UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA

FELIPE GARCIA

ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO MODULAR EM ESTRUTURA METÁLICA DE 8 PAVIMENTOS INSERINDO NÚCLEO RÍGIDO EM CONCRETO ARMADO

Tubarão

2021

FELIPE GARCIA

ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO MODULAR EM ESTRUTURA METÁLICA DE 8 PAVIMENTOS INSERINDO NÚCLEO RÍGIDO EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de engenharia civil da Universidade do Sul de Santa Catarina como requisito parcial à obtenção do título de engenheiro civil.

Orientador: Prof. Walter Olivier Alves, Esp.

.

Tubarão

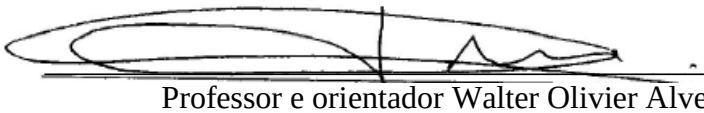
2021

FELIPE GARCIA

ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM PRÉDIO MODULAR EM ESTRUTURA METÁLICA DE 8 PAVIMENTOS INSERINDO NÚCLEO RÍGIDO EM CONCRETO ARMADO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de engenheiro civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de engenharia civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Tubarão, 01 de dezembro de 2021



Professor e orientador Walter Olivier Alves, Esp.
Universidade do Sul de Santa Catarina

Prof. Gercino Preve, Esp.
Universidade do Sul de Santa Catarina

Engenheiro Civil Jonathan Albert Degani.
Universidade do Sul de Santa Catarina

Dedico este trabalho aos meus pais Klayton e Marlene.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe Marlene de Almeida, pela educação e incentivo a ir atras dos meus objetivos, por toda a guarnição acometida durante minha vida e os momentos de correção para que me torne melhor a cada dia, pelos sacrifícios que precisou fazer durante sua vida para trazer a mim e minhas irmãs o conforto e segurança que temos.

Ao meu pai Klayton Becker, pelo incentivo a fazer o que é correto e que mesmo nos momentos dos erros soube ser paciente e auxiliar durante meu desenvolvimento, sou grato a toda confiança depositada em mim.

À minha namorada Ana Carolina Drevek, que sempre me apoiou em ser alguém melhor e me desenvolver pessoal e profissionalmente e esteve comigo durante toda a universidade nos momentos bons e ruins.

Aos meus amigos de graduação, em especial Caio Niehues da Costa, Henrique de Souza Guimarães, Joao Vitor Beck de Oliveira, Laisy Meurer Perin, Murilo do Nascimento, Otavio Patrício Mateus Júnior, Pedro Henrique Pimentel Zapelini, Rhuan Peron Nazário, dentre outros diversos que se fizeram presentes.

Aos meus colegas da Brasil ao Cubo, em especial ao Gustavo Martin Belizzia por todo o ensinamento repassado e pela confiança depositada no início da minha caminhada pela empresa. Ao Jonathan Albert Degani por se dispor em participar da banca avaliadora neste momento importante da graduação e por toda a parceria e amizade que temos. Ao Ricardo Silva Oliveira por toda a parceria, comunicação, confiança e pelos ensinamentos compartilhados, além de todos os outros líderes e colegas da empresa que juntos chegaremos ao topo.

Aos professores da Unisul que durante essa caminhada se fizeram presentes em especial ao meu orientador Walter Olivier Alves por todo o apoio, paciência e pelo incentivo nessa etapa fundamental para o processo de formação. Ao Professor Gercino Preve por se dispor a participar da banca.

Por fim, a Deus, por possibilitar a luz divina sobre minha vida permitindo as vitórias que eu obtive e as que ainda terei.

Muito Obrigado!

RESUMO

O objetivo proposto para este trabalho foi a análise da estabilidade global de diferentes sistemas estruturais em especial o uso de núcleo rígido para uma edificação de andares múltiplos de uso comercial em estrutura metálica com conexões mistas utilizando do sistema de construção modular. As análises foram realizadas através dos resultados obtidos pelos deslocamentos globais e locais e da verificação e validação do uso dos perfis dentro do software *robot structural analysis.* Os modelos analisados foram alcançados através de variações da estrutura original construída, onde ocorreram alternações em relação aos tubos de contraventamento e inserção do núcleo rígido em concreto armado substituindo uma torre de módulos onde está localizado o fosso do elevador e os lances de escadas bem como barriletes e reservatórios. A estrutura foi calculada pelo software sendo aplicado as cargas de peso próprio dos materiais, cargas variáveis de utilização e cargas variáveis de vento, onde a combinação utilizada durante as análises de estado limite de serviço consideraram as cargas em 1,25x peso próprio dos materiais estruturais, 1,4x peso próprio dos materiais de vedação, 1,05x cargas acidentais de uso e 1,4x a carga acidental de vento. Após a verificação e análise dos resultados obtidos para os deslocamentos foram realizadas comparações entre os modelos a fim de determinar a eficiência de cada modelo bem como seus respectivos problemas ou soluções geradas.

Palavras-chave: Estrutura metálica. Construção modular. Análise estrutural. Estabilidade global.

ABSTRACT

The objective proposed for this work was the analysis of the global stability of different structural systems, in particular the use of rigid core for a multi-storey building for commercial use in metallic structure with mixed connections using the modular construction system. The analyzes were carried out using the results obtained by the global and local displacements and the verification and validation of the use of the profiles within the robot structural analysis software. The analyzed models were achieved through variations of the original built structure, where there were alternations in relation to bracing tubes and insertion of the rigid core in reinforced concrete, replacing a module tower where the elevator shaft and flights of stairs as well as barrels are located and reservoirs. The structure was calculated by the software applying the loads of self-weight of the materials, variable loads of use and variable wind loads, where the combination used during the service limit state analyzes considered the loads at 1.25x self-weight of the structural materials , 1.4x self weight of the sealing materials, 1.05x accidental wear loads and 1.4x accidental wind load. After verifying and analyzing the results obtained for the displacements, comparisons were made between the models in order to determine the efficiency of each model as well as their respective problems or generated solutions.

Keywords: Steel structure. Modular construction. Structural analysis. Global stability.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Edifício Level modular 19
Figura 2 - Proporção e simetria das colunas gregas 21
Figura 3 - Palácio de cristal, destaque da construção modular na época da revolução 22
Figura 4 - layout da casa ampliável de Gropius, 1932 23
Figura 5 - Edifício Garagem América inaugurado em 1958 25
Figura 6 - Diagrama tensão vs. deformação: com patamar definido; sem patamar definido 27
Figura 7 - Eletrodos para soldagem a arco elétrico 29
Figura 8 - Sistema estrutural aporticado 32
Figura 9 – Arranjos dos sistemas de contraventamento 33
Figura 10 - Planta conceito do sistema aporticado 34
Figura 11 - Comportamento de um tubo oco em relação a tensão axial 35
Figura 12 - Ligação aço-concreto com placa de ancoragem 36
Figura 13 – Efeitos globais de segunda ordem em pilar (P-Δ) 42
Figura 14 - Organograma principal para o desenvolvimento do trabalho 45
Figura 15 – Diferentes materiais usados na construção modular 46
Figura 16 - Montagem *off site* dos módulos em gabarito 48
Figura 17 - Ligações viga-viga parafusadas e soldadas 48
Figura 18 - ligação viga-viga com cantoneira soldada 49
Figura 19 - ligação viga-viga com cantoneiras parafusadas 49
Figura 20 - ligação viga - pilar com soldas 50
Figura 21 - ligação viga-pilar parafusada com chapa de extremidade e enrijecedores 51
Figura 22 - ligação mista viga-pilar edifício Level 51
Figura 23 - Detalhamento das chapas de fixação dos tubos de contravento 52
Figura 24 – Esquema em planta baixa da locação dos contraventos tubulares nos pavimentos tipo 53
Figura 25 - ligação engastada pilar-fundação, placa de base excêntrica 56
Figura 26 – Ligação rotulada pilar-fundação, placa de base com carga centrada 56
Figura 27 - Detalhe bloco de fundação edifício Level 57
Figura 28 - Inserção da chapa de regulagem junto ao bloco 57
Figura 29 - Acoplagem e nivelamento do módulo na chapa base 58
Figura 30 - Ligação entre módulos 59
Figura 31 - Níveis dos pavimentos no edifício Level 60

Figura 32 - Planta baixa pavimento tipo edifício Level. 61
Figura 33 - Geometria e posicionamento dos elementos em concreto armado 62
Figura 34 - Painel Masterboard 64
Figura 35 - Mapa de isopletas 66
Figura 36 - Pressão dinâmica de vento gerado através de software 70
Figura 37 - Sentido das ações dos ventos 74
Figura 38 – Estrutura 3D (modelo A) 76
Figura 39 - Estrutura 3D (modelo B) 77
Figura 40 - Estrutura 3D (modelo C) 77
Figura 41 - Estrutura 3D (modelo D) 78
Figura 42 - Deslocamento global de 1º e 2ª ordem 79
Figura 43 - Fator de utilização das barras para MODELO A (resistência / solicitação) 80
Figura 44 - Fator de utilização das barras para MODELO B (resistência / solicitação) 81
Figura 45 - Fator de utilização das barras para MODELO C (resistência / solicitação) 82
Figura 46 - Fator de utilização das barras para MODELO D (resistência / solicitação) 83
Figura 47 - Deslocamento local para cargas de vento +X (COMB.1) 86
Figura 48 - Deslocamento local para cargas de vento -X (COMB.2) 86
Figura 49 - Deslocamento local para cargas de vento +Y (COMB.3) 87
Figura 50 - Deslocamento local para cargas de vento -Y (COMB.4) 87
Figura 51 - Deslocamentos globais para modelos estruturais 88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Distribuição volumétrica dos módulos utilizados na construção do edifício level. . 18
Tabela 2 - Deslocamentos máximos 44
Tabela 3 - Deslocamento lateral no topo do núcleo 62
Tabela 4 - Parâmetros do concreto armado 63
Tabela 5 - Propriedades mecânicas gerais do aço 63
Tabela 6 - Propriedades especificas do aço 63
Tabela 7 - Peso dos materiais de vedação. 65
Tabela 8 - Fator S2. 68
Tabela 9 – Carregamento nas vigas perimetrais 71
Tabela 10 - Carregamento de piso 71
Tabela 11 - Carregamento de forro e cobertura 71
Tabela 12 - Carregamentos nos pavimentos 72
Tabela 13 - Deslocamentos locais para vento +X (COMB.1) 84
Tabela 14 - Deslocamentos locais para vento -X (COMB.2) 84
Tabela 15 - Deslocamentos locais para vento +Y (COMB.3) 85
Tabela 16 - Deslocamentos locais para vento -Y (COMB.4) 85
Tabela 17 - Resultados do deslocamento global para modelos analisados 88

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Limites de deslocabilidade 43
Quadro 2 - Valores mínimos para o fator S3. 69

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 14
1.1 JUSTIFICATIVA 15
1.2 OBJETIVO 17
1.2.1 Objetivo geral 17
1.2.2 Objetivos específicos 17
1.2.3 Delimitações 18
2 REVISÃO DE LITERATURA 20
2.1 CONSTRUÇÃO MODULAR: HISTÓRIA E CONCEITO. 20
2.1.1 História da construção modular 20
2.1.1.1 Primeiro período, antiguidade: 20
2.1.1.2 Segundo período, revolução industrial: 21
2.1.1.3 Terceiro período, atualidade: 22
2.2 EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM ESTRUTURA METÁLICA 24
2.2.1 Propriedades do aço como material estrutural 26
2.2.2 Ligações 27
2.2.2.1 Ligações soldadas 28
2.2.2.2 Ligações parafusadas 29
2.2.2.3 Ligações mistas 30
2.3 SISTEMAS ESTRUTURAIS 30
2.3.1 Sistema com pórticos rígidos 31
2.3.2 Sistema contraventado diagonal 32
2.3.3 Sistema tubular 34
2.3.4 Núcleo rígido em concreto armado 35
2.4 AÇÕES 36
2.4.1 Ações permanentes 37
2.4.2 Ações variáveis 37
2.4.2.1 Cargas de vento 37
2.4.2.1.1 Determinação da velocidade do vento 38
2.4.3 Ações excepcionais 39
2.4.4 Força horizontal equivalente 39
2.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS 39
2.5.1 Combinações últimas normais 40

2.5.2 Combinações últimas de construção 40
2.6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO 41
2.6.1 Combinações quase permanentes de serviço 41
2.6.2 Combinações frequentes de serviço 41
2.7 ANÁLISE ESTRUTURAL 42
2.7.1 Classificação quanto a deslocabilidade 43
2.7.2 Deslocamentos máximos 43
3 METODOLOGIA 45
3.1 SISTEMA MODULAR OFF-SITE 46
3.1.1 Fabricação, estrutura: 47
3.1.1.1 Ligações viga-viga 48
3.1.1.2 Ligações viga-pilar 50
3.1.1.3 Contraventamento para módulos 52
3.1.2 Transporte 53
3.1.3 Montagem 54
3.1.3.1 Içamento dos módulos 54
3.1.3.2 Ligação entre pilares e fundação 55
3.1.3.3 Ligação pilar-pilar (entre módulos) 58
3.2 INSERÇÃO DO NÚCLEO RÍGIDO EM CONCRETO ARMADO 59
3.3 PARÂMETROS DOS MATERIAIS EMPREGADOS 62
3.3.1 Parâmetros do concreto armado 62
3.3.2 Parâmetros do aço 63
3.3.3 Parâmetros dos materiais de vedação. 64
3.3.3.1 Piso 64
3.3.3.2 Paredes 65
3.3.3.3 Coberturas / forro 65
3.4 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA 66
3.4.1 Ações do vento 66
3.4.1.1 Determinação da velocidade do vento 66
3.4.1.2 Determinação do fator S1: 67
3.4.1.3 Determinação do fator S2: 67
3.4.1.4 Determinação do fator S3: 68
3.4.1.5 Velocidade característica do vento 69
3.4.1.6 Análise do vento no sistema computacional "*Robot structural analisys*" 70

3.4.2 Ações verticais 71
3.4.2.1 Ações permanentes e variáveis (acidental): 71
3.4.3 Combinações de ações 73
3.4.3.1 Combinações de ações para estados limites últimos (ELU) 73
3.4.3.2 Combinações últimas de construção 74
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES 76
4.1 ANÁLISE ESTRUTURAL QUANTO À ESTABILIDADE 79
4.1.1 Classificação quanto à deslocabilidade 79
4.1.2 Verificação da resistência das barras 79
4.1.3 Deslocamento local 83
4.1.4 Deslocamento global 88
5 CONCLUSÃO 89
REFERÊNCIAS 91

1 INTRODUÇÃO

A verticalização das construções está cada vez mais presente nos grandes centros urbanos contribuindo para o desenvolvimento destes, possibilitando a concentração de mais serviços e habitantes em um mesmo espaço geográfico por um menor empenho de terrenos, surge então cada vez mais a necessidade de se construir edifícios de alto gabarito para a constância do crescimento econômico (ZANDONAI FILHO *et al.*, 2018). Com isso, desde os primórdios da construção civil, ocorreram inúmeras ampliações de tecnologias envolvendo novos métodos e materiais associados à construção de edificações até sua evolução para múltiplos pavimentos, onde dentre eles, a industrialização das etapas construtivas (sistemas *off-site*) em conjunto com o uso de elementos estruturais em aço, sendo fortemente implantada a partir da metade do século XIX, marcou a revolução do setor mundo afora (PATINHA, 2011).

Em decorrência da necessidade de verticalização das edificações na construção civil, diversos estudos para o seu entendimento e aprimoramento estrutural foram elaborados ao longo do tempo, segundo Lopes (2003, P.19) “os edifícios são classificados como altos quando a ação horizontal se torna fator predominante na escolha e dimensionamento dos elementos estruturais”. Sobrinho, Cruz, Melo e Souza (2016) relatam que estruturas mais altas são cada vez mais suscetíveis a esforços horizontais causados pelo vento gerando assim maior preocupação com os problemas causados pela instabilidade global da estrutura, atribuindo, por conseguinte a necessidade de estruturas mais robustas e rígidas para suportar as cargas existentes mantendo a integridade estrutural e conforto dos usuários. Como afirma Carini (2014) para a garantia quanto as normas de desempenho e viabilidade destes edifícios que buscam o aumento do número de pavimentos uteis, ocasionando, por conseguinte ao aumento de sua esbeltez, o uso de núcleos rígidos tem se mostrado uma solução eficaz na concepção das estruturas por fornecerem na maioria dos casos a estabilidade necessária para o seu bom funcionamento.

A presença de arranha céus nos centros urbanos é apontada como referência revolucionária na expressão das cidades e suas condições socioculturais, reforçando a ideia de que o desenvolvimento das sociedades pode ser medido com base em suas tecnologias construtivas (Ramires 2011). Com isso, a escolha de métodos mais eficientes e rápidos dentro do setor da construção civil na concepção de projetos, vem se tornando um fator preponderante no fechamento de um novo empreendimento, onde não mais a escolha está atrelada apenas ao custo, percebe-se que houve um grande aumento também na propensão pela escolha de sistemas

construtivos que gerem um menor impacto ambiental e que com a redução de prazos leve também ao menor impacto nocivo para a sociedade da região, visto que obras longas tendem a causar transtornos e desordem durante grande parte de sua operação, dentro desses aspectos o sistema modular vem ganhando força em meio aos consumidores, como constata a empresa de consultoria empresarial americana McKinsey & Company publicado em 2019.

Portanto, o presente trabalho almeja contribuir com a viabilização da construção de edifícios de múltiplos pavimentos industrializados em estrutura metálica no país, por meio de melhorias estruturais concebidas a partir da implementação de estruturas rígidas em concreto armado para absorção de esforços do vento, possibilitando o aumento no número de pavimentos com um menor uso de aço, logo, reduzindo seu custo e viabilizando a concepção e execução de empreendimentos.

1.1 JUSTIFICATIVA

Na construção civil apesar de surgirem constantemente novos métodos e materiais, ainda é muito comum ver construções sendo executadas de maneiras convencionais totalmente em concreto armado e alvenaria como vedação, utilizando ainda técnicas semelhantes às dos primeiros edifícios construídos no país nas décadas de 1920, isso se dá devido aos baixos custos envolvidos nesse modelo construtivo que veio se desenvolvendo ao longo dos séculos desde as primeiras construções feitas pelos homens, logo se tornando um modelo eficaz de baixo custo.

Segundo Alves (2016) as técnicas utilizadas na construção civil são consideradas ainda artesanais por consequência de eventuais limitações arquitetônicas exigirem que sejam realizadas no canteiro de obras, ambiente com condições de trabalho adversas. Prudêncio (2013) afirma mediante a isso que o setor apresenta problemas como: prolongado tempo de execução total de um empreendimento por conta de imprevistos climáticos, retrabalhos e tempos de cura empregados em materiais, etapas com pouco ou nenhum controle de qualidade efetivo, desperdício de materiais e alto consumo de matéria prima não renovável, onde de acordo com Carvalho (2017) o setor da construção civil é um dos que mais impacta negativamente no meio ambiente, gerando na produção do cimento 8% a 9% de todo o CO2 emitido no Brasil, além de utilizar aproximadamente 34% da água consumida no planeta e tendo cerca de 40% da energia produzida destinada ao setor.

De acordo com Degani (2017) a execução de estruturas metálicas na construção civil em colaboração com sistemas industrializados off- site (fora do canteiro) se tornam grandes aliados para a execução de obras mais limpas, eficientes e rápidas, reduzindo entre 1/3 e 1/2 do tempo total de uma edificação, redução do uso de matéria prima e o menor desperdício dos materiais utilizados, contando ainda com o maior controle de qualidade por conter até 90% das atividades realizadas em um ambiente fabril, não existindo assim interferências climáticas, possibilitando a replicação das atividades padronizadas e ainda por possuir grandes quantidades de materiais industrializados que também passam por rigorosos controles durante sua produção.

Segundo Oliveira (2018, p.17) "a escolha do sistema estrutural a ser utilizado em uma edificação depende não só das propriedades dos materiais empregados, mas também dos métodos construtivos associados a ele, do prazo disponível para a conclusão da obra, das exigências do projeto arquitetônico e dos custos." Com isso, a execução de edificações em estruturas metálicas pré-fabricadas e montadas no canteiro de obras apresenta vantagens em alguns aspectos destacados, como menor utilização de matérias primas não renováveis, vinculado à maior possibilidade de reciclagem e reutilização de resíduos, gerando assim menores impactos ambientais e como principal aspecto desse modelo construtivo apresenta grande redução no prazo, levando ao cliente menores impactos em ampliações e maior lucratividade em modelos de negócios, visto a antecipação do início dos lucros e menor incomodo aos clientes.

No entanto, esse método construtivo apresenta algumas limitações quanto à sua estabilidade estrutural, onde segundo Castro (1999, p.134) apesar de serem raros os casos de colapsos de edifícios de múltiplos pavimentos estruturados em aço, o sistema apresenta menor resistência aos esforços horizontais causados pelo vento. Com isso, existe grande apelo nas etapas de projeto visando solucionar os impactos dessas cargas nas estruturas, levando à necessidade da utilização de sistemas de estabilização que promovam a redução no deslocamento lateral, logo reduzindo também os momentos de 2ª ordem, podendo ser utilizado o sistema de pórticos rígidos, sistema de contraventamento, o sistema de núcleo central rígido, ou também os sistemas mistos, que são a união de dois ou mais sistemas estruturais, utilizado principalmente quando o conceito arquitetônico impede a utilização integra de apenas um sistema (BELLEI, PINHO, PINHO, 2008)

1.2 OBJETIVO

Neste item são apresentados os objetivos gerais e específicos definidos para esta pesquisa.

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo principal comparar a estabilidade de um edifício modular em estrutura metálica com 8 pavimentos alterando o módulo de escadas e elevadores por uma estrutura de concreto armado formando um núcleo rígido, verificando a possibilidade do aumento no número de pavimentos.

1.2.2 Objetivos específicos

Para alcançar o objetivo geral proposto foram definidos os seguintes objetivos secundários:

- Identificar a eficiência do uso de núcleos rígidos de concreto em edifícios de múltiplos pavimentos estruturados em aço para melhorar a estabilidade global;
- Identificar os sistemas utilizados na estrutura analisada;
- Realizar o pré-dimensionamento das estruturas de concreto que compõe o núcleo rígido.
- Identificar parâmetros dos materiais utilizados nos cálculos estruturais;
- Determinar as cargas e ações atuantes na edificação e as combinações de ações necessárias para a análise estrutural;
- Analisar a estabilidade das estruturas para cada sistema;
- Comparar os resultados obtidos para determinar a eficiência dos métodos desenvolvidos.

1.2.3 Delimitações

O presente trabalho delimita-se ao estudo voltado à estrutura projetada do Edifício modular Level com 8 pavimentos uteis que apresenta contraventamento em estrutura metálica tubular na área perimetral do prédio, além dos 8 pavimentos, existe ainda mais um pavimento para o barrilete e outro para a caixa d'agua totalizando 10 pavimentos com aproximadamente 36,8 metros de altura total. O empreendimento possui cerca de 3.300 m2 de áreas uteis e foram utilizados 73 módulos no total, onde cada pavimento continha 6 módulos volumétricos com dimensões e locações padronizadas, 1 módulo 'painel' de fachada para fechamento do átrio com medidas e locações também padronizadas, 7 módulos de cobertura do prédio, 1 módulo para barrilete, 1 módulo para caixa d'água, 4 módulos adjacentes como áreas de apoio no térreo, e mais 2 módulos de deck, sendo um na fachada lateral para uso de clientes, e outro acima do adjacente como área técnica para maquinas de exaustão e ar condicionado do térreo, o empreendimento conta ainda com duas arquibancadas no átrio conectando diretamente o 5º com o 6º e o 7º com o 8ª pavimento.

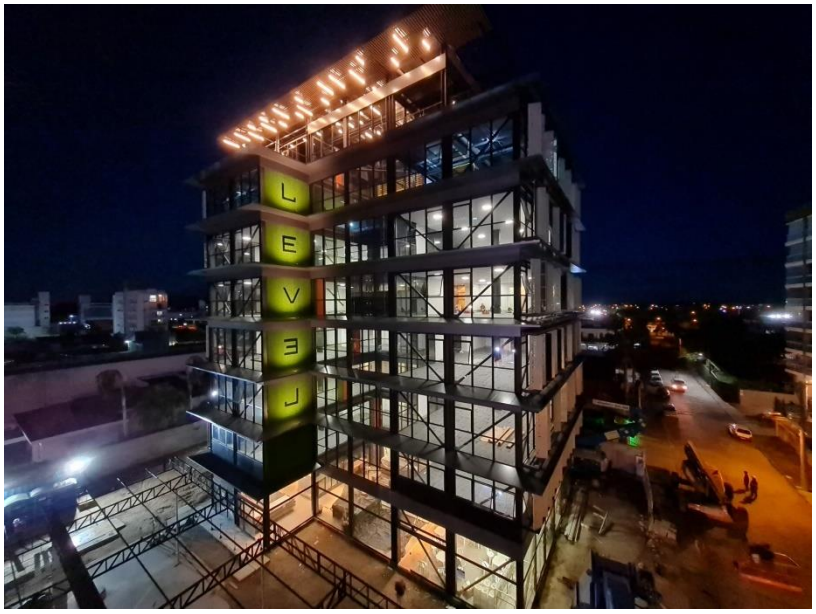
Tabela 1- Distribuição volumétrica dos módulos utilizados na construção do edifício level.

Módulo	pavimento	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Quantidade
A; B; E; F	1º	15	3,75	4,15	4
C		7,5	3,95	4,15	1
D		11,5	3,5	4,15	1
G		7,5	0,25	4,15	1
H		7,1	3,7	3,5	1
I		7,1	3,7	3,5	1
J		7,9	3,2	0,31	1
K		15	3,8	3,5	1
L		7,5	3,5	3,5	1
L2	2º	7,5	3,5	0,31	1
A; B; E; F	2º AO 8º	15	3,75	3,5	28
C		7,5	3,95	3,5	7
G		7,5	0,25	3,5	7
D	2º AO 9º	11,5	3,5	3,5	8
COB1	9º	13,65	1,2	0,31	1
COB2		13,65	3,7	1,21	4
COB3		17,4	3,75	1,21	1
COB4		17,4	2,4	0,31	1
D	10º	11,5	3,5	4	1
ARQUIBANCADA	5º/6º 7º/8º	7,55	3,65	2	2
NÚMERO TOTAL DE MÓDULOS UTILIZADOS					73

Fonte: Do autor (2021).

Este prédio corresponde ao mais alto edifício modular off-site da américa latina e foi executado pela empresa Brasil ao Cubo no ano de 2021, localizado na cidade de Tubarão Santa Catarina onde a empresa nasceu e atua desde 2016 no ramo da construção modular entregando obras em diversos estados do país.

Figura 1 - Edifício Level modular



Fonte: Brasil ao Cubo (2021).

2 REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo serão apresentados os conceitos fundamentais a respeito da construção modular em estrutura metálica e suas propriedades, assim como a empregabilidade de núcleos rígidos de concreto armado como sistema estrutural para melhoria na estabilidade global de edifícios, levando em consideração sua utilização e aproveitamento vinculado às construções em estruturas metálicas pré-fabricadas.

