

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**CAIO SERGIO SOUZA DA CRUZ
JOÃO PEDRO GONÇALVES DE OLIVEIRA RAMOS
RAFAEL DE PAIVA GOMES
RAHONNE IGNACIO PEREIRA**

**DIMENSIONAMENTO DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS
ALTOS**

**VOLTA REDONDA
2017**

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**DIMENSIONAMENTO DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS
ALTOS**

Monografia apresentada no Curso de Engenharia Civil, como requisito à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Alunos:

Caio Sergio Souza da Cruz

João Pedro Gonçalves de Oliveira Ramos

Rafael de Paiva Gomes

Rahonne Ignacio Pereira

Orientador:

Prof. Esp. Marcelo Estevão dos Santos

Coorientador:

Prof. Esp. Luigi Walter Andrighi

Volta Redonda

2017

FOLHA DE APROVAÇÃO

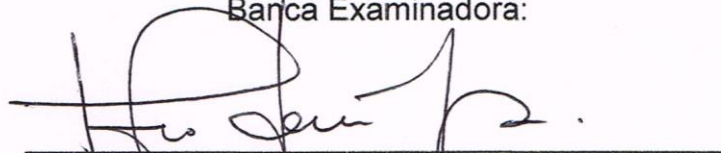
Alunos:
Caio Sergio Souza da Cruz
João Pedro Gonçalves de Oliveira Ramos
Rafael de Paiva Gomes
Rahonne Ignacio Pereira

Dimensionamento de contraventamento de edifícios altos

Orientador:
Marcelo Estevão dos Santos

Coorientador:
Luigi Walter Andrichi

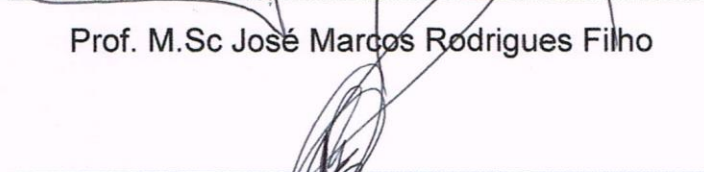
Banca Examinadora:



Prof. Esp. Marcelo Estevão dos Santos



Prof. M.Sc José Marcos Rodrigues Filho



Prof. Esp. Rogério Nogueira Pereira

DEDICATÓRIAS

De Caio Sergio Souza da Cruz para pai Sergio Henrique da Cruz, mãe Marilsa Pacheco de Sousa e amigos em geral.

De João Pedro Gonçalves de Oliveira Ramos para mãe Sônia Cristina Gonçalves, pai Rodrigo Machado de Oliveira Ramos, namorada Maria Rita dos Santos Pinto a minha família e amigos.

De Rafael de Paiva Gomes para mãe Celia de Paiva Montezi Gomes, esposa Carolina da Rocha Pinto e a toda minha Família e amigos.

De Rahonne Ignacio Pereira para pai Jose Paula Pereira, mãe Marizet Ignacio de Sousa Pereira, irmã Ihoranna Ignacio Pereira, avô Nilton Rosa Pereira, avó Marina Barbosa Pereira, esposa Jéssica Ribeiro de Oliveira Pereira e a todos os amigos.

AGRADECIMENTOS

Ao Marcelo Estevão dos Santos, Luigi Walter Andrichi e Fernando Ottoboni Pinho, pela dedicação e paciência na elaboração desta pesquisa.

*“Há uma força motriz mais poderosa que o vapor, a
eletricidade e a energia atômica: a vontade.”*

(Albert Einstein)

RESUMO

Para que se possa dimensionar uma estrutura de contraventamento deve-se primeiramente conhecer as cargas geradas pelo vento, que nada mais é do que uma carga de ação natural, mas de complexo entendimento, logo após dispor o contraventamento de maneira que garanta a estabilidade global da estrutura, para isto será analisado um modelo estrutural de um edifício de três pavimentos que não havia sido consideradas as cargas de vento e o mesmo será elevado para vinte e um pavimentos considerando a carga de vento, para melhor entendimento do modelo estrutural. Será analisado modelos matemáticos e também estruturas metálica e de concreto armado, sendo feito um roteiro de cálculo de carga de vento, juntamente com a verificação da estabilidade das ações de primeira e segunda ordem, a primeira ordem verificada por elementos isolados e a segunda ordem que é função do contraventamento resistir, verificada por enrijecimento de pórticos e a inclusão de estruturas treliçadas na estrutura existente, ambos de acordo com a disponibilidade da arquitetura, para um edifício de estrutura de concreto armado.

