Elemento	Cobrimento nominal (cm)
Concreto armado	Viga	3,0
	Pilar	3,0
	Laje	2,5
Concreto protendido	Laje	3,0

Fonte: Autoras

Ainda conforme a NBR 6118:2014 os coeficientes de não-linearidade física adotados foram:

- a) Vigas: 0,4 EI;
- b) Lajes: 0,3 EI;
- c) Pilares e pilares parede: 0,8 EI.

Em que EI é a rigidez dos elementos estruturais.

Exceto para o cálculo do parâmetro α , em que o coeficiente de não-linearidade física que multiplica a rigidez dos elementos estruturais foi 1, conforme explicado em 2.6.1.

Sabendo que a fissuração de vigas e lajes protendidas é menor se comparada à fissuração de um elemento de concreto armado, Passos *et al.* (2016) destaca que seria proveitoso estudar a possibilidade de utilizar coeficientes de redução com valores maiores dos que constam na NBR 6118:2014, passando de 0,3 para 0,7 o coeficiente de não-linearidade física para as lajes, quando esta for protendida compor o sistema de contraventamento global da estrutura. Porém, foi mantido o valor indicado por norma, nesta pesquisa.

Para a determinação das cargas de vento os parâmetros considerados, segundo a NBR 6123:1988, foram:

- a) Velocidade básica do vento: 32 m/s;
- b) Fator topográfico do terreno (S1): 1,0;
- c) Categoria de rugosidade (S2): IV – Terreno com obstáculos numerosos e pouco espaçados;

- d) Classe da edificação (S2): B – maior dimensão horizontal e vertical entre 20 e 30 m, para edifícios de 15 pavimentos, e C – maior dimensão horizontal e vertical > 50 m, para edifícios de 30 pavimentos;
- e) Fator estatístico (S3): 1,00 - Edificações em geral;
- f) Coeficiente de arrasto: os valores calculados para o coeficiente de arrasto utilizando o âbaco para ventos de baixa turbulência, retirado da NBR 6123:1988, estão apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Coeficiente de arrasto para cada série de modelos

Ângulo de incidência	Série de modelos				
	M15-A	M15-B	M15-C	M30-A	M30-B
90	1,20	1,32	1,21	1,32	1,41
270	1,20	1,32	1,21	1,32	1,41
0	1,21	1,49	1,17	1,33	0,92
180	1,21	1,49	1,17	1,33	0,92

Fonte: Autoras

O carregamento permanente e acidental distribuído por área utilizado é mostrado na Tabela 4.4. Optou-se por adotar as cargas alfanuméricas já cadastradas no *software* TQS, as quais possuíam valores coerentes em relação ao recomendado pela NBR 6120:2019. As cargas permanentes representam revestimentos de piso para os pavimentos térreo e tipo e referem-se à impermeabilização no pavimento cobertura.

Tabela 4.4 - Carregamento distribuído por área

Pavimento	Título da carga alfanumérica no TQS	Carga permanente (tf/m ²)	Carga acidental (tf/m ²)
Térreo	GARAGEM1	0,1	0,4
Tipo	APART1	0,1	0,15
Cobertura	COBERT1	0,15	0,1

Fonte: Autoras

Em virtude de o layout arquitetônico interno não ser fixo, considerou-se nos pavimentos térreo e tipo uma carga distribuída adicional de 0,1 tf/m² para possíveis paredes internas com

posicionamento ainda não definido. Para a alvenaria da caixa de escada utilizou-se blocos de concreto com espessura de 14 cm e carga distribuída linear de 0,26 tf/m. Já nas paredes externas foi usado alvenaria de tijolo furado com espessura de 15cm e carga distribuída linear de 0,18 tf/m. Para o lançamento das cargas de alvenaria tanto externas quanto do entorno das escadas foram adotadas as cargas alfanuméricas padrão do software utilizado, inserindo a altura da parede correspondente, como exemplifica a Figura 4.5.

Figura 4.5 - Definição do carregamento de alvenaria

Fonte: TQS (2022)

Como artifício para lançamento simplificado das cargas das escadas e elevadores foram feitas lajes nos locais dos vãos desses elementos, nas quais o carregamento foi aplicado. Para as escadas utilizou-se uma carga permanente de 0,4 tf/m² e acidental de 0,3 tf/m². Para os elevadores foi considerada a carga alfanumérica denominada “CASAMAQ” no TQS, a qual corresponde a uma carga permanente de 0,5 tf/m² e acidental de 0,1 tf/m².

4.2 PARÂMETROS DA ANÁLISE INCREMENTAL

Para efetuar a análise incremental foi estabelecido inicialmente que cada fase construtiva teria duração de 7 dias e que o número de pavimentos construídos ao mesmo tempo seria igual a 1, ou seja, a cada 7 dias um pavimento é construído. Por se tratar de uma análise incremental a aplicação das ações no modelo acompanha a construção, não sendo aplicada concomitantemente. Dessa maneira, a inserção das cargas foi feita conforme o histórico de carregamento exposto na Tabela 4.5, o qual mostra a porcentagem de carga e a fase em que ela começa a ser aplicada, sendo a fase 0 correspondente à construção do 1º pavimento.

Nos modelos analisados por meio da análise incremental o peso próprio foi totalmente aplicado junto ao lançamento de cada pavimento, o que explica uma parcela de 100% da carga aplicada na fase 0.

Tabela 4.5 - Histórico de carregamentos para análise incremental

Caso de carregamento	Parcela (%)	Fase
Peso próprio	100	0
	0	Final
Cargas permanentes	0	0
	60	4
	40	6
	0	Final
Cargas acidentais	0	0
	100	Final
Vento 90°	0	0
	100	Final
Vento 270°	0	0
	100	Final
Vento 0°	0	0
	100	Final
Vento 180°	0	0
	100	Final

Fonte: Autoras

Após a concretagem de um pavimento, para que este possua resistência suficiente para suportar integralmente à inclusão de novo carregamento permanente, considerando que o cimento utilizado para a produção do concreto não possui alta resistência inicial, em geral são necessários 28 dias. Como cada fase construtiva teve sua duração delimitada em 7 dias, o concreto precisa de 4 fases para adquirir tal resistência. Por essa razão, assumiu-se o início da introdução de cargas permanentes a partir da fase 4, sendo 60% do carregamento permanente

relativo às cargas de alvenaria. Já a aplicação do revestimento teve seu início considerado 2 fases após o começo da construção das alvenarias, com parcela de 40% das cargas permanentes.

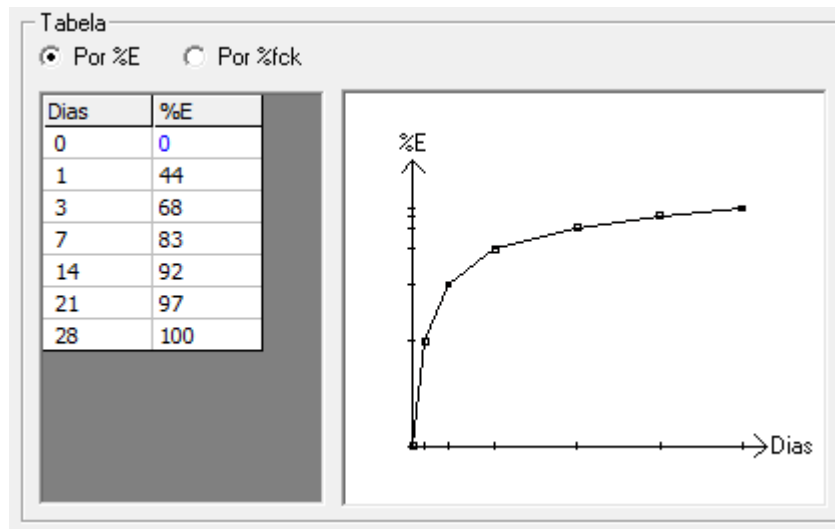
Por outro lado, nesta pesquisa as cargas acidentais e de vento foram aplicadas apenas ao final da construção. As cargas acidentais estão ligadas ao uso e ocupação da estrutura, referindo-se, por exemplo, ao peso das pessoas e mobiliário, logo, atuam somente após a estrutura pronta. Já as cargas de vento, apesar de atuarem desde o início da construção, possuem valores que dependem da altura da edificação, a qual, por sua vez, também é variável na análise incremental. De acordo com Kripka (1990) para que o carregamento de vento pudesse ser adequadamente levado em consideração na análise incremental seu valor deveria ser recalculado a cada etapa, procedimento que traria certo grau de incerteza e um trabalho adicional para o projetista. Este autor afirma, ainda, que a probabilidade de as forças de vento serem muito significativas durante a etapa de construção é baixa, de forma que a aplicação do vento com o edifício pronto é um procedimento coerente.

A NBR 6123:1988 - Forças devido ao vento em edificações, define a velocidade básica do vento como a velocidade de uma rajada de 3 segundos, a qual pode ser excedida em média uma vez a cada 50 anos, assim, o fato de a força de vento ser calculada a partir dessa velocidade justifica a probabilidade reduzida. Ademais, essa norma recomenda uma diminuição de 17% do fator estatístico S_3 para edifícios parcialmente construídos, o que implica em uma diminuição de 31,1% no valor da pressão dinâmica e, conseqüentemente, da força de vento, fato que ressalta a menor influência desse tipo de carga na fase de construção.

No Anexo A dessa pesquisa podem ser encontradas representações esquemáticas para a distribuição do carregamento aplicado em cada etapa de construção, tanto para os edifícios de 15 pavimentos, quanto para os de 30 pavimentos.

Por considerar o histórico de construção do edifício, para análise incremental foram empregados valores do módulo de elasticidade variáveis com o tempo. A Figura 4.6 retrata a porcentagem do módulo de elasticidade para 0, 1, 3, 7, 14, 21 e 28 dias e sua respectiva curva de incremento percentual ao longo do tempo. Cabe, ainda, ressaltar que, neste trabalho, o efeito do escoramento na análise incremental foi desconsiderado, visto que essa opção ainda não foi implementada no *software* adotado.

Figura 4.6 - Curva %E x t



4.3 PARÂMETROS DO PROGRAMA COMPUTACIONAL TQS

Conforme detalhado no item 3.3 desta pesquisa, o recurso de análise incremental no TQS só opera quando o modelo estrutural selecionado para o edifício é o VI - modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizado conforme critérios. Por essa razão este foi o modelo adotado para todos os edifícios criados. Com a utilização do modelo VI a edificação será constituída por elementos que simulam as vigas, lajes e pilares da estrutura e esses 3 tipos de elementos serão responsáveis por resistir aos esforços horizontais e verticais. Essa característica difere dos outros modelos disponíveis, nos quais não se considera a absorção de parte dos esforços horizontais de vento pelas lajes. No software o modelo estrutural é definido na aba de edição do edifício, conforme ilustra a Figura 3.10, mostrada no item 3.3.2.

Segundo a NBR 6118:2014 para que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para uma estrutura, os carregamentos devem ser definidos por meio da combinação de ações que, durante um certo período estabelecido, têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente. Por isso, para a análise dos modelos, o TQS utiliza uma série de combinações como padrão. Os Quadro 4.3 e Quadro 4.4 mostram, respectivamente, as combinações para o estado limite último e estado limite de serviço que foram utilizadas neste trabalho.

Quadro 4.3 - Casos de combinações ELU

Número	Título
14	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
15	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
16	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
17	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
18	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT1
19	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT2
20	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT3
21	ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.5ACID+VENT4

Fonte: Autoras

Quadro 4.4 - Casos de combinações ELS

Número	Título
14	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.4ACID
15	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT1
16	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT2
17	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT3
18	ELS/CFREQ/PP+PERM+0.3ACID+0.3VENT4
19	ELS/CQPERM/PP+PERM+0.3ACID
28	ELS - Verificações de estado limite de serviço

Fonte: Autoras

Em que:

ACID = Cargas acidentais;

ACIDCOMB = Todas as acidentais combinadas;

PERM = Cargas permanentes;

VENT1 = Vento 90°;

VENT2 = Vento 270°;

VENT3 = Vento 0°;

VENT4 = Vento 180°;

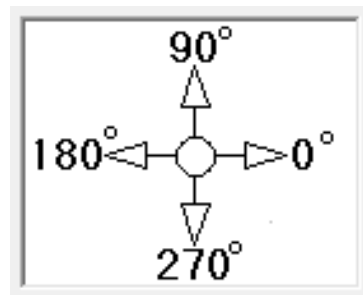
PP = Peso próprio;

CFREQ = Combinações frequentes;

CQPERM = Combinações quase permanentes.

A convenção para o ângulo de incidência do vento adotada pelo software é apresentada na Figura 4.7.

Figura 4.7 - Ângulo de incidência do vento



Fonte: TQS (2022)

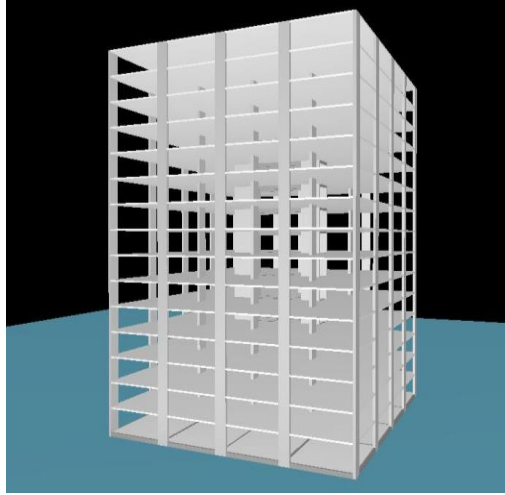
As demais combinações não inseridas na tabela referem-se a casos com vigas de transição, verificações em situação de incêndio e combinações para cálculo da fluência. Por essa razão, tais combinações não foram consideradas nesta pesquisa.