2.1 CONSTRUÇÃO MODULAR: HISTÓRIA E CONCEITO.

2.1.1 História da construção modular

A construção modular apesar de ter recebido na última década uma grande valorização, representa uma ideia passada, onde pode-se dimensionar os efeitos da construção no sistema modular em 3 fases, sendo seu início na idade no início das primeiras civilizações com o aprimoramento na construção civil, até meados do século XVII, levando sua segunda parte ao período próximo à revolução industrial até o início do século XX, e por fim sua terceira fase caracterizada a partir do século XX até a atualidade. Seu conceito, portanto, não era como identificamos atualmente, onde de maneira rudimentar trata-se a construção modular como a fabricação de “caixas” em indústrias, que serão transportadas prontas e instaladas em outra localidade formando uma edificação (PATINHA, 2011). Sua importância inicial gira em torno de medidas padronizadas e tipologias uniformes dentro da arquitetura, visando a completa harmonia entre os elementos da construção e o edifício como um todo, sendo assim o módulo se traduz a uma unidade de medida que foi utilizada no intuito de padronizar seguimentos com diferentes conceitos e aplicações ao longo do tempo levando a humanidade ao uso de padrões facilitando as operações, gerando mais tempo para fazer ao invés de pensar em como fazer.

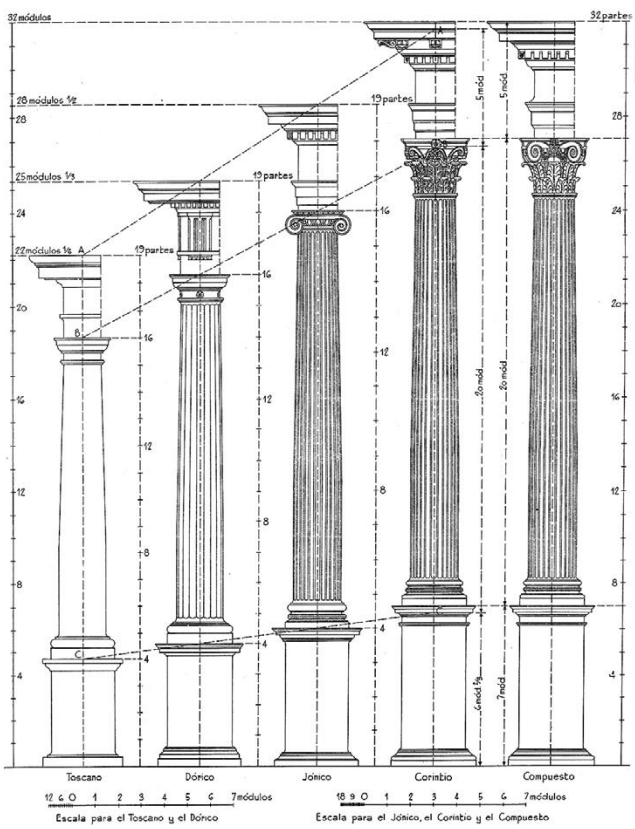
2.1.1.1 Primeiro período, antiguidade:

Pelos romanos, o conceito modular foi vinculado ao antropomorfismo, visto sua crença de que as construções deviam abrigar e proteger o homem, os módulos seriam também relacionadas as medidas de seus pés, braços, dedos e passos, onde segundo Rosso (1976, apud

ESPÍNDOLA, 2010) utilizava-se o “passus romano” como medida para planejamento de cidades e edificações, com base nessas medidas foram então modulados os sistemas e materiais utilizados não apenas na construção civil em tijolos, telhas e colunas, como também em materiais de uso cotidiano como copos e pratos.

Outras civilizações também tiveram seus sistemas modulares definidos com base em padrões numéricos, como afirma Bregato (2008) os gregos concebiam suas construções com base na medida modular em torno de parâmetros da própria construção, como exemplo uma coluna para ser harmônica precisaria ter sua altura igual a seis vezes o seu diâmetro, outros elementos relacionados também partem de frações dos diâmetros, onde constata-se que a variação do diâmetro levaria também a variação dos demais elementos nas mesmas proporções, sendo assim o conceito do módulo não implicava em medidas definidas mas sim nas relações entre os sistemas.

Figura 2 - Proporção e simetria das colunas gregas



Fonte: Espíndola (2010).

2.1.1.2 Segundo período, revolução industrial:

Na segunda fase da modularização, com a revolução industrial em ascensão, medidas passaram a serem modularizadas de acordo com demais elementos em conjuntos da

estrutura, não mais buscando apenas aspectos visuais, dá-se início a considerações construtivas, econômicas e ágeis, como o caso da concepção do edifício Crystal Palace, em 1851, onde havia a combinação entre estrutura metálica e vidro, sendo toda a modulação da estrutura baseada nas dimensões máximas da produção do vidro que naquela época eram de cerca de 240cm2, levando assim à produção padronizada e a possibilidade da industrialização. A construção do edifício com 71.500m2 em cerca de 9 meses só foi possível devido ao estudo de prazos, mapeamento de montagem, controle de custos e de prazo, onde foi projetado para que os elementos constituintes fossem totalmente produzidos em massa, integrando os conceitos de modulação com a industrialização (BYERNE, 1970 apud ESPÍNDOLA, 2010).

Figura 3 - Palácio de cristal, destaque da construção modular na época da revolução

Fonte: Patinha (2011).

2.1.1.3 Terceiro período, atualidade:

Como em vários setores vinham ocorrendo a forte industrialização, em 1921, o arquiteto Le Corbusier provoca a comunidade da construção civil, declarando que casas também deveriam ser produzidas em série dentro de fábricas utilizando sistemas padronizados e linhas de montagem, assim como carros da Ford eram feitos por exemplo (CHEMILLIER, 1980 apud BALDAUF, 2004), sendo o arquiteto alemão Walter Gropius o precursor na coordenação modular, com o projeto da “casa ampliável” em 1932, a qual foi montada com componentes pré fabricados em estrutura metálica e painéis de vedação revestidos com cimento amianto externamente. A casa possui o conceito de possibilitar ampliações pela adição de novas estruturas volumétricas (BALDAUF, 2004).

Figura 4 - layout da casa ampliável de Gropius, 1932

Fonte: Tramontano (1997b, p. 59 apud DUARTE, 2016.)

Este projeto até então era considerado exemplo em tecnologia da construção, visto que a modulação foi utilizada como justificativa técnico-produtiva, ampliando os conceitos para todos os elementos da edificação como esquadrias e juntas, tornando a escolha dos materiais necessariamente compatíveis com a modulação escolhida. Em sequência deu-se início ao estudo da industrialização das edificações como afirma Espindola (2010, P.15):

> Em 1936, o americano Alfred Farewell Bemis expõe em seu livro "The Envolving House" uma técnica de coordenação modular voltada para as necessidades da industrialização, denominada "método modular cúbico". [...]. Neste livro, Bemis prevê que as partes constituintes das casas seriam produzidas em série, e para isso, propôs a utilização de um módulo cúbico e concebeu uma malha constituída por módulos, na qual o edifício seria projetado nas três dimensões. A tese de Bemis era que todos os elementos num edifício poderiam ser combinados racionalmente dentro da mesma malha, se fossem dimensionados múltiplos de um módulo. Essa era a primeira ideia de uma coordenação modular, uma coordenação de dimensões baseada na utilização de um módulo simples.

Durante a segunda guerra mundial um estudo completo realizado pelo alemão Ernst Neufert sobre o sistema de coordenação modular baseada em um módulo de 12,5cm, chamado de octamétrico (100cm/8) lançando seu livro em 1943, onde sua preocupação principal foi estabelecer o sistema de modo que não alterasse as medidas tradicionais dos tijolos alemães. Seus estudos foram demasiados importantes visto a necessidade de reconstrução enfrentada na Alemanha, gerando assim a primeira norma alemã de coordenação modular em 1951 denominada DIN 4172, levando até o ano de 1965 a construção de 4.400.000 residências obedecendo ao sistema octamétrico (ROSSO, 1976 apud BALDAUF 2004, p.40). Em diversos outros países após o fim da segunda guerra, com a necessidade de obter métodos construtivos rápidos e de baixo custo visando a reconstrução das comunidades e reestruturação dos países, o módulo foi amplamente utilizado e aceito na arquitetura, proporcionando regras e critérios

aos elementos construtivos e as formas de produção dos materiais visando alcançar o máximo de rendimento em cada projeto (CUPERUS, 2001 apud ESPÍNDOLA, 2010).

Percebe-se então o esforço de diversos países a adotarem a coordenação modular de maneira que obtivessem conexões com produtos nacionais e internacionais visando a adequação à novas tecnologias, no entanto esse conceito passou a ficar mais tangível apenas após o fim da segunda guerra, com a criação da AEP (Agência Europeia para a Produtividade) em 1953, unindo pesquisadores de diversos países da Europa e posteriormente obtendo participação da américa do norte. Com o início dos estudos e confirmações práticas onde determinou-se que cada país construiria uma determinada quantidade de edifícios utilizando o método da coordenação modular. Em 1957 foi debatido e votado a adoção da medida de 10cm ou 4" onde posteriormente a maioria dos países europeus adotaram o sistema métrico, incluindo países da Asia e América do Sul, enquanto países da América do Norte e alguns países da África optaram pelo uso do sistema pé-polegada que definia o módulo com medidas de 4" (10,16 cm).

No Brasil existem mais de 25 normas vigentes a respeito da coordenação modular, as quais não são comumente utilizadas, por conseguinte, o país possui grande desperdício de material e diversificações na produção industrial, levando ao aumento dos custos de produção (ESPÍNDOLA, 2010).

2.2 EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM ESTRUTURA METÁLICA

O primeiro arranha-céu do mundo foi erguido entre 1883 e 1885, o 'Home Insurance Building' construído em estrutura metálica na cidade de Chicago, possuía 10 pavimentos e foi considerado um marco histórico para a revolução da construção civil, onde a partir deste, diversos métodos construtivos foram implementados, como elevadores rápidos e seguros além de proteção contra o vento e incêndios. Sua tecnologia construtiva em aço foi pioneira no mundo para edifícios altos, visto que as construções predecessoras eram estruturadas por espessas paredes de alvenaria que devido a sua estruturação, impediam grandes quantidades de janelas e maiores alturas podendo ocorrer o desabamento das paredes, além da necessidade de fundações mais robustas devido ao peso elevado. após esse feito, abriram novos caminhos para a formação de um grupo de engenheiros e arquitetos , conhecido como escola de Chicago, foram responsáveis pelo desenvolvimento do arranha-céu moderno no final do século XIX e início do século XX.

Devido ao atraso na criação de siderúrgicas no brasil, o aço não teve seu desenvolvimento como em outros países de primeiro mundo visto a dificuldade de fornecimento do material, levando as construções em concreto armado a crescerem sem muita concorrência (Castro, 1999). O primeiro edifício em estrutura metálica no Brasil teve seu início em 1952, na cidade de São Paulo, o edifico Garagem América possui 15 pavimentos e teve sua concepção em aço devido a fatores como peso total da estrutura, onde necessitaria de sapatas de fundação extremamente grandes, levando à necessidade de escavações que poderiam pôr em risco construções vizinhas, dando origem a ideia de se utilizar estacas metálicas como fundação e tendo ainda o peso total da estrutura reduzido pelo menor peso do aço estrutural em relação ao concreto armado. No entanto foi apenas no ano de 1958 em que se determinou a primeira norma brasileira que tratasse do projeto e execução de estruturas metálicas, a NB-14, em 1986 esta norma foi substituída pela ABNT NBR 8800:1986 - Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios (FAKURY 2007, apud OLIVEIRA 2018, p15).

Figura 5 - Edifício Garagem América inaugurado em 1958

Fonte: https://spcity.com.br/ (2017).

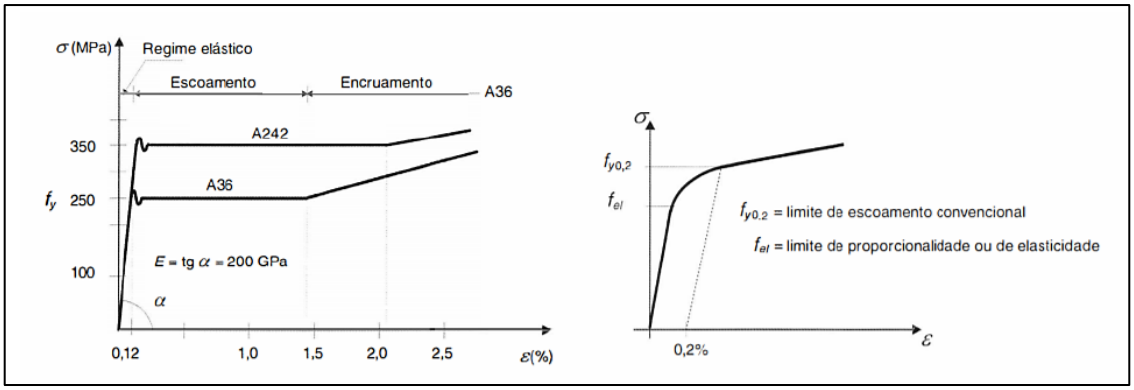
2.2.1 Propriedades do aço como material estrutural

O aço estrutural tem como uma de suas principais características a alta resistência mecânica e sua composição química definida, o que traz maior garantia ao projetista a respeito do seu desempenho em campo (LUCCHINI, 2009). Segundo Chiaverini (1996 apud Pfeil e Pfeil 2009) o aço-carbono é o tipo mais utilizado na construção civil, o aumento da sua resistência em relação ao ferro puro se dá pela liga ferro-carbono em conjunto com o manganês, em que o teor de carbono pode chegar até 1,7% e o manganês 1,65%, o aumento dos teores de carbono elevam sua resistência, no entanto diminuem sua ductilidade.

Dentro da construção civil, o aço é o material estrutural que possui maior índice de resistência (razão entre a resistência e o peso específico), onde apresenta ainda elevada ductilidade (FAKURY, 2016). Segundo Pfeil e Pfeil (2009) os perfis estruturais podem ser laminados, soldados ou dobrados a frio, onde dos perfis laminados podem ser produzidos perfis nos formatos H, I , C e L, os quais são formados pelo aço pré-aquecido que passam por máquinas laminadoras até se atingirem as formas desejadas. Os perfis soldados são formados pela ligação de chapas metálicas ou por perfis laminados simples ocorrendo a ligação entre os elementos através da solda, atingindo o formato desejado pela sua união. Os perfis dobrados a frio decorrem da dobra de chapas com aço dúctil em prensas com limitação de raio mínimo para evitar fissuração do aço na dobra.

De acordo com a NBR 8800, os aços estruturais devem possuir tensão de escoamento máxima de 450 MPa e sua relação entre a tensão de ruptura e de escoamento não deverá ser inferior a 1,18. Para cálculos, deve-se considerar os módulos de elasticidade do aço em 200 GPa . Oliveira (2018) afirma que, o diagrama tensão vs deformação do aço pode ser obtido por meio de ensaios de tração axial. O qual caracteriza-se em 3 fases, sendo de comportamento linear, a qual é definida pelo módulo de elasticidade, passando rapidamente para a segunda fase caracterizada com o início da deformação plásticas e seguida do regime de escoamento, onde o material de acordo com as especificações podem apresentar um comportamento com ou sem patamar de escoamento, pôr fim a terceira fase de encruamento onde o aço apresenta um aumento da resistência a ruptura.

Figura 6 - Diagrama tensão vs. deformação: com patamar definido; sem patamar definido



Fonte: PFEIL, (2009 apud OLIVEIRA 2018).

2.2.2 Ligações

Ligação é a conexão entre duas ou mais peças em qualquer tipo de estrutura, segundo a NBR 8800 (2008), as ligações metálicas constituem-se em elementos de ligação, como cantoneiras, chapas de ligação, enrijecedores e consolos, e meios de ligação, como parafusos, soldas, pinos e barras redondas rosqueadas, existindo então duas formas de ligação, as ligações parafusadas e soldadas podendo ainda as ligações serem realizadas das duas formas em conjunto. Podem ser caracterizadas em ligações rígidas ou flexíveis. Segundo Pfeil e Pfeil (2009) as ligações rígidas impedem a rotação relativa entre a viga e o pilar, transmitindo momentos e forças cortantes, onde caracteriza-se normalmente o uso de enrijecedores nos pilares para aumentar sua capacidade de absorver os esforços concentrados normalmente nas mesas das vigas. Para ligações flexíveis caracteriza-se a transmissão ínfima de momento, possibilitando em projetos o seu desprezo, sendo seu cálculo aplicado apenas para esforços cortantes, sendo, portanto, considerada como ligação rotulada.

As ligações são de fundamental importância nas estruturas de aço. Seu planejamento deve vir desde as fases iniciais do projeto, visando facilidades na fabricação, e montagem da estrutura, visto que ligações complexas podem resultar em um aumento no seu custo, podendo ocasionar ainda maior dificuldade de execução em campo ou também por avarias das peças devido à utilização ou fabricação errônea dos conectores, logo ocorrendo também atrasos na entrega da obra. É de responsabilidade do calculista definir quais ligações deverão ser executadas, levando em consideração além dos custos e facilidade de execução, a análise dos esforços em cada peça, onde os diferentes tipos de ligações apresentam respostas

variadas com benefícios e malefícios sobre a atuação das cargas na estrutura (BELLEI et al., 2008).

2.2.2.1 Ligações soldadas

As ligações soldadas são utilizadas principalmente no processo de fabricação das estruturas, o método consiste na união das peças por meio de um eletrodo metálico, onde a alta temperatura gerada pelo arco voltaico resulta também na fusão parcial dos elementos submetidos ao contato, tornando-os únicos após o resfriamento gerando a continuidade no material e suas características mecânicas e químicas, bem como os esforços exercidos. Uma das vantagens desse tipo de ligação está em seu custo mais baixo, devido à redução do uso de chapas de ligação e parafusos, tornando pela redução no número de elementos, mais rápido o detalhamento das peças e sua fabricação.

De acordo com Castro (1999) os métodos de solda podem ser: filete, entalhe ou chanfro, ranhura e tampão. A solda de filete se torna muito utilizada devido sua praticidade, entretanto é recomendada para cargas de menor intensidade. Para cargas de maior intensidade recomenda-se a utilização de soldas de entalhe, de penetração parcial ou total devido sua elevada resistência com menor volume de solda, porém este método exige maior preparação do material base ocasionando em maior tempo de produção das peças. A solda de ranhura se limita a casos especiais, onde a solda de filete e entalhe não são aplicáveis. Castro afirma ainda que a escolha do eletrodo é de extrema importância, visto que é necessário compatibilidade com o metal base para obtenção de uma solda com qualidade e evitar comprometimento estrutural.

Figura 7 - Eletrodos para soldagem a arco elétrico

Metal base		Metal da solda compatível		
ASTM		Arco elétrico com eletrodo revestido	Arco submerso	Arco elétrico com proteção gasosa
Grupo I	A36 A570 Grau 40 A570 Grau 45	AWS A5.1 ou A5.5 E60XX ou E70XX	AWS A5.17 ou A5.23 F6X-EXXX ou F7X-EXXX	AWS A5.18 ER70S-X
Grupo II	A242 A441 A572 Grau 42 A572 Grau 50 A588 (t ≤ 100 mm)	AWS A5.1 ou A5.5 E7015, E7016 E7018, E7020	AWS A5.17 ou A5.23 E7X-EXXX	AWS A5.18 ER70S-X

Fonte: Okumura, (1982) apud Castro (1999).

2.2.2.2 Ligações parafusadas

Para Bellei et al (2008) as ligações parafusadas são amplamente utilizadas atualmente e dentre suas vantagens pode-se destacar a rapidez na montagem das peças, bem como o menor empenho de energia elétrica podendo ser empregada em locais com pouca energia disponível além de não exigir mão de obra qualificada para sua execução com no caso dos soldadores, tornando mais eficiente e econômica, entretanto esse sistema apresenta maior dificuldade na realização de ajustes nas peças no momento da montagem, visto a necessidade de alta precisão dos projetos prevendo furações e tamanhos das chapas ideais bem como suas folgas e pontos de encontro.

Dentre os parafusos utilizados estão os comuns do tipo ASTM A307 feitos de aço carbono que apresentam um custo baixo, no entanto pela sua menor capacidade de suportar cargas, seu uso produz ligações menos econômicas necessitando de maior área das chapas de ligação. Ainda segundo Bellei et al (2008) os principais parafusos de alta resistência ASTM A325 e A490 são fabricados em aço de médio ou baixo carbono com tratamento térmico. Se destacam como substitutos dos conectores rebitados exigindo um menor número de profissionais para realizar esse tipo de ligação. Dentre suas aplicações, a NBR 8800/86, no item

7.1.10 define condições em que o uso dos parafusos de alta resistência são obrigatórios para ligações parafusadas:

- Ligações de vigas e treliças das quais depende o sistema de contraventamento, ligações de vigas e treliças com pilares e emendas de pilares, nas estruturas com mais de 20 metros de altura;
- Ligações e emendas de treliças de cobertura, ligações de treliças com pilares, emendas de pilares, ligações de contraventamento de pilares, ligações de mãos francesas ou mísulas usadas para reforços de pórticos, e ligações de peças suportes de pontes rolantes, nas estruturas com pontes rolantes com capacidade superior a 50 kN;
- Emendas de pilares nas estruturas com menos de 30 metros de altura, caso a menor dimensão horizontal da estrutura seja inferior a 20% da altura;

2.2.2.3 Ligações mistas

Ligação mista é aquela em que é realizado com soldas e parafusos em uma mesma peça, comumente utilizadas em pórticos rígidos unindo as vigas aos pilares, onde a alma da viga é parafusada com chapas ligando as estruturas que combatem os esforços ao cisalhamento e as mesas da viga soldadas combatem os esforços de momento, gerando assim uma economia nas ligações e facilitando a montagem em campo relacionada às ligações apenas soldadas (Bellei et al, 2008).

2.3 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Em estruturas de edifícios altos, os sistemas de contraventamentos ou sistemas de estabilização espacial, são grandes responsáveis pela segurança das estruturas e conforto percebido pelos ocupantes (LOPES, 2003). Para a análise do sistema estrutural de um edifício, podemos dividi-lo em duas partes constituintes, os subsistemas horizontais e verticais. Os subsistemas horizontais podem ser constituídos por lajes, vigas, e contraventamentos horizontais, tem como função coletar as cargas gravitacionais e distribui-las aos sistemas verticais, seu comportamento é predominantemente à flexão. Os subsistemas verticais por sua

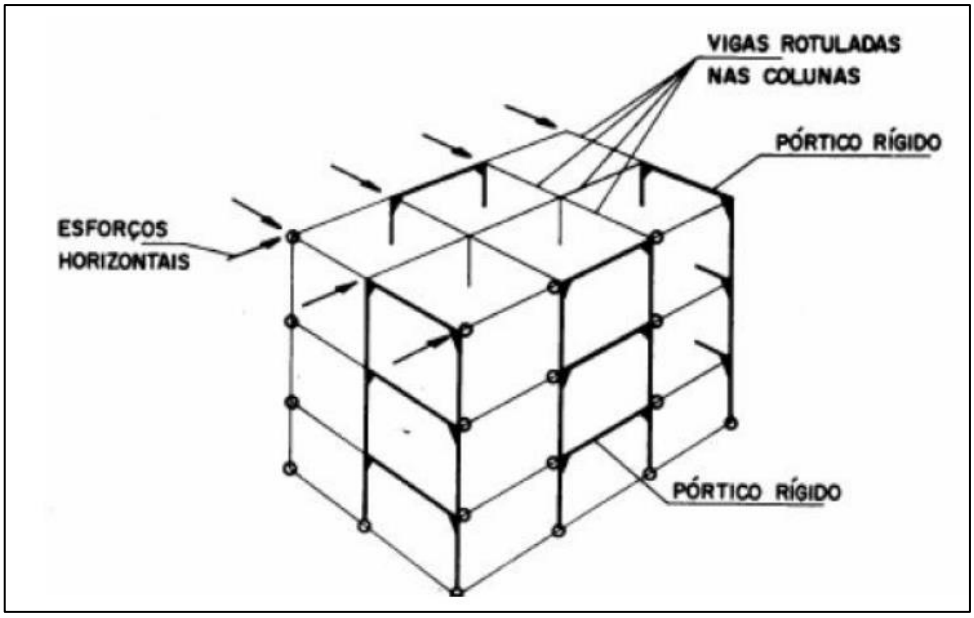
vez são constituídos pelos pilares, paredes, e contraventamentos verticais, sua função consiste em resistir as ações laterais, receber as cargas dos subsistemas horizontais, e por fim transmitir os esforços à fundação (ALVA, 2000, apud OLIVEIRA, 2018), de acordo com Fakury (2016) podemos ainda classificar os sistemas de contraventamento que podem ser aplicados isoladamente ou combinadas entre si para obtenção de melhores resultados com menores custos, dentre os mais utilizados estão: sistema com pórticos rígidos, sistema de contraventamento diagonal, sistema tubular ou sistema com núcleo rígido em concreto armado.

2.3.1 Sistema com pórticos rígidos

Os pórticos rígidos são obtidos através da ligação rígida entre pilares e vigas. Podem ser feitos em uma ou mais direções da estrutura, quando dispostos em duas direções, são considerados pórticos tridimensionais, o mal dimensionamento ou escolha equivocada dos pórticos a se tornarem rígidos pode ocasionar na inviabilidade do sistema, tornando seu custo elevado ou até mesmo suas aplicações ineficientes para alcançar a estabilidade desejada. De acordo com Oliveira (2018) a rigidez à flexão do pórtico fornecida pelas ligações rígidas é quem assume o papel de garantir a estabilidade da estrutura onde as cargas horizontais são transmitidas aos pórticos através das lajes, nesse sistema os pilares trabalham não apenas à compressão, mas também à flexão, tornando seu cálculo mais complexo.

Para a composição do sistema estrutural da edificação, não é necessário executar todos os pórticos do sistema como rígidos, apenas alguns pilares e vigas ao longo da estrutura são determinados a terem suas ligações rígidas, os demais pórticos podem ser considerados como ligações rotuladas (IBS, 2004, apud OLIVEIRA, 2018).