Palavras-chaves: Contraventamento de concreto armado; enrijecimento de pórtico de concreto armado; dimensionamento de edifícios altos em concreto armado.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	13
1.1 Justificativa.....	13
1.2 Objetivos.....	13
1.2.1 Geral.....	13
1.2.2 Específico.....	13
1.3 Metodologia.....	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1 Análise Histórica.....	15
2.2 Análise Técnica.....	16
2.3 Contraventamento de alvenaria estrutural.....	20
3 MODELAGEM ESTRUTURAL DE CONTRAVENTAMENTO.....	22
3.1 Modelos Matemáticos.....	22
3.2 Tipos de Apoio e Rotações.....	24
3.3 Treliça.....	26
3.4 Quadro de Contraventamento.....	27
3.4.1 Sistema Misto (Contraventamento e Pórtico).....	30
3.4.2 Quadro Com Núcleo Central.....	33
3.5 Ações do Vento.....	34
4 ESTUDO DE CASO.....	36
4.1 Análise Estrutural.....	49
5 CONCLUSÃO.....	69
5.1 Sugestões Para Futuros Trabalhos.....	70
5.1.1 Dimensionamento de Fundações Para Estruturas De Contraventamento.....	70
5.1.2 Compressão Lateral De Laje Pré-moldada.....	70
5.1.3 Verificação De Taxa de Aço Nos Pilares De Edifícios Contravendos.....	70
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	71

LISTA DE TABELAS

TABELA Nº1 - FATOR S2.....	43
TABELA Nº2 - VALORES MÍNIMOS DO FATOR ESTATÍSTICO S3.....	44
TABELA Nº3 - COEFICIENTES DE PRESSÃO NAS FACHADAS DE EDIFICAÇÕES RETANGULAR.....	46
TABELA 4 – CARGAS DE VENTO DEVIDO ÁREA DE INFLUÊNCIA NA FACHADA MENOR.....	59
TABELA 5 – CARGAS DE VENTO DEVIDO ÁREA DE INFLUÊNCIA NA FACHADA MAIOR.....	60

LISTA DE FIGURAS

FIGURA Nº1 - TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS.....	22
FIGURA Nº2 - ANALISE ESTRUTURAL.....	23
FIGURA Nº3 - REPRESENTAÇÃO DE UM APOIO DE 1º GÊNERO.....	24
FIGURA Nº4 - REPRESENTAÇÃO DE UM APOIO DE 2º GÊNERO.....	24
FIGURA Nº5 - REPRESENTAÇÃO DE UM APOIO DE 3º GÊNERO.....	24
FIGURA Nº6 - TIPOS DE INSTABILIDADE DE PÓRTICOS.....	25
FIGURA Nº7 - ESTRUTURA METÁLICA COM LIGAÇÕES PRÓXIMAS DE UMA RÓTULA.....	26
FIGURA Nº8 - ESTRUTURA METÁLICA COM LIGAÇÕES PRÓXIMAS DE UM NÓ	26
FIGURA Nº9 - MODOS DE UTILIZAÇÃO DE TRELIÇAS.....	27
FIGURA Nº10 - ESTRUTURA CONTRAVENTADA EM DOIS SENTIDOS.....	28
FIGURA Nº11 - ESTRUTURA CONTRAVENTADA NAS FACES E NO CENTRO...29	
FIGURA Nº12 - QUADRO RÍGIDO NOS DOIS SENTIDOS.....	30
FIGURA Nº13 - ESTRUTURA CONTRAVENTADA E APORTICADA.....	31
FIGURA Nº14 - ESTRUTURA CONTRAVENTADA E APORTICADA.....	31
FIGURA Nº15 - ESTRUTURA CONTRAVENTADA E APORTICADA.....	32
FIGURA Nº16 - ESTRUTURA CONTRAVENTADA E APORTICADA.....	32
FIGURA Nº17 - EDIFÍCIO COM NÚCLEO CENTRAL DE CONCRETO.....	33
FIGURA Nº18 - TRAJETÓRIA DO VENTO.....	34
FIGURA Nº19 - ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA V_o (M/S).....	36
FIGURA Nº20 - TÉRREO DO EDIFÍCIO TEÓRICO.....	37
FIGURA Nº21 - PAVIMENTO TIPO DO EDIFÍCIO TEÓRICO.....	39
FIGURA Nº22 - CORTE A-A DO EDIFÍCIO TEÓRICO.....	39
FIGURA Nº23 - PLANTA DEFORMAR DO EDIFÍCIO TEÓRICO.....	40
FIGURA Nº24 - CORTE A-A DA PLANTA DEFORMAR DO EDIFÍCIO TEÓRICO...41	
FIGURA Nº25 - EDIFÍCIO DE 21 ANDARES.....	41
FIGURA Nº26 - CARGAS DE VENTO DISTRIBUIDAS PARA CADA PANO DE LAJE NA FACHADA MENOR.....	48
FIGURA Nº27 - CARGAS DE VENTO DISTRIBUIDAS PARA CADA PANO DE LAJE NA FACHADA MAIOR.....	49
FIGURA Nº28 - MODELO ESTÁTICO.....	50