4.4 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M15-A

Os modelos da série M15-A, foram utilizados como base para criação dos modelos das demais séries. A estrutura foi processada e ajustada até que os parâmetros de estabilidade γ_z e FAV_t tivessem seus valores menores que 1,3 e que todos os pilares e vigas pudessem ser dimensionados. Portanto, as dimensões dos elementos estruturais dos edifícios dessa série são utilizadas como referência para comparação com os outros modelos.

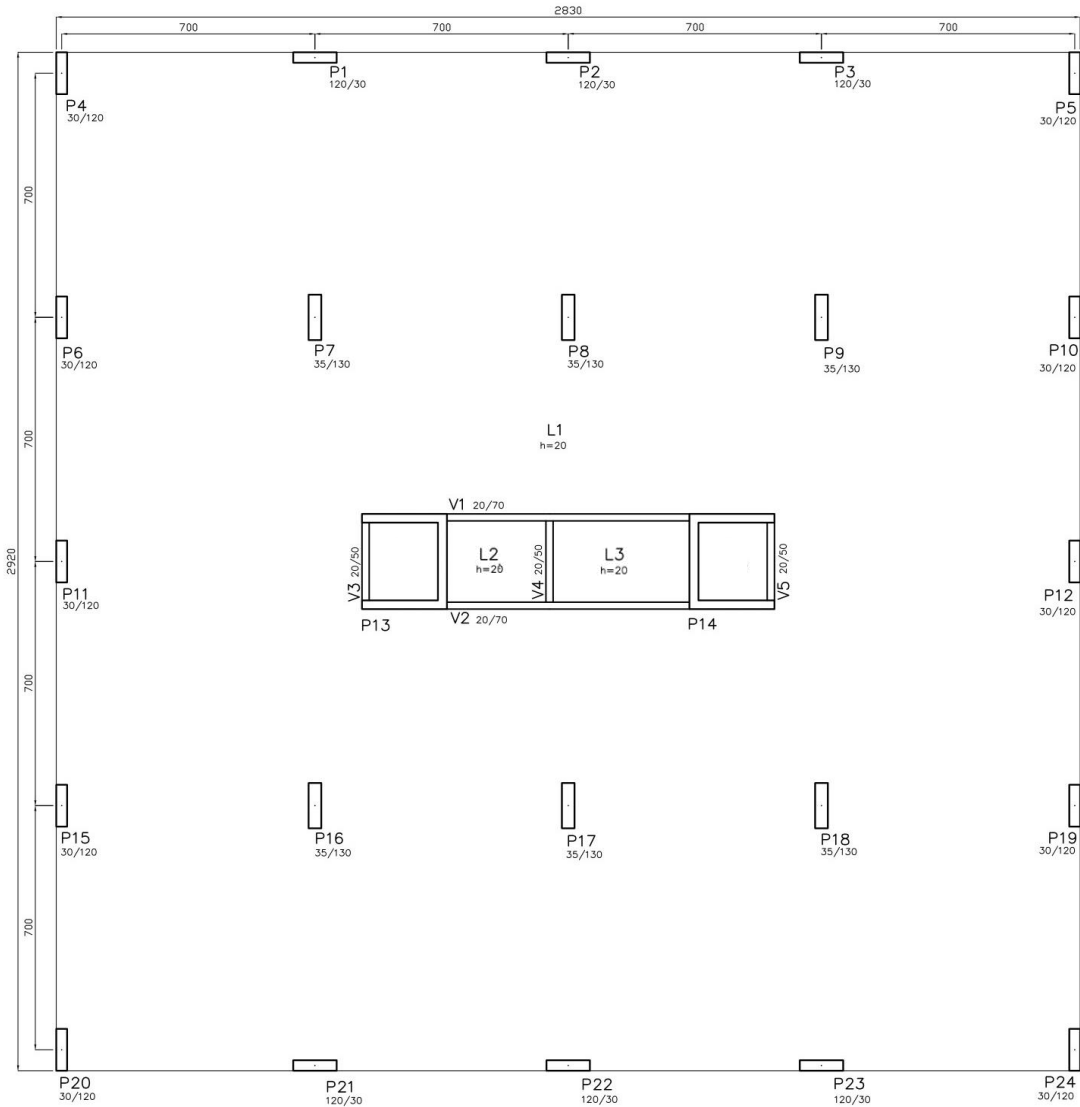
A Figura 4.8 ilustra a visualização 3D dos edifícios da série em questão, enquanto a Figura 4.9 retrata a planta de formas do pavimento tipo.

Figura 4.8 - Perspectiva 3D para modelos da série M15-A



Fonte: Autoras

Figura 4.9 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M15-A



Fonte: Autoras

Os núcleos rígidos lançados possuem formato U e dimensões como indicado na Figura 4.10. Os pilares apresentam seção conforme planta de forma.

Figura 4.10 - Dimensões do núcleo rígido da série M15-A

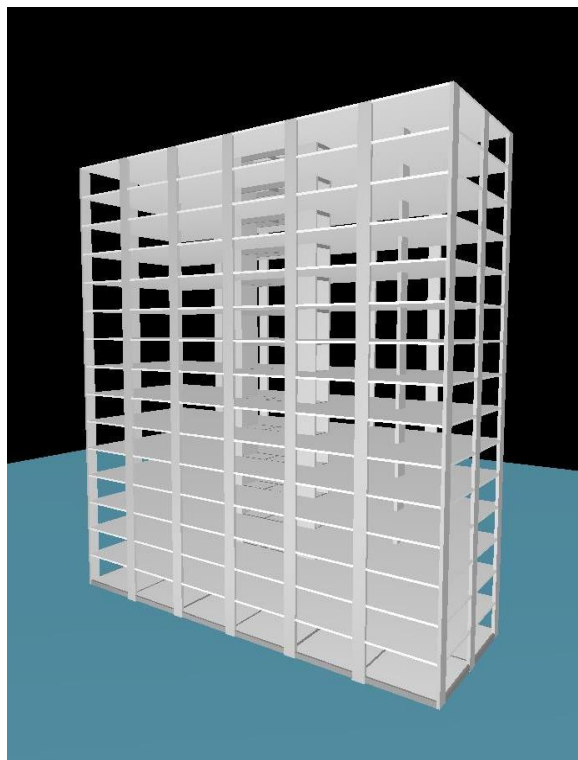
Retangular	Em L	Em U	Circular	Poligonal	Perfil
B1	<input type="text" value="273"/>				
H1	<input type="text" value="235"/>				
B2	<input type="text" value="25"/>				

Fonte: Autoras

4.5 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M15-B

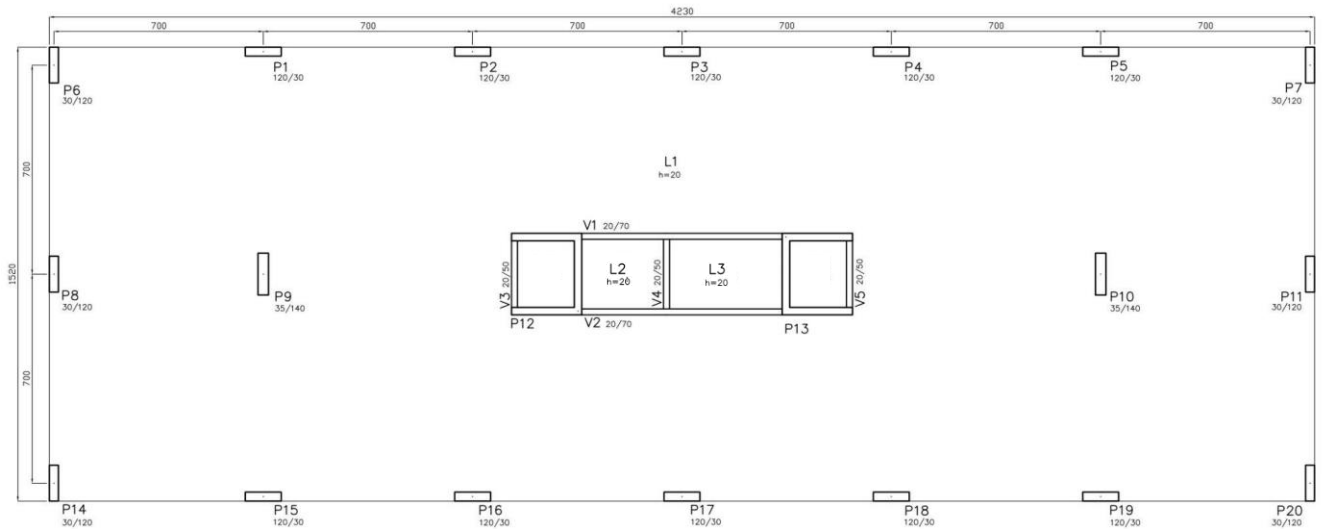
A série M15-B é constituída por modelos cuja perspectiva 3D é apresentada na Figura 4.11 e a planta de formas do pavimento tipo é mostrada na Figura 4.12.

Figura 4.11 - Perspectiva 3D para modelos da série M15-B



Fonte: Autoras

Figura 4.12 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M15-B



Fonte: Autoras

Após alterar o modelo estrutural com a finalidade de mudar a forma do edifício de A (quadrada) para B (retangular), foi realizado novo processamento global da estrutura, mantendo as dimensões de pilares e vigas utilizadas na série M15-A. Esse processamento resultou em elementos estruturais sem dimensionamento e, por consequência, o modelo precisou de ajustes.

Os esforços estimados devido à imperfeição geométrica global foram maiores que 30% dos esforços gerados pelo vento. Desse modo, os coeficientes de arrasto dos casos de vento nas direções 0° e 180° , inicialmente calculados como 0,840, foram substituídos pelo valor de 1,149, sugerido no relatório de estabilidade global gerado pelo programa, como mostra a Figura 4.13. Tal valor refere-se à uma combinação do vento e do desaprumo, de acordo com a NBR 6118:2014.

Figura 4.13 - Trecho do relatório de estabilidade global para M15-B

Caso Número do caso de carregamento de vento
 CA_{Tu} Coeficiente de arrasto definido nos dados do edifício
 CA_{Su} Coeficiente sugerido p/que o vento simule carregamento de desaprumo
 Título Título do carregamento
 Obs Observações (A/B/C..).

Caso	CA _{Tu}	CA _{Su}	Título	Obs
7	0.840	1.149	Vento (3) 0°	H
8	0.840	1.149	Vento (4) 180°	H

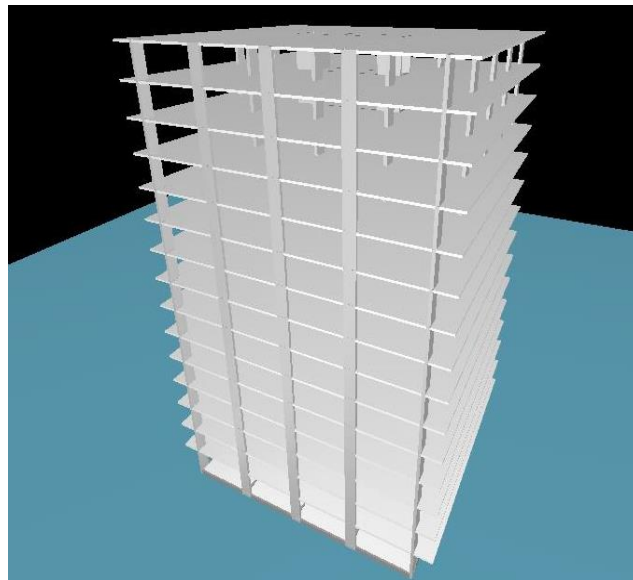
Fonte: Autoras

Os pilares de canto e extremidade mantiveram as mesmas dimensões, no entanto, os pilares intermediários tiveram suas seções aumentadas para 35x140 cm para o seu correto dimensionamento.

4.6 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M15-C

A série M15-C foi produzida duplicando o modelo M15-A e adicionando um balanço de 2 metros nas extremidades horizontais dos pavimentos tipo e cobertura, como mostra a representação 3D exibida na Figura 4.14.