Figura 8 - Sistema estrutural aporticado



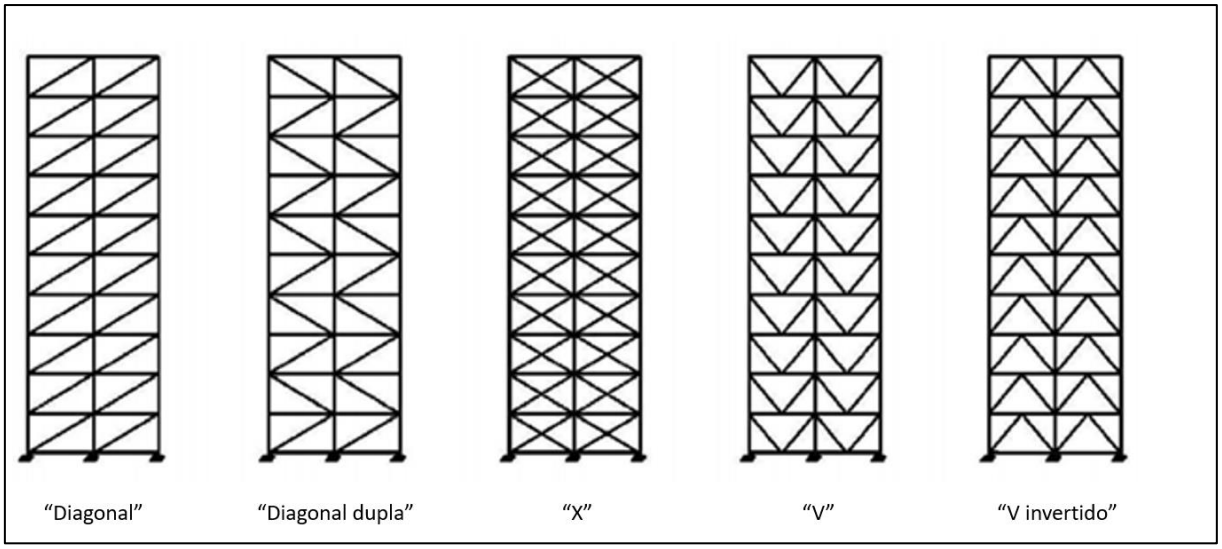
Fonte: IBS/CBCA, (2004 apud BEN 2018)

Segundo Taranath (2012, apud Carini, 2014) esse sistema é recomendado para estruturas de até vinte pavimentos, sendo inviável quando aplicado isoladamente para edifícios muito altos devido à alta flexão das vigas e pilares por conta da carga lateral excessiva, podendo ser mesclado ao sistema de contraventamento treliçado diagonal.

2.3.2 Sistema contraventado diagonal

O sistema de contravento é baseado na utilização de peças diagonais travando seus quadros de vigas e pilares (pórticos), tem a finalidade de impedir ou reduzir os deslocamentos horizontais causados pelo vento seguindo a concepção da indeformabilidade geométrica do triangulo. Os tubos de contravento podem ser aplicados tanto na vertical para o travamento dos pórticos como na horizontal para travamento de coberturas por exemplo. Dentre alguns arranjos possíveis do sistema, pode-se destacar: sistema em diagonais, diagonais duplas, ‘X’ , ‘V’, ‘V invertido’, dentre outros. (MATOS, 2014; OLIVEIRA, 2018;)

Figura 9 – Arranjos dos sistemas de contraventamento



Fonte: José Roberto (2009 apud Matos 2014)

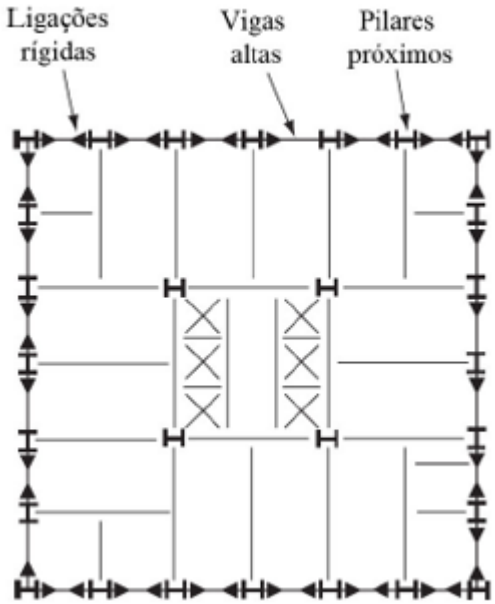
De acordo com Lopes (2003) nas estruturas metálicas, devido sua elevada resistência à tração, deseja-se que seus elementos trabalhem preferencialmente nesta condição, como a estabilidade da estrutura contraventada é assegurada ora através do efeito de tração e ora compressão, as quais são aplicadas ao conjunto de barras diagonais, obtém-se dessa forma a necessidade de dimensionar o conjunto para a situação mais crítica, sendo no caso à compressão, elevando assim as seções necessárias e, portanto, o consumo do aço. Diante disso o contraventamento em “X” possui algumas vantagens em relação ao sistema diagonal, pois, em sua estrutura enquanto uma diagonal age em compressão, a outra age com efeito de tração, contribuindo para a resistência às cargas e permitindo ainda a diminuição no comprimento de flambagem das diagonais comprimidas. Já o sistema em “V” invertido, tem como principal desvantagem o fato de suas diagonais serem solicitadas unicamente à compressão, devido aos esforços gerados pelas vigas de piso somadas aos esforços de compressão das ações laterais.

Segundo Ching (2015 apud OLIVEIRA 2018) não é necessário inserir os tubos de contravento em todos os vãos de um pavimento, no entanto, para que o sistema se comporte como uma treliça plana gerando assim maior estabilidade, é necessário que os tubos sejam inseridos nos mesmos vão em todos os pavimentos. Esse sistema tem como contraindicação a interferência arquitetônica pelos vãos contraventados, devendo ser planejado desde a concepção do projeto arquitetônico.

2.3.3 Sistema tubular

Os sistemas tubulares consistem na ideia de dispor pilares com baixo afastamento conectados rigidamente às vigas ao longo da periferia do edifício, o que forma uma estrutura tridimensional tornando a estrutura altamente eficiente para edifícios muito altos. Os pilares são projetados considerando o seu eixo de maior inercia perpendicularmente à fachada, aumentando assim a rigidez do sistema, permitindo que os pilares internos sejam projetados para resistirem somente as cargas gravitacionais, (TARANATH, 2012 apud Carini, 2014).

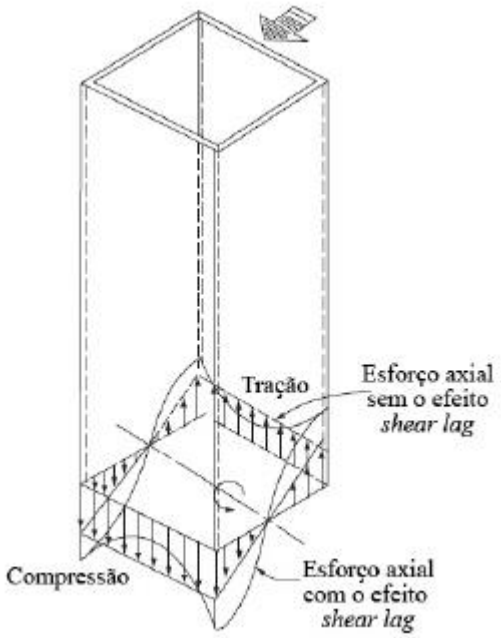
Figura 10 - Planta conceito do sistema aporticado



Fonte: Taranath (2012 apud Carini 2014).

Os principais critérios de projeto para o sistema estão na escolha do baixo espaçamento entre os pilares e elevada altura das vigas que os conecta, gerando dessa forma preocupações arquitetônicas quanto a elementos de fachada como esquadrias, limitando muitas vezes suas aberturas. Sua estrutura de maneira conceitual pode ser considerada como um tubo oco, portanto, o comportamento da estrutura se torna semelhante ao de um pilar caixão em balanço que pela ação do vento causa uma distribuição linear de tensões axiais.

Figura 11 - Comportamento de um tubo oco em relação a tensão axial



Fonte: Taranath (2012 apud Carini 2014).

2.3.4 Núcleo rígido em concreto armado

O sistema com núcleo rígido consiste na execução de pilares parede em todos os pavimentos ao longo da estrutura, formando um núcleo resistente o qual é responsável por receber e resistir as cargas horizontais da estrutura que são transmitidas pelas vigas e lajes, além de conferir ao edifício maior rigidez à torção e flexão, restando aos demais elementos estruturais resistirem preferencialmente apenas às cargas gravitacionais, portanto, a utilização de núcleos rígidos torna a estrutura metálica do edifício mais leve, em contrapartida, o peso final da estrutura do próprio núcleo rígido é altamente elevado, gerando assim grandes solicitações às fundações (ALVA, 2000 apud Oliveira, 2018).

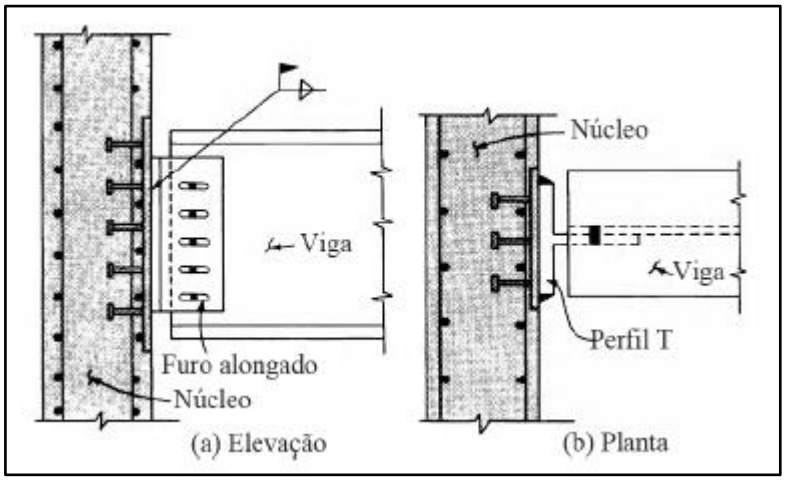
De acordo com Margarido (2007) colocar o núcleo rígido simétrico em relação a planta do edifício, auxilia na redução ao momento torsor causado pelo vento agindo na fachada, onde normalmente são executados nos vãos dos elevadores e escadas dos edifícios por serem elementos constantes ao longo da estrutura e permitindo a seção transversal do núcleo ser aberta ou semifechada, evitando assim os impactos arquitetônicos ou estruturais ao longo do edifício. Em estruturas de aço, é preferível em alguns casos a utilização do núcleo rígido externamente ao conjunto das vigas, possibilitando menor variação dos perfis e com isso facilitando a

industrialização. Segundo Coelho (2016 apud SILVA *et al.*, 2020) “para edifícios de até 30 pavimentos é possível utilizar pórticos de contraventamento ou ainda pilares parede compondo núcleos rígidos”.

Segundo Queiroz (2001 apud LOPES, 2003) em algumas circunstâncias como em casos de edifícios de média altura, entre 15 e 25 pavimentos e que tenham a relação entre altura e a menor dimensão em planta superior a 7, a única solução viável pode ser o uso do núcleo rígido, pois, torna a soluções mais econômicas, principalmente quando feito com formas deslizantes ou trepantes.

De acordo com Carini (2014) as ligações entre a estrutura de concreto armado do núcleo rígido com a estrutura metálica, pode ser realizada através de placas de ancoragem ou cantoneiras, desde que possuam conectores de cisalhamento que garantam a aderência com o concreto. Um fator preponderante em relação ao método que necessita de devida atenção no momento de projeto é a diferença de precisão de ambas as estruturas, onde para estruturas metálicas a precisão é feita na escala de milímetros, já para o concreto durante sua produção é considerado precisão em centímetros.

Figura 12 - Ligação aço-concreto com placa de ancoragem



Fonte: Taranath (2012, apud Carini, 2014)

2.4 AÇÕES

A NBR 8800:2008 estabelece que durante a análise estrutural todas as ações que produzam efeitos significativos para a estrutura devem ser consideradas. Durante a elaboração do projeto de um edifício em estrutura metálica, diversas tipologias de ações, dentre elas estão:

2.4.1 Ações permanentes

As ações permanentes são normalmente a primeira ação associada pelo projetista no início do projeto, elas condizem com as cargas geradas pelo peso próprio da estrutura obtido através dos catálogos dos fabricantes e demais elementos ou instalações permanentes durante toda a vida da edificação, como por exemplo o peso do forro, fachada, contrapiso, revestimentos, reservatórios, elevadores e seus equipamentos, dentre outras instalações presentes na obra.

Para projetos ainda sem definição de layout, a NBR 6120:2019 , estabelece que pode ser considerado uma carga mínima uniforme em 1 kN/m^2 inserida no cálculo dos pisos. Segundo Sales (1995) para edifícios de até 20 andares, pode-se considerar de maneira geral uma carga de peso próprio da estrutura em torno de 60 kg/m2, para edifícios entre 20 e 50 andares estima-se um peso próprio entre 80 e 120 kg/m2, já para edifícios entre 50 e 100 andares, o valor estimado se encontra próximo de 200 kg/m2.

2.4.2 Ações variáveis

As ações variáveis apresentam no início de um projeto um certo grau de incerteza, estão associadas com a sobrecarga do edifício, cargas uteis de utilização, as cargas do vento e ocasionadas pela variação na temperatura da estrutura. A NBR 6120:2019 determina que para edificações que tenham seu uso destinado a escritórios, pode-se aplicar como valor de sobrecarga 2,00 kN/m^2. Cabe ao projetista identificar demais possíveis alterações para o uso das edificações e levar ao conhecimento do cliente as medidas a serem tomadas para a ocorrência da ocasião, a fim de diminuir problemas gerados pela sua modificação ao longo da vida útil.

2.4.2.1 Cargas de vento

Devido ao baixo peso total dos edifícios em estrutura metálica, a ação do vento torna-se muitas vezes mais relevantes do que suas cargas de utilização, isso se dá devido aos

deslocamentos horizontais gerados em edifícios muito altos pela ação do vento, podendo ocasionar além de desconforto aos usuários, cargas adicionais às fundações e demais elementos, gerando em alguns casos aos estados limites últimos da estrutura (GUARNIER, 2009, apud BEN, 2018). De acordo com Lee et al (2010, P.43 apud Carini, 2014, P.66) “A magnitude das pressões de vento sobre uma estrutura depende da sua velocidade, da forma e da rigidez da estrutura, da rugosidade e do perfil do solo nos arredores e da influência das estruturas adjacentes”. A força de arrasto é o componente da força global do vento que incide em uma edificação, a NBR 6123:1988 apresenta os procedimentos de cálculo e determinação das cargas devidas as forças do vento nas edificações, onde a norma permite calcular de maneira simplificada essas cargas pela equação destacada abaixo:

$$F = C * q * A$$

Sendo:

F = força de arrasto;

C = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica do vento;

A = área de referência.

2.4.2.1.1 Determinação da velocidade do vento

A NBR 6123:1988 apresenta no item 5.1, figura 1 um gráfico de isopletas onde a velocidade básica do vento, para uma rajada de três segundos, a dez metros do solo, varia entre 30 e 50 m/s. entretanto de acordo com Castro (1999, P.122) “nada impede que num determinado local possam aparecer velocidades que excedam tais valores, pois eles foram baseados em uma estimativa de ocorrência de uma vez a cada 50 anos – que é aproximadamente a vida útil das edificações atualmente.” A partir da velocidade básica do vento em participação com outros fatores destacados pela NBR 6123:1988, é possível determinar a velocidade característica com que ela poderá atingir uma determinada edificação (Vk). Para obtenção do valor da velocidade característica, deve-se levar em consideração alguns fatores individuais da edificação como: topográfica do local, rugosidade do terreno, altura total da edificação e suas dimensões, tipos de ocupação quanto aos riscos de viga.

A velocidade característica e os fatores S1, S2 e S3 podem ser obtidos através da norma NBR 6123:1988 onde sua equação é demonstrada a seguir:

$$Vk = \mathrm{V0} * \mathrm{S1} * \mathrm{S2} * \mathrm{S3}$$

Onde:

V_0 = velocidade básica do vento indicada de acordo com a região;

S1 = fator topográfico;

S2 = fator relativo à rugosidade do terreno e dimensões da edificação;

S3 = fator estatístico relacionado ao tipo de edificação.

2.4.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais estão relacionadas às ações de grande intensidade e baixa probabilidade de ocorrência do tipo explosões, choques de veículos e efeitos sísmicos.

2.4.4 Força horizontal equivalente

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, nas estruturas de pequena e média deslocabilidade, os efeitos das irregularidades geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise, resultando da aplicação de um carregamento lateral mínimo da estrutura, denominado força horizontal equivalente, igual a 0,3% das cargas gravitacionais de cálculo atuantes na estrutura.

2.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A combinação das ações segundo a NBR 8800:2008 deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação do estado limites último deve ser realizada em função das combinações últimas e de serviços respectivamente, os estados limites últimos ocorrem quando parte da estrutura ou a estrutura como um todo atinge a ruína.

2.5.1 Combinações últimas normais

As combinações últimas normais ocorrem de acordo com o uso previsto da edificação, nela incluem as ações permanentes e a ação variável utilizando seu valor característicos, demais ações podem possuir seus valores reduzidos.

Seguindo os critérios da ABNT NBR 8800:2008, as combinações últimas normais em uma estrutura são dadas pela equação seguinte:

$$Fd = \sum_{i=1}^{m} (_{\gamma}giFgi,k) + {}_{\gamma}q1Fq1,k + \sum_{j=2}^{n} (_{\gamma}qj\Psi ojFqj,k)$$

Onde:

$_{\gamma}$gi = coeficientes de ponderação das ações permanentes;

Fgi,k = valores característicos das ações permanentes;

$_{\gamma}$q1 = coeficiente de ponderação da ação variável principal da combinação;

Fq1,k = valor característico da ação variável principal;

$_{\gamma}$qj = coeficiente de ponderação das demais ações variáveis;

Ψ0j = fatores de combinação das ações variáveis;

Fqj,k = valores característicos das ações variáveis que possam agir concomitantemente com a ação variável principal.

2.5.2 Combinações últimas de construção

Segundo Oliveira (2018) as combinações últimas de construção devem ser avaliadas nas estruturas que possuam risco de atingir seus limites últimos ainda na fase de construção. Utilizadas principalmente no dimensionamento das formas de aço na laje, devido ao fato de a forma precisar suportar as cargas atuantes até que o concreto atinja 75% de sua resistência característica. As ações últimas de construção são dadas também pela ação aplicada no item anterior.

2.6 COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

De acordo com Oliveira (2018) os estados limites de serviço ocorrem quando a estrutura ou parte dela, deixa de ser apropriada para seu uso estabelecido em projeto, o que resulta em deformações estruturais, trincas e fissuras, deslocamentos e vibrações excessivas. Podem ser classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em combinações quase permanente, frequentes ou raras.

2.6.1 Combinações quase permanentes de serviço

As combinações quase permanentes de serviço são aquelas que podem atuar no decorrer de grande parte da vida útil da estrutura. Nela, incluem todas as ações variáveis com seus valores permanentes. Seguindo os critérios da ABNT NBR 8800:2008, pode ser utilizada para verificação dos deslocamentos excessivos da estrutura pela equação:

$$Fser = \sum_{i=1}^{m} (Fgi, k) + \sum_{j=2}^{n} (\Psi 2jFqj, k)$$

2.6.2 Combinações frequentes de serviço

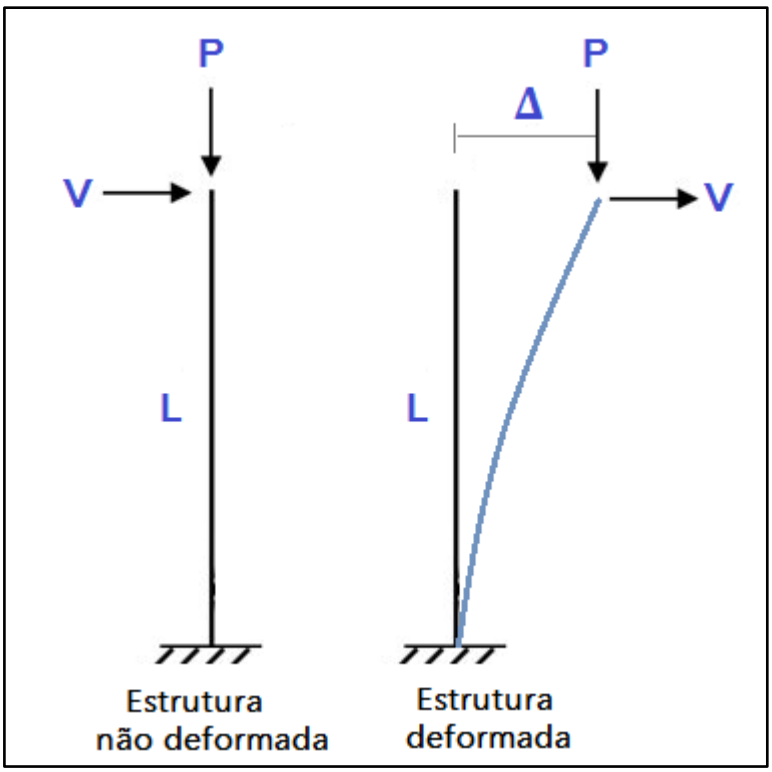
Oliveira (2018) afirma que as combinações frequentes de serviço caracterizam-se pelas ações que repetem-se diversas vezes ao longo da vida útil de uma estrutura chegando em 10 vezes em 50 anos. Utiliza-se a ação variável principal com seu valor frequente e todas as demais ações variáveis com seus valores quase permanentes. Seguindo os critérios da ABNT NBR 8800:2008, pode ser utilizada para verificação da vibração excessivas em pisos de uma estrutura pela equação:

$$Fser = \sum_{i=1}^{m} (Fgi, k) + (\Psi 1Fq1, k) \sum_{j=2}^{n} (\Psi 2jFqj, k)$$

2.7 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural tem como finalidade determinar os efeitos no edifício advindas das ações, com isso realizando a verificação dos estados limites últimos e estados limite de serviço, a NBR 8800: 2008 determina ainda que deve ser levado em consideração durante as análises estruturais todas as interações de cargas incluindo o comportamento das ligações e a interação estrutura-solo quando necessário. Segundo Oliveira (2018, P.45) “Os efeitos dos deslocamentos da estrutura são normalmente determinados a partir de análises globais elásticas de primeira ordem, que leva em consideração a geometria indeformada da estrutura. Trata-se, portanto, de uma análise linear.” No entanto, para estruturas em que os deslocamentos apresentem alterações significativas nos esforços internos, deve-se utilizar a análise não-linear que baseia-se na geométrica deformada da estrutura. A NBR 8800:2008 no item 4.9.2.2 indica que “os feitos decorrentes dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, são ditos efeitos globais de segunda ordem (P-Δ) e os decorrentes da não-linearidade dos eixos das barras, efeitos locais de segunda ordem (P- δ).”

Figura 13 – Efeitos globais de segunda ordem em pilar (P-Δ)



Fonte: Socrate Muñoz Iglesia (2017)

2.7.1 Classificação quanto a deslocabilidade

Ainda conforme a ABNT NBR 8800:2008, as estruturas metálicas podem ser classificadas de acordo com a sensibilidade aos deslocamentos laterais em: pequena, média ou grande deslocabilidade. O grau de deslocabilidade é definido a partir da máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e o obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações de ações estipuladas, onde organiza-se a definição a partir das seguintes relações:

Quadro 1 - Limites de deslocabilidade

Pequena deslocabilidade	Média deslocabilidade	Grande deslocabilidade
$d_2 / d_1 \leq 1,1$	$1,1 < d_2 / d_1 > 1,4$	$1,4\geq$

Fonte: OLIVEIRA (2018).

Onde:

d1= Deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de primeira ordem.

d2= Deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem.

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece que estruturas de pequena deslocabilidade podem ter seus esforços solicitantes determinados a partir da análise elástica de primeira ordem, já estruturas de média ou grande deslocabilidade devem ter seus esforços solicitantes determinados a partir da análise elástica de segunda ordem. Bellei (2008) afirma que, em estruturas de média ou grande deslocabilidade, deve-se reduzir a rigidez à flexão e a rigidez axial das barras para 80% dos valores iniciais (0,8EI), para levar em conta as irregularidades iniciais do material.

2.7.2 Deslocamentos máximos

Os deslocamentos máximos apresentados em norma são orientações projetuais e construtivas, a NBR 8800:2014 afirma que esses deslocamentos devem ser conceituados como

valores práticos para análise do estado limite de serviço. Em alguns casos os limites de deslocamentos podem ser mais rigorosos a depender da importância e do uso da edificação, os mesmos são definidos pela tabela abaixo.

Tabela 2 - Deslocamentos máximos

Descrição	δ [a]
- Travessas de fechamento	$L/180$ [b]
	$L/120$ [c d]
- Terças de cobertura [g)]	$L/180$ [e]
	$L/120$ [f]
- Vigas de cobertura [g)]	$L/250$ [h]
- Vigas de piso	$L/350$ [h]
- Vigas que suportam pilares	$L/500$ [h]
Vigas de rolamento: [j)]	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600$ [i]
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800$ [i]
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000$ [i]
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400$ [k l]
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500$ [m]

Fonte: NBR 8800 (2008).

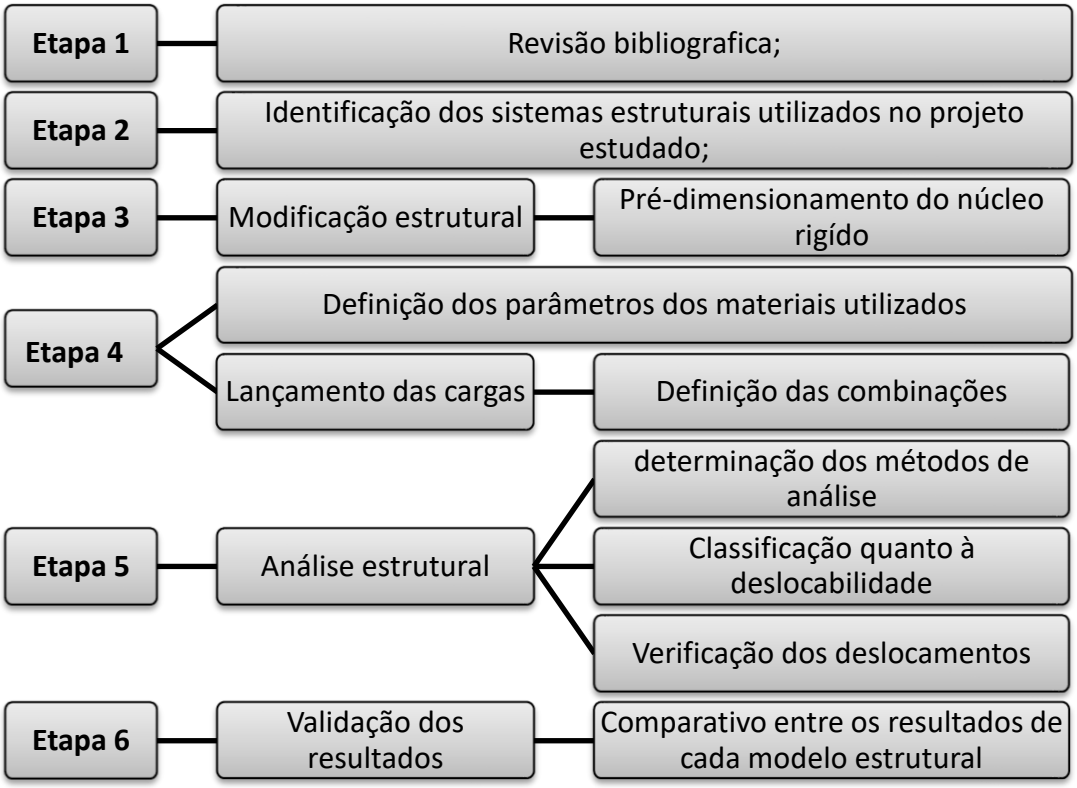
3 METODOLOGIA

O presente estudo teve como propósito avaliar o desempenho de uma edificação real de múltiplos pavimentos em aço alterando a estrutura de elevadores e escadas para concreto armado. Focando principalmente nas ações geradas pelo vento durante a pesquisa para disposição dos deslocamentos obtidos para cada modelo através de análise estrutural auxiliada pelo software "*robot structural analisys"* e com base nos limites estabelecidos pela norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

A pesquisa se mostra com intuito de buscar novas técnicas e soluções no âmbito da engenharia civil, apresentando assim caráter exploratório uma vez que apresenta atuação quantitativa, mostrando através de números e gráficos/tabelas os elementos necessários para análise e discussão dos resultados.