FIGURA Nº 29 - DEFORMAÇÃO QUE A ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO ESTÁ SUJEITA.....	51
FIGURA Nº30 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR COM REAÇÕES NOS APOIOS.....	52
FIGURA Nº31 – DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR COM REAÇÕES NOS APOIOS.....	53
FIGURA Nº32 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR COM REAÇÕES NOS POIOS.....	54
FIGURA Nº33 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR COM REAÇÕES NOS POIOS.....	55
FIGURA Nº34 - CARGAS DE VENTO DISTRIBUIDAS PARA CADA PANO DE LAJE NA FACHADA MENOR.....	57
FIGURA Nº35 - CARGAS DE VENTO DISTRIBUIDAS PARA CADA PANO DE LAJE NA FACHADA MAIOR.....	59
FIGURA Nº36 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR, CISALHAMENTO E NORMAL DO PORTICO ADICIONAL NA VIGA 14 GERADO PELO FTOOL.....	61
FIGURA Nº37 - DIAGRAMA DE ESFORÇO NORMAL GREADO PELO FTOOL NA TRELIÇA ADICIONADO NA VIGA 9.....	62
FIGURA Nº38 - DIAGRAMA DE ESFORÇO NORMAL GREAD O PELO FTOOL NA TRELIÇA ADICIONADO NA VIGA 9.....	63
FIGURA Nº39 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR, CISALHAMENTO E NORMAL DO PORTICO ADICIONAL NA VIGA 4 GERADO PELO FTOOL.....	64
FIGURA Nº40 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR, CISALHAMENTO E NORMAL DO PORTICO ADICIONAL NA VIGA 1 GERADO PELO FTOOL.....	65
FIGURA Nº41 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR, CISALHAMENTO E NORMAL DO PORTICO ADICIONAL NA VIGA 15 E 26 GERADO PELO FTOOL.....	66
FIGURA Nº42 - DIAGRAMA DE ESFORÇO NORMAL GREADO PELO FTOOL NA TRELIÇA ADICIONADO NA VIGA 18 E 23.....	67
FIGURA Nº43 - DIAGRAMA DE ESFORÇO NORMAL GREADO PELO FTOOL NA TRELIÇA ADICIONADO NA VIGA 18 E 23.....	68

LISTA DE FOTOGRAFIA

FOTOGRAFIA Nº1 - IMPACTO DE VENTO EM EDIFÍCIOS	34
--	----

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

Vo - Velocidade básica do vento: velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

S1 - Fator topográfico

S2 - Fator que julga a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação analisada, e de sua altura sobre o terreno.

S3 - Fator fundamentado em conceitos probabilísticos.

Vk - Velocidade característica do vento;

NLG - não-linearidade geométrica

NLF - não-linearidade física

1 INTRODUÇÃO

Devido ao crescimento da população, e a necessidade de construção de moradias que atendam a essa demanda, os terrenos ficam cada vez mais escassos próximos de zonas urbanas e com isso há o aumento vertical das cidades, exigindo cada vez mais dos engenheiros, que por sua vez devem estar aptos a projetarem estruturas que resistam as solicitações de primeira e segunda ordem.

A estrutura de uma edificação deste porte é analisada desde o pré-dimensionamento, levando-se em conta as características do material estrutural a ser empregado, juntamente com sua geometria, de forma a não agredir a arquitetura, garantindo sua estabilidade, resistindo todas as possíveis ações a que venha a sofrer.

O contraventamento tem o objetivo de aumentar a resistência de ações sísmicas e de vento de modo a garantir a segurança de estruturas tridimensionais de edifícios.

1.1 Justificativa

A escolha do tema se deu pela necessidade de aprimoramento, padronização e esclarecimento dos métodos de verificação de estabilidade de edifícios altos, à luz da NBR 6123:1988.

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

Contribuir com os profissionais da área, facilitando tanto o dimensionamento de edifícios altos como o entendimento de um assunto tão complexo, podendo ser também uma boa fonte de pesquisa para futuros trabalhos.

1.2.2 Específicos

- Identificar o modelo matemático compatível com a disposição estrutural;
- Simplificar análise estrutural para as ações de segunda ordem;

- Elaboração de metodologia para verificação de estabilidade de edifícios altos.

1.3 Metodologia

Para este trabalho serão adotadas pesquisas em literaturas acadêmicas do setor, juntamente com as normas brasileiras, orientações de profissionais experientes, professores, recursos matemáticos e Trabalhos de Conclusão de Curso, respeitando o roteiro abaixo:

- Pesquisa;
- Modelos matemáticos;
- Tipos de contraventamento;
- Ações do vento;
- Estudo de caso;
- Conclusão.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Análise Histórica

As construções altas sempre acompanharam o homem ao longo da história. No antigo Egito, as pirâmides do Cairo mostravam o poder que os faraós tinham, as catedrais góticas simbolizavam a busca do poder de Deus e atualmente, os arranha-céus simbolizam *status* e poder.