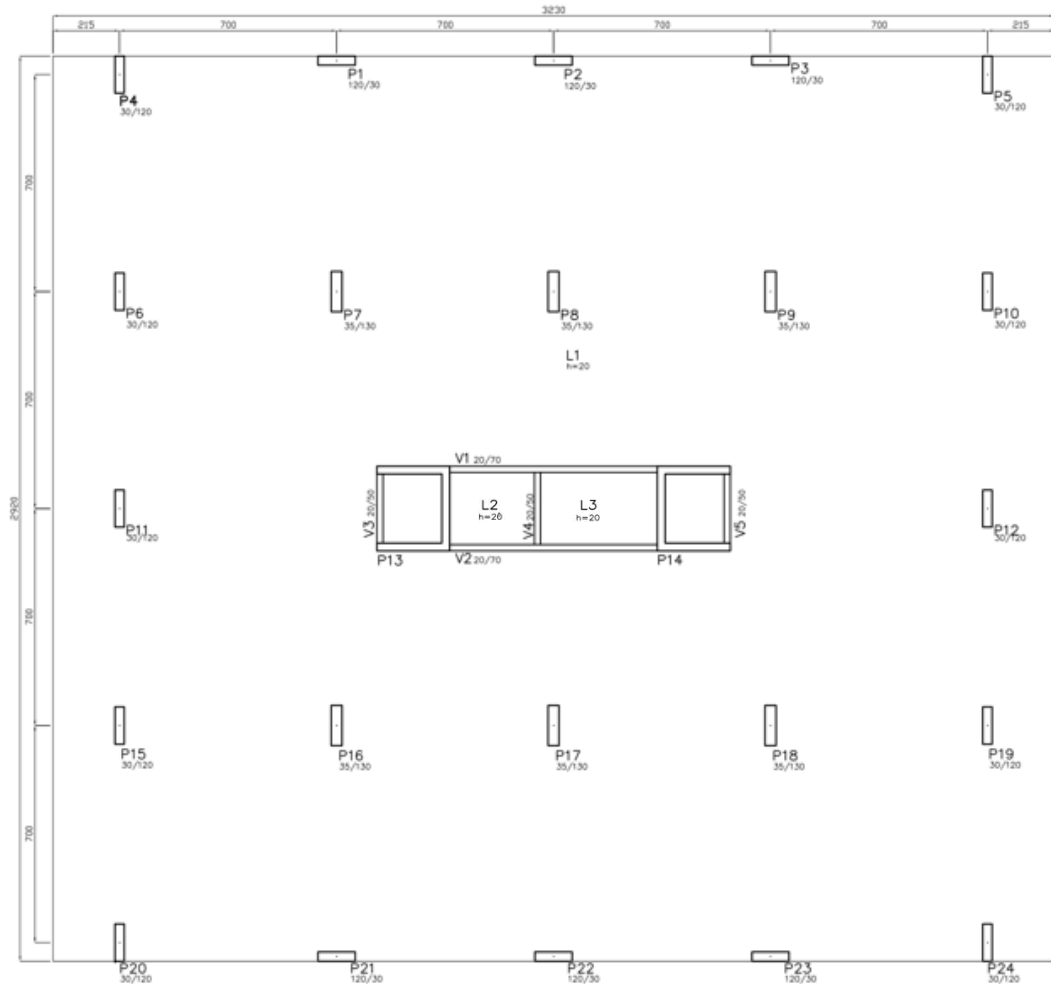
Figura 4.14 - Perspectiva 3D para modelos da série M15-C



Fonte: Autoras

Como já mencionado, esta série foi modelada utilizando como base o modelo M15-A, em que a alteração na forma do edifício de A (quadrada) para C (com balanço), não necessitou de ajustes nas dimensões dos pilares e vigas para estabilizar o edifício, o que é demonstrado pela planta de formas do pavimento tipo exposta na Figura 4.15.

Figura 4.15 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M15-C

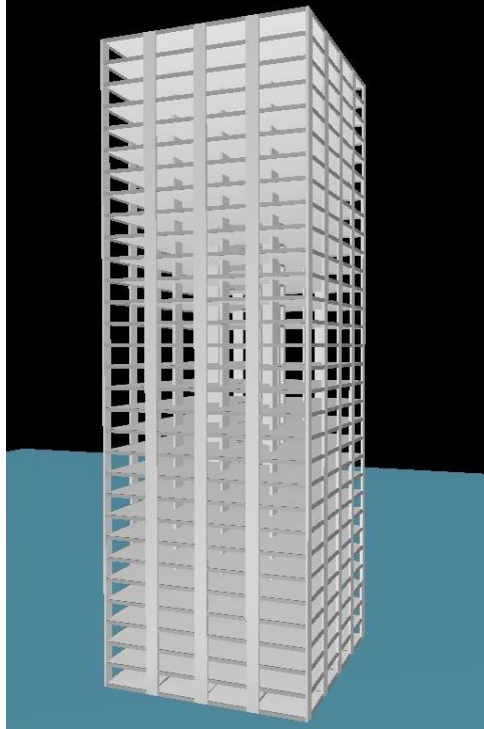


Fonte: Autoras

4.7 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M30-A

A série M30-A foi criada pela duplicação dos modelos da série M15-A e modificação do número de pavimentos tipo de 14 para 29, conforme se visualiza na Figura 4.16. Ao dobrar o número total de pavimentos e reprocessar a estrutura com a mesma configuração dos elementos estruturais da série M15-A, a estabilidade global do edifício foi visivelmente prejudicada, o que foi evidenciado pelos parâmetros de estabilidade γ_z e FAV_t com valores muito acima de 1,3. Assim sendo, foi preciso tomar outras medidas para estabilização do edifício.

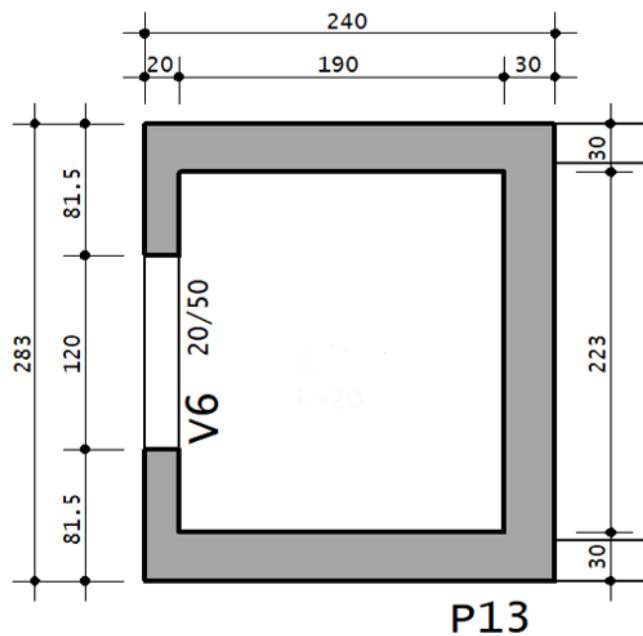
Figura 4.16 - Perspectiva 3D para modelos da série M30-A



Fonte: Autoras

O núcleo rígido teve seu formato alterado e foi enrijecido por meio da criação de “dentes de concreto”, porém o espaço destinado a caixa do elevador foi mantido. As novas dimensões do núcleo rígido são ilustradas pela Figura 4.17.

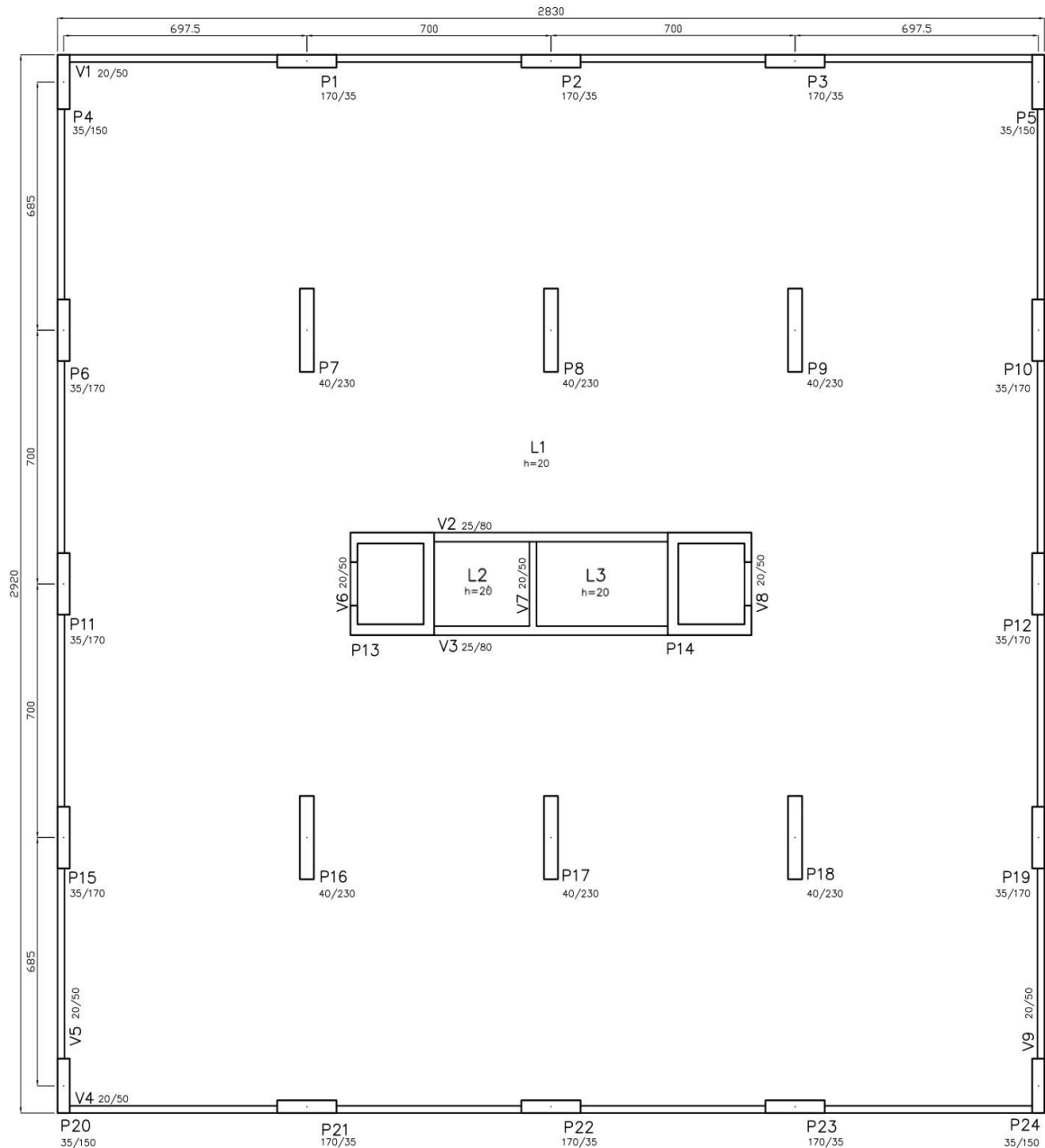
Figura 4.17 - Dimensões do núcleo rígido da série M30-A



Fonte: Autoras

A este subsistema vertical foram associados pilares parede, com dimensões conforme planta de formas do pavimento tipo exibida na Figura 4.18. Também foram adicionadas aos pavimentos vigas de borda de 20x50 cm. Além disso, houve um aumento do f_{ck} dos pilares, de 30 MPa para 40 MPa.

Figura 4.18 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M30-A



Fonte: Autoras

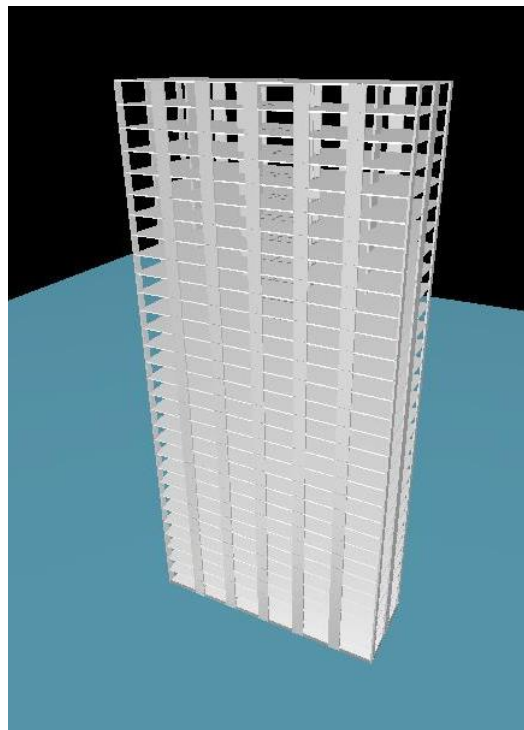
Outra modificação efetuada foi o aumento da seção transversal das vigas V2 e V3 de 20x70 cm para 25x80 cm, visando corrigir os problemas de dimensionamento das vigas. Tais vigas localizam-se no entorno da caixa de escada do pavimento tipo, formando um pórtico rígido com

os núcleos de elevador, e equivalem às vigas V1 e V2 neste mesmo pavimento dos edifícios M15-A.

4.8 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DA SÉRIE M30-B

A série M30-B foi criada após duplicar os modelos da série M15-B e ser alterado o número de pavimentos tipo de 14 para 29, conforme apresenta a Figura 4.19. Ao multiplicar o número total de pavimentos por 2 e realizar um novo processamento da estrutura, o edifício não se mostrou estável, com os parâmetros de estabilidade γ_z e FAV_t com valores acima de 1,3. Portanto, foi necessário buscar outros métodos para estabilização do edifício.