Para o desenvolvimento desta pesquisa, foi realizado a estruturação e sequenciamento das atividades por meio de etapas, visando organizar o funcionamento da metodologia utilizada de acordo com a figura abaixo.

Figura 14 - Organograma principal para o desenvolvimento do trabalho



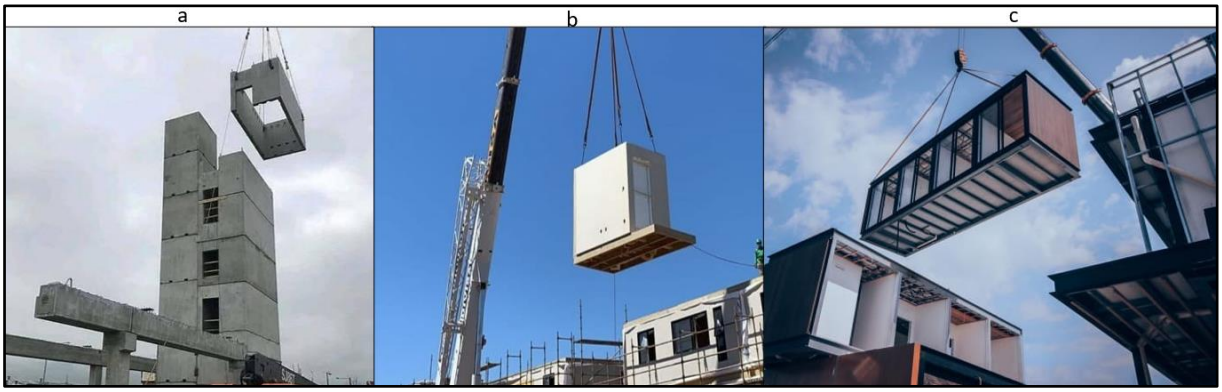
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A etapa 01 foi desenvolvida e está presente no capítulo anterior, as etapas 02 a 04 serão descritas no decorrer deste capítulo e as etapas 05 e 06 serão apresentadas no próximo capítulo.

3.1 SISTEMA MODULAR OFF-SITE

O sistema modular consiste na divisão de uma edificação em diversas ‘fatias’ (módulos), que são fabricados em estruturas que podem ser de concreto (5.a), madeira (5.b) ou aço (5c) com dimensionamento estrutural adequado para resistir ao transporte rodoviário e ao içamento, chegando em dimensões máximas de acordo com os limites para transporte estabelecidos pelo código de trânsito brasileiro (CTB).

Figura 15 – Diferentes materiais usados na construção modular



Fonte: compilação do autor (2021)

Montagem a partir de imagens coletadas do Instagram: Pura engenharia, Tec Verde e Henrique Blasius.

Os módulos que compõem a obra são totalmente produzidos em ambiente fabril com materiais industrializados, mão de obra especializada e alto controle de qualidade. Dentro do sistema modular existe a possibilidade de que os módulos saiam de fábrica prontos com acabamentos internos, externos, esquadrias, mobiliário, sistema hidrossanitário incluindo louças e metais e sistemas elétricos como condicionadores de ar. (BRASIL AO CUBO, 2020).

O sistema possibilita ainda que diversas atividades sejam realizadas simultaneamente, como a execução da fundação na obra para receber os módulos, da estrutura metálica em fábrica, produção de paredes e a produção de kits elétricos e hidráulicos, que serão posteriormente montados na estrutura principal. Em seguida são transportados com caminhões

prancha até o local de sua instalação onde são içados com o uso de guindaste ou caminhão munk e posicionados no local projetado, sendo conectados à fundação e entre os outros módulos gerando uma edificação única. Dessa forma a construção modular elimina 90% das atividades necessárias em campo, levando-as para um ambiente controlado e sem interferências de intempéries, restando para o ambiente da obra, apenas a execução de atividades de fundação, paisagismo, interligação entre os módulos e demais exigências arquitetônicas que possam existir no projeto. Toda a ligação entre os módulos deve ser pensada ainda no setor de projetos, resultando em uma fácil interligação entre os módulos e as infras elétricas e hidráulicas da obra, tornando todo o sistema único (BRASIL AO CUBO, 2020).

3.1.1 Fabricação, estrutura:

Para o edifício estudado, a estrutura principal dos módulos consistiu-se no uso de perfis W, HP e U com aço ASTM A 572 Grau 50 comercializados pela siderúrgica Gerdau e tubos Ø4" SCH40, onde as vinculações e ligações entre peças foram feitas de maneira mista pelo processo de soldagem do tipo MIG com arame ER 70 S6 e chapas de ligação classe A36 conectadas por parafusos estruturais (ASTM A325) onde todos os parâmetros de projeto, fabricação e montagem foram executados conforme NBR 8800 (ABNT, 2008).

Os módulos foram projetados estruturalmente utilizando medidas padronizadas, possibilitando a fabricação em série seguindo lógicas de linhas de montagem, onde inicialmente realiza-se a preparação dos perfis, tubos e chapas metálicas, passando pelos processos de corte e furação de acordo com projetos específicos para cada conjunto de peças seguindo para o tratamento à granalha de aço e fundo epóxi garantindo a proteção do tratamento. As peças são montadas em um gabarito utilizado para manter as medidas e alinhamentos da estrutura, garantindo assertividade na acoplagem dos módulos e no prumo final do edifício, inicialmente aloca-se todos os pilares no gabarito inferior e posteriormente fixa-se o gabarito superior, travando o conjunto, então é dado início à montagem das vigas, terças da cobertura e barrotes do piso, por fim são inseridos os tubos de contravento na estrutura, e então é realizado a fixação dos painéis de piso que apesar de não ser um material considerado estrutural auxiliam no travamento do conjunto devido a amarração feita pelas placas, aumentando a rigidez da estrutura evitando deslocamentos nos esquadros durante a movimentação dos módulos.

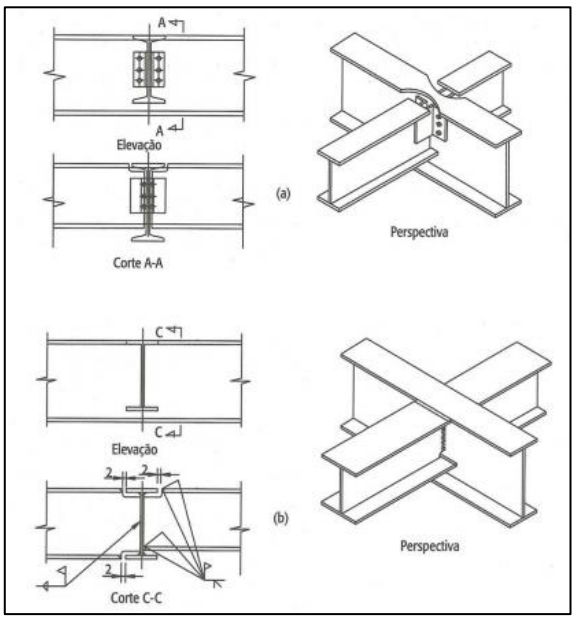
Figura 16 - Montagem off site dos módulos em gabarito

Fonte: Do autor, (2021).

3.1.1.1 Ligações viga-viga

Segundo Bellei et al (2008) as ligações mais comuns entre as vigas são de cisalhamento, as quais podem ser feitas com uso de chapas ou cantoneiras conectadas por meio de parafusos ilustradas na figura 6.a, podendo também ser feita a ligação soldando-a diretamente em outra viga como na figura 6.b.

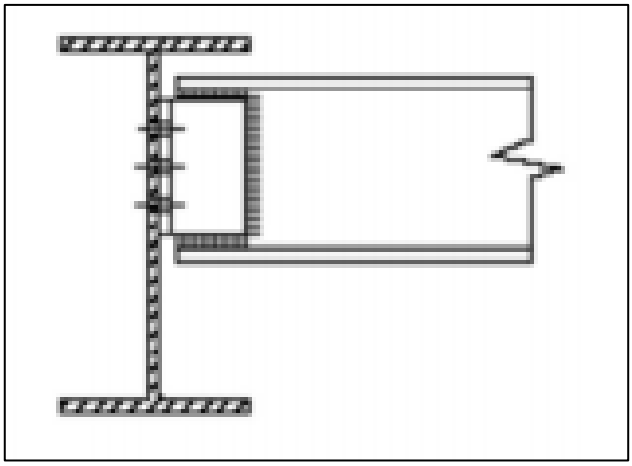
Figura 17 - Ligações viga-viga parafusadas e soldadas



Fonte: Bellei et al, (2008).

As ligações entre vigas podem ainda serem feitas de maneira mista utilizando as ligações parafusadas normalmente pela alma e soldadas pelas mesas das vigas vinculando as duas situações da imagem acima, ou ainda sendo a chapa / cantoneira soldada em uma das vigas e conectada à outra com parafusos como na imagem abaixo.

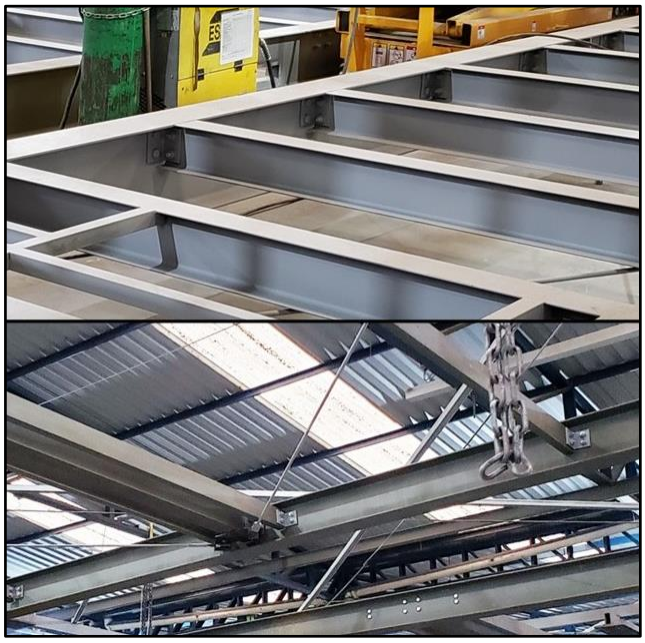
Figura 18 - ligação viga-viga com cantoneira soldada



Fonte: Alexandre Augusto Pescador Sardá, (2013).

As ligações feitas entre vigas nos módulos do edifício level, foram por meio de cantoneiras parafusadas entre a alma dos perfis w150x13 e w310x38,7 no esquadro inferior e vigas w200x26,6, w150x13 e perfil U4”conforme demonstra na imagem a seguir:

Figura 19 - ligação viga-viga com cantoneiras parafusadas

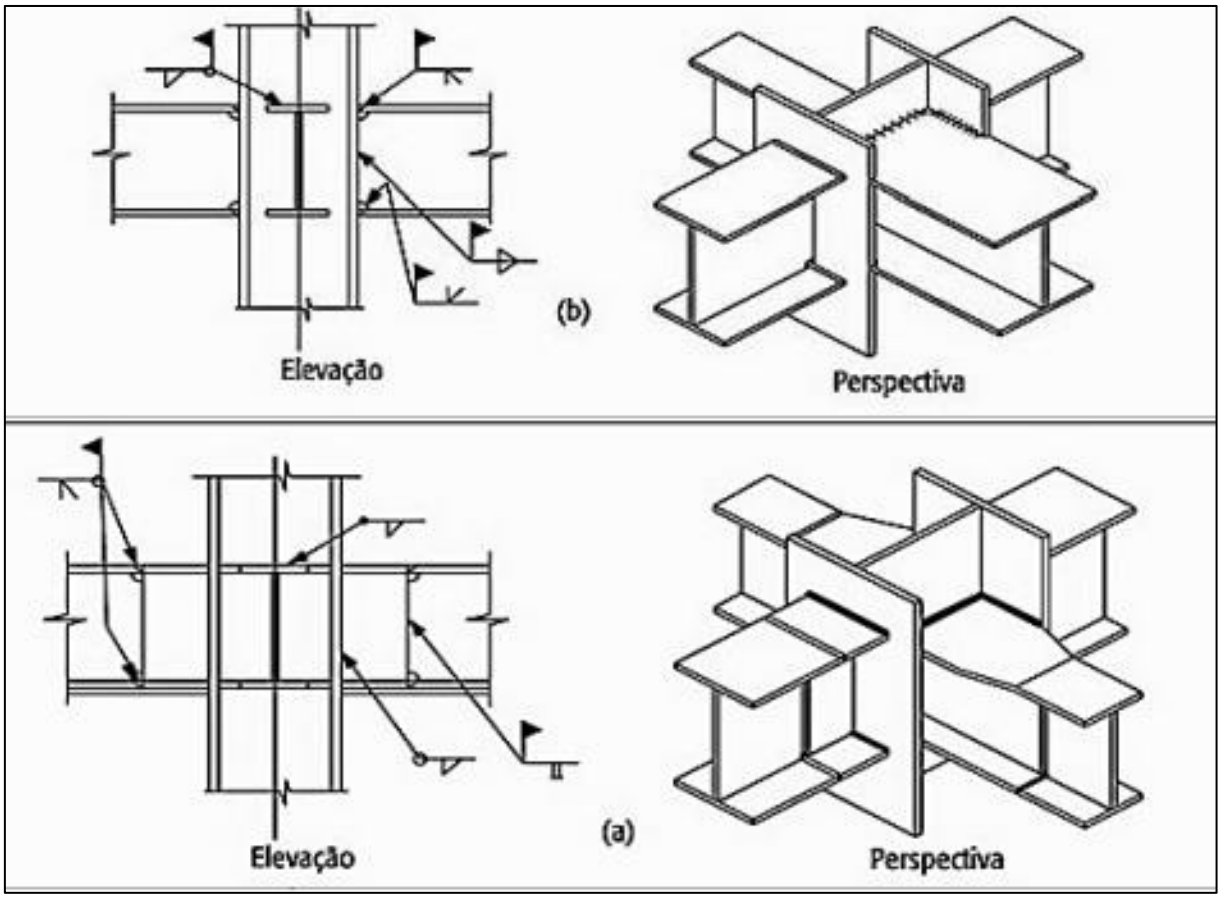


Fonte: Brasil ao Cubo (2020).

3.1.1.2 Ligações viga-pilar

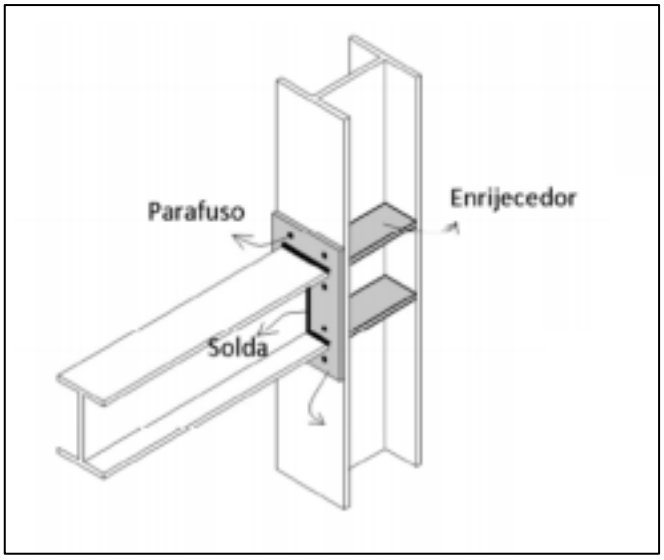
As ligações entre viga e pilares podem apresentar diversas soluções, dentre elas podendo ser soldadas, parafusadas ou mistas. As ligações soldadas consistem na união direta ou indiretamente por meio de soldas entre as vigas e os pilares. As ligações parafusadas a cisalhamento podem ser feitas com cantoneiras ou chapas na alma da viga, a utilização de cantoneiras de assento serve para cisalhamento e pequenos momentos, para cisalhamento e momento maiores recomenda-se a utilização chapas de extremidade. Para as ligações mistas é utilizado as cantoneiras ou chapas parafusadas pela alma da viga e sendo nas mesas as áreas a serem soldadas no pilar.

Figura 20 - ligação viga - pilar com soldas



Fonte: Bellei et al, (2008).

Figura 21 - ligação viga-pilar parafusada com chapa de extremidade e enrijecedores



Fonte: Alexandre Augusto Pescador Sardá, (2013).

As ligações feitas entre vigas e pilares nos módulos do edifício Level seguiram a recomendação de ligações mistas, foram feitas por meio de chapas soldadas nos pilares e parafusadas na alma das vigas, sendo ainda realizado a solda na mesa das vigas em contato com o pilar como demonstra a imagem a seguir:

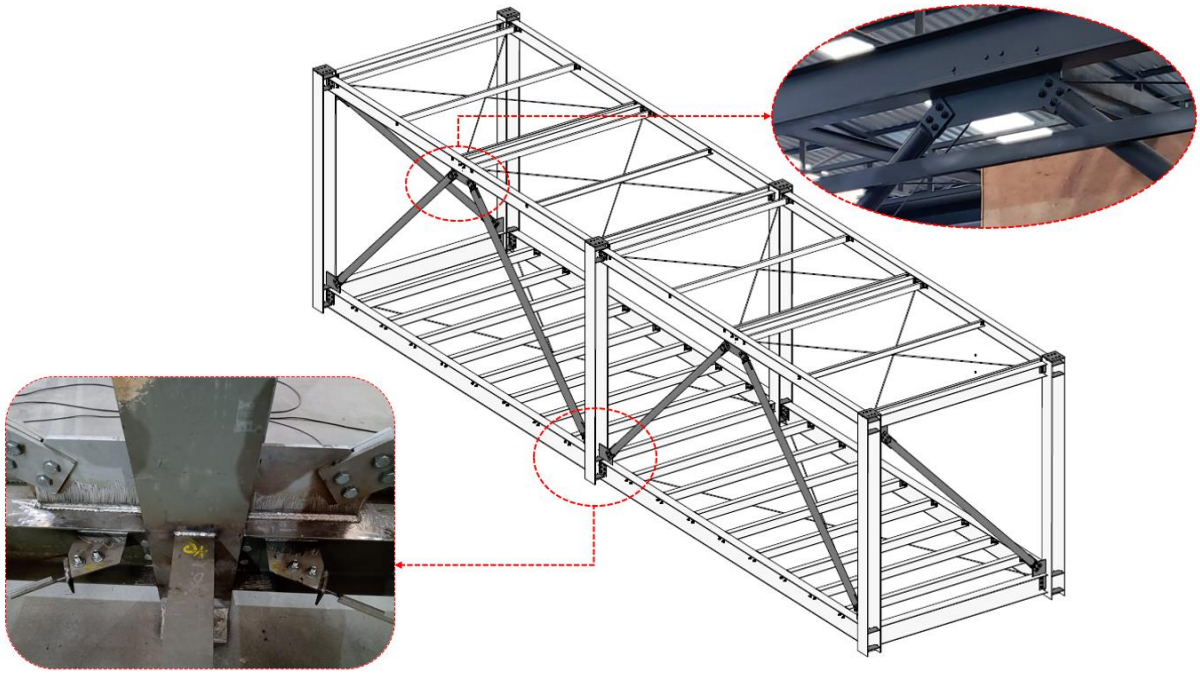
Figura 22 - ligação mista viga-pilar edifício Level

Fonte: Fernando Cardoso, (2021).

3.1.1.3 Contraventamento para módulos

Um dos últimos elementos estruturais a serem montados no corpo dos módulos foram os tubos de contraventamento, utilizando chapas A36 soldadas nas vigas e pilares dos módulos para realizar a ligação parafusando em outra chapa soldada aos tubos de 4" SCH40 A572-GR.50 conforme imagem abaixo.

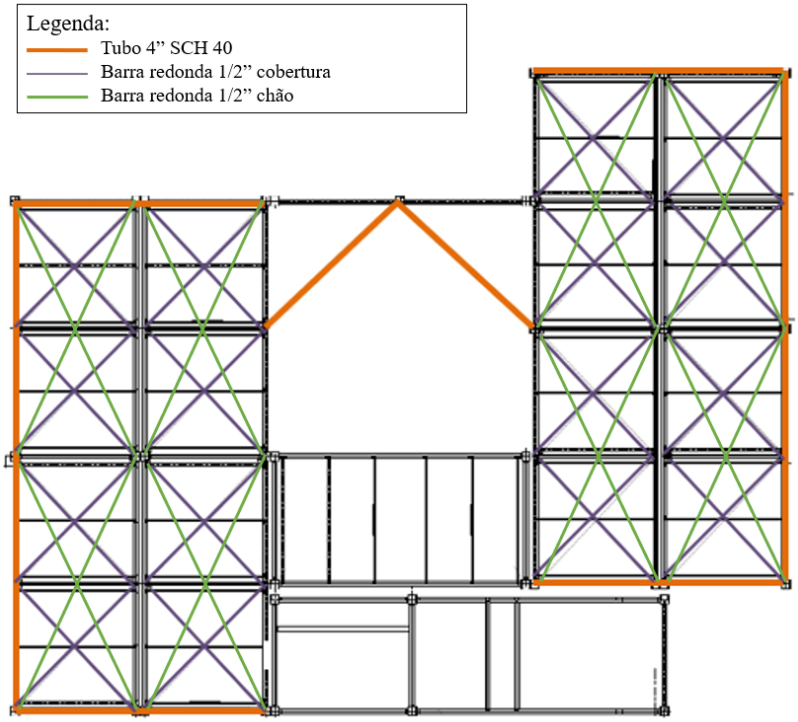
Figura 23 - Detalhamento das chapas de fixação dos tubos de contravento



Fonte: Elaborado pelo autor, (2021).

O conjunto dos tubos formam um sistema de “V invertido” em cada um dos módulos perimetrais do edifício analisado conforme mostrado na imagem anterior, além dos tubos 4” foram utilizados também, contraventamentos horizontais no quadro superior e inferior da estrutura utilizando barras redondas de 1/2”.

Figura 24 – Esquema em planta baixa da locação dos contraventos tubulares nos pavimentos tipo



Fonte: Elaborado pelo autor, (2021).

3.1.2 Transporte

O carregamento dos módulos nas carretas destinadas ao transporte pode ser feito com o uso de guindastes movimentando os módulos com empilhadeiras ou trilhos até um pátio externo para realizar o içamento, também pode ser realizado por meio de pontes rolantes adequadas ao peso e dimensões dos módulos, o qual é mais indicado. O transporte do módulo é um dos fatores que agem como limitadores das dimensões possíveis do mesmo, visto questões como custos de logística e do próprio limite máximo para transporte estabelecidos pelo CTB e demais códigos de trânsito, onde no Art. 22 da resolução DNIT nº1 de 08/01/2021 determina o uso de batedores credenciados para os transportes em rodovias federais em que o conjunto (veículo + carga) ultrapasse as dimensões finais estabelecidas em:

- comprimento, superior à 30,0m
- largura, superior à 3,20m

- altura, superior à 4,40m

Para o transporte em rodovias estaduais deve ainda ser consultado suas normativas que podem ter alterações entre si. O transporte é realizado com o uso de caminhões prancha, pois sua carroceria chega entre 0,95m a 1m de altura, portando determina-se as dimensões (comprimento x largura x altura) ideais para os módulos em 15,00 x 3,20 x 3,20 permitindo seu transporte sem a necessidade de veículos de escolta e com dimensões de até 15,00 x 3,80 x 3,90, que passam a exigir 1 veículo de escolta credenciado devido a sua largura, já módulos que excedam a largura de 3,80 metros com altura até 5,00 metros passam a exigir 2 veículos de escolta credenciados em pistas simples.

No edifício Level todos os módulos necessitaram de escoltas, em sua maioria os módulos possuíram larguras de 3,75 m e alturas do conjunto carga + carreta em aproximadamente 4,50 m, porém em alguns módulos a largura passou dos 3,80 metros chegando em 3,95 metros, necessitando de 2 veículos de escolta devido a existência de pistas simples no percurso.

3.1.3 Montagem

Assim como nas demais etapas dentro do processo da construção modular, o planejamento é um item primordial, portanto, para a montagem das estruturas atenderem aos requisitos de custos e prazos extremamente arrojados, é necessário a realização de um bom planejamento prévio de montagem, o qual consiste na elaboração dos mapas de montagem pela equipe de projetistas para melhor avaliar os processos e etapas que possam obter interferências e adequar os planos de ação para solucioná-los, como também o estudo dos projetos pela equipe de execução em campo e a preparação dos materiais, ferramentas, maquinas e profissionais envolvidos (LUCCHINI, 2009).

3.1.3.1 Içamento dos módulos

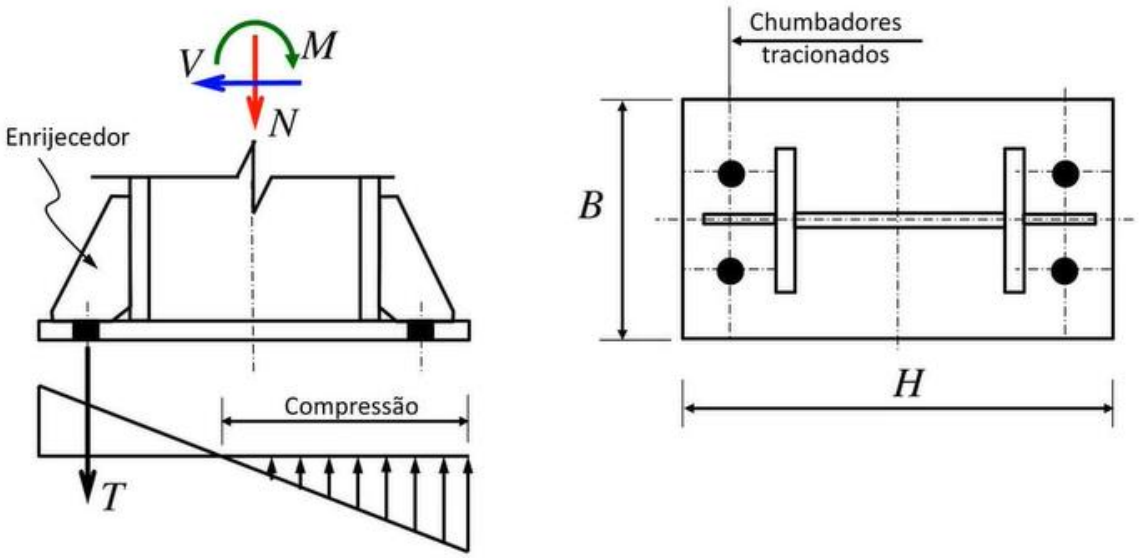
Com a chegada dos módulos transportados por caminhões prancha inicia-se a preparação para o içamento dos módulos ainda em cima da carreta, onde para sua elevação,

pode-se utilizar cintas para içamento de cargas para módulos com distribuição do peso homogênea como também a adição das talhas de corrente para módulos que estruturalmente tenham seu peso mal distribuídos, possibilitando a correção das cargas, as cintas e talhas devem respeitar os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 15637-1:2017 (Cintas têxteis para elevação de cargas) ou NBR16324 de 11/2014 (Talhas de corrente com acionamento manual — Requisitos e métodos de ensaios) para uso das talhas. Realizado a fixação das cintas ou talhas nos olhais do módulo, realiza-se o nivelamento da estrutura e em seguida o içamento do mesmo com o uso de guindastes ou caminhão munk, o qual movimenta-os até seu local projetado.