O primeiro arranha-céu do mundo foi erguido na cidade de Chicago em estrutura metálica com 10 pavimentos, entre 1883 e 1885, trata-se do “Home Insurance Building”. Ainda hoje, os maiores edifícios do mundo são estruturados parcialmente ou totalmente com estrutura metálica.

Em 1916, terminava a construção do primeiro arranha-céu nacional na cidade de São Paulo, trata-se do edifício Guinle, contendo 8 andares e possuindo estrutura de concreto armado. Logo depois, em 1930, o edifício “A Noite”, no Rio de Janeiro, com 22 andares.

Duramente o período de 1961 a 1964, foi construído o edifício Itália, também na capital paulista, com 45 andares e 151 m de altura, sendo considerado até 1962 o maior edifício estruturado em concreto armado do mundo (Lopes, 2003).

“Ao longo das últimas décadas, a análise estrutural vem se desenvolvendo em ritmo acelerado com o surgimento de metodologias capazes de prever com cada vez mais precisão o comportamento das estruturas. A excessiva complexidade de alguns destes métodos, muitas vezes, inviabiliza sua utilização na prática comum de engenharia em função do alto custo computacional, e conseqüente dispêndio de tempo. Frente a este problema, cresceu a importância em encontrar métodos simplificados confiáveis, capazes de manter os níveis de segurança oferecidos pelos métodos rigorosos” (Gustavo Lopes Zugni, 2014).

O cálculo estrutural de edifícios e as metodologias de verificações da sua segurança têm passado por um desenvolvimento importante desde meados do século passado, devido a evolução da informática com auxílio de computadores cada vez mais poderosos sendo empregado nos setores de Engenharia. Com o constante aprimoramento de *hardwares* e *softwares* tem sido cada vez mais possível

adquirir resultados de situações complexas com facilidade, pouco tempo e muita precisão. (Chaves, 2009).

2.2 Análise Técnica

As estruturas de contraventamento sobressaem como uma das melhores, pois exerce a função de impedir o deslocamento lateral da estrutura principal. Podem ser usadas, também, para mudar a frequência fundamental da estrutura para que abata as possibilidades de entrar em ressonância com as ações do vento ou de sismo, contribui-se assim a favor da segurança frente a esforços externos (Chaves, 2009).

“No cálculo das estruturas de edifícios altos, é necessário que o projetista esteja atento ao problema da estabilidade global, pois a estrutura é solicitada simultaneamente por ações verticais e horizontais. De fato, as ações adicionais provenientes do deslocamento horizontal da estrutura podem ocasionar o aparecimento de acréscimos de esforços capazes de conduzi-la ao colapso. Esse tipo de análise, onde se considera o *equilíbrio da estrutura em sua posição deslocada*, é o que se denomina *análise com não-linearidade geométrica*.

Por outro lado, o projetista deve levar em conta que o *comportamento do material constituinte da estrutura*, no caso do concreto armado, não é elástico perfeito. Isso porque, o efeito da fissuração, da fluência, o escoamento das armaduras, bem como outros fatores de menor importância conferem ao mesmo um comportamento não linear, a *chamada não-linearidade física*.

Deve-se, portanto, lançar mão de uma análise na qual se considere a *estrutura na sua configuração final de equilíbrio*, determinada pela não-linearidade geométrica (NLG) e pela não-linearidade física (NLF) do material que a constitui.

O emprego desse tipo de análise, para as estruturas de concreto armado, pode resultar em uma tarefa complexa, implicando em grande esforço computacional” (Rivelli da Silva Pinto & Marcio Antonio Ramalho, 2002).

A consideração da rigidez transversal à flexão das lajes influencia no comportamento estrutural da estrutura, ocorrendo uma diminuição dos

deslocamentos horizontais e uma redistribuição de esforços. Fala-se em redistribuição, pois em alguns elementos os esforços estruturais aumentaram e em outros diminuíram, para a consideração ou não da rigidez transversal à flexão das lajes. Isto ocorre, pois o equilíbrio de esforços na estrutura deve ser mantido para qualquer tipo de modelo de análise da estrutura.

Esta redistribuição de esforços em nível de dimensionamento dos elementos estruturais mostra-se bastante interessante. Pois no modelo de análise sem a consideração da rigidez transversal das lajes alguns elementos podem estar superdimensionados em relação ao seu cálculo que considera a rigidez transversal para a laje, pois com a consideração da rigidez da laje diminui o esforço em alguns elementos estruturais. Já pensando em segurança, alguns elementos podem estar sub-dimensionados pois alguns esforços nos elementos aumentam com a consideração da laje (Martins, 2001).