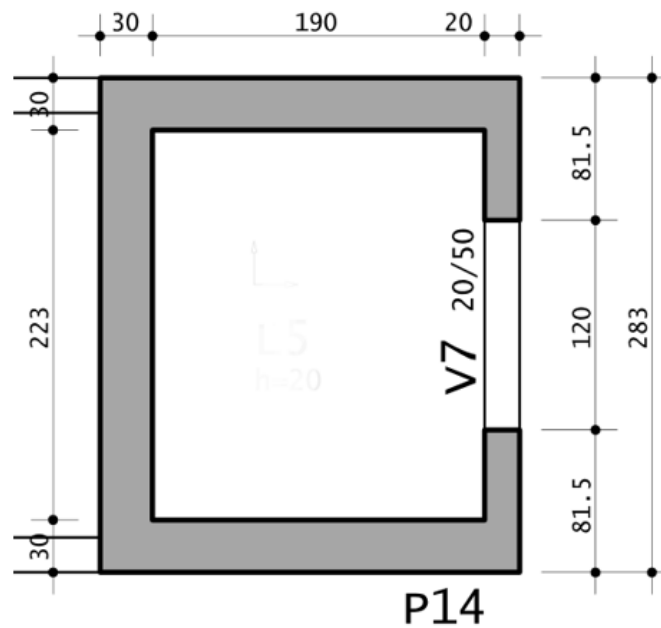
Figura 4.19 - Perspectiva 3D para modelos da série M30-B



Fonte: Autoras

O primeiro método utilizado, assim como no modelo M30-A, foi a alteração nas dimensões do núcleo rígido, Figura 4.20, o qual também foi enrijecido por meio da criação de “dentes de concreto” e manteve o espaço destinado a caixa do elevador.

Figura 4.20 - Dimensões do núcleo rígido da série M30-B



Fonte: Autoras

As modificações na seção transversal dos núcleos rígidos não se mostraram suficientes para estabilizar o edifício, sendo assim, alguns pilares tiveram suas seções aumentadas, como mostra a Tabela 4.6.

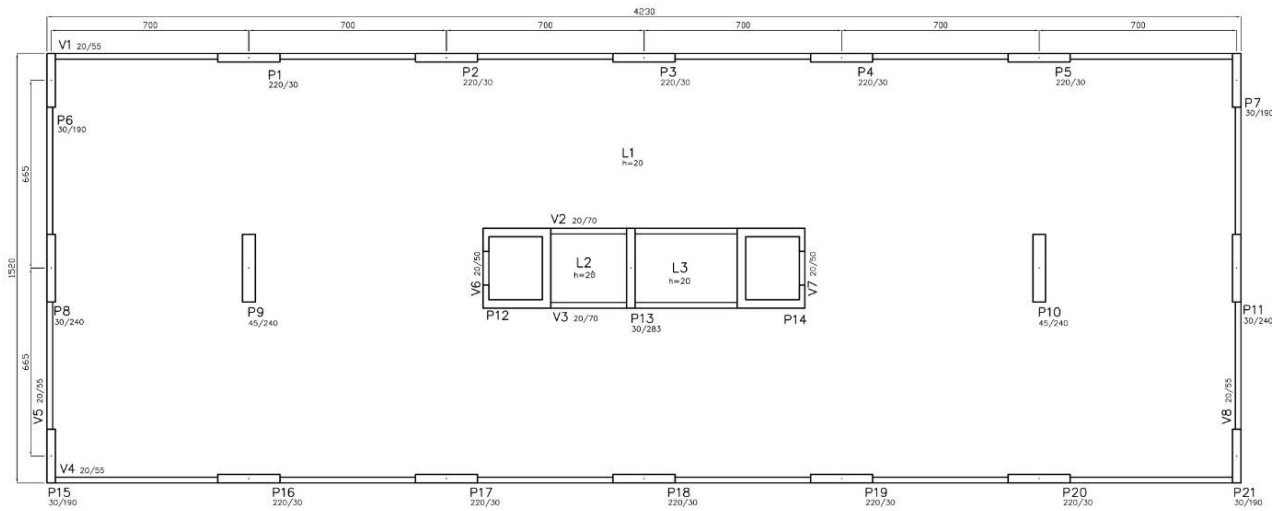
Tabela 4.6 – Comparação entre seção transversal dos pilares modelo M15-B e M30-B

Pilares	Seção transversal	
	M15-B (cm)	M30-B (cm)
P1, P2, P3, P4, P5, P16, P17, P18, P19, P20	210 x 30	220 x 30
P6, P7, P15, P21	30 x 120	30 x 190
P8, P11	30 x 230	30 x 240
P9, P10	35 x 230	45 x 240

Fonte: Autoras

Houve um acréscimo de um pilar de dimensão 30 x 283 cm no meio da caixa de escada, onde antes existia uma viga V4, no modelo M15-B. Também foram adicionadas aos pavimentos tipo e cobertura vigas de borda de 20x55 cm. Todas as alterações realizadas podem ser observadas na planta de forma, Figura 4.21.

Figura 4.21 - Planta de formas do pavimento tipo para modelos da série M30-B



Fonte: Autoras

Por fim, para esse modelo f_{ck} dos pilares foi aumentado de 30 MPa para 40 MPa, conforme explicado no item 4.1.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados relativos aos parâmetros de estabilidade e deslocamentos obtidos por meio das análises das 5 séries de edifícios modelados.

5.1 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE

Após o processamento global dos modelos propostos, a ferramenta computacional utilizada gera um relatório de estabilidade global, no qual é possível a visualização dos parâmetros de estabilidade obtidos para diferentes casos de combinação no ELU. Deste relatório foram extraídos e registrados os valores dos coeficientes FAV_t e α referentes a todas as séries de modelos e correspondentes aos casos de combinação cuja numeração foi especificada na metodologia desta pesquisa. Para cada série destacou-se a diferença percentual entre o valor do parâmetro determinado por meio da análise incremental e por meio da análise convencional, a qual não considera o efeito incremental construtivo, aqui representadas pelas letras I e S, respectivamente.

Os valores do parâmetro de estabilidade γ_z não foram extraídos e registrados. Conforme explicado no item 2.6.3, o sistema TQS adota o valor mais desfavorável entre o γ_z e o FAV_t , sendo que, para essa pesquisa, os valores de FAV_t considerados foram sempre maiores ou iguais aos de γ_z . Ao considerar os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais, adotou-se o coeficiente FAV_t como majorador de esforços.

As Tabela 5.1, Tabela 5.2, Tabela 5.3, Tabela 5.4 e Tabela 5.5 exibem, nessa ordem, os valores de FAV_t para os modelos das séries M15-A, M15-B, M15-C, M30-A e M30-B.

Tabela 5.1 - Valores de FAV_t para modelos da série M15-A

Caso de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do coeficiente FAV_t			Diferença percentual entre M15-AI e M15-AS
		M15-AI	M15-AC	M15-AS	
14	90	1,157	1,157	1,157	0,00%
15	270	1,181	1,192	1,193	1,01%
16	0	1,176	1,176	1,176	0,00%
17	180	1,206	1,223	1,224	1,47%
18	90	1,157	1,157	1,157	0,00%
19	270	1,168	1,175	1,175	0,60%
20	0	1,176	1,176	1,176	0,00%
21	180	1,189	1,199	1,200	0,92%

Fonte: Autoras

Tabela 5.2 - Valores de FAV_t para modelos da série M15-B

Caso de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do coeficiente FAV_t			Diferença percentual entre M15-BI e M15-BS
		M15-BI	M15-BC	M15-BS	
14	90	1,169	1,169	1,169	0,00%
15	270	1,182	1,189	1,190	0,67%
16	0	1,142	1,142	1,142	0,00%
17	180	1,162	1,172	1,173	0,94%
18	90	1,169	1,169	1,169	0,00%
19	270	1,175	1,179	1,179	0,34%
20	0	1,142	1,142	1,142	0,00%
21	180	1,151	1,157	1,158	0,60%

Fonte: Autoras

Tabela 5.3 - Valores de FAV_t para modelos da série M15-C

Caso de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do coeficiente FAV_t			Diferença percentual entre M15-CI e M15-CS
		M15-CI	M15-CC	M15-CS	
14	90	1,156	1,156	1,156	0,00%
15	270	1,171	1,179	1,181	0,85%
16	0	1,194	1,194	1,194	0,00%
17	180	1,221	1,238	1,238	1,37%
18	90	1,156	1,156	1,156	0,00%
19	270	1,163	1,168	1,168	0,43%
20	0	1,194	1,194	1,194	0,00%
21	180	1,206	1,216	1,216	0,82%

Fonte: Autoras

Tabela 5.4 - Valores de FAV_t para modelos da série M30-A

Caso de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do coeficiente FAV_t			Diferença percentual entre M30-AI e M30-AS
		M30-AI	M30-AC	M30-AS	
14	90	1,229	1,232	1,232	0,24%
15	270	1,226	1,226	1,226	0,00%
16	0	1,249	1,249	1,249	0,00%
17	180	1,253	1,255	1,256	0,24%
18	90	1,227	1,229	1,229	0,16%
19	270	1,226	1,226	1,226	0,00%
20	0	1,249	1,249	1,249	0,00%
21	180	1,251	1,252	1,253	0,16%

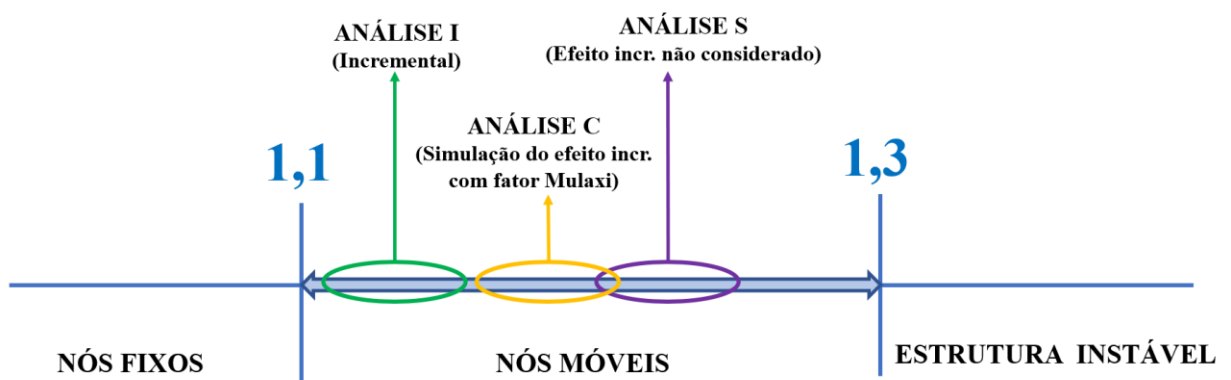
Fonte: Autoras

Tabela 5.5 - Valores de FAV_t para modelos da série M30-B

Caso de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do coeficiente FAV_t			Diferença percentual entre M30-BI e M30-BS
		M30-BI	M30-BC	M30-BS	
14	90	1,256	1,256	1,256	0,00%
15	270	1,257	1,258	1,258	0,08%
16	0	1,129	1,129	1,129	0,00%
17	180	1,133	1,143	1,139	0,53%
18	90	1,256	1,256	1,255	0,08%
19	270	1,257	1,257	1,257	0,00%
20	0	1,129	1,129	1,129	0,00%
21	180	1,131	1,136	1,134	0,26%

Fonte: Autoras

Ao observar as tabelas, nota-se que os valores do coeficiente FAV_t encontrados para todas as combinações e modelos permaneceram entre 1,1 e 1,3, o que indica estruturas de nós móveis. A comparação entre os modelos presentes em cada série evidenciou a obtenção de maiores valores de FAV_t para a análise S, valores intermediários ou iguais à S para a análise C e menores valores para a análise I, como esquematizado na Figura 5.1. Desse modo, verifica-se que, pela análise incremental, o parâmetro de estabilidade em questão ficou mais próximo de 1,1 e, conseqüentemente, de uma configuração mais estável quando se comparado com a análise em que desconsidera o efeito incremental.

Figura 5.1 - Representação esquemática da variação do coeficiente FAV_t (sem escala)

Fonte: Autoras

A diferença percentual máxima entre os valores de FAV_t calculados nas análises I e S foi de 1,47% para a série M15-A; 0,94% para M15-B; 1,29% para M15-C; 0,24% para M30-A e 0,53% para M30-B, sendo que, para todas as séries, essa diferença foi constatada na combinação 17 (ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4). Esses resultados revelam que a consideração do efeito incremental construtivo nos modelos não causou uma diferença expressiva na estabilidade global mensurada pelo coeficiente FAV_t , uma vez que a variação entre os valores foi menor que 2%. Além disso, percebe-se que a diferença percentual calculada nos edifícios de 30 pavimentos foi inferior aos de 15 pavimentos.

No que diz respeito à esbeltez dos modelos, com os valores retirados das Tabela 5.1, Tabela 5.2 e Tabela 5.3, foi possível montar a Tabela 5.6, em que é considerado a diferença percentuais entre as formas dos modelos de 15 pavimentos, para os valores do coeficiente FAV_t .