3.1.3.2 Ligação entre pilares e fundação

Para edificações industrializadas modulares, enquanto as estruturas são fabricadas off-site, é possível iniciar a execução on-site das fundações do edifício, sendo possível a realização em radier, vigas baldrame, sapatas corridas ou isoladas e estacas, a ligação entre a estrutura metálica e a fundação ocorre através de chapas inserts que são posicionadas de acordo com os pontos de distribuição das cargas e devem ser cuidadosamente dimensionadas, essas chapas são fixadas por meio de chumbadores durante a concretagem nos pontos especificados, ou quando possível, com o uso de parabolts após a concretagem, o uso das chapas além de promover a fixação da estrutura, auxilia ainda na melhor dissipação das cargas pontuais dos pilares sobre fundação, Bellei et al (2008) afirma que as bases engastadas são utilizadas quando se quer aumentar a rigidez da estrutura à deformação lateral, necessitando de fundações mais robustas porem tornando a estrutura mais econômica, essas chapas de base são submetidas a compressão excêntrica onde suas cargas não são distribuídas regularmente, ocorrendo a compressão da fundação pela placa de acordo com o momento de um lado e do outro ocorrendo a tendencia da placa se desprender, a qual é inibida pelos chumbadores.

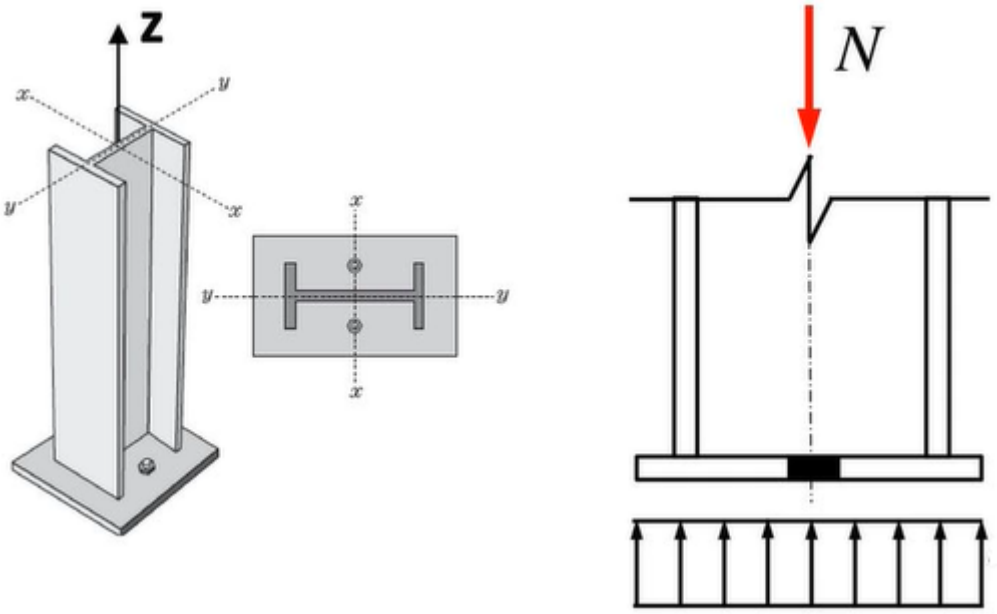
Figura 25 - ligação engastada pilar-fundação, placa de base excêntrica



Fonte: Inês Miranda Belém, (2018) em: https://slideplayer.com.br/slide/12224391/.

As placas podem ainda serem consideradas rotuladas, as quais são submetidas à compressão axial, sua ligação é considerada rotulada e são dimensionadas para resistirem apenas às cargas verticais e horizontais. Ainda segundo Bellei et al(2008) a determinação de suas dimensões depende do f_{ck} do concreto e de acordo com a carga aplicada, obtendo assim uma área mínima da chapa que distribua uniformemente as cargas e permita a absorção das pressões efetivas pela estrutura no concreto.

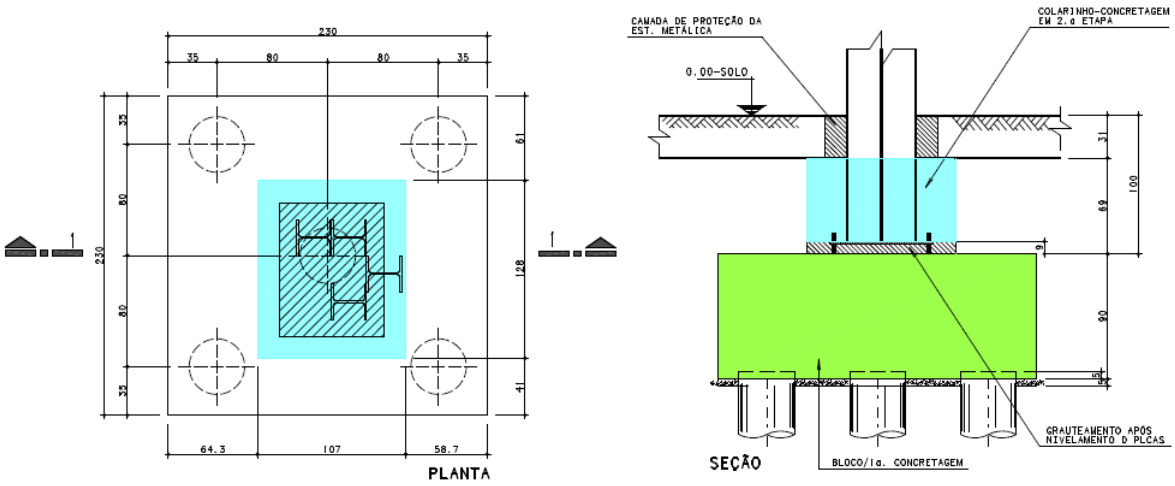
Figura 26 – Ligação rotulada pilar-fundação, placa de base com carga centrada



Fonte: Inês Miranda Belém, (2018) disponível em: https://slideplayer.com.br/slide/12224391/.

Para o edifício ao qual o presente trabalho se delimita, foram utilizadas fundações em estacas do tipo hélice continua que recebem as cargas da estrutura através do bloco de coroamento, durante a concretagem do bloco é realizado a inserção das chapas de base com os chumbadores em um sistema elevado com o uso de porcas nas barras roscadas que serão responsáveis por regular a chapa de base após a acoplagem do conjunto de módulos como exemplifica a imagem a seguir.

Figura 27 - Detalhe bloco de fundação edifício Level



fonte: Brasil ao Cubo, (2020)

Figura 28 - Inserção da chapa de regulagem junto ao bloco

Fonte: Murilo Mello, (2020).

O módulo é então locado nos pontos de fixação e esperas da fundação, a base dos pilares é apoiada em cima das chapas reguláveis, onde após a conferência da locação é realizado a solda com eletrodo entre os pilares e as chapas inserts. Após todos os módulos ligados

diretamente à fundação serem acoplados, é realizado uma conferência topográfica para o aferimento dos níveis do prédio, para diferenças de níveis e prumos, estes podem ser regulados através do sistema de porcas nas chapas da fundação. Após ser realizado todas as conferências das medidas, prumos e níveis dos módulos, é realizado a concretagem com grout na base dos pilares encobrindo as esperas de fixação e a chapa base dos pilares.

Figura 29 - Acoplagem e nivelamento do módulo na chapa base

Fonte: Brasil ao Cubo, (2021).

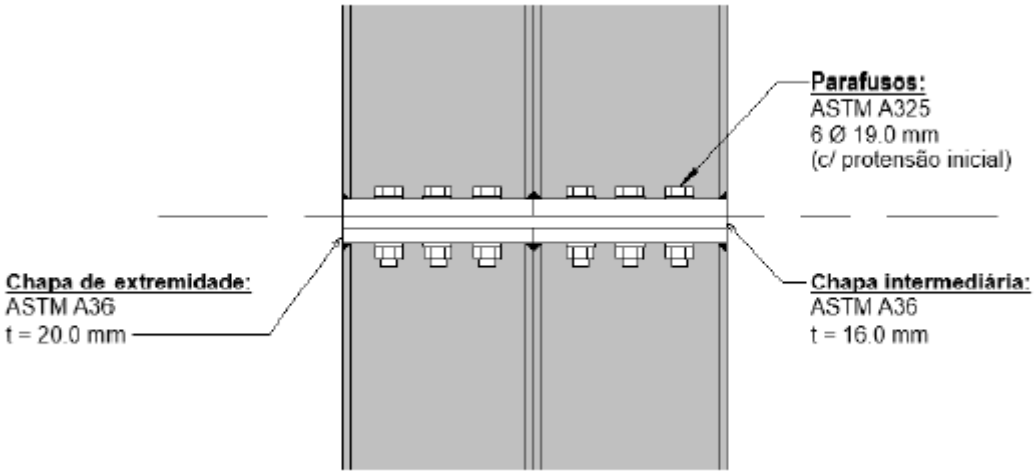
3.1.3.3 Ligação pilar-pilar (entre módulos)

Na sequência de montagem, os demais pavimentos do edifício são acoplados, para garantir a correta fixação entre as estruturas, é realizado a ligação entre módulos, onde utilizam-se chapas metálicas entre os pilares conforme ilustrado na figura 14, que promovam a conexão não apenas entre módulos no sentido vertical, como também conecta horizontalmente módulos vizinhos, garantindo maior rigidez e entrelaçamento da estrutura como um todo, a ligação é feita então por meio de parafusos estruturais classe ASTM A325.

Segundo Bellei et al (2008) para ligações que ocorram o esmagamento da chapa, deve-se realizar a verificação da resistência ao esmagamento não apenas no parafuso, mas também das chapas, evitando que ocorra em caso de resistência inadequada da chapa o

alargamento do furo ou que o parafuso rasgue as partes conectadas, o autor ainda afirma que as emendas entre pilares podem ser soldadas, parafusadas ou mistas, existindo 2 critérios para sua concepção. Para ligações por contato sendo as ligações em que o contato direto das peças permita a boa transferência de cargas, pode ser considerado apenas uma parte do esforço transmitido pelo elemento de ligação, já para ligações sem contato, consideradas aquelas em que a falta do esquadro das superfícies não permite um bom contato entre os perfis, as ligações são responsáveis pela transmissão total das cargas.

Figura 30 - Ligação entre módulos

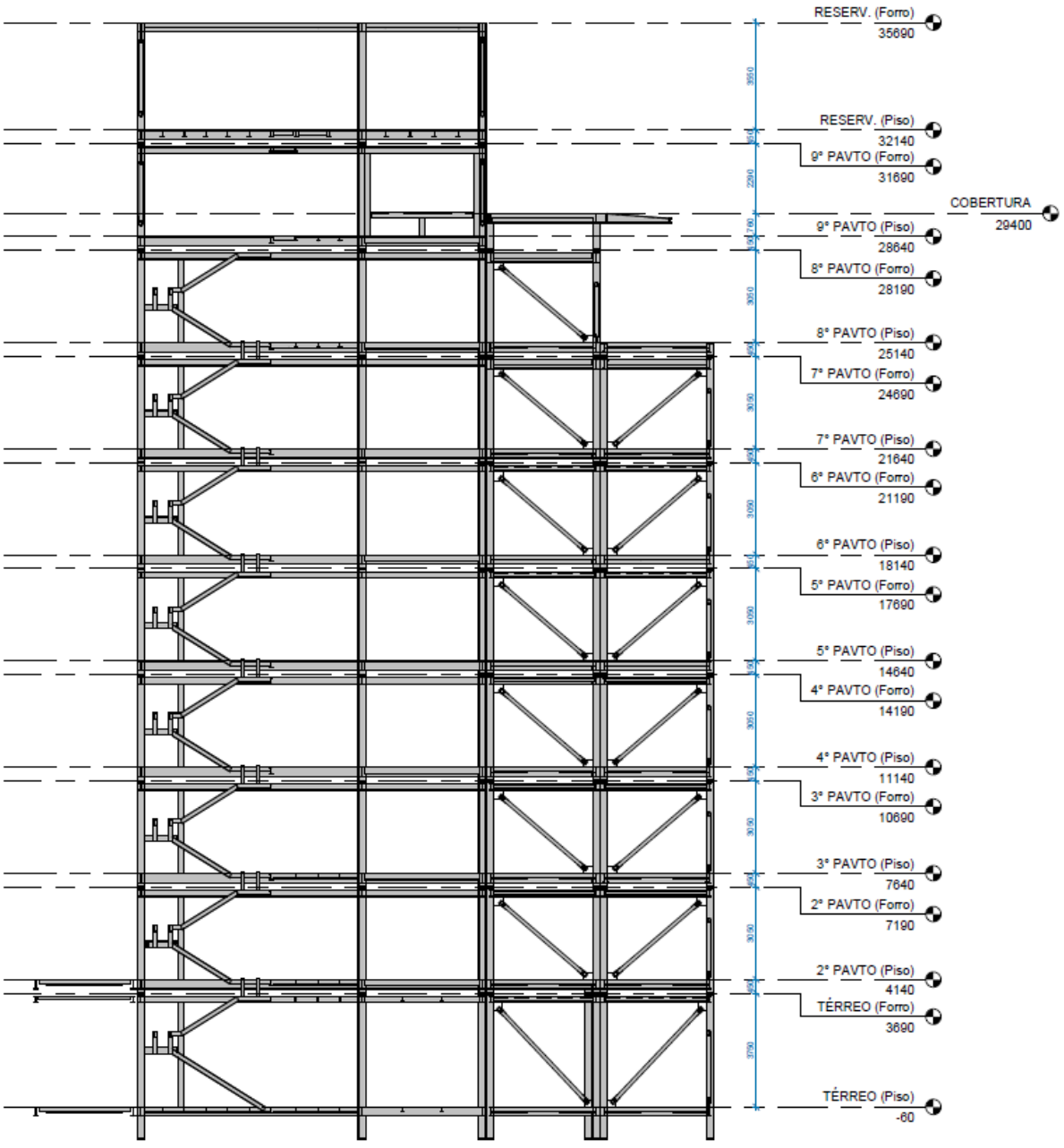


Fonte: Brasil ao Cubo, (2021).

3.2 INSERÇÃO DO NÚCLEO RÍGIDO EM CONCRETO ARMADO

O edifício é composto por 8 andares de uso comercial sendo mais 1 andar para a cobertura também modular com barrilete e outro andar para caixa d’água, possuindo um pé esquerdo de 3,5 metros em seus pavimentos tipo obtém uma altura desde a fundação total de 36,8 metros. O edifício não possui sua forma retangular perfeita, porém pode-se assumir que ele possui dimensões aproximadas em planta de 22,5 x 18,5 metros.

Figura 31 - Níveis dos pavimentos no edifício Level

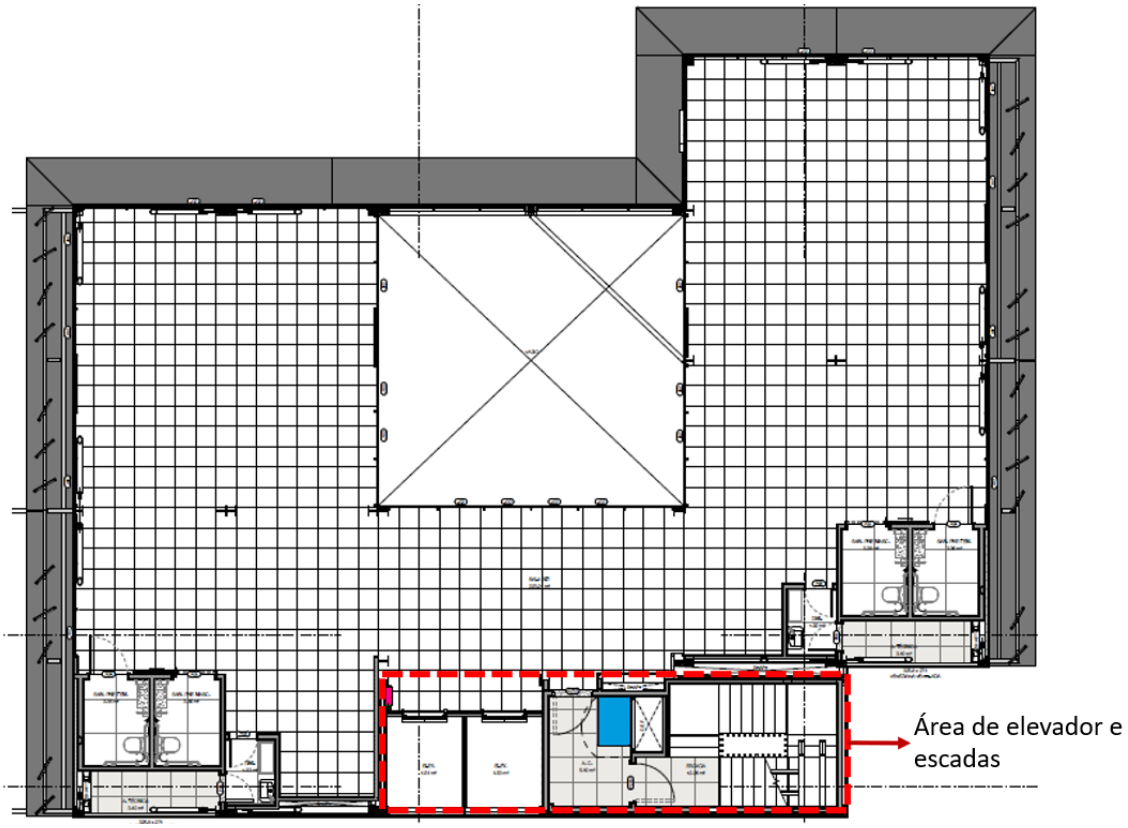


Fonte: Brasil ao Cubo (2020)

Para o estudo, a opção de utilizar a caixa de elevador e escadas como núcleo rígido se tornou a mais viável dentro do aspecto arquitetônico, visto serem as partes do edifício que se mantem iguais desde o térreo até a cobertura, porém nota-se que estruturalmente não se torna o melhor local para a inserção do mesmo, visto o próprio não se encontrar próximo ao eixo de inércia geral do edifício, podendo ocorrer torções em áreas mais distantes quando comparado às áreas mais próximas.

Na figura 32 pode-se observar a marcação da área do poço dos elevadores e a área das escadas do pavimento tipo correspondente ao módulo tipo “D” onde será realizado a alteração estrutural.

Figura 32 - Planta baixa pavimento tipo edifício Level.

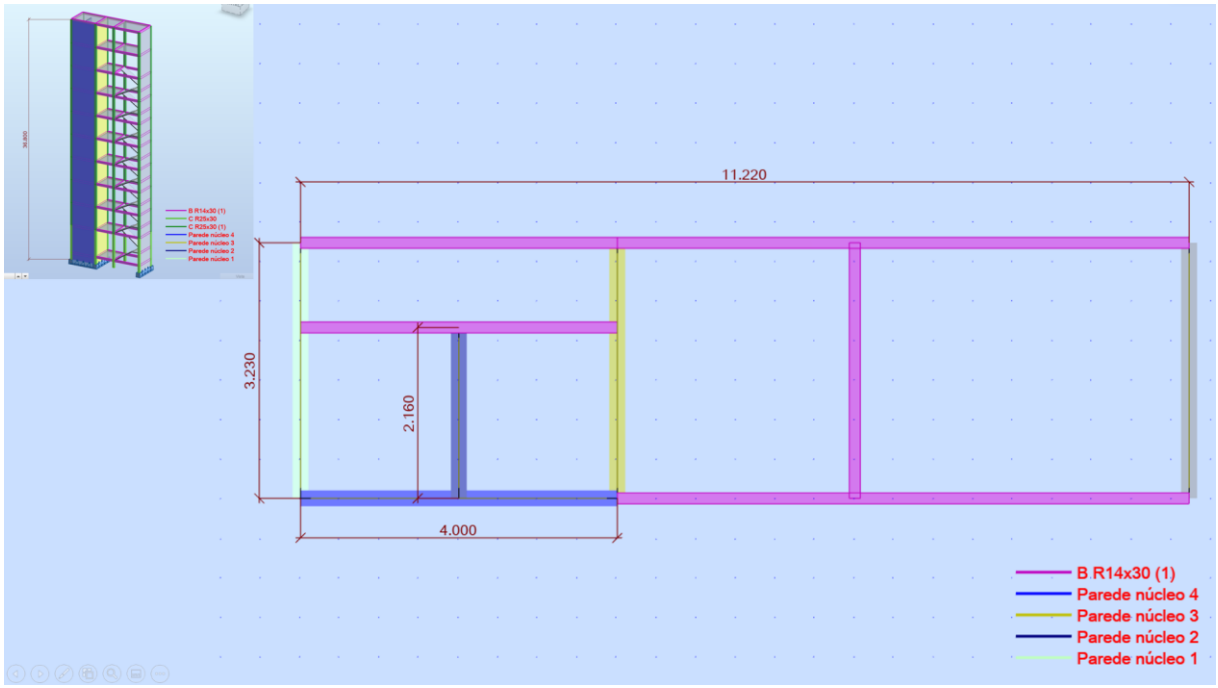


Fonte: Ato 9 arquitetura (2020)

Foi realizado o pré-dimensionamento das vigas, pilares e pilares-paredes referentes ao núcleo rígido em concreto armado a partir de crescentes avaliações estruturais e iterações dentro do software até alcançar às condições estruturais adequadas ao projeto.

A determinação da espessura dos pilares paredes do núcleo rígido foi realizada com a avaliação do deslocamento que ele sofre devido às ações de vento calculadas, a norma NBR 6118:2014 estipula que o limite do deslocamento considerando uma força plena do vento é dada por H/510 onde H representa a altura total do edifício. A figura 34 apresenta a geometria do núcleo com a presença das vigas em concreto armado e a tabela 3 demonstra a relação obtida de acordo com as espessuras avaliadas.

Figura 33 - Geometria e posicionamento dos elementos em concreto armado



Fonte: Do autor (2021).

Tabela 3 - Deslocamento lateral no topo do núcleo

ESPESSURA (cm)	Δ (cm) COMB.1	Δ (cm) COMB.2	Δ (cm) COMB.3	Δ (cm) COMB.4	limite (H/510)	situação
15	2,5	3,5	5,8	4,2	< 7,2	ok
20	2,2	3,2	5,1	3,6	< 7,2	ok
25	1,9	3	4,6	3,1	< 7,2	Ok

Fonte: do autor (2021).

Apesar de o núcleo com espessura de 15 cm atender aos deslocamentos e apresentar uma relação de espessura mais próxima das paredes existentes no projeto original, a NBR 6118:2014 afirma que pilares-parede não podem ser concebidos com dimensões menores que 19 cm, portanto, definiu-se a espessura dos pilares-parede como 20 cm.

3.3 PARÂMETROS DOS MATERIAIS EMPREGADOS

3.3.1 Parâmetros do concreto armado

Para os elementos empregados nos pilares, vigas e paredes que formam o núcleo rígido foi considerado concreto com fck igual a 40, 30 e 25 Mpa respectivamente e demais parâmetros conforme tabela a seguir:

Tabela 4 - Parâmetros do concreto armado

Módulo de Young, E	Coeficiente de Poisson v	Módulo de elasticidade transversal G	Coeficiente de dilatação térmica βa	Peso específico kN/m³
35.000 MPa	0,17	11.000 MPa	1,0 x 10-5 1/°C	24,54 kN/m³

Fonte: Do autor (2021).

Para as armaduras longitudinais foi utilizado os parâmetros do aço tipo CA-50, com resistência ao escoamento Fys de 500 Mpa.

3.3.2 Parâmetros do aço

Para os elementos estruturais do edifício como vigas, pilares, tubos de contravento e as chapas de ligação foram utilizados materiais em geral que correspondem às propriedades destacadas a seguir:

Tabela 5 - Propriedades mecânicas gerais do aço

Módulo de elasticidade Ea	Coeficiente de Poisson v	Módulo de elasticidade transversal G	Coeficiente de dilatação térmica βa	Massa específica ρa
200.000 MPa	0,3	77.000 MPa	1,2 x 10-5 °C-1	7.850 kg/m3

Fonte: Do autor (2021).

Tabela 6 - Propriedades especificas do aço

Denominação	**Grau**	**fy MPA**	**fu MPA**
ASTM A36	-	250	400
ASTMA501	B	350	485
ASTM A572	50	345	450

Fonte: Do autor (2021).

3.3.3 Parâmetros dos materiais de vedação.

3.3.3.1 Piso

O sistema de piso do edifício Level é composto por painéis de laje seca do tipo masterboard formados por camadas de placas cimentícias nas faces externas e internamente composto por madeira sarrafeada, o peso dos painéis se encontra na faixa de 32kg/m2 e sua resistência pode chegar em até 500 kg/m2. Com referência ao revestimento utilizado, no edifício encontra-se o uso do carpete modular com um peso próprio de aproximadamente 1,2kg/m^2, no entanto seu cálculo foi realizado considerando piso cerâmico com um conjunto total incluindo argamassa e rejunte de 33 kg/m^2 por ser um revestimento mais pesado para suportar a possibilidade de mudanças nos revestimentos ao longo do uso do edifício além de também o mesmo já ser empregado em alguns locais específicos como banheiros, utilizando assim uma carga igual para todo o carregamento.

Figura 34 - Painel Masterboard

Fonte: Brasilit.com.br

3.3.3.2 Paredes

Foram utilizados dois sistemas de paredes na concepção do edifício. Para as paredes perimetrais de vedação o sistema estrutural é composto por barras de metalon 40x40x1,25mm e suas face externa é composta por painéis térmicos da Kingspan modelo Frigo PIR 32mm revestido por chapas de alumínio composto também conhecidas como ACM de 3mm de espessura. Internamente a parede é composta por uma chapa de OSB que é uma chapa compensada de madeira e por fim como acabamento a chapa de gesso acartonado. Para as paredes internas com intuito de divisão dos ambientes o sistema é composto pelo uso de guias e montantes de steel frame com espessura de 0,95mm para formação da estrutura e de ambos os lados o fechamento é realizado com uso de placas OSB 11,1mm e gesso acartonado 12,5mm. O peso próprio dos materiais está presente na tabela abaixo:

Tabela 7 - Peso dos materiais de vedação.

ITEM	PESO/M2
Metalon 40x40x1,25	7,5
Perfis steel frame 0,95mm	9,2
Painel Frigo 32mm	10,0
ACM 4mm	4,4
OSB 11mm	6,1
Gesso acartonado 12,5mm	8,4

Fonte: Do autor (2021).

Apesar de definido os materiais das paredes, foi utilizado uma carga de 50 kg/m^2 proveniente de carga usuais em estruturas de drywall.