Devido o crescimento das cidades e o metro quadrado sendo cada vez mais valorizado juntamente com os avanços dos materiais de construção e de recursos de cálculo estrutural, faz com que haja uma forte tendência no aumento das alturas de edifícios. Contudo essas edificações leves, esbeltas e altas estão sujeitas a problemas dinâmicos, que podem levar a um comprometimento de confiabilidade ou ao desconforto de seus usuários. Dentre as ações dinâmicas o vento trata-se de uma das mais importantes. A previsão da resposta induzida pela ação dinâmica do vento por métodos analíticos é complexa e de difícil resolução, especialmente para as ações transversais à direção da velocidade média do vento. A construção de modelos aeroelásticos que serve de análise do comportamento dinâmico de edifícios altos em túnel de vento, atualmente, é o método mais preciso. (Miguel, 2003).

“Entende-se por estabilidade estrutural ou elementos estabilizantes tudo aquilo que se é utilizado com a finalidade de fornecer à estrutura a rigidez necessária para sua construção e utilização, não somente com a preocupação de manter a estrutura íntegra e evitar sua ruína. Os elementos estabilizantes em uma estrutura devem mantê-la em perfeito estado de utilização, para isso, a estrutura não deverá sofrer grandes deformações laterais causadas por qualquer tipo de interferência externa.” (Rafael Carrijo Barreto de Matos, 2014).

O contraventamento com treliça é um sistema que resiste às cargas laterais, mais utilizados em edifícios de andares múltiplos estruturados em aço. Este sistema pode ser aplicado de várias maneiras, podendo ser empregado satisfatoriamente em edifícios pequenos, médios e altos, como nos elevados arranha-céus com estruturas treliçadas de peças tubulares. (Franca, 2003).

“Há vários tipos de sistemas estruturais de edifícios para resistir às ações laterais provenientes do vento e as transferir, a partir dos níveis dos pavimentos, para as fundações. Dentre os elementos estruturais verticais utilizados nesses sistemas, pode-se citar: paredes estruturais, pórticos de contraventamento, núcleos estruturais, e suas combinações. No caso dos elementos estruturais horizontais, responsáveis pela distribuição das ações laterais entre os elementos verticais, podem-se citar as lajes dos pavimentos agindo como diafragmas rígidos horizontais.” (Joel Araújo do Nascimento Neto & Márcio Roberto Silva Corrêa, 2002)

A análise de edifícios de concreto armado, com o desenvolvimento dos microcomputadores, tem sofrido uma transformação sensível em sua metodologia. Os padrões de cálculo lineares e elásticos encontram-se em fase de substituição por padrões mais completos, que considerem de forma mais leal o desempenho da não-linear do material e da estrutura.

Apesar de progressos significativos na análise não-linear das estruturas, a maior parte dos profissionais da engenharia civil acabam utilizando, por escolha à realização de análises dos não-lineares rigorosos, como alternativa à realização de análise não-linear rigorosas, métodos simplificados que forneçam resultados satisfatórios dentro dos seus respectivos campos de atuação. Para esses profissionais não é vantajosa a análise não linear de estruturas com ferramentas muito elaboradas, pois implicaria em gastos excessivo de tempo sem grandes benefícios no resultado final. Deste modo é importante constante aprimoramento desses processos simplificados que, conhecidas suas limitações, possuem grande utilidade prática.

Além disso, os engenheiros devem ter acesso as ferramentas de análise não-linear, da mais simples como a mais completa, devendo ser cada vez mais facilitado, bem como para as instalações de ensino de engenharia, de forma que forneçam métodos aprimorados e modernos para seus alunos (Rivelli da Silva Pinto, 2002).

“O estudo do comportamento realístico de estruturas de concreto armado, submetidas a carregamentos reais de utilização, é ainda um tema avançado no meio técnico-científico. Os efeitos de não-linearidade física e geométrica, abrangendo escoamento da armadura e fissuração do concreto ao longo das seções das barras, e a presença de efeitos de segunda ordem, destacam-se como algumas das dificuldades encontradas no desenvolvimento da pesquisa.

Estudos experimentais do comportamento de grandes estruturas de concreto armado utilizando-se protótipos reduzidos tornam-se muitas vezes inviáveis, pois demandam grande estrutura laboratorial, recursos financeiros e equipe técnica especializada.

Assim, a simulação computacional do comportamento destas estruturas torna-se uma alternativa mais viável.” (Marcelo Rassy Teixeira & Remo Magalhães de Souza, 2003).

“No cálculo das estruturas de edifícios altos, é necessário que o projetista esteja atento ao problema da estabilidade global, pois a estrutura é solicitada simultaneamente por ações verticais e horizontais. De fato, as ações adicionais provenientes do deslocamento horizontal da estrutura podem ocasionar o aparecimento de acréscimos de esforços capazes de conduzi-la ao colapso. Esse tipo de análise, onde se considera o *equilíbrio da estrutura em sua posição deslocada*, é o que se denomina *análise com não-linearidade geométrica*.