Tabela 5.6 - Diferença percentual entre valores do coeficiente FAV_t entre os modelos de 15 pavimentos

Caso de combinação no ELS	Diferença percentual entre valores do coeficiente FAV_t entre:					
	M15-AI e M15-BI	M15-AS e M15-BS	M15-AI e M15-CI	M15-AS e M15-CS	M15-BI e M15-CI	M15-BS e M15-CS
14	1,03%	1,03%	0,09%	0,09%	1,12%	1,12%
15	0,08%	0,25%	0,85%	1,02%	0,94%	0,76%
16	2,98%	2,98%	1,51%	1,51%	4,36%	4,36%
17	3,79%	4,35%	1,23%	1,13%	4,83%	5,25%
18	1,03%	1,03%	0,09%	0,09%	1,12%	1,12%
19	0,60%	0,34%	0,43%	0,60%	1,03%	0,94%
20	2,98%	2,98%	1,51%	1,51%	4,36%	4,36%
21	3,30%	3,63%	1,41%	1,32%	4,56%	4,77%
Porcentagem máxima	3,79%	4,35%	1,51%	1,51%	4,83%	5,25%
Porcentagem média	1,97%	2,07%	0,89%	0,91%	2,79%	2,84%

Fonte: Autoras

Para um melhor entendimento, da Tabela 5.6 foi construído um gráfico, apresentado na Figura 5.2, em que é mostrada a porcentagem média entre as comparações feitas.

Figura 5.2 - Diferença percentual média dos valores do coeficiente FAV_t obtidos entre os modelos de 15 pavimentos (M15)



Fonte: Autoras

Da Figura 5.2, podem ser observados valores maiores de diferença percentual entre os modelos de 15 pavimentos retangulares (B) com os que possuem balanço (C), e menores quando comparados os modelos quadrados (A) com os modelos que possuem balanço (C). Vale ressaltar que das comparações feitas, as diferenças quanto a análise convencional, embora pequenas, foram maiores que as diferenças entre os modelos processados na análise incremental.

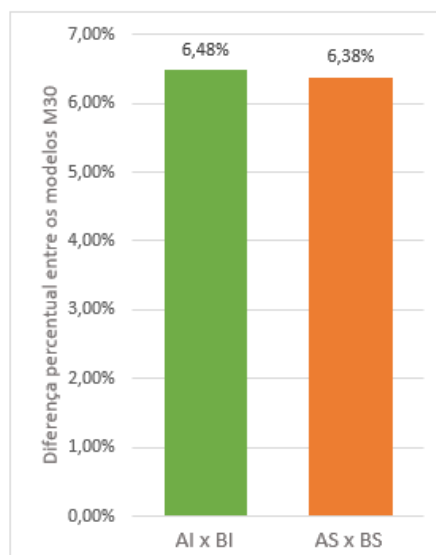
No que diz respeito à esbeltez dos modelos de edifícios de 30 pavimentos, foram retirados os valores do coeficiente FAV_t das Tabela 5.4 e Tabela 5.5, para criar a Tabela 5.7, que é composta pelas diferenças percentuais entre as formas dos modelos M30.

Tabela 5.7 - Diferença percentual entre valores do coeficiente FAV_t entre os modelos de 30 pavimentos

Caso de combinação no ELS	Diferença percentual entre valores do coeficiente FAV_t entre:	
	M30-AI e M30-BI	M30-AS e M30-BS
14	2,15%	1,91%
15	2,47%	2,54%
16	10,63%	10,63%
17	10,59%	10,27%
18	2,31%	2,07%
19	2,47%	2,47%
20	10,63%	10,63%
21	10,61%	10,49%
Porcentagem máxima	10,63%	10,63%
Porcentagem média	6,48%	6,38%

Fonte: Autoras

Com os valores retirados da Tabela 5.7 foi construído um gráfico, mostrado na Figura 5.3, em que é apresentada a porcentagem média entre as comparações feitas para os edifícios de 30 pavimentos.

Figura 5.3 - Diferença percentual média dos valores do coeficiente FAV_t obtidos entre os modelos de 30 pavimentos (M30)

Fonte: Autoras

Da Figura 5.3, pode ser observado que os modelos M30 apresentaram variações maiores quando processados com análise incremental de carregamentos, do que quando processados com análise convencional. Vale salientar, ainda, que tais modelos, apresentaram variações maiores, quando comparados com os modelos de 15 pavimentos apresentados na Figura 5.2.

Outro ponto de observação foi a presença, em diversos casos, de valores de FAV_t diferentes para a mesma direção de incidência de vento, porém em sentidos opostos, por exemplo vento 0° e 180° . De acordo com Zumaeta (2016), isso pode acontecer desde que na estrutura ocorram deslocamentos horizontais devido a cargas verticais, os quais podem ser provenientes de vários fatores: assimetria da estrutura, presença de vigas de transição, mudança de seção de pilares no meio de edificações assimétricas, taxas de armadura diferentes entre pilares, desaprumo, dentre outros. Nesta pesquisa, uma explicação possível para o comportamento encontrado é o fato de terem sido analisados modelos numéricos, os quais discretizam lajes em grelhas, podendo gerar certa assimetria na malha. Ademais, em todos os modelos há uma pequena assimetria devido a existência da viga ou pilar, a depender da série, no interior da caixa de escada.

Em relação ao parâmetro de estabilidade α , os valores obtidos para os modelos das séries M15-A, M15-B, M15-C, M30-A e M30-B apresentam-se nas Tabela 5.8, Tabela 5.9, Tabela 5.10, Tabela 5.11 e Tabela 5.12, respectivamente.

Tabela 5.8 - Valores de α para modelos da série M15-A

Casos de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do parâmetro α			Diferença entre M15-AI e M15-AS (%)
		M15-AI	M15-AC	M15-AS	
14	90	0,657	0,619	0,608	8,06%
15	270	0,729	0,762	0,770	5,32%
16	0	0,649	0,611	0,607	6,92%
17	180	0,710	0,743	0,747	4,95%
18	90	0,679	0,657	0,651	4,30%
19	270	0,709	0,730	0,735	3,54%
20	0	0,668	0,646	0,644	3,73%
21	180	0,693	0,713	0,715	3,08%

Fonte: Autoras

Tabela 5.9 - Valores de α para modelos da série M15-B

Caso de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do parâmetro α			Diferença entre M15-BI e M15-BS (%)
		M15-BI	M15-BC	M15-BS	
14	90	0,742	0,725	0,722	2,77%
15	270	0,775	0,791	0,794	2,39%
16	0	0,606	0,580	0,575	5,39%
17	180	0,653	0,677	0,681	4,11%
18	90	0,753	0,742	0,741	1,62%
19	270	0,766	0,776	0,777	1,42%
20	0	0,621	0,605	0,603	2,99%
21	180	0,640	0,655	0,657	2,59%

Fonte: Autoras

Tabela 5.10 - Valores de α para modelos da série M15-C

Caso de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do parâmetro α			Diferença entre M15-CI e M15-CS (%)
		M15-CI	M15-CC	M15-CS	
14	90	0,642	0,624	0,616	4,22%
15	270	0,680	0,696	0,704	3,41%
16	0	0,669	0,632	0,633	5,69%
17	180	0,718	0,751	0,750	4,27%
18	90	0,654	0,643	0,639	2,35%
19	270	0,669	0,679	0,683	2,05%
20	0	0,684	0,663	0,663	3,17%
21	180	0,704	0,724	0,724	2,76%

Fonte: Autoras

Tabela 5.11 - Valores de α para modelos da série M30-A

Caso de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do parâmetro α			Diferença entre M30-AI e M30-AS (%)
		M30-AI	M30-AC	M30-AS	
14	90	0,713	0,715	0,715	0,28%
15	270	0,710	0,709	0,709	0,14%
16	0	0,725	0,719	0,712	1,83%
17	180	0,738	0,744	0,751	1,73%
18	90	0,712	0,713	0,713	0,14%
19	270	0,711	0,710	0,710	0,14%
20	0	0,729	0,725	0,722	0,97%
21	180	0,734	0,738	0,741	0,94%

Fonte: Autoras

Tabela 5.12 - Valores de α para modelos da série M30-B

Caso de combinação no ELU	Ângulo de vento	Valores do parâmetro α			Diferença entre M30-BI e M30-BS (%)
		M30-BI	M30-BC	M30-BS	
14	90	0,816	0,815	0,804	1,49%
15	270	0,818	0,819	0,815	0,37%
16	0	0,552	0,528	0,539	2,41%
17	180	0,565	0,587	0,577	2,08%
18	90	0,817	0,816	0,807	1,24%
19	270	0,817	0,816	0,812	0,62%
20	0	0,556	0,543	0,549	1,28%
21	180	0,561	0,574	0,568	1,23%

Fonte: Autoras

Por meio das tabelas, verifica-se que de 120 valores encontrados para α , apenas 13 não são maiores que o parâmetro limitador α_l , que é igual a 0,6 para edifícios com mais de 4 andares acima da fundação. Isso significa que, pela análise do parâmetro α , a estrutura dos modelos estudados é, para a maioria das combinações e modelos, de nós móveis, assim como categorizado pelo coeficiente FAV_t . Percebe-se, então, que, para ambos os parâmetros de estabilidade, a alteração do tipo de análise efetuada para consideração do efeito incremental construtivo não modificou a classificação da deslocabilidade dos nós da estrutura.

A diferença percentual máxima do valor de α entre análises com e sem a consideração do efeito incremental foi de 8,06% para a série M15-A correspondente a combinação 14 do ELU (ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1); 5,39% para M15-B; 5,69% para M15-C; 1,83% para M30-A e 2,41% para M30-B, correspondentes à combinação 16 do ELU (ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3). Apesar disso, em 35 das 40 combinações analisadas a diferença percentual foi inferior a 5%.

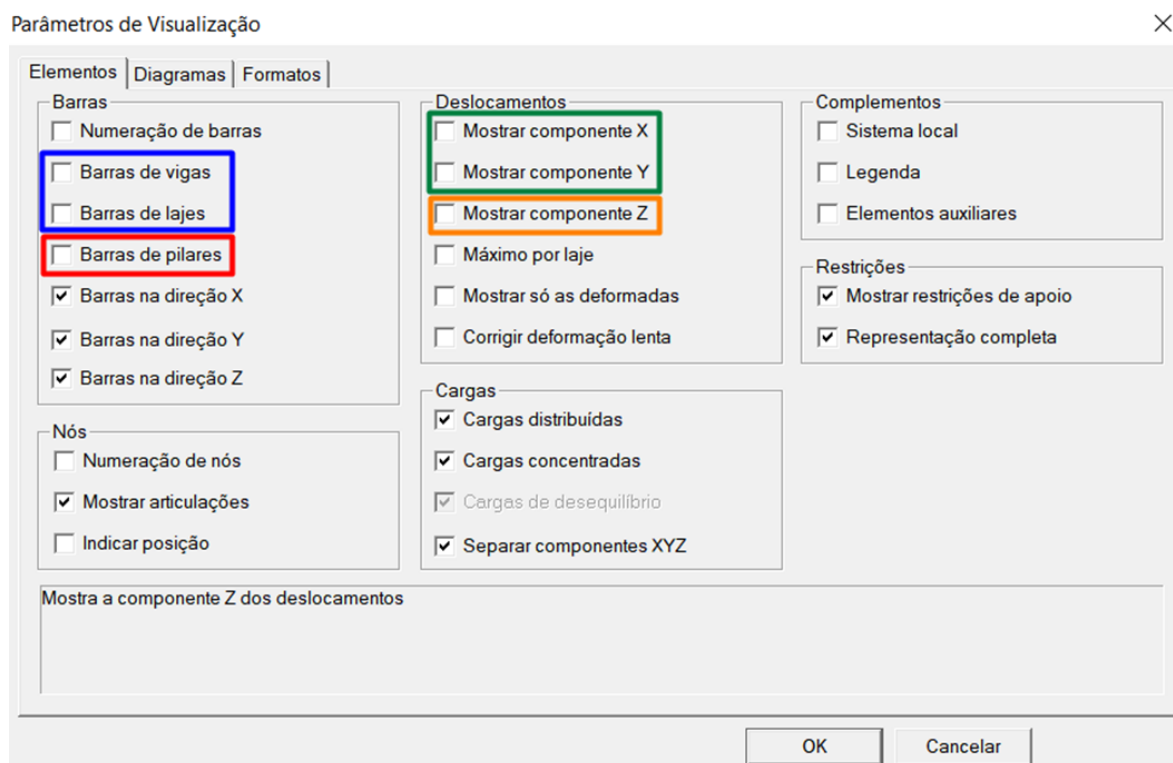
5.2 DESLOCAMENTOS

A coleta dos dados referentes aos deslocamentos horizontais e verticais da estrutura foi feita por meio do visualizador de pórticos. Esse é um recurso gráfico do programa TQS, no qual é

possível verificar deslocamentos e esforços do pórtico espacial, alterar o ponto de observação e número de pavimentos visíveis, selecionar a combinação desejada para estudo, além de outras opções de edição. Nessa ferramenta os deslocamentos de vigas e lajes foram analisados separadamente dos pilares.

A Figura 5.4 mostra a aba de edição dos parâmetros de visualização de pórtico do software.