3.3.3.3 Coberturas / forro

Para a composição da cobertura e forro dos módulos do edifício foi utilizado como material de vedação da cobertura o painel térmico da Kingspan modelo Frigo PIR 32mm igual ao utilizado na vedação das paredes e para acabamento do forro apesar de em projeto estar definido o uso do forro modular que possui um peso total aproximado de 2kg/m2 para o cálculo da estrutura considerou-se o uma carga de 14kg/m^2 também com o pensamento de possíveis

mudanças ao longo do uso do edifício bem como também o peso de demais artefatos arquitetônicos como luminárias, lustres dentre outros materiais.

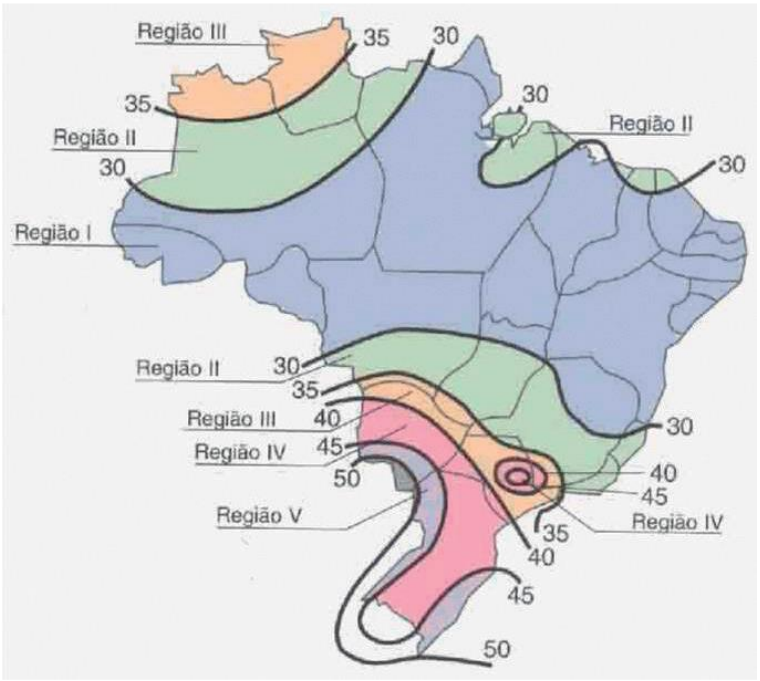
3.4 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

3.4.1 Ações do vento

3.4.1.1 Determinação da velocidade do vento

O valor da velocidade básica do vento, V0, foi adotado com base no mapa de isopletas que se segue, reproduzida da ABNT NBR 6123:1988.

Figura 35 - Mapa de isopletas.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Ao observar o mapa de isopletas podemos adotar como velocidade básica do vento atuante na região do edifício estudado como sendo 45m/s encontrado na região IV.

A partir da velocidade básica do vento, pode-se determinar a velocidade com que o mesmo incidira sobre a edificação analisada, denominada de velocidade característica "νκ", tal resultado para velocidade depende ainda de alguns fatores próprios da estrutura e localização da edificação.

3.4.1.2 Determinação do fator S1:

A norma brasileira NBR 6123:1988 destaca três situações topográficas:

I. Terreno plano ou pouco ondulado: S1= 1,0.
II. Vales profundos protegidos de ventos em qualquer direção: S1 = 0,9.
III. Taludes e morros: S1 determinado de acordo com o ângulo e obtido através da seguinte equação:

$\Theta \leq 3^{o} \rightarrow S1(z) = 1$

$6^{o} \leq \Theta \geq 17^{o} \rightarrow S1(z) = 1{,}0 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right) * tg(\Theta - 3^{o}) \geq 1$

$\Theta \geq 45^{o} \rightarrow S1(z) = 1{,}0 + \left(2{,}5 - \frac{z}{d}\right) * 0{,}31 \geq 1$

Para a análise em questão utilizaremos S1 = 1.

3.4.1.3 Determinação do fator S2:

A NBR 6123:1988 estabelece cinco categorias de terrenos, em função da sua rugosidade. Com base nas características do local estudado podemos classificar o edifício dentro da categoria IV que se destaca por: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, pouco espaçados e situados em zonas florestais, industriais ou urbanizadas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a dez metros e inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser considerados na categoria V.

Ainda para a determinação do fator S2 deve-se determinar a classe em que a edificação se enquadra de acordo com suas características geométricas, podemos então caracterizar a edificação dentro da classe B que diz: Toda edificação ou parte da edificação para

a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) esteja entre 20 e 50 metros.

A partir da classe e categoria podemos encontrar o valor do fator S2 através da tabela abaixo:

Tabela 8 - Fator S2.

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR6123 (1988).

Determinamos assim de acordo com a tabela, o valor adotado para o fator S2 será igual a 0,96.

3.4.1.4 Determinação do fator S3:

"O fator estatístico S3, considera conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação, é um fator que está relacionado à segurança da edificação." (MONCAYO, 2011, P.106). Na

tabela abaixo apresenta-se a relação fornecida pela NBR 6123:1988 para o valor de S3 em relação ao tipo de ocupação do edifício.

Quadro 2 - Valores mínimos para o fator S3.

Valores mínimos do fator estatístico S_3		
Grupo	**Descrição do tipo de ocupação**	**Valor de S_3**
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc).	**1,10**
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	**1,00**
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc).	**0,95**
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc).	**0,88**
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos de 1 a 3 durante a fase de construção.	**0,83**

Fonte: NBR 6123 (1988).

Considera-se, portanto, a partir da análise da tabela acima o edifício encontra-se no grupo 2 por ser de uso comercial, sendo assim o valor do fator S3 é de 1,00

3.4.1.5 Velocidade característica do vento

A velocidade característica inclui a consideração de fatores particulares da edificação vistos acima, como topográfica local, rugosidade do terreno, geometria da edificação e tipos de ocupação.

Portanto a velocidade característica pode ser obtida pela seguinte equação:

$V_K = V0*S1*S2*S3$

$V_K = 45*1*0,96*1$

V_K = 43,2 m/s

Onde:

V0 = Velocidade básica do vento;

S1 = Fator topográfico;

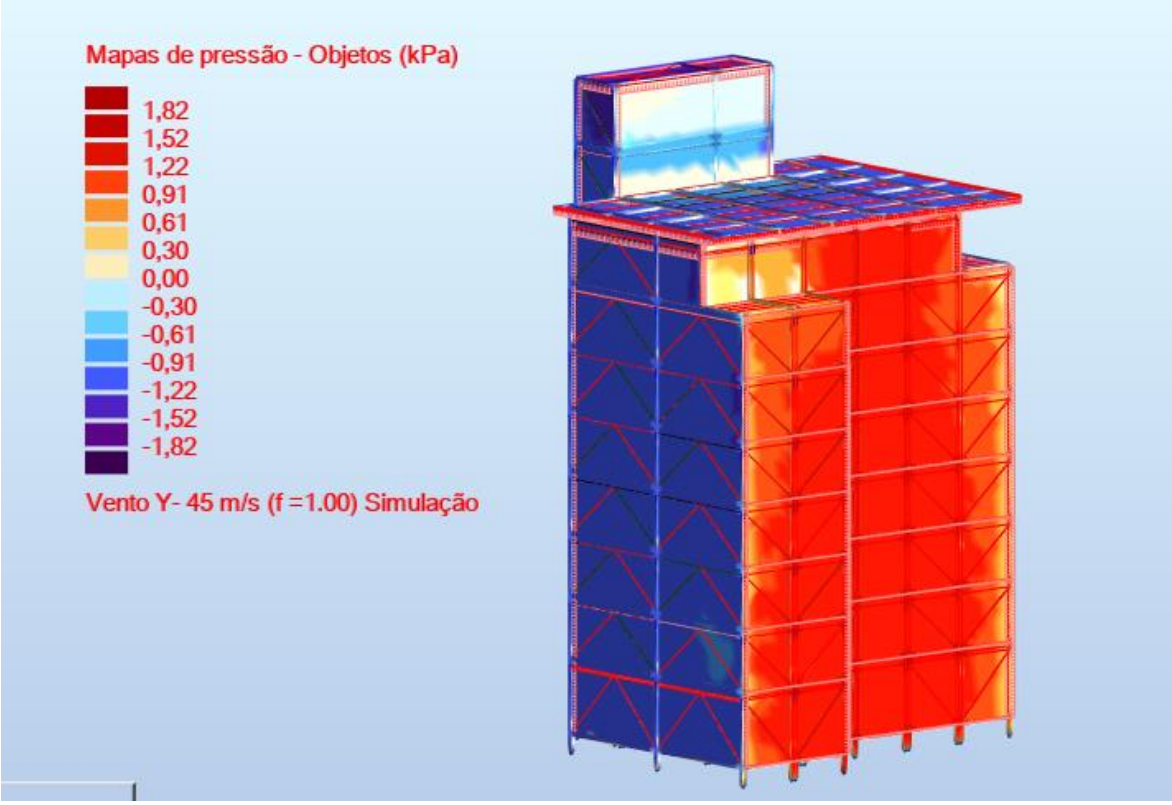
S2 = Fator relativo às dimensões da edificação e rugosidade do terreno;

S3 = fator estatístico.

3.4.1.6 Análise do vento no sistema computacional "*Robot structural analisys*"

A partir da velocidade característica do vento obtida através dos parâmetros da norma NBR6123:1988, é realizado o lançamento desses dados dentro do software para cálculo automático das pressões dinâmicas e das forças de arrasto utilizando uma simulação semelhante à de um túnel de vento onde o software realiza a projeção do vento com aproximadamente 4x a largura e 2,5x a altura do elemento estudado nas direções solicitadas.

Figura 36 - Pressão dinâmica de vento gerado através de software



Fonte: Do autor (2021)

3.4.2 Ações verticais

3.4.2.1 Ações permanentes e variáveis (acidental):

Ações permanentes são provenientes das cargas cujos valores são constantes ou apresentam pouca variação ao longo da vida útil da edificação. Para o presente estudo os carregamentos foram divididos de modo a facilitar o lançamento na estrutura, sendo carregamento das vigas, do piso e da cobertura dos módulos.

As tabelas a seguir apresentam as definições das ações em cada local de atuação consideradas de acordo com as posições em planta arquitetônica:

Tabela 9 – Carregamento nas vigas perimetrais

DESCRIÇÃO	PESO (KN/M2)	H (M)	CARGA APLICADA (KN/M)
PAREDES	0,5	2,75	1,38
CAIXILHOS	0,5	2,75	1,38

Fonte: Do autor (2021).

Tabela 10 - Carregamento de piso

DESCRIÇÃO	e (m)	ρa (kn/M3)	CARGA APLICADA (KN/M2)
PAINEL MASTERBOARD 40mm	0,04	8	0,32
ARGAMASSA	0,005	19	0,1
PORCELANATO	0,01	23	0,23

Fonte: Do autor (2021).

Tabela 11 - Carregamento de forro e cobertura

DESCRIÇÃO	CARGA APLICADA (KN/M2)
FORRO	0,14
PAINEL FRIGO + VEDAÇÃO	0,11

Fonte: Do autor (2021).

Além dos materiais apresentados nas tabelas anteriores, existe ainda dentro das cargas permanentes o peso próprio dos materiais estruturais que foram aplicados de acordo com os perfis determinados em software onde o mesmo já executa verificações utilizando estas ações.

Além das cargas permanentes que são referentes principalmente aos materiais empregados na edificação, foram aplicadas ainda cargas consideradas variáveis que são obtidas conforme a NBR 6120:1980 a partir do tipo de uso de cada ambiente ou andar e estão representadas na tabela a seguir.

Tabela 12 - Carregamentos nos pavimentos

	Variáveis (KN/M2)	Permanentes (KN/M2)
RESERVATÓRIO (FORRO)	-	0,25
RESERVATÓRIO (PISO)	7,50*	0,65
9º PAVTO FORRO	1,50	0,25
COBERTURA	1,00	0,35
9º PAVTO PISO	1,50	0,65
8º PAVTO. FORRO	-	0,25
8º PAVTO PISO	3,25	0,65
7° PAVTO (Forro)	-	0,25
7° PAVTO (Piso)	3,25	0,65
6° PAVTO (Forro)	-	0,25
6° PAVTO (Piso)	3,25	0,65
5° PAVTO (Forro)	-	0,25
5° PAVTO (Piso)	3,25	0,65
4° PAVTO (Forro)	-	0,25
4° PAVTO (Piso)	3,25	0,65
3° PAVTO (Forro)	-	0,25
3° PAVTO (Piso)	3,25	0,65
2° PAVTO (Forro)	-	0,25
2° PAVTO (Piso)	3,25	0,65
TÉRREO (Forro)	-	0,25
TÉRREO (Piso)	5,00	0,65

* = carregamento médio no piso com 2 caixas d'agua de 10.000L

Fonte: Do autor (2021).

3.4.3 Combinações de ações

3.4.3.1 Combinações de ações para estados limites últimos (ELU)

Para as análises do edifício aplica-se a seguinte expressão para formação das combinações das ações últimas normais:

$$Fd = \sum_{i=1}^{m} (_{\gamma}giFgi, k) + {_{\gamma}}q1Fq1, k + \sum_{j=2}^{n} (_{\gamma}qj\Psi ojFqj, k)$$

Onde:

$_{\gamma}$gi = coeficientes de ponderação das ações permanentes;

Fgi,k = valores característicos das ações permanentes;

$_{\gamma}$q1 = coeficiente de ponderação da ação variável principal da combinação;

Fq1,k = valor característico da ação variável principal;

$_{\gamma}$qj = coeficiente de ponderação das demais ações variáveis;

Ψ0j = fatores de combinação das ações variáveis;

Fqj,k = valores característicos das ações variáveis que possam agir concomitantemente com a ação variável principal.

Para a composição das combinações, dividiu-se as ações permanentes em dois modelos, um para o peso próprio dos elementos estruturais já aplicado automaticamente pelo software e assumindo o coeficiente de ponderação igual a 1,25 e outra para o peso próprio dos componentes construtivos que tiveram de ser aplicados manualmente de acordo com seu local de atuação e assumindo coeficiente de ponderação igual a 1,4.

Aplicando a equação anterior utilizando as cargas geradas foram assumidas 4 principais combinações para a análise do presente estudo, sendo a ação variável principal dada pelas cargas de vento por ter maior influência nos resultados de deslocamentos do edifício e secundaria as ações das cargas acidentais.

As quatro combinações utilizadas estão descritas abaixo para comparação e foram lançadas dentro do software de cálculo utilizado para a análise das mesmas:

COMB.1 → 1.25 DL1 + 1.40 DL2 + 1.05 LL1 + 1.40 WIND1

COMB.2 → 1.25 DL1 + 1.40 DL2 + 1.05 LL1 + 1.40 WIND2

COMB.3 → 1.25 DL1 + 1.40 DL2 + 1.05 LL1 + 1.40 WIND3

COMB.4 → 1.25 DL1 + 1.40 DL2 + 1.05 LL1 + 1.40 WIND4

Onde:

DL1 = peso próprio dos elementos estruturais;

DL2 = peso próprio dos elementos construtivos;

LL1 = ações variáveis (acidentais);

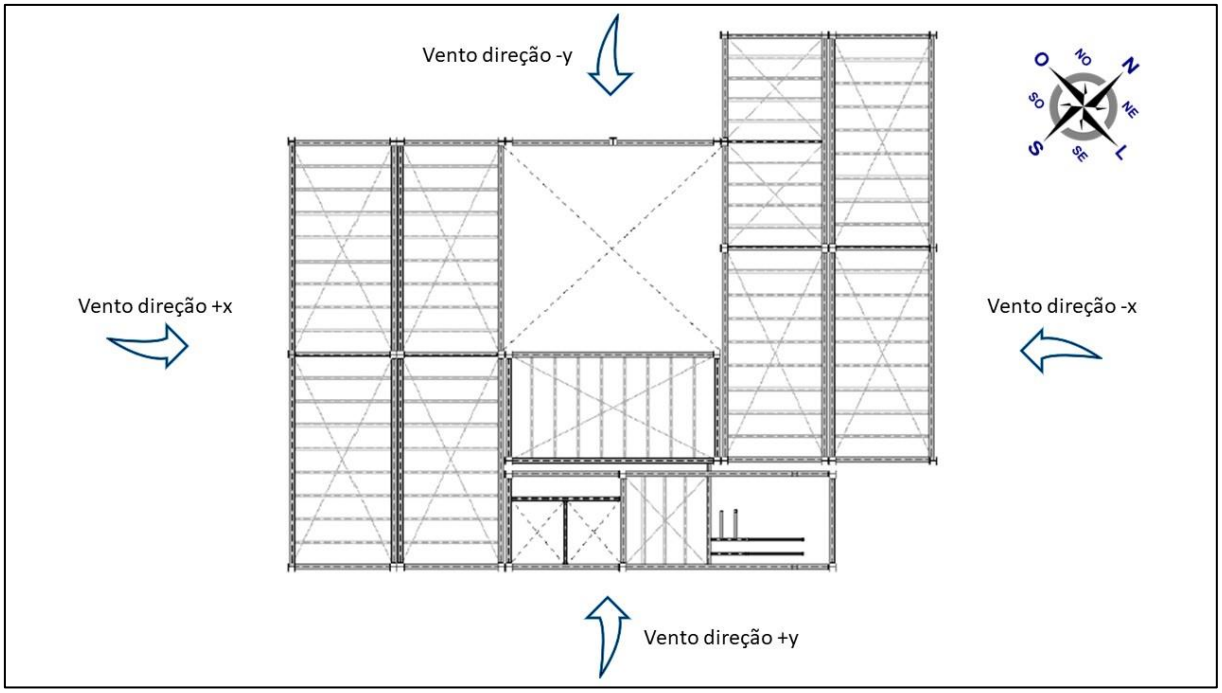
WIND1 = Vento na direção +x (fachada sudoeste);

WIND2 = Vento na direção -x (fachada nordeste);

WIND3 = Vento na direção +y (fachada sudeste);

WIND4 = Vento na direção -y (fachada noroeste);

Figura 37 - Sentido das ações dos ventos



Fonte: Do autor (2021)

3.4.3.2 Combinações últimas de construção

Como o edifício é composto pelo sistema modular off-site grande parte das atividades são executadas em fábrica, sendo assim chegam na obra os módulos já prontos sendo

necessário apenas realizar a acoplagem dos mesmos e os demais acabamentos das emendas de módulos. Dessa forma não foi realizado combinações de construção visto que não existem situações de cargas aplicadas aos elementos estruturais que não sejam suportados pelos próprios durante sua vida útil comum, como por exemplo situações que necessitem de escoramento para a construção como é o caso do sistema em concreto armado ou fixações de apoio para gruas ou cremalheiras.

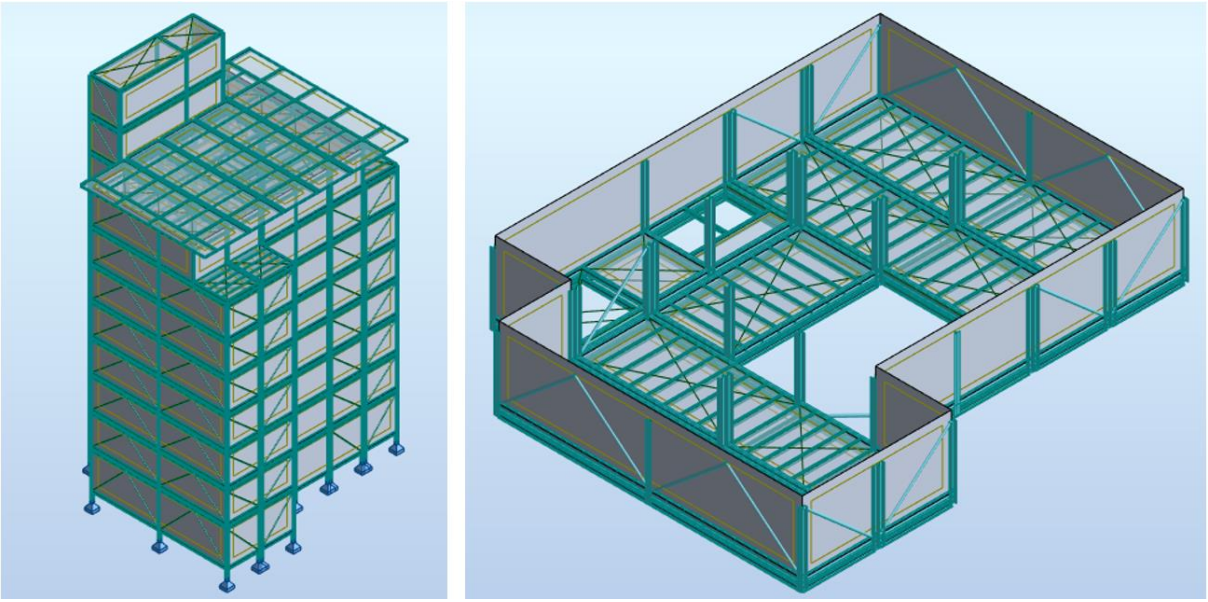
As cargas existentes acerca do método construtivo diferentes do uso convencional são referentes ao transporte e içamento dos módulos, essas combinações, no entanto não serão abordadas no presente trabalho.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O capítulo a seguir tem como objetivo apresentar os resultados obtidos através das análises estruturais executadas no software da Autodesk *"Robot structural analisys"*, demonstrando as principais diferenças observadas na inserção do núcleo rígido em concreto armado e suas variantes e na viabilidade do seu uso como opção de sistema estrutural para melhoria da estabilidade global. Dentro deste capítulo serão apresentados os resultados para 4 modelos estruturais baseados no edifício Level com mudanças em seus sistemas de estabilidade global com as metodologias descritas abaixo:

MODELO A: O modelo consiste no projeto original sem alterações em seus sistemas, possui seus principais componentes de estabilidade sendo tubos de contravento verticais já abordados neste trabalho.

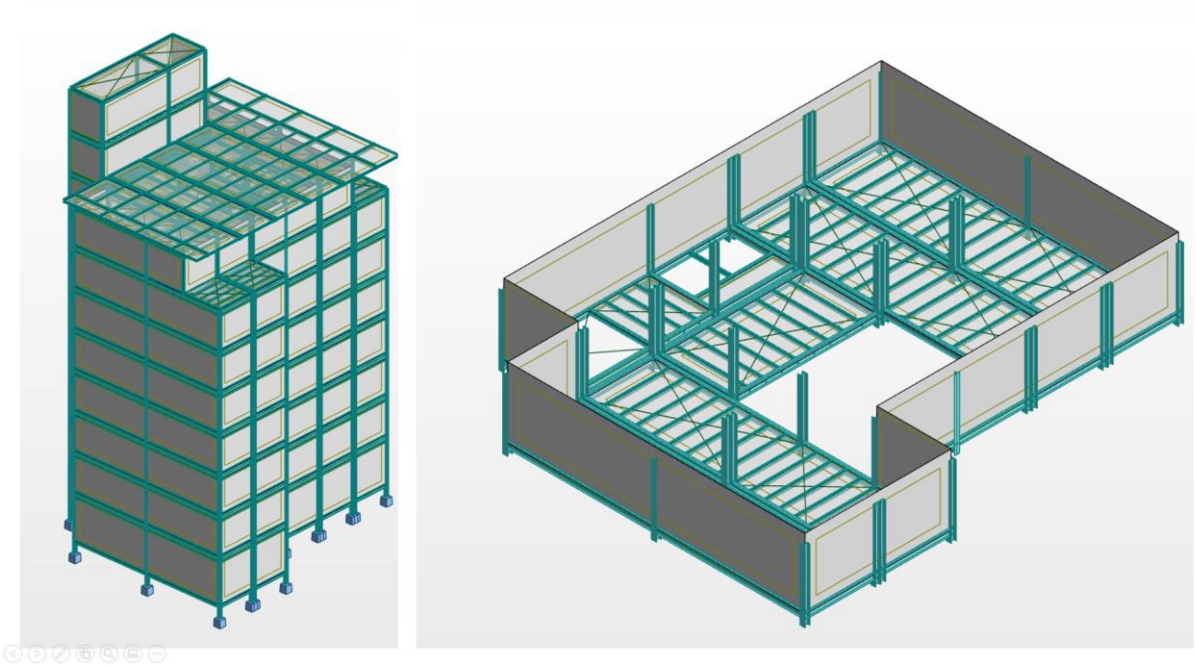
Figura 38 – Estrutura 3D (modelo A)



Fonte: Do autor (2021).

MODELO B: A estrutura desenvolvida neste modelo não apresenta os tubos de contravento verticais presentes na estrutura original, o objetivo de desenvolver as análises com este modelo é verificar a eficiência dos tubos de contravento para o edifício.

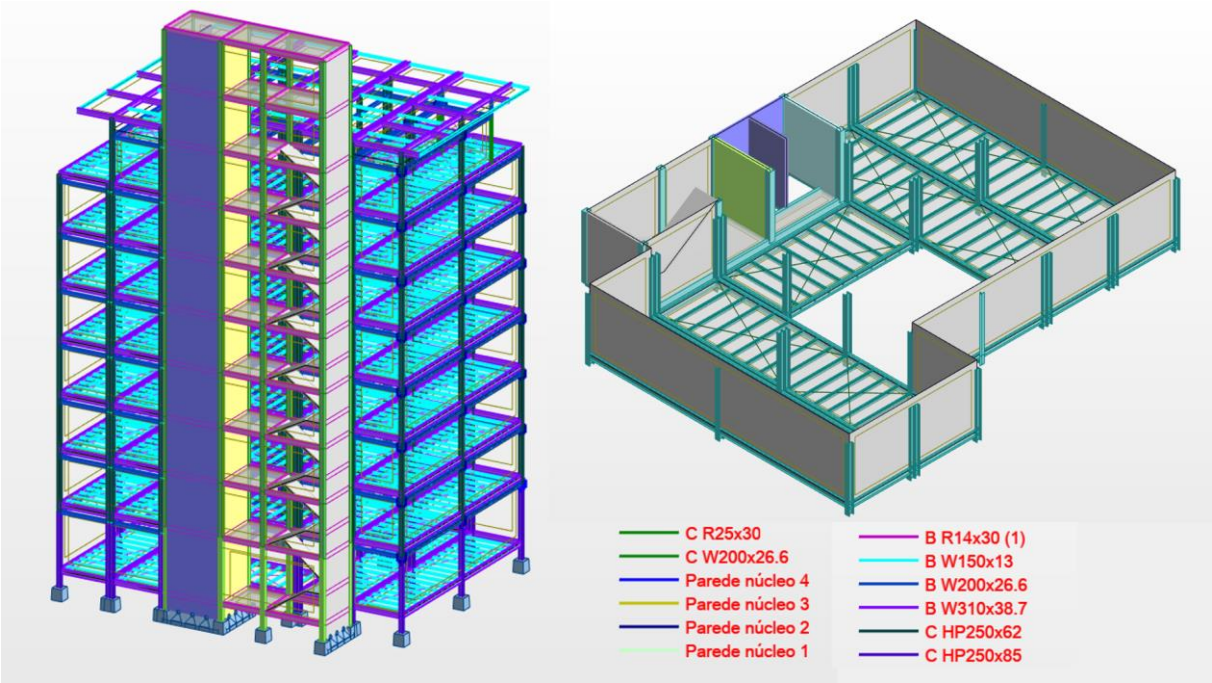
Figura 39 - Estrutura 3D (modelo B)



Fonte: Do autor (2021).