Por outro lado, o projetista deve levar em conta que o *comportamento do material constituinte da estrutura*, no caso do concreto armado, não é elástico perfeito. Isso porque, o efeito da fissuração, da fluência, o escoamento das armaduras, bem como outros fatores de menor importância conferem ao mesmo um comportamento não linear, a *chamada não-linearidade física*.

Deve-se, portanto, lançar mão de uma análise na qual se considere a *estrutura na sua configuração final de equilíbrio*, determinada pela não-linearidade geométrica (NLG) e pela não-linearidade física (NLF) do material que a constitui.

O emprego desse tipo de análise, para as estruturas de concreto armado, pode resultar em uma tarefa complexa, implicando em grande esforço computacional.” (Rivelli da Silva Pinto & Marcio Antonio Ramalho, 2002)

“A análise de uma estrutura consiste em determinar seus esforços solicitantes e deslocamentos, por meio de modelos matemáticos, após a idealização de diversos fatores, como o comportamento das ações, do material constituinte, das ligações entre os diversos elementos em que a estrutura pode ser dividida, e da resposta desses elementos frente às ações. Segundo a NBR 6118:2003, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço (ELU e ELS).” (Fernando Fernandes Fontes & Libânio Miranda Pinheiro, 2009)

2.3 Contraventamento de alvenaria estrutural

A alvenaria estrutural foi, por muito tempo, conhecida apenas por sua elevada resistência a compressão. Entretanto, o aumento sucessivo do número de pavimentos das edificações em alvenaria estrutural traz a necessidade de aprofundamento dos estudos das estruturas de contraventamento, responsáveis pela resistência as ações horizontais e fundamentais para a garantia da estabilidade global da estrutura.

De acordo com Correa e Ramalho (1994), pode-se classificar as estruturas de uma edificação em estruturas de contraventamento e estruturas contraventadas. As estruturas de contraventamento, também chamadas de painéis de contraventamento, são aquelas responsáveis por absorver e resistir as ações horizontais e verticais, provenientes de ações externas ou de efeitos de segunda ordem. Ainda segundo esses autores, é impossível separar de uma edificação as estruturas contraventadas das estruturas de contraventamento. Desta forma, considerar que um elemento não faz parte do sistema de contraventamento da estrutura significa dizer que esse elemento tem uma participação estrutural de pequena importância, não provocando alterações significativas nos elementos vizinhos, no caso de sua retirada (Denise Itajahy Sasaki Gomes, 2010).

“A avaliação da capacidade de carga das estruturas de alvenaria submetidas a ações horizontais depende da confiabilidade dos modelos de dimensionamento utilizados. De fato, a alvenaria é um material heterogêneo com característica ortotrópicas. Além disso, por possuir juntas de argamassa que acarretam planos de fraqueza, geralmente a modelagem computacional desse tipo de estrutura apresenta grandes dificuldades. Um

modelo robusto para alvenaria só pode ser desenvolvido por meio de uma descrição suficientemente precisa do comportamento mecânico individual de cada um dos seus componentes (unidades de alvenaria e a argamassa) e sobretudo nas juntas de argamassa, as quais são responsáveis pela maior parte dos fenômenos não-lineares que ocorrem na estrutura.” (Rodrigo Carvalho da Mata, 2011).

Uma estimativa realista da rigidez das paredes de contraventamento dotadas de abertura é de fundamental importância para a correta distribuição das ações laterais aplicadas entre os diversos membros verticais que a compõem, bem como para o cálculo dos deslocamentos laterais que permitirão a verificação dos estados limites de utilização da edificação. Infelizmente, a estimativa desta rigidez não se constitui em uma tarefa de implementação fácil, haja vista sua dependência de uma gama variada de fatores, dentre os quais destacam-se: o processo de fissuração, o nível de pré-compressão, a configuração geométrica da parede e a relação de forma dos membros verticais (Fernando Artur Nogueira Silva, 2006).

3 MODELAGEM ESTRUTURAL DE CONTRAVENTAMENTO

Para efeito de cálculo estrutural, primeiramente deve-se criar uma malha de pilares que possa absorver cargas verticais (carga acidental sobre a laje, peso próprio da laje, vigas, pilares incluindo alvenaria revestimentos entre outros), em seguida cria-se sistemas de contraventamento que combatem ações horizontais.