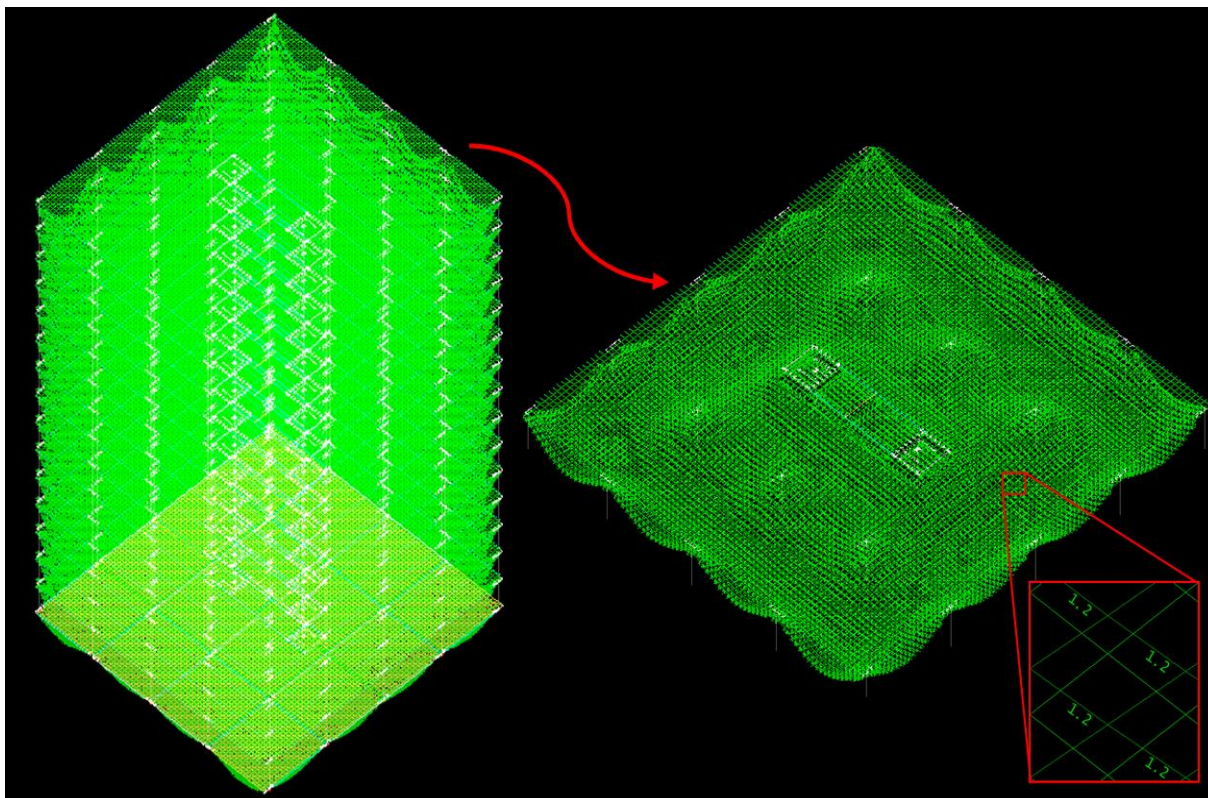
Figura 5.4 - Parâmetros de visualização do pórtico espacial



Fonte: Autoras, adaptado de TQS (2022)

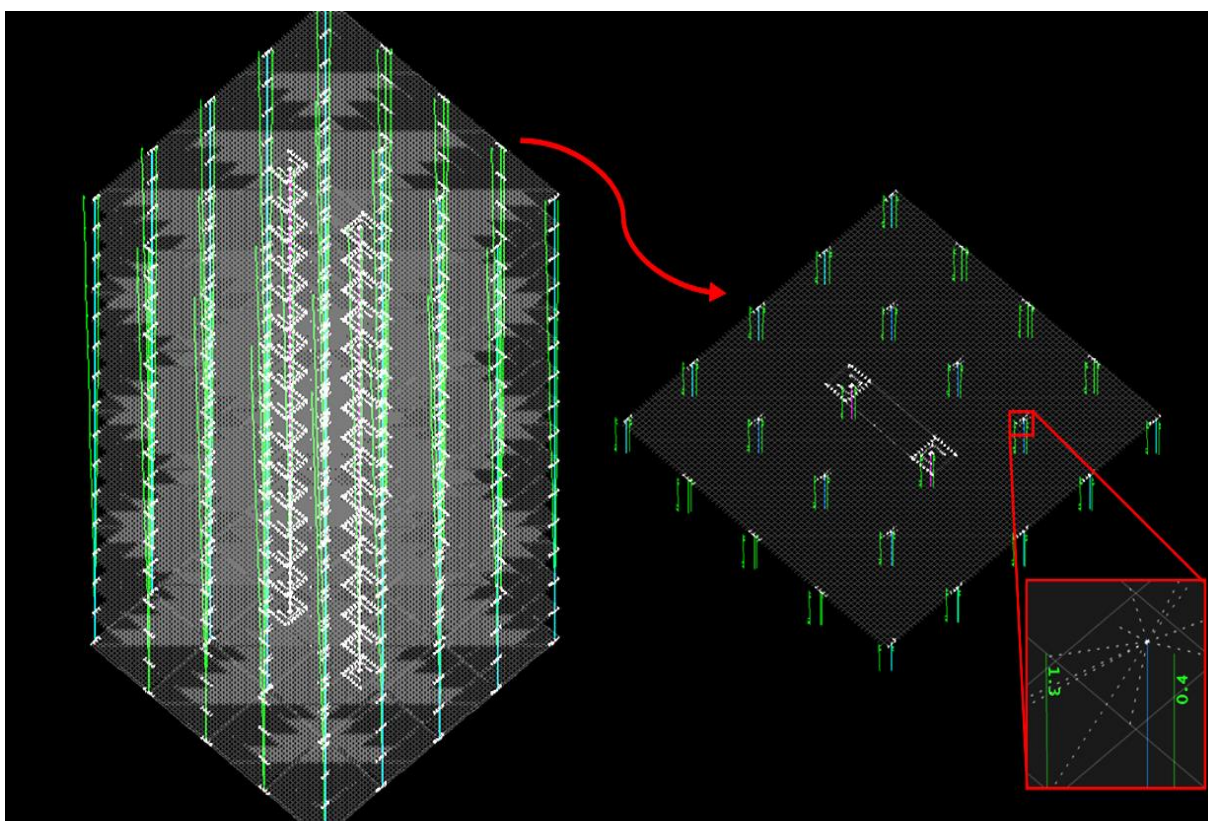
Para a obtenção dos deslocamentos de vigas e lajes as opções “barras de vigas” e “barras de lajes” foram ativadas, mantendo os pilares desativados. Em contrapartida, para extração dos deslocamentos dos pilares, a opção “barras de pilares” foi ativada e as vigas e lajes permaneceram desativadas. Quando o deslocamento a se determinar era horizontal mantiveram-se assinalados os itens “mostrar componente X” e “mostrar componente Y”; já para deslocamentos verticais marcou-se apenas o item “mostrar componente Z”. A Figura 5.5 exemplifica a aquisição dos resultados relativos aos deslocamentos de vigas e lajes, e a Figura 5.6 os resultados dos deslocamentos dos pilares no visualizador de pórticos.

Figura 5.5 - Exemplo de obtenção de deslocamentos em vigas e lajes no visualizador de pórticos



Fonte: Autoras

Figura 5.6 - Exemplo de obtenção de deslocamentos em pilares no visualizador de pórticos



Fonte: Autoras

Os valores de deslocamentos horizontais máximos identificados no visualizador de pórticos para os modelos das séries M15-A, M15-B, M15-C, M30-A e M30-B foram registrados e organizados nas Tabela 5.13, Tabela 5.14, Tabela 5.15, Tabela 5.16, e Tabela 5.17, respectivamente. Tais valores foram computados apenas para o último pavimento de cada modelo, por se tratar do pavimento com maior deslocamento horizontal.

Tabela 5.13 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M15-A

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M15-AI	M15-AC	M15-AS	Diferença percentual entre M15-AI e M15-AS	M15-AI	M15-AC	M15-AS	Diferença percentual entre M15-AI e M15-AS
14	0,8	0,8	0,8	0,00%	0,8	0,8	0,8	0,00%
15	0,8	0,8	0,8	0,00%	0,8	0,8	0,8	0,00%
16	1,2	1,2	1,2	0,00%	1,2	1,2	1,2	0,00%
17	0,7	0,7	0,7	0,00%	0,7	0,7	0,7	0,00%
18	1,3	1,3	1,4	7,14%	1,3	1,3	1,4	7,14%
19	0,8	0,8	0,8	0,00%	0,8	0,8	0,9	11,11%
28	1,6	1,6	1,6	0,00%	1,6	1,6	1,6	0,00%
Porcentagem máxima				7,14%	Porcentagem máxima			11,11%
Porcentagem média				1,02%	Porcentagem média			2,61%

Fonte: Autoras

Tabela 5.14 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M15-B

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M15-BI	M15-BC	M15-BS	Diferença percentual entre M15-BI e M15-BS	M15-BI	M15-BC	M15-BS	Diferença percentual entre M15-BI e M15-BS
14	0,6	0,6	0,6	0,00%	0,6	0,6	0,6	0,00%
15	1,5	1,5	1,4	7,14%	1,5	1,5	1,4	7,14%
16	1,8	1,8	1,9	5,26%	1,8	1,8	1,9	5,26%
17	0,6	0,6	0,6	0,00%	0,6	0,6	0,6	0,00%
18	0,8	0,8	0,8	0,00%	0,8	0,8	0,8	0,00%
19	0,6	0,6	0,6	0,00%	0,6	0,6	0,6	0,00%
28	1,9	1,9	2,0	5,00%	1,9	1,9	2,0	5,00%
Porcentagem máxima				7,14%	Porcentagem máxima			7,14%
Porcentagem média				2,49%	Porcentagem média			2,49%

Fonte: Autoras

Tabela 5.15 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M15-C

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M15-CI	M15-CC	M15-CS	Diferença percentual entre M15-CI e M15-CS	M15-CI	M15-CC	M15-CS	Diferença percentual entre M15-CI e M15-CS
14	0,4	0,4	0,4	0,00%	0,4	0,4	0,4	0,00%
15	0,6	0,6	0,6	0,00%	0,5	0,5	0,5	0,00%
16	0,9	0,9	0,9	0,00%	0,8	0,8	0,9	11,11%
17	0,4	0,4	0,4	0,00%	0,4	0,4	0,4	0,00%
18	0,9	0,9	1,0	10,00%	0,9	0,9	0,9	0,00%
19	0,4	0,4	0,4	0,00%	0,4	0,4	0,4	0,00%
28	1,2	1,2	1,2	0,00%	1,2	1,2	1,2	0,00%
Porcentagem máxima				10,00%	Porcentagem máxima			11,11%
Porcentagem média				1,43%	Porcentagem média			1,59%

Fonte: Autoras

Tabela 5.16 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M30-A

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M30-AI	M30-AC	M30-AS	Diferença percentual entre M30-AI e M30-AS	M30-AI	M30-AC	M30-AS	Diferença percentual entre M30-AI e M30-AS
14	0,2	0,2	0,3	33,33%	0,2	0,2	0,3	33,33%
15	1,6	1,6	1,6	0,00%	1,6	1,6	1,6	0,00%
16	1,6	1,6	1,6	0,00%	1,6	1,6	1,6	0,00%
17	1,6	1,6	1,5	6,67%	1,6	1,6	1,5	6,67%
18	1,8	1,8	1,9	5,26%	1,8	1,8	1,9	5,26%
19	0,2	0,2	0,3	33,33%	0,2	0,2	0,3	33,33%
28	2,4	2,4	2,5	4,00%	2,4	2,4	2,5	4,00%
Porcentagem máxima				33,33%	Porcentagem máxima			33,33%
Porcentagem média				11,80%	Porcentagem média			11,80%

Fonte: Autoras

Tabela 5.17 - Deslocamentos horizontais máximos no último pavimento - série M30-B

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M30-BI	M30-BC	M30-BS	Diferença percentual entre M30-BI e M30-BS	M30-BI	M30-BC	M30-BS	Diferença percentual entre M30-BI e M30-BS
14	0,2	0,2	0,3	33,33%	0,2	0,2	0,3	33,33%
15	4,0	4,0	4,0	0,00%	4,0	4,0	4,0	0,00%
16	4,0	4,0	4,0	0,00%	4,0	4,0	4,0	0,00%
17	0,4	0,4	0,5	20,00%	0,4	0,4	0,4	0,00%
18	0,6	0,6	0,6	0,00%	0,6	0,6	0,6	0,00%
19	0,2	0,2	0,3	33,33%	0,2	0,2	0,3	33,33%
28	4,0	4,0	4,0	0,00%	4,0	4,0	4,0	0,00%
Porcentagem máxima				33,33%	Porcentagem máxima			33,33%
Porcentagem média				12,38%	Porcentagem média			9,52%

Fonte: Autoras

Segundo a Tabela 13.3 da NBR 6118:2014, o deslocamento horizontal máximo permitido é de $H/1700$, sendo H a altura da edificação. Para os modelos de 15 pavimentos $H=45\text{m}$, portanto, o deslocamento limite vale 2,65 cm. Para os modelos de 30 pavimentos $H=90\text{m}$, logo, o deslocamento limite é igual a 5,29 cm. Desse modo, a comparação dos deslocamentos horizontais obtidos com os valores limite aponta que, para todas as combinações do ELS estudadas, os deslocamentos foram menores que o máximo permitido por norma. Esse fato sinaliza que, do ponto de vista dos deslocamentos horizontais, a consideração do efeito incremental construtivo não alterou o comportamento em serviço, ou seja, a funcionalidade da construção, o conforto de usuários ou o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

Para cada série, ao comparar os deslocamentos horizontais levantados para vigas e lajes com os de pilares, verificou-se que eles são majoritariamente equivalentes. Tal constatação mostra-se coerente, uma vez que o nó de um determinado pilar que sofre maior deslocamento é um ponto de encontro com vigas e lajes. Portanto, como compartilham o mesmo nó, as vigas e lajes devem ter um deslocamento de valor igual ao dos pilares. Apenas em 4 dos 35 resultados de combinações apresentados o deslocamento horizontal para vigas e lajes dos modelos foi distinto dos pilares: na combinação 19 da série M15-A; nas combinações 16 e 18 da série M15-C e na combinação 17 da série M30-B. Todavia, essa diferença é baixa (0,1 cm) e pode ser explicada pela presença de uma ligação rígida ou *rigid link* no encontro entre elementos.