MODELO C: Nessa estrutura está presente como sistema de estabilidade apenas o núcleo rígido em concreto armado com pilares parede na espessura de 20 cm conforme item 3.2 no presente trabalho para seu dimensionamento.

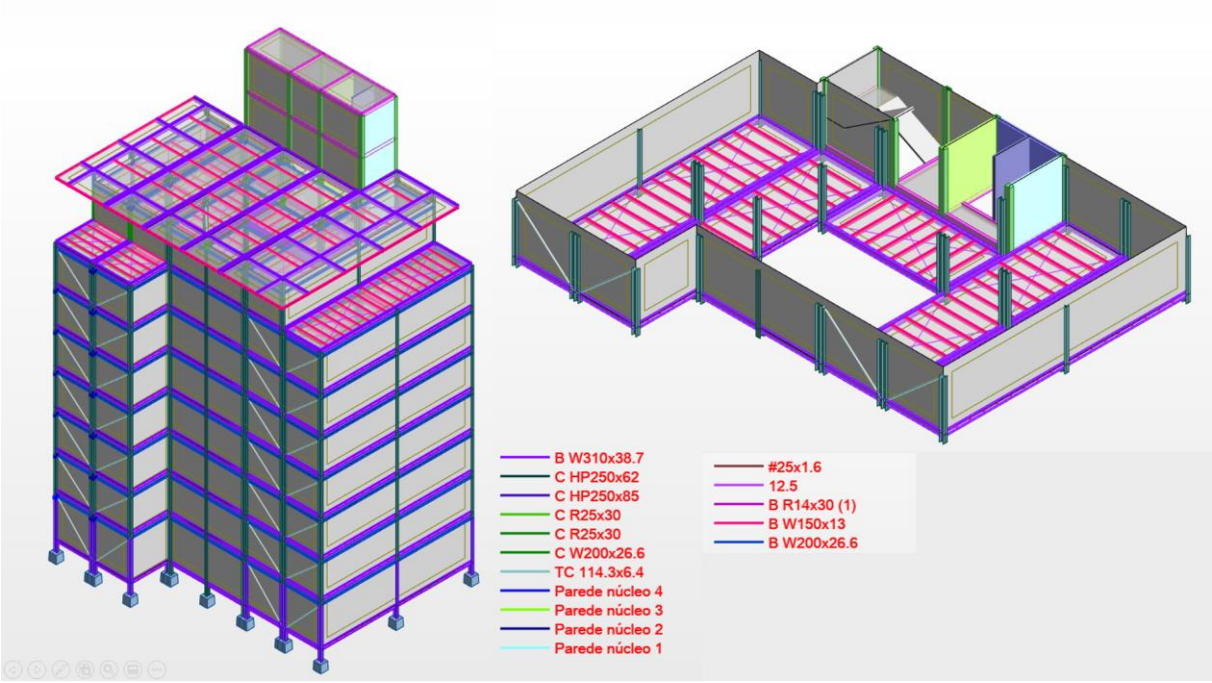
Figura 40 - Estrutura 3D (modelo C)



Fonte: Do autor (2021).

MODELO D: Este modelo conta com o núcleo rígido em concreto armado concordante com o modelo anterior além de ser mantido os tubos de contravento da fachada noroeste devido ao fato de o núcleo rígido estar distante do eixo de inercia do edifício sendo, portanto, essa fachada mais suscetível a torções dos ventos no eixo X.

Figura 41 - Estrutura 3D (modelo D)



Fonte: Do autor (2021).

Em todos os modelos foram mantidos os tirantes de contraventamento horizontal com barras redondas de 1/2" presentes na estrutura do chão e cobertura em formato de X, optou-se por manter estes tirantes devido ao fato de serem importantes durante a etapa da construção dos módulos em fábrica para manter os esquadros da estrutura enquanto ainda não recebem os fechamentos e demais travamentos proporcionados na acoplagem final. Estes tirantes atuam na estrutura como um substituto dos diafragmas rígidos muito comum nas estruturas com lajes em concreto armado. Esses diafragmas rígidos auxiliam na distribuição das cargas horizontais para os pilares e pórticos, gerando, portanto, uma amarração maior das estruturas.

4.1 ANÁLISE ESTRUTURAL QUANTO À ESTABILIDADE

Para a análise da estrutura foi adotado o modelo de pórtico espacial baseado no método de elementos finitos (MEF) onde pilares e vigas foram modelados como elementos de barras com seis graus de liberdade por nó. Os elementos que compõe os sistemas de contraventamento vertical e horizontal foram modelados como elementos de treliça unidirecional sendo os horizontais resistentes apenas à tração.

4.1.1 Classificação quanto à deslocabilidade

A relação entre os deslocamentos de 1ª e 2ª ordem dos modelos analisados estão apresentados na tabela abaixo.

Figura 42 - Deslocamento global de 1º e 2ª ordem

DESLOCAMENTO GLOBAL EM RELAÇÃO À BASE (mm)				
MODELO	d1	d2	d2/d1	classificação
A	56,9	58	1,02	pequena deslocabilidade
B	189,9	207,1	1,09	pequena deslocabilidade
C	50,2	51,4	1,02	pequena deslocabilidade
D	49,7	50,8	1,02	pequena deslocabilidade

Fonte: Do autor (2021).

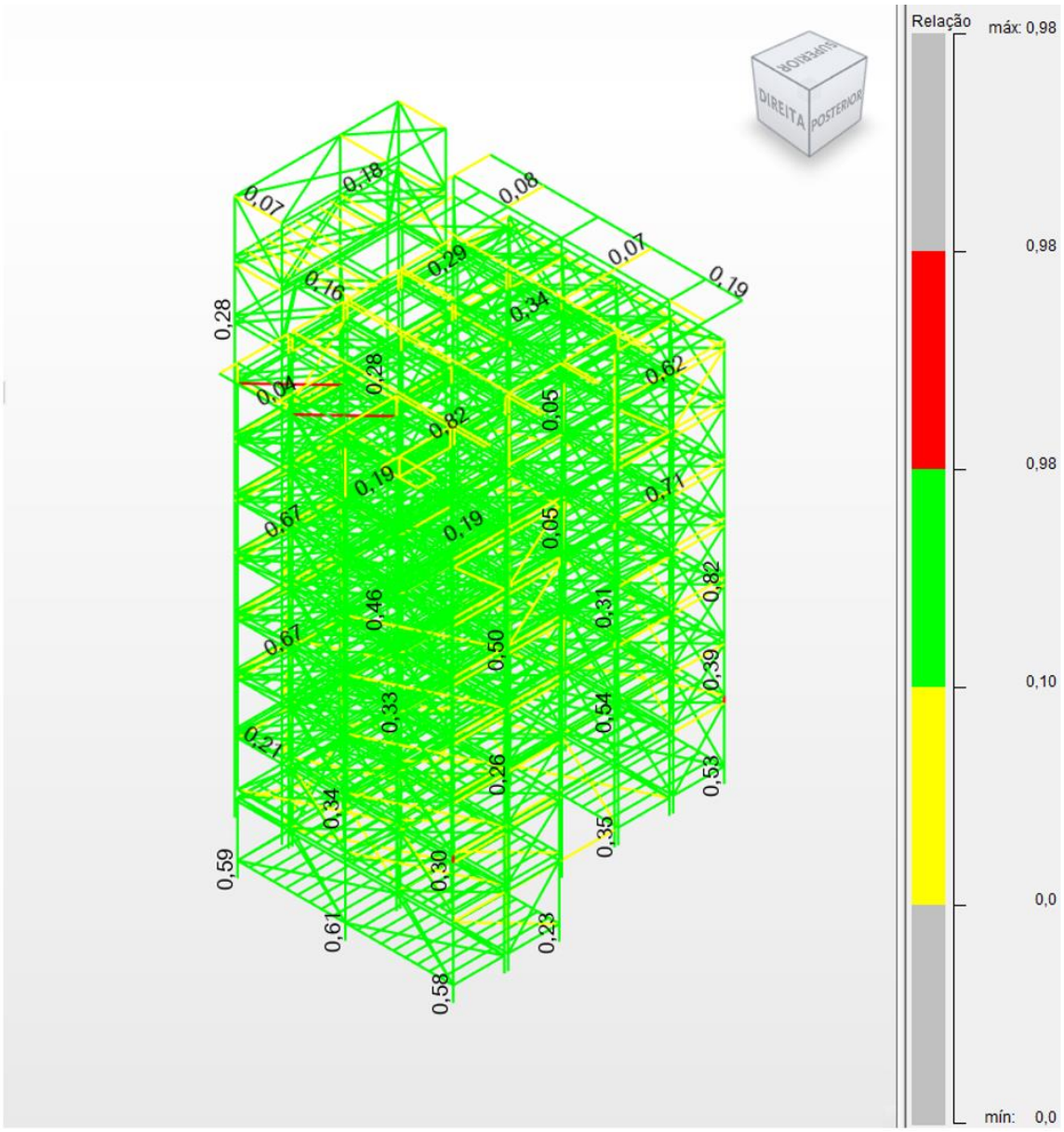
De acordo com a análise realizada todos os 4 modelos se caracterizam como sendo de pequena deslocabilidade, dessa forma não sendo necessário a análise dos efeitos de 2ª ordem globais para seu dimensionamento, ainda descartando a necessidade de reduzir a rigidez à flexão e axial das barras em 80%.

4.1.2 Verificação da resistência das barras

Foi realizado a verificação da resistência das barras para os 4 modelos estruturais pelos estados limites últimos onde aplica-se as ações provenientes das cargas horizontais e

verticais, chegando aos resultados de porcentagem da relação solicitação e resistência em cada barra com a graduação das cores.

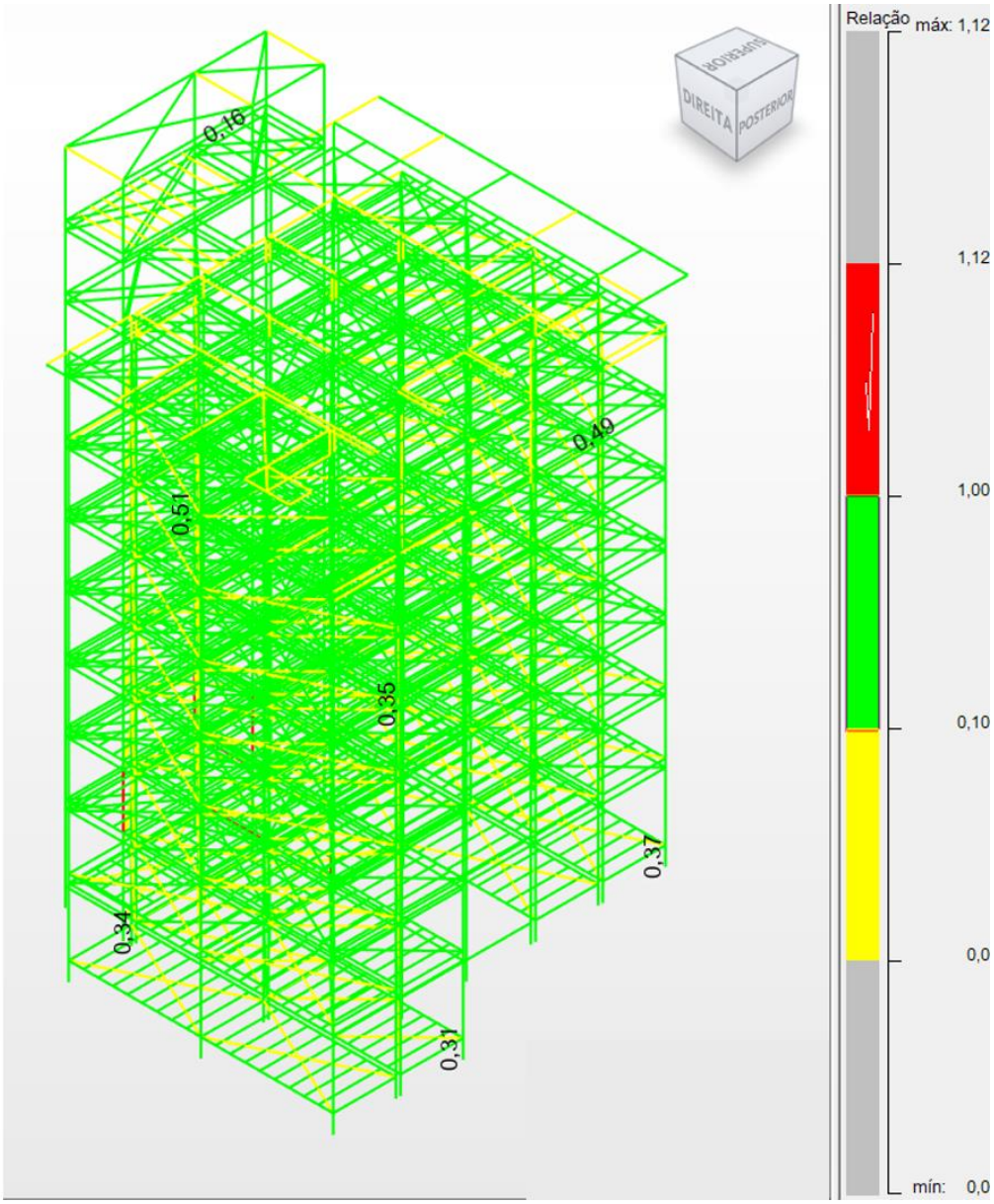
Figura 43 - Fator de utilização das barras para MODELO A (resistência / solicitação)



Fonte: Do autor (2021).

A estrutura para o modelo A apresentou boa resposta às solicitações, chegando a um limite máximo de uso de 0,98 apenas em alguns pontos no 8º pavimento exercido nas barras de 1/2" utilizadas como contraventamentos horizontais.

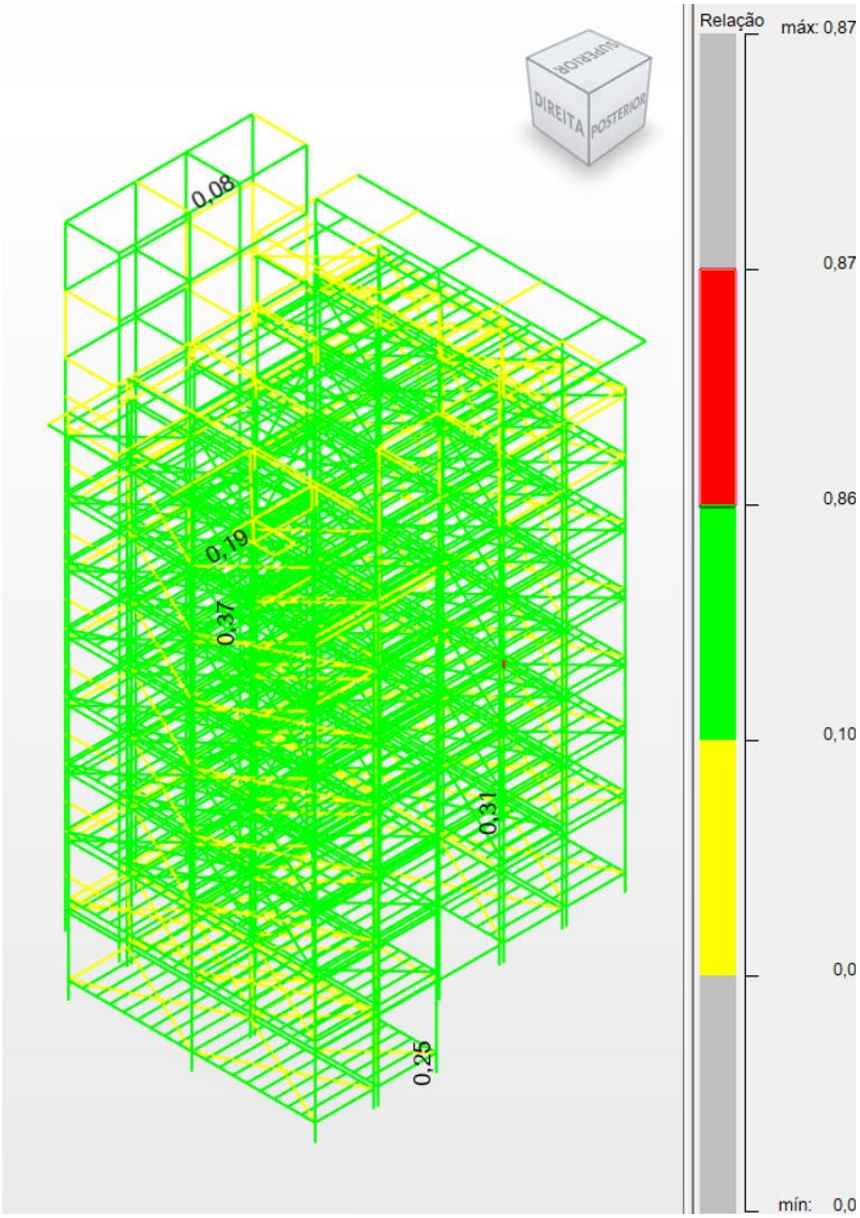
Figura 44 - Fator de utilização das barras para MODELO B (resistência / solicitação)



Fonte: Do autor (2021).

A estrutura do modelo B apresentou utilização acima do limite de uso para algumas barras, essas falhas foram em barras de pilares e vigas presentes no 2º pavimento.

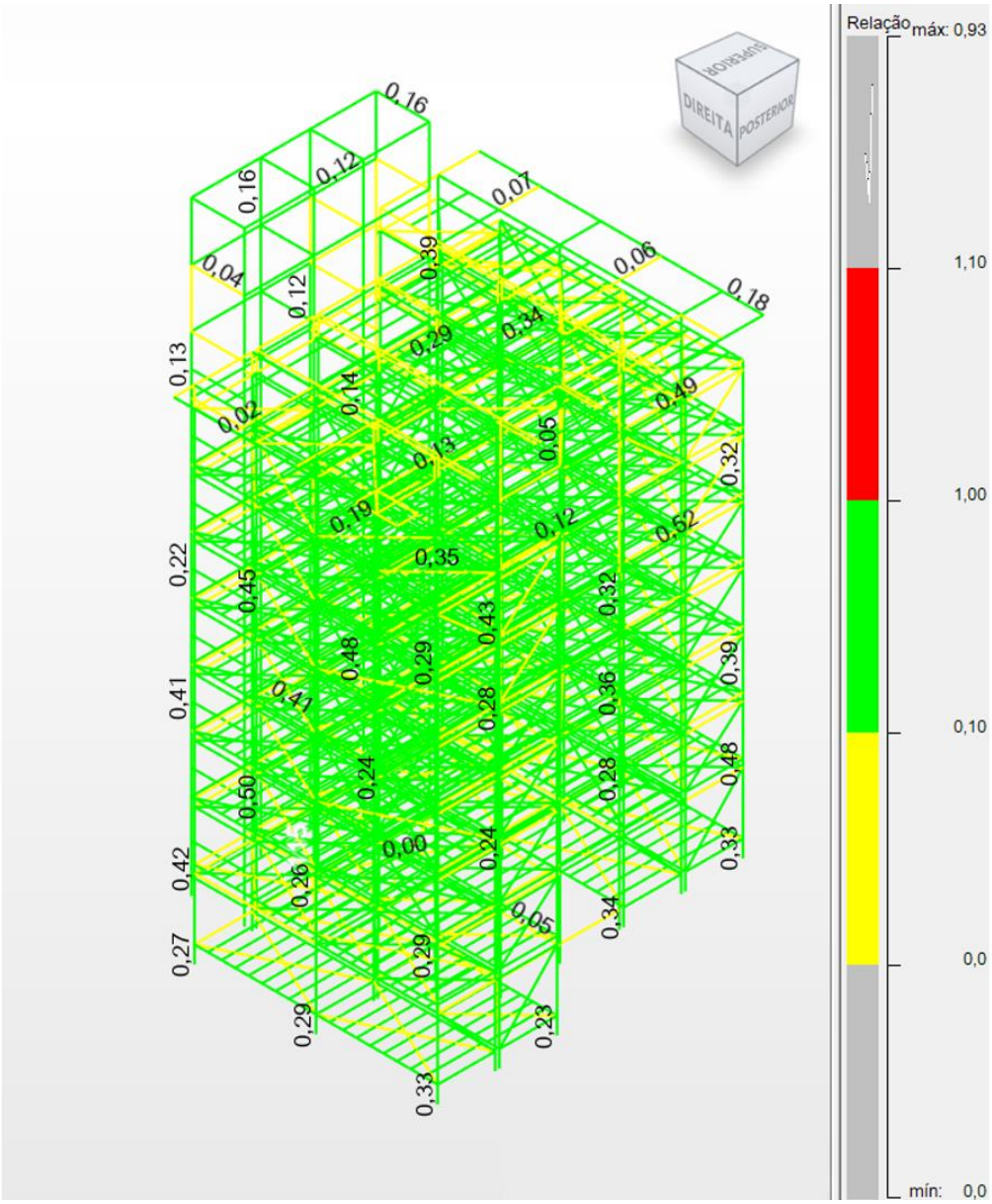
Figura 45 - Fator de utilização das barras para MODELO C (resistência / solicitação)



Fonte: Do autor (2021).

O modelo C apresentou boas condições de resistência das barras tendo apenas um pico em um local de ligação entre pavimentos.

Figura 46 - Fator de utilização das barras para MODELO D (resistência / solicitação)



Fonte: Do autor (2021).

Por fim a análise das barras para o modelo 4 apresentou bons resultados estando bem abaixo dos limites de utilização.

4.1.3 Deslocamento local

Em relação ao deslocamento horizontal considerando bases engastadas conforme o projeto executado, foi realizado a verificação dos deslocamentos em cada lance de andar onde

o máximo deslocamento admitido pela NBR 8800:2008 é de H/500, a análise foi realizada até a cobertura do 8º pavimento pois é o último ponto em estrutura metálica para os 4 modelos analisados, sendo dois deles com estruturas em aço acima deste ponto para uso de barrilete e reservatório e os outros dois modelos com essas mesmas estruturas em concreto armado, portanto para manter uma análise compatível com todos os modelos e obter resultados mais assertivos obtive-se as relações entre os modelos para cada situação de vento conforme tabelas a seguir:

Tabela 13 - Deslocamentos locais para vento +X (COMB.1)

PAVIMENTO	H (mm)	DESLOCAMENTOS COMB.1 (mm)				limite ΔH/500
		MODELO A	MODELO B	MODELO C	MODELO D	
1	-60	0,9	1,2	0,9	0,7	7
2	4140	5,6	15,8	12	4,7	8,4
3	7640	5,1	13,9	11	3,9	7
4	11140	4,4	11,8	9,1	4	7
5	14640	4	9,9	7,9	3	7
6	18140	3,9	8,5	6,3	3,4	7
7	21640	3,6	6,8	3,8	3,2	7
8	25140	3	4,5	4,2	2,4	7
9	29400	1,8	2,6	2,6	1,6	8,5

Fonte: Do autor (2021).

Tabela 14 - Deslocamentos locais para vento -X (COMB.2)

PAVIMENTO	H (mm)	DESLOCAMENTOS COMB.2 (mm)				limite ΔH/500
		MODELO A	MODELO B	MODELO C	MODELO D	
1	60	0,8	1,2	0,9	0,7	7
2	4140	5,3	16,3	14,1	4,9	8,4
3	7640	4,9	14,4	11,5	4,3	7
4	11140	5,3	13,6	10,2	4,8	7
5	14640	1,8	7,5	8,5	1,8	7
6	18140	3,2	7,4	6,9	3,2	7
7	21640	2,7	5,6	5,3	2,9	7
8	25140	2,8	4,4	3,1	2,8	7
9	29400	2,6	3,9	5,8	4,4	8,5

Fonte: Do autor (2021).

Tabela 15 - Deslocamentos locais para vento +Y (COMB.3)

PAVIMENTO	H (mm)	DESLOCAMENTOS COMB.3 (mm)				limite ΔH/500
		MODELO A	MODELO B	MODELO C	MODELO D	
1	60	3	2,3	0,7	0,7	7
2	4140	6,4	42,3	6	6	8,4
3	7640	5,8	29,3	4,5	4,4	7
4	11140	4,9	25,5	4,3	4,4	7
5	14640	4,6	22,2	4,3	4,4	7
6	18140	4,1	19	4,8	4,2	7
7	21640	4	7,4	3,5	3,7	7
8	25140	4,1	14,1	5	4,3	7
9	29400	5,4	10,7	6	6,9	8,5

Fonte: Do autor (2021).

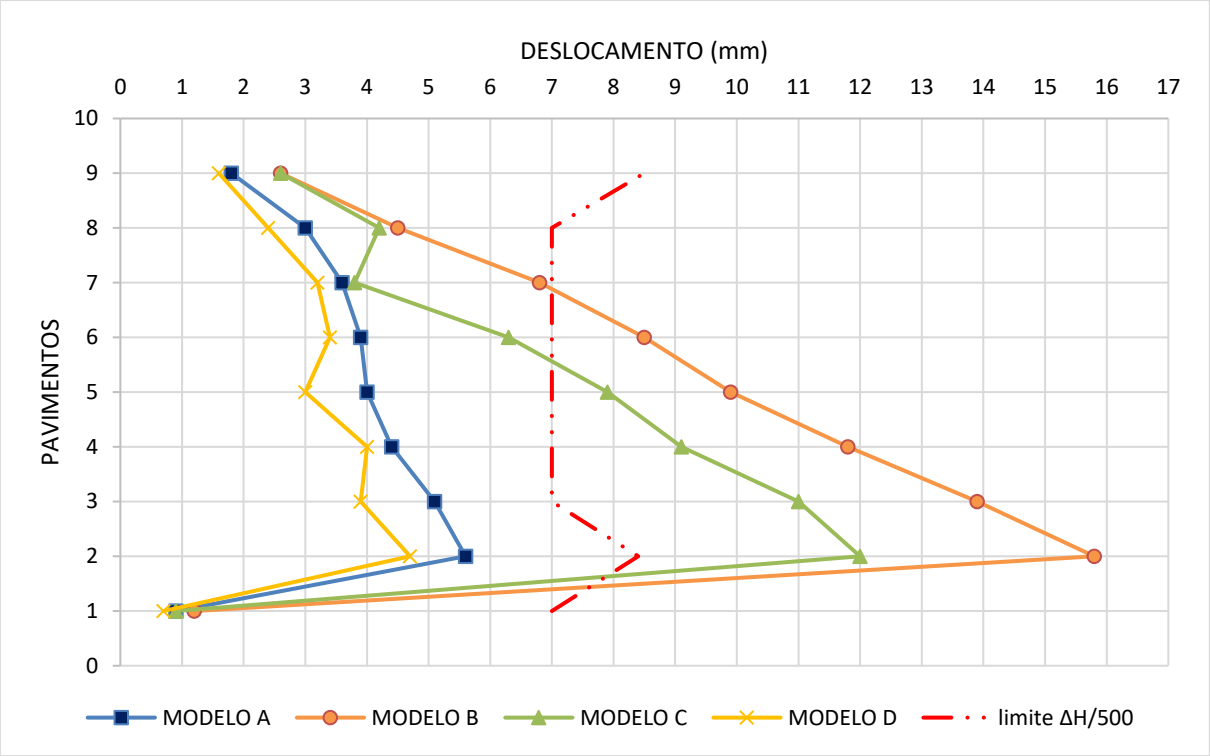
Tabela 16 - Deslocamentos locais para vento -Y (COMB.4)

PAVIMENTO	H (mm)	DESLOCAMENTOS COMB.4 (mm)				limite ΔH/500
		MODELO A	MODELO B	MODELO C	MODELO D	
1	60	3,1	2,3	0,7	0,7	7
2	4140	8,2	36,6	5,6	5,3	8,4
3	7640	6,9	27	4,1	4	7
4	11140	6,3	23,4	3,8	3,7	7
5	14640	5,8	20,9	3,8	3,6	7
6	18140	4	16,7	3,5	3,4	7
7	21640	4,8	14,2	2,9	2,9	7
8	25140	2,3	12,1	1,5	2,4	7
9	29400	3	6,9	4,6	4,3	8,5

Fonte: Do autor (2021).