Existem vários tipos de contraventamento conforme explicito na figura 1, onde não precisa ser necessariamente conforme o exemplo:

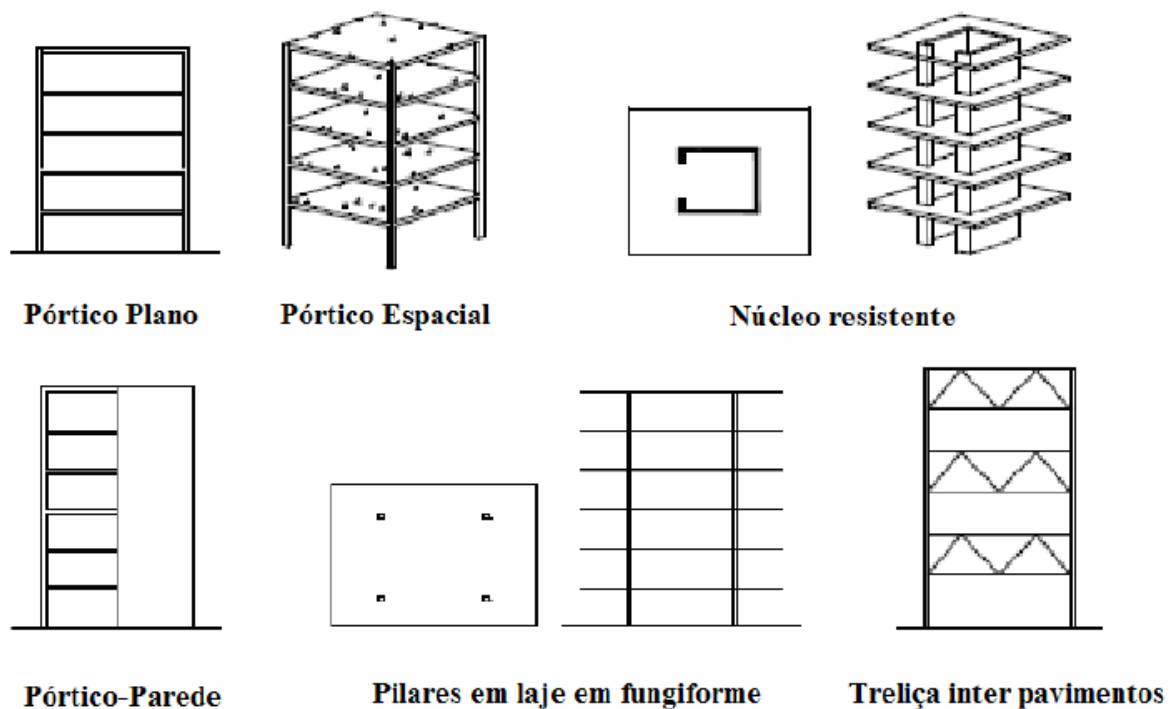


Figura 1 – Tipos de contraventamentos

Fonte: Análise de estruturas, 2008

3.1 MODELOS MATEMÁTICOS

Sempre que haja algum tipo de impedimento ao movimento de um corpo este impedimento é denominado de vínculo.

As ações e reações se transmitem de corpo a corpo por intermédio destes vínculos, isto significa que, só existe reação quando há movimento impedido, pois só existirá reação quando houver ação e esta só se manifestará quando um corpo for bloqueado em seu movimento, ou tendência do movimento, por outro.

Os vínculos podem ser chamados de apoios e transmissões ou ligações, conforme sua situação relativa na estrutura que se estuda.

Denomina-se apoio ao vínculo externo à estrutura que se considera e designa-se transmissão ou ligação ao vínculo interior à estrutura. (Sergio Luiz Taranto de Reis, 2009)

Para melhor entendimento, analisa-se na figura 2:

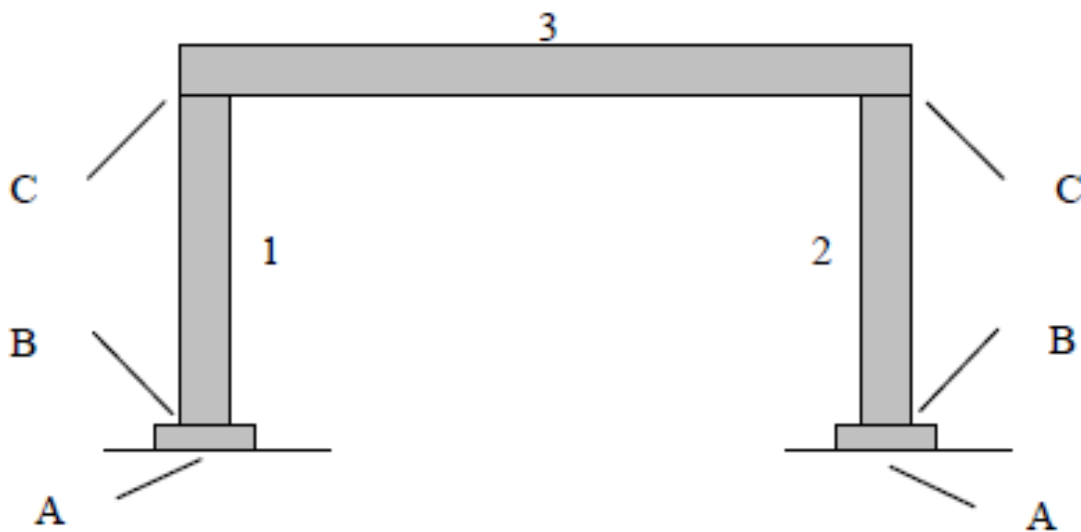


Figura 2 – Análise estrutural

Fonte: Estática técnica - Centro universitário de Volta Redonda, 2009

O ponto A resume a um vínculo externo à estrutura, enquanto os pontos B e C se resumem em vínculos interiores à estrutura.