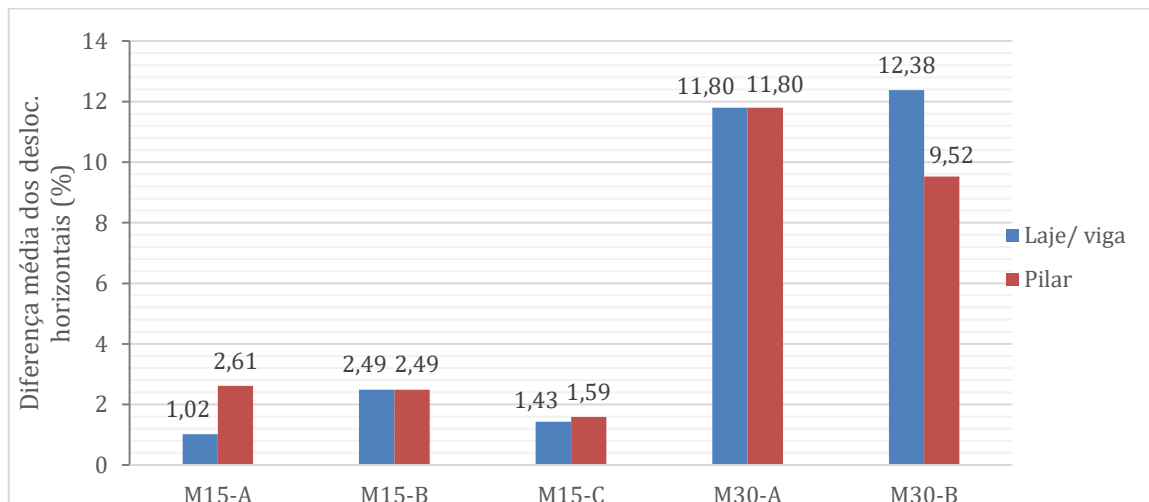
No pórtico espacial, o pilar é composto por barras, que representam um elemento com seção transversal definida. Quando uma laje se apoia no pilar, por ele ter apenas um nó na extremidade, alguns pontos da grelha que se apoiariam em regiões da seção transversal não encontram local para apoio. Para contornar essa situação, o software cria uma ligação rígida entre o nó do pilar e todos os pontos da grelha que se apoiariam nele. Assim, essa pequena distância entre nós existente na intersecção dos elementos pode explicar a diferença do deslocamento horizontal para as combinações mencionadas.

A avaliação dos contrastes presentes entre os resultados das análises que levaram em conta o efeito incremental e as que o desconsideraram evidencia que, de forma geral, a mudança do tipo de análise gerou pequena variação nos valores dos deslocamentos horizontais. As duas maiores diferenças percentuais obtidas entre as análises I (com efeito incremental) e S (convencional sem a consideração do efeito incremental) valem 33,33%, encontradas nas séries M30-A e

M30-B, e 20%, correspondente à série M30-B. Essas porcentagens são consideráveis, no entanto, ao observar tais resultados em termos de distância deslocada, cada um deles representa um deslocamento de apenas 0,1 cm. Tendo em vista que os edifícios modelados têm 45 e 90m de altura, um deslocamento de 0,1cm é pouco significativo.

Na Figura 5.7 foram reunidos os resultados referentes à diferença percentual média dos deslocamentos horizontais obtidos nas análises incremental e convencional. Tal figura possibilita a constatação de que, ao aumentar o número de pavimentos, houve um crescimento da diferença percentual média. Isso indica que, em edifícios mais altos, os resultados encontrados na análise incremental se distanciaram mais dos identificados na análise convencional.

Figura 5.7 - Diferença percentual média dos deslocamentos horizontais obtidos nas análises incremental (I) e convencional (S) para lajes/vigas e pilares



Fonte: Autoras

Quanto à modificação na forma dos modelos, a Figura 5.7 permite a percepção de que, dentre os modelos de 15 pavimentos com diferentes formatos, os valores obtidos estão na faixa de 1,02% a 2,61%, tendo, portanto, uma variação de 1,59%. Enquanto isso, nos edifícios de 30 pavimentos a variação é de 2,86%, com valores entre 9,52% e 12,38%.

Em relação aos deslocamentos verticais, os valores extraídos do visualizador de pórticos referentes às séries M15-A, M15-B, M15-C, M30-A e M30-B encontram-se dispostos nas Tabela 5.18, Tabela 5.19, Tabela 5.20, Tabela 5.21 e Tabela 5.22, respectivamente.

Tabela 5.18 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M15-A

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M15-AI	M15-AC	M15-AS	Diferença percentual entre M15-AI e M15-AS	M15-AI	M15-AC	M15-AS	Diferença percentual entre M15-AI e M15-AS
14	1,4	1,4	2,2	36,36%	0,1	0,1	1,3	92,31%
15	1,4	1,4	2,2	36,36%	0,1	0,1	1,3	92,31%
16	1,4	1,4	2,2	36,36%	0,1	0,1	1,3	92,31%
17	1,4	1,4	2,2	36,36%	0,1	0,1	1,3	92,31%
18	1,4	1,4	2,2	36,36%	0,1	0,1	1,3	92,31%
19	1,4	1,4	2,2	36,36%	0,1	0,1	1,3	92,31%
28	1,6	1,6	2,2	27,27%	0,5	0,5	1,3	61,54%
Porcentagem máxima				36,36%	Porcentagem máxima			92,31%
Porcentagem média				35,06%	Porcentagem média			87,91%

Fonte: Autoras

Tabela 5.19 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M15-B

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M15-BI	M15-BC	M15-BS	Diferença percentual entre M15-BI e M15-BS	M15-BI	M15-BC	M15-BS	Diferença percentual entre M15-BI e M15-BS
14	1,3	1,3	2,3	43,48%	0,2	0,2	1,5	86,67%
15	1,2	1,2	2,2	45,45%	0,2	0,2	1,5	86,67%
16	1,2	1,2	2,3	47,83%	0,2	0,2	1,5	86,67%
17	1,2	1,2	2,2	45,45%	0,2	0,2	1,5	86,67%
18	1,2	1,2	2,2	45,45%	0,2	0,2	1,5	86,67%
19	1,2	1,2	2,2	45,45%	0,2	0,2	1,5	86,67%
28	1,5	1,5	2,3	34,78%	0,5	0,5	1,5	66,67%
Porcentagem máxima				43,48%	Porcentagem máxima			86,67%
Porcentagem média				43,98%	Porcentagem média			83,81%

Fonte: Autoras

Tabela 5.20 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M15-C

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M15-CI	M15-CC	M15-CS	Diferença percentual entre M15-CI e M15-CS	M15-CI	M15-CC	M15-CS	Diferença percentual entre M15-CI e M15-CS
14	1,1	1,1	2,1	47,62%	0,1	0,1	1,4	92,86%
15	1,1	1,1	2,1	47,62%	0,1	0,1	1,4	92,86%
16	1,1	1,1	2,1	47,62%	0,1	0,1	1,4	92,86%
17	1,1	1,1	2,0	45,00%	0,1	0,1	1,4	92,86%
18	1,1	1,1	2,1	47,62%	0,1	0,1	1,4	92,86%
19	1,1	1,1	2,1	47,62%	0,1	0,1	1,4	92,86%
28	1,3	1,3	2,1	38,10%	0,5	0,5	1,4	64,29%
Porcentagem máxima				47,62%	Porcentagem máxima			92,86%
Porcentagem média				45,89%	Porcentagem média			88,78%

Fonte: Autoras

Tabela 5.21 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M30-A

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M30-AI	M30-AC	M30-AS	Diferença percentual entre M30-AI e M30-AS	M30-AI	M30-AC	M30-AS	Diferença percentual entre M30-AI e M30-AS
14	1,1	1,1	2,8	60,71%	0,2	0,2	2,3	91,30%
15	1,1	1,1	2,8	60,71%	0,3	0,3	2,2	86,36%
16	1,1	1,1	2,8	60,71%	0,2	0,2	2,2	90,91%
17	1,1	1,1	2,8	60,71%	0,3	0,3	2,2	86,36%
18	1,1	1,1	2,8	60,71%	0,2	0,2	2,2	90,91%
19	1,1	1,1	2,8	60,71%	0,2	0,2	2,2	90,91%
28	1,6	1,6	2,8	42,86%	0,8	0,8	2,3	65,22%
Porcentagem máxima				60,71%	Porcentagem máxima			91,30%
Porcentagem média				58,16%	Porcentagem média			86,00%

Fonte: Autoras

Tabela 5.22 - Deslocamentos verticais máximos no último pavimento - série M30-B

Caso de combinação no ELS	Laje/ Viga				Pilar			
	M30-BI	M30-BC	M30-BS	Diferença percentual entre M30-BI e M30-BS	M30-BI	M30-BC	M30-BS	Diferença percentual entre M30-BI e M30-BS
14	1,2	1,2	3,0	60,00%	0,3	0,3	2,4	87,50%
15	1,2	1,2	3,0	60,00%	0,3	0,3	2,3	86,96%
16	1,2	1,2	3,0	60,00%	0,3	0,3	2,3	86,96%
17	1,2	1,2	3,0	60,00%	0,3	0,3	2,3	86,96%
18	1,2	1,2	3,0	60,00%	0,3	0,3	2,3	86,96%
19	1,2	1,2	3,0	60,00%	0,3	0,3	2,3	86,96%
19	1,2	1,2	3,0	60,00%	0,3	0,3	2,3	86,96%
28	1,7	1,7	3,0	43,33%	0,8	0,8	2,4	66,67%
Porcentagem máxima				60,00%	Porcentagem máxima			87,50%
Porcentagem média				57,62%	Porcentagem média			84,14%

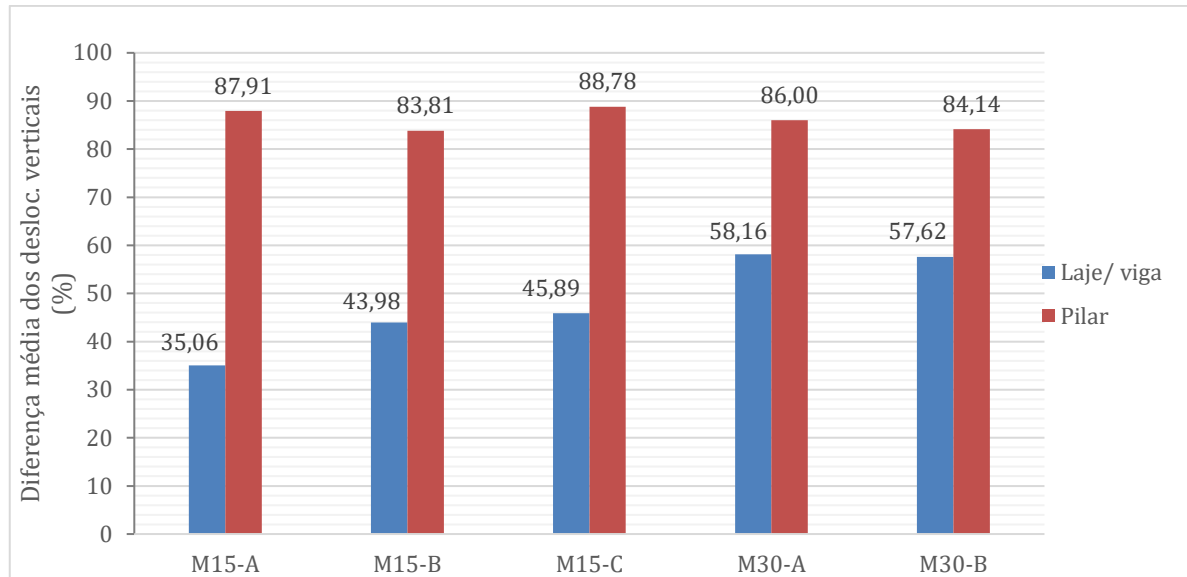
Fonte: Autoras

Das Tabela 5.18 a Tabela 5.22, nota-se que as diferenças percentuais entre os deslocamentos verticais obtidos pela análise incremental e pela análise convencional são mais expressivas do que as diferenças percentuais determinadas para os deslocamentos horizontais, já apresentadas nas Tabela 5.13 a Tabela 5.17.

Para todas as séries, a comparação entre as análises com e sem consideração do efeito incremental revelam que, tanto para lajes e vigas quanto para pilares, a análise que considerou o efeito incremental gerou deslocamentos verticais menores que a análise convencional. Esse resultado é condizente com o dos estudos realizados por Kripka (1990), Prado (1999) e Gorza (2000), os quais afirmam que a análise convencional acumula deslocamentos verticais inexistentes ao longo da altura, principalmente no topo do edifício, de modo que esses deslocamentos são superestimados em relação aos deslocamentos reais.