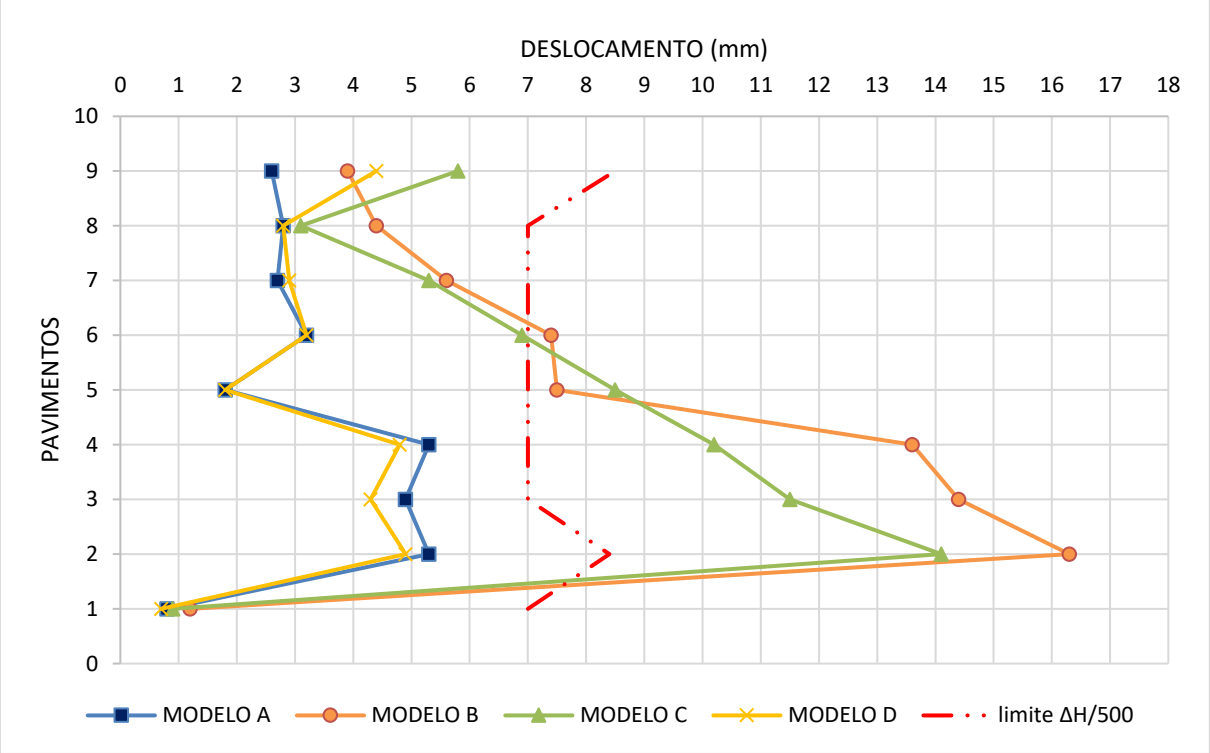
Para melhor visualização e comparação entre os deslocamentos gerados em cada modelo estrutural e de acordo com cada combinação para carga de vento, os dados das tabelas acima foram transpostos para gráficos apresentados nas figuras a seguir:

Figura 47 - Deslocamento local para cargas de vento +X (COMB.1)



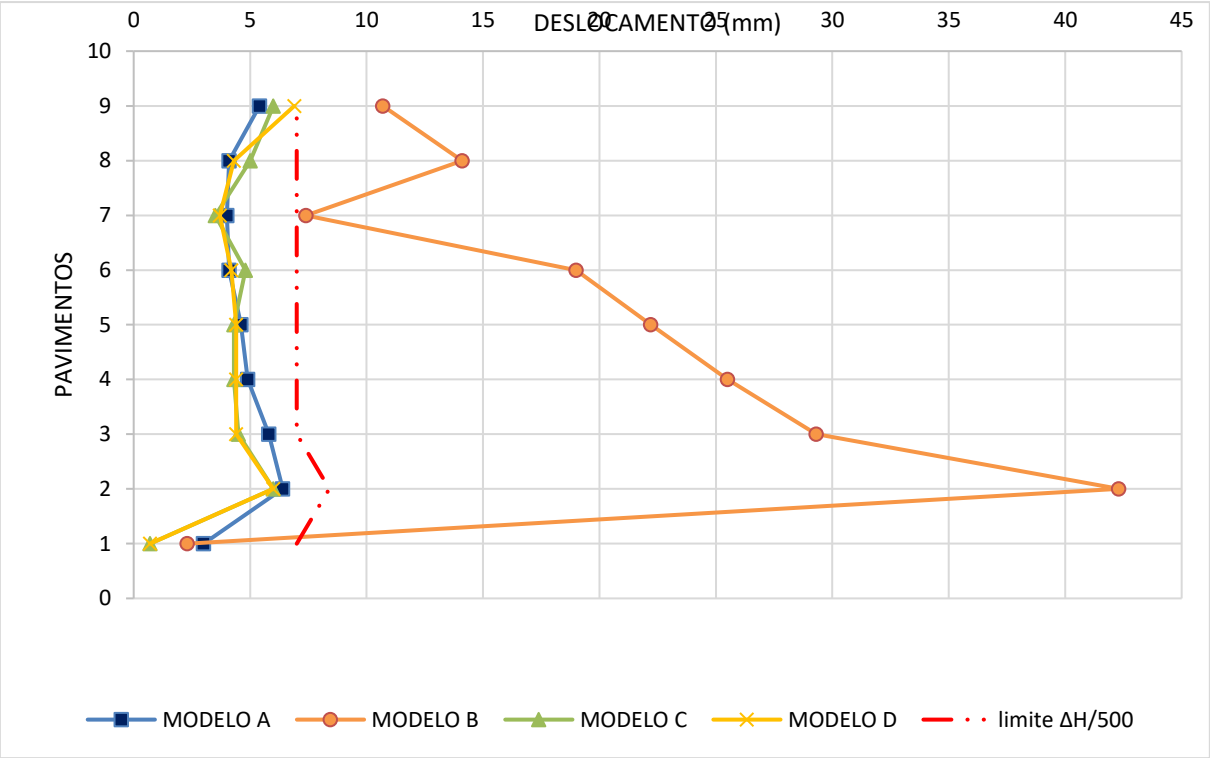
Fonte: Do autor (2021)

Figura 48 - Deslocamento local para cargas de vento -X (COMB.2)



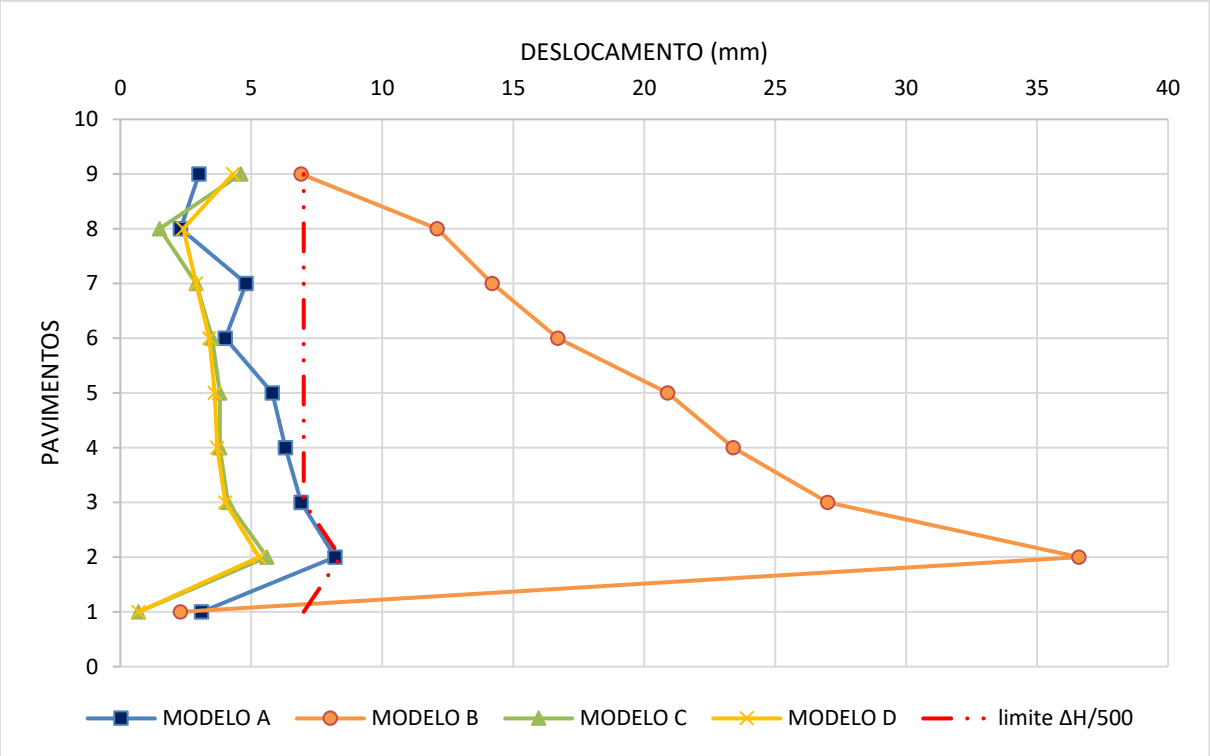
Fonte: Do autor (2021)

Figura 49 - Deslocamento local para cargas de vento +Y (COMB.3)



Fonte: do autor (2021).

Figura 50 - Deslocamento local para cargas de vento -Y (COMB.4)



Fonte: Do autor (2021).

4.1.4 Deslocamento global

Os deslocamentos globais da estrutura estão limitados à condição de H/400 conforme NBR 880:2008, sendo H a distância da base até o topo do edifício. Na tabela abaixo temos a comparação dos deslocamentos para cada sistema em relação às 4 combinações analisadas, igualmente à consideração feita no deslocamento local, foi analisado os deslocamentos até o último ponto compatível em estrutura metálica dos 4 modelos, sendo este a cobertura do 8º pavimento, resultando em uma altura total da base até o topo dos seus pilares de 29640 mm, dessa forma o limite para deslocamento global é dado por 73mm e os deslocamentos para cada modelo estão apresentados na tabela a seguir.

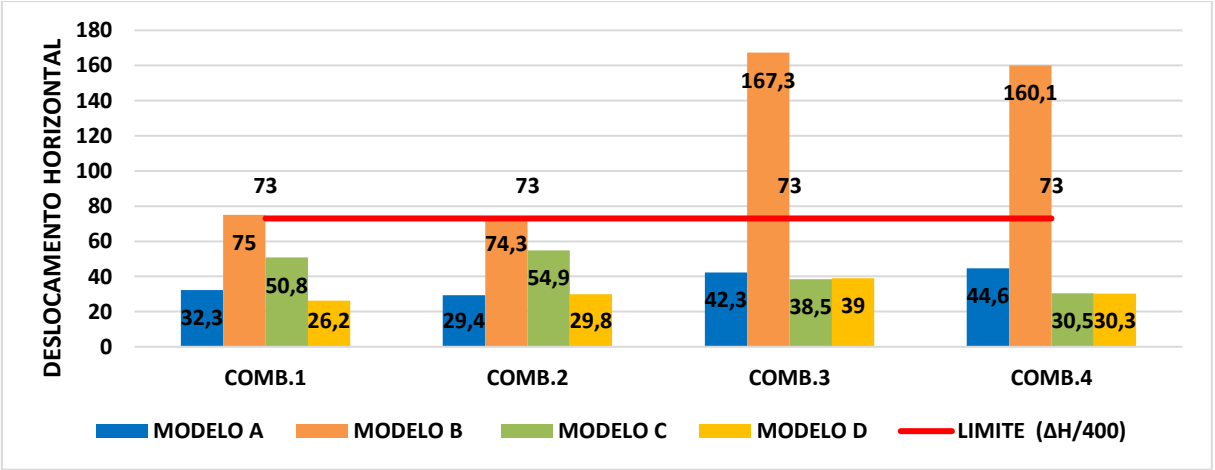
Tabela 17 - Resultados do deslocamento global para modelos analisados

DESLOCAMENTO GLOBAL EM RELAÇÃO À BASE (mm)					
MODELO	COMB.1	COMB.2	COMB.3	COMB.4	LIMITE (29460/400)
MODELO A	32,3	29,4	42,3	44,6	< 73 mm
MODELO B	75	74,3	167,3	160,1	< 73 mm
MODELO C	50,8	54,9	38,5	30,5	< 73 mm
MODELO D	26,2	29,8	39	30,3	< 73 mm

Fonte: Do autor (2021).

Também para efeito de melhor visualização, o gráfico abaixo foi concebido para ilustrar as diferenças entre os deslocamentos para cada modelo estrutural e combinação.

Figura 51 - Deslocamentos globais para modelos estruturais



Fonte: Do autor (2021).

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho buscou analisar a influência dos sistemas estruturais para a estabilidade em um edifício de uso comercial de 8 pavimentos construído em aço de conexões mistas utilizando ainda o sistema modular para sua construção. Assim, procurando atender as demandas na construção de edifícios cada vez mais altos com menor prazo e custo a análise dos sistemas utilizados em estrutura metálica torna possível as melhorias na segurança da estrutura dos edifícios.

Os principais resultados analisados para verificação da estabilidade foram os deslocamentos locais e globais do edifício, onde utilizou-se combinações de cargas considerando o vento como principal carga variável. Durante a verificação dos resultados foi constatado que todos os modelos foram caracterizados como de pequena deslocabilidade, tornando assim possível seu dimensionamento através dos efeitos de primeira ordem.

O modelo A analisado apresentou bons resultados de deslocamento para as análises locais e globais, mantendo abaixo dos limites apresentados em norma para os referidos deslocamentos, o que garante a estabilidade da estrutura frente às principais cargas horizontais. Foi perceptível também durante a análise dos limites de tensões nas barras que quanto aos sistemas principais da estrutura todos ficaram abaixo do limite máximo possível, enquanto apenas duas barras de 1/2" utilizadas como contraventamento horizontal tiveram utilização acima de 90% da capacidade total.

O modelo B por sua vez não obteve êxito durante suas análises, foi perceptível que a remoção dos tubos de contraventamento presentes no perímetro dos módulos trouxe problemas estruturais em relação aos deslocamentos onde o mesmo ultrapassou todos os limites de norma apresentados tanto para a análise local quanto para a análise global. A análise das tensões nas barras mostrou ainda que já no segundo pavimento, diversas vigas e pilares apresentaram utilização acima de 100% da capacidade, justamente no segundo pavimento foi onde o modelo apresentou os maiores deslocamentos horizontais nas análises locais.

O modelo C apresentou bons resultados na análise global, onde manteve-se dentro do limite de deslocamento da estrutura, no entanto nas análises locais obteve seus maiores problemas. Para as análises do vento na direção Y o modelo apresentou deslocamentos dentro dos limites máximos por norma, inclusive, obteve resultados superiores aos do modelo A. Já durante a análise local com as cargas de vento atuando na direção X, o modelo C apresentou falhas obtendo deslocamentos locais acima dos limites estabelecidos por norma, isso ocorreu devido ao fato de o núcleo rígido em concreto armado estar localizado na extremidade do

edifício, fazendo com que próximo ao núcleo os deslocamentos fossem pequenos, porém afastando-se do mesmo estes deslocamentos aumentassem, gerando assim além dos deslocamentos excessivos, uma carga de torção do edifício. Apesar de não ter sucesso com os deslocamentos, o modelo C apresentou na análise das tensões de solicitações em barra um resultado abaixo dos limites de utilização.

Por fim o modelo D apresentou durante a verificação das tensões nas barras seus limites abaixo de 90% de uso. Quanto a análise dos deslocamentos locais e globais apresentou ainda o melhor resultado entre os 4 modelos, isso se deu pelo fato de que combinou o uso do núcleo rígido em concreto e apesar de o mesmo estar fora do eixo do edifício, o uso dos tubos de contraventamento na extremidade oposta ao núcleo auxiliou na recepção das cargas horizontais obtidas a partir da direção X, tornando assim a estrutura estável em todas as direções.

Por fim conclui-se com os resultados obtidos que o modelo com maior eficiência para a estabilidade local frente às análises de deslocamento global e local é o modelo contendo núcleo rígido em concreto armado em conjunto com tubos de contraventamento na fachada oposta ao núcleo. A análise do modelo C nos afirma que a substituição total do sistema estrutural contraventado para o sistema de núcleo rígido não se faz eficaz para o presente trabalho, portanto, não atende às normas para deslocamentos se caracterizando como não estável.

Por fim sugere-se para pesquisas futuras:

- Verificação do uso de núcleo rígido em diferentes posições da edificação.
- Análise para redução dos perfis de aço a partir do uso do núcleo rígido verificando a diferença do custo.
- Verificação do limite máximo de pavimentos de acordo com os sistemas para o modelo original do Level e para o modelo D que apresentou melhores resultados.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15637-1: Cintas têxteis para elevação de cargas, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR16324: Talhas de corrente com acionamento manual — Requisitos e métodos de ensaios, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ALVES, Maurício Kaminski. **INDUSTRIALIZAÇÃO NA CONSTRUÇÃO CIVIL: ANÁLISE DA POSSIBILIDADE DE ADOÇÃO DE AÇÕES DE UM PROGRAMA DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO EUROPEU NA CONSTRUÇÃO CIVIL BRASILEIRA**. 2016. 54 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016. Disponível em: https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/148689/001002411.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Acesso em: 21 mar. 2021

BALDAUF, Alexandra Staudt Follmann. **Contribuição à implementação da coordenação modular da construção no Brasil**. 2004. 148 f. Dissertação (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil., Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004. Disponível em: https://lume.ufrgs.br/handle/10183/4885. Acesso em: 05 jun. 2021.

BELLEI, Ildony H. PINHO, O. FERNADO, PINHO, O. MAURO **EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES EM AÇO**. 2. ed. Barueri: Pini, 2008. 556 p.

BRASIL AO CUBO. Documento TFG - Brasil ao Cubo. Disponível em: https://docs.google.com/document/d/1Tk3-wJLJSVPekyxSgeMVIhOlf0DI_baSBLAwbEUSubo/edit?usp=sharing Acesso em: 10 abr. 2021

BRASIL AO CUBO. Brasil ao Cubo - Soluções Construtivas Ágeis. Disponível em: https://brasilaocubo.com/portfolio Acesso em: 10 abr. 2021

BREGATTO, P. R. (2008). Coordenação modular - Parte I,II e III. Retrieved

BEN, Augusto. **Análise e dimensionamento de estrutura múltiplos andares em aço**. 2018. 60 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Imed, Passo Fundo, 2018

CARINI, Matheus Roman. **Estruturas mistas de aço e concreto:** projeto de edifício comercial. 2014. 158 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014. Disponível em: https://pt.slideshare.net/TimteoRocha/estrutura-mista-projeto-de-edifcio-comercial. Acesso em: 09 mar. 2021.

CARVALHO, Luiza Reis. **PROPOSTA DE ESTUDO DE PROCESSOS CONSTRUTIVOS INDUSTRIALIZADOS DO PONTO DE VISTA AMBIENTAL**. 2017. 132 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, A Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: http://repositorio.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10022481.pdf. Acesso em: 20 maio 2021.

CASTRO, Eduardo Mariano Cavalcante de. **PATOLOGIA DOS EDIFÍCIOS EM ESTRUTURA METÁLICA**. 1999. 204 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1999.

DEGANI, Jonathan Albert. **CONSTRUÇÃO MODULAR EM LIGHT STEEL FRAME: COMPARATIVO COM CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA CONVENCIONAL**. 2017. 48 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Tubarão, 2017. Disponível em: https://www.riuni.unisul.br/bitstream/handle/12345/3775/TCC%20%20Jonathan%20Degani%202.11%20rev.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Acesso em: 22 maio 2021.

DNIT (2021). RESOLUÇÃO Nº 1, DE 8 DE JANEIRO DE 2021

DUARTE, Alana Tenório Carnaúba Guimarães. **A influência do uso das Tecnologias de Informação e Comunicação nos espaços domésticos contemporâneos: Uma abordagem em Maceió, Alagoas**. 2016. 246 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Arquitetura, Fau/Ufal, Maceió, 2016. Disponível em: https://docplayer.com.br/53274851-Alana-tenorio-carnauba-guimaraes-duarte.html. Acesso em: 15 maio 2021.

ESPÍNDOLA, Luciana da Rosa. **Habitação de interesse social em madeira conforme os princípios de coordenação modular e conectividade**. 2012. 173 f. Dissertação (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012. Disponível em: https://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/93836. Acesso em: 05 jun. 2021.

Interfaces: Aço-Concreto. CBCA, Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2003.

GIL, A. C. Como elaborar projetos de pesquisa. 5 ed. São Paulo: Atlas, 2010.

LOPES, Fábio André Frutuoso. **ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE UM SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO MISTO APLICADO EM EDIFÍCIOS ALTOS**. 2003. 135 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil., Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

LUCCHINI, Jonathan Roberto. **PROCESSOS DE FABRICAÇÃO E MONTAGEM DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CÍVIL**. 2009. 146 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Anhembi Morumbi, São Paulo, 2009. Disponível em: https://documentcloud.adobe.com/link/track?uri=urn:aaid:scds:US:f708e000-fe82-4400-924b-ce6f06db5114. Acesso em: 08 jun. 2021.

MARGARIDO, A. F. **O uso do aço na arquitetura**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007. disponível em : https://documentcloud.adobe.com/link/track?uri=urn:aaid:scds:US:812408ed-8683-4263-950c-c75f526060e7

MATOS, Rafael Carrijo Barreto de. **SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTOS EM EDIFÍCIOS DE ESTRUTURA METÁLICA**. 2014. 65 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário de Brasília, Uniceub, Brasília, 2014. Disponível em: https://repositorio.uniceub.br/jspui/bitstream/235/6404/1/21016114.pdf. Acesso em: 11 jun. 2021.

MCKINSEY. **Construção Modular: dos Projetos aos Produtos**. Disponível em: <https://www.mckinsey.com/industries/capital-projects-and-infrastructure/our-insights/modular-construction-from-projects-to-products#>Acesso em: 04 junho 2021.

MELO, Paula Rodrigues de. **PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA, AÇO E DE CONCRETO PARA AUXÍLIO À CONCEPÇÃO DE PROJETOS ARQUITETÔNICOS**. 2013. 113 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

MONCAYO, Zumaeta; WINSTON JUNIOR. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/pt-br.php. Acesso em: 12 jun. 2021.

OLIVEIRA, Letícia Cardoso de. **ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS DE AÇO E ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO APLICADAS A EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES**. 2018. 155 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2018. Disponível em: http://riut.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/8109/1/CT_COECI_2018_1_08.pdf. Acesso em: 30 mar. 2021.

PATINHA, Sérgio Miguel Pinto de Almeida. **CONSTRUÇÃO MODULAR – DESENVOLVIMENTO DA IDEIA: CASA NUMA CAIXA**. 2011. 184 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2011. Disponível em: https://docero.com.br/doc/nxe0cne. Acesso em: 02 jun. 2021.

PFEIL, Walter; PFEIL, Micèle. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático de acordo com a norma NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc -Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., 2009. 382 p. Disponível em: https://kaiohdutra.files.wordpress.com/2016/02/estruturas-de-aco-dimensionamento-pratico.pdf. Acesso em: 30 maio 2021.

PRUDÊNCIO, M. V. M. V. **Projeto e análise comparativa de custo de uma residência unifamiliar utilizando os sistemas construtivos convencional e Light Steel Framing**. Campo Mourão: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Monografia (Graduação em Engenharia Civil), 2013. Disponível em: https://www.academia.edu/32055211/UNIVERSIDADE_TECNOL%C3%93GICA_FEDERAL_DO_PARAN%C3%81_COORDENA%C3%87%C3%83O_DE_ENGENHARIA_CIVIL_CURSO_DE_ENGENHARIA_CIVIL_PROJETO_E_AN%C3%81LISE_COMPARATIVA_DE_CUSTO_DE_UMA_RESID%C3%8ANCIA_UNIFAMILIAR_UTILIZANDO_OS_SIST

EMAS_CONSTRUTIVOS_CONVENCIONAL_E_LIGHT_STEEL_FRAMING Acesso em: 23 maio. 2021.

RAMIRES, J. C. DE L. O PROCESSO DE VERTICALIZAÇÃO DAS CIDADES BRASILEIRAS. Boletim de Geografia, v. 16, n. 1, p. 97-106, 24 jan. 2011.

SALES, José Jairo de. **ESTUDO DO PROJETO E DA CONSTRUÇÃO DE EDIFICIOS DE ANDARES MULTIPLOS COM ESTRUTURA DE AÇO**. 1995. 278 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

SILVA, Carla Beatriz Pereira da; MOTA, André Guilherme; IZQUIERDO, Orieta Soto; MORAES, Marco Aurélio Faccio; PINHEIRO, Alexander da Silva; IZQUIERDO, Indara Soto. INFLUÊNCIA DA LOCALIZAÇÃO DO NÚCLEO RÍGIDO DE EDIFICIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS DE CONCRETO ARMADO NA ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS. **Brazilian Journal Of Development**, [S.L.], v. 6, n. 9, p. 65574-65589, 2020. Brazilian Journal of Development. http://dx.doi.org/10.34117/bjdv6n9-113. Disponível em: https://www.brazilianjournals.com/index.php/BRJD/article/view/16192/13259. Acesso em: 06 maio 2021.

SOBRINHO JÚNIOR, A.; CRUZ, J. M.; CRUZ, L.; MELO FILHO, M.; SOUZA, J. F. O parâmetro de instabilidade global α: origem, evolução e tendências. Revista InterScientia, v. 4, n. 1, p. 11-20, 28 maio 2016.

Transporte e Montagem. CBCA, Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2006.

ZANDONAI FILHO, José Carlos *et al*. Análise do Comportamento de Edifícios de Concreto Armado Contraventados por Núcleo Rígido. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 10., 2018, Rio de Janeiro. **Proceedings [...] .** Rio de Janeiro: Cbpe, 2018. p. 1-9. Disponível em: http://www.abpe.org.br/trabalhos2018/178.pdf. Acesso em: 11 maio 2021.