A diferença percentual média dos deslocamentos verticais alcançados nas análises incremental e convencional para as séries estudadas foram resumidas na Figura 5.8.

Figura 5.8 - Diferença percentual média dos deslocamentos verticais obtidos nas análises incremental (I) e convencional (S) para lajes/vigas e pilares



Fonte: Autoras

Para lajes e vigas, observa-se que a consideração do efeito incremental gerou mais diferença nos deslocamentos verticais obtidos para os edifícios mais altos, visto que as porcentagens apresentadas na Figura 5.8 são maiores para os modelos de 30 pavimentos do que para os modelos de 15 pavimentos. Tal resultado concorda com os apontamentos feitos por Oliveira (2020), o qual afirma que a consideração do efeito incremental tem maior relevância para edifícios altos. Por outro lado, para os pilares, o aumento da altura provocou pequena variação na diferença percentual média. Ao modificar o número de pavimentos de 15 para 30, nos edifícios de forma A (quadrada), a porcentagem caiu de 87,91% para 86,00%, o que pode ter ocorrido em razão do enrijecimento dos pilares pelo $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ nos modelos de 30 pavimentos. Já nos edifícios de forma B (retangular), a porcentagem se elevou de 83,81% para 84,14%.

Ainda pela Figura 5.8, pode-se avaliar o impacto da mudança da forma dos edifícios na consideração do efeito incremental. Tomando a forma A (quadrada) como referência para os modelos de 15 pavimentos, nota-se que a alteração de A para B ocasionou um aumento de 8,32% na diferença média dos deslocamentos verticais em lajes/vigas e uma diminuição de 4,10% em pilares. Enquanto isso, a modificação de A para C - adição dos balanços - gerou crescimentos de 10,83% em lajes/vigas e 0,87% em pilares. Para os modelos de 30 pavimentos a troca do formato A para B suscitou reduções de 0,54% em lajes/vigas e 1,86% em pilares.

Em todas as séries estudadas nota-se que, para uma mesma combinação, a diferença percentual entre os deslocamentos obtidos pelas análises incremental e convencional foi maior nos pilares do que nas lajes e vigas. Enquanto em lajes e vigas a diferença percentual média mais alta foi de 58,16%, em pilares a menor diferença foi de 83,81%. Em outras palavras, a menor porcentagem obtida para os pilares já ultrapassou o maior valor encontrado para lajes e vigas. A divergência entre resultados de pilares e lajes/vigas justifica-se pois, em se tratando de deslocamentos verticais, o nó cujo deslocamento é máximo para uma laje ou viga não será o mesmo nó em que ocorre o máximo deslocamento do pilar, ou seja, os deslocamentos máximos computados para esses elementos são provenientes de nós diferentes. Lajes e vigas tendem a apresentar maior deslocamento vertical no meio do vão ou na extremidade de balanços, que são pontos afastados da região dos pilares. Assim, comprova-se o fato de que a análise do deslocamento de pilares separadamente de lajes e vigas faz sentido.

Outro ponto interessante a ser ressaltado em relação aos deslocamentos verticais é que, tanto em lajes e vigas quanto em pilares, a multiplicação da área dos pilares pelo fator M_{ulaxi} (análise C) e consequente minoração de sua deformação axial fez uma boa simulação do efeito incremental. Isso pôde ser verificado uma vez que todos os valores coletados pela análise com consideração do efeito incremental através do M_{ulaxi} foram iguais aos extraídos da análise incremental propriamente dita.

6. CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo avaliar a influência do efeito incremental construtivo em edifícios constituídos de 15 e 30 pavimentos em concreto, por meio da comparação dos parâmetros de estabilidade FAV_t e α , e deslocamentos horizontais e verticais, obtidos após modelagem e processamento no software TQS de 5 séries, cada uma composta por 3 modelos de edifícios. Com base nos resultados apresentados e discutidos foi possível chegar às seguintes conclusões:

- Nos modelos analisados, a modificação do tipo de análise efetuada para consideração do efeito incremental construtivo, sendo por meio do parâmetro FAV_t ou α , não modificou a classificação da deslocabilidade dos nós da estrutura, sendo considerada de nós móveis, para a grande maioria das combinações consideradas;
- Para os modelos elaborados, a consideração do efeito incremental não causou uma diferença significativa na estabilidade global, analisada pelos coeficientes FAV_t e α , visto que a variação dos valores obtidos com e sem tal consideração foi pequena;
- Observou-se que para os modelos desenvolvidos, a altura da edificação gerou pouca influência nos resultados da análise incremental, frente ao parâmetro FAV_t , embora edifícios mais altos tenham apresentado maiores diferenças quanto a estabilidade se comparados com edifícios menores;
- A alteração no tipo de análise nesta pesquisa gerou pequena variação nos deslocamentos horizontais, uma vez que a diferença nos valores que consideraram a análise incremental e os que levaram em conta a análise convencional foi baixa, frente à edifícios de 45 e 90m de altura;
- Neste trabalho, a análise convencional provocou deslocamentos verticais maiores quando comparada à análise incremental;
- Na perspectiva dos deslocamentos horizontais, os edifícios mais altos deste trabalho apresentaram maior diferença percentual entre análise incremental e convencional, do que os edifícios de altura menor. Quanto aos deslocamentos verticais, esse comportamento se manteve apenas para lajes e vigas, enquanto para pilares o aumento da altura provocou pequena variação na diferença percentual média;
- Ao traçar uma comparação entre os resultados de deslocamentos de lajes /vigas e os de pilares obtidos nos modelos desenvolvidos, verificou-se que, quanto ao deslocamento

horizontal, os valores levantados para lajes e vigas são majoritariamente equivalentes aos dos pilares. Já em relação aos deslocamentos verticais, estes foram maiores nos pilares do que em lajes e vigas;

- A forma dos modelos analisados não mostrou ser um fator significativo no que diz respeito a análise incremental;
- A consideração do efeito incremental construtivo por meio da utilização do fator M_{ulaxi} gerou resultados iguais ou próximos aos extraídos por meio da análise incremental nesta pesquisa. Mediante a tais resultados, a consideração desse fator mostrou-se vantajosa, em relação à realização da análise incremental, pois, além de fazer boa simulação do efeito incremental, promoveu um menor esforço computacional.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Diante da pesquisa desenvolvida, sugere-se como enfoque para direcionamento de outros trabalhos:

- Refazer os modelos propostos em software de elementos finitos que possua o recurso de análise incremental, por exemplo o SAP 2000, a fim de identificar se o refinamento dos elementos interfere na consideração do efeito incremental construtivo;
- Verificar a influência da análise incremental na estabilidade global de edifícios considerando o efeito do escoramento, bem como se há divergências nesse resultado em relação a não consideração;
- Examinar o comportamento de edifícios altos, mediante a análise incremental, variando o tipo de subsistema vertical adotado;
- Identificar o impacto da consideração do efeito incremental construtivo nos diagramas de esforços dos elementos estruturais para um edifício simultaneamente alto e com a presença de vigas de transição;
- Analisar quando os valores do parâmetro de estabilidade γ_z são maiores ou iguais ao FAV_t para que seja considerado no processamento dos edifícios.

7. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 - Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

BUENO, M.M.E.; **Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado**, Brasília – DF. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2009.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2014**. 4ª Edição. São Carlos: Edufscar, 2021.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. 1ª Edição. São Paulo: Pini, 2009.

CHING, F. D. K.; ONOUYE, B. S.; ZUBERBUHLER, D. **Sistemas Estruturais Ilustrados: Padrões, sistemas e projeto**. 2ª Edição. Porto Alegre: Bookman, 2015.

DIAS, R. H. **Importância e interferências da concepção dos subsistemas verticais em edifícios altos na arquitetura**. Portal Vitruvius, 2004. Disponível em <<http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp270.asp>>. Acesso em 27 de setembro de 2021.

DINIS, C. W. S.; LAGES, E. N. LAJES; BARBOZA, A. S. R. Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando a ligação viga-pilar parede. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, [s. l.], Jul - Aug 2019. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/S1983-41952019000400002>>. Acesso em: 6 out. 2021.

TQS Docs. **Efeito Incremental**. Disponível em: <<https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3154&language=pt-BR>>. Acesso em: 14 de fevereiro de 2022.

FORTES, G. L. **Encurtamento de pilares de concreto armado e a influência do processo construtivo**. 2019. 206p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2019.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. 1991. Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1991.

FREITAS, F. C. **Avaliação da Estabilidade Global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. 2015. 186p. Dissertação (Mestrado) - Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 2015.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. Apostila, São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2007, 184p.

GORZA, Leonardo Santos. **Análise incremental construtiva de edifícios metálicos de andares múltiplos usando o método dos elementos finitos**. 2000. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 2000.

GUIMARÃES, S. A. **Análise da influência da distribuição da armadura ativa para a Estabilidade Global de edifícios com lajes planas protendidas**. 2018. 103p. Projeto de Graduação - Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 2018.

KIMURA, A.E. **Informática aplicada a estruturas de concreto**. 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

KIMURA, A. E. **Pilares**. Notas de aula. Pós-graduação em Projeto de Estruturas de Concreto para Edifícios. Faculdade de Engenharia São Paulo, São Paulo, 2010.

KRIPKA, Moacir. **Análise estrutural para engenharia civil e arquitetura: estruturas isostáticas**. 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2020.

KRIPKA, Moacir. **Análise Incremental Construtiva de Edificações**. 1990. 129p. Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 1990.

LIMA, J.S. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**, São Carlos – SP. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.

LUNA, Sara de Oliveira Marques. **Análise incremental considerando efeitos de retração e fluência em vigas de transição de concreto armado**. 2020. 135p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, 2020.

MARQUES, Olivia Catelan. **Avaliação dos efeitos construtivos e interação solo-estrutura na estabilidade global de edifícios**. 2018. 157p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 2018.

MARTHA, Luiz. **Análise de Estruturas - Conceitos e Métodos Básicos**. 2ª Edição. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2017.

MONCAYO, Winston J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. Dissertação de Mestrado, USP. São Carlos, 2011.

OLIVEIRA, Lucas Ribeiro. **Análise estrutural evolutiva de edifícios com lajes lisas protendidas**. 2020. 107p. Dissertação (*Magister Scientiae*) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2020.

PAIXÃO, João Fernando Martins; ALVES, Elcio Cassimiro. Análise de estabilidade global em edifícios altos. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [s. l.], v. 13, ed. 1, p. 48-63,

Jan - Jun 2017. Disponível em: <<https://revistas.ufg.emnuvens.com.br/reec/index>>. Acesso em: 6 out. 2021.

PASSOS, V. M.; FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C.; AZEVEDO, M. S. Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, [s. l.], v. 9, ed. 2, p. 244 - 262, abril 2016. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000200006>>. Acesso em: 26 fev. 2022.

PINTO, R. S. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. 108p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PRADO, J.F.M.A. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção**. 1999. 184p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1999.

RODRIGUES, F.C.; CALDAS, R.B. **Steel Framing**: Engenharia. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia - Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2016.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Estruturas de aço, concreto e madeira**. 7ª Edição. São Paulo: Zigurate Editora, 2005.

SILVER, Pete; LEAN, Will M.; EVANS, Peter. **Sistemas estruturais**. São Paulo: Editora Blucher, 2013.

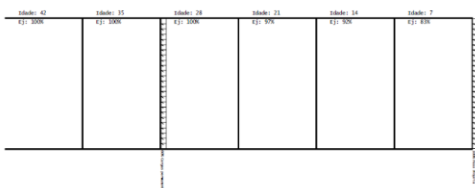
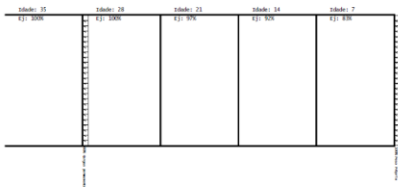
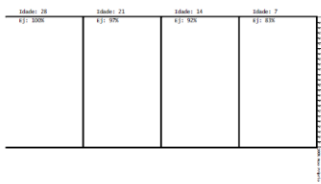
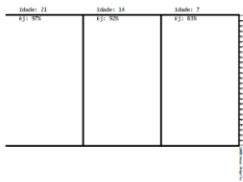
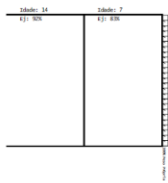
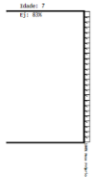
TQS.EXE: TQS Informática LTDA. Versão 21.16. [S.I]: TQS, c2020. Sistema de assinatura. Configuração mínima: computadores com sistema operacional Windows 10, processador i5 ou superior, HD com 256GB ou superior.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**, 2003. Trabalho (Mestrado-Profissional em Estruturas) - UFRGS, Porto Alegre.

ZUMAETA, Winston. **Análise da Estabilidade de Edifícios com Estrutura de Concreto Armado**: apostila do curso WL Cursos. Manaus: 2016.

ANEXO A

- Representação esquemática da distribuição do carregamento para edifícios de 15 pavimentos



- **Representação esquemática da distribuição do carregamento para edifícios de 30 pavimentos**