Considerando as peças 1, 2 e 3 como corpo único, podemos dizer que os pontos B e C são conexões que transmitem esforços, isto é, são vínculos interiores à estrutura, onde o ponto C leva o título de nó.

Analisando as peças 1, 2 e 3 como se fossem corpos isolados, certamente que os pontos B e C são apoios, ou seja, são vínculos exteriores à estrutura, onde o ponto C passa a ser considerado rotula ou apoio de 2º gênero. (Sergio Luiz Taranto de Reis, 2009)

3.2 TIPOS DE APOIO E ROTAÇÕES

Segundo Sergio Luiz Taranto de Reis, 2009, existem três tipos de apoios que são classificados de acordo com o número de graus de liberdade restringidas, ou pelo número de reações que introduzem.

Apoio articulado móvel (1º gênero ou apoio simples) – Permite deslocamento em uma direção e um momento da viga em relação ao apoio. Neste modelo de apoio há uma variável indeterminada (Força em y).



Figura 3 – Representação de um apoio de 1º gênero

Fonte: Estática técnica - Centro universitário de Volta Redonda, 2009

Apoio articulado fixo (2º gênero ou rótula) – É interrompido todo tipo de deslocamento por qualquer direção, permitindo apenas um momento da viga em relação ao apoio.

Para este modelo de apoio existem apenas duas variáveis indeterminadas (Forças em x e y).



Figura 4 – Representação de um apoio de 2º gênero

Fonte: Estática técnica - Centro universitário de Volta Redonda, 2009

Apoio fixo (3º gênero ou engaste) – Não é permitido qualquer deslocamento para qualquer direção e também não permitindo momento da viga em relação ao apoio. É presente neste tipo de apoio três variáveis indeterminadas (Forças em x e y e momento).

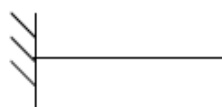


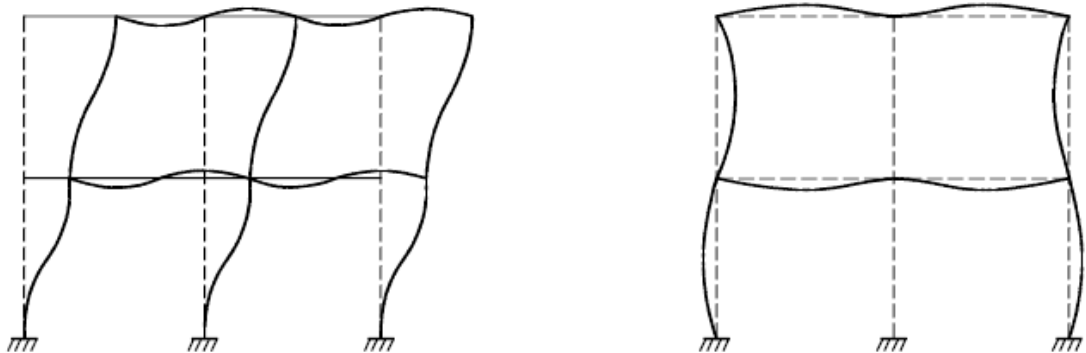
Figura 5 – Representação de um apoio de 3º gênero

Fonte: Estática técnica - Centro universitário de Volta Redonda, 2009

É importante o entendimento de modelos estruturais para o correto dimensionamento, para isso a comparação correta da situação real da estrutura adaptada no modelo estático deve respeitar as considerações de nós.

Existem dois modelos de nós, os nós fixos que não se deslocam para as laterais e sua verificação é feita através de encurvaduras provenientes de flexão dos pilares e vigas provenientes de ações de primeira ordem, e os nós móveis com deslocamento horizontais que traz a instabilidade global da estrutura, causada por ações de segunda ordem, a atenção para este fenômeno deve ser redobrada, pois as cargas são aplicadas nos nós e o seu deslocamento retira o carregamento da prumada dos pilares, criando esforços cada vez maiores na estrutura à medida que se afasta do local previsto em projeto aumentando o risco de colapso da estrutura.

As verificações são mais presentes em estruturas metálicas devido as ligações que se aproximem de uma rotula (modelo estático).



Com deslocamentos laterais (nós móveis)

Sem deslocamentos laterais (nós fixos)

Figura 6 – Tipos de instabilidade de pórticos

Fonte: Análise de estruturas, 2008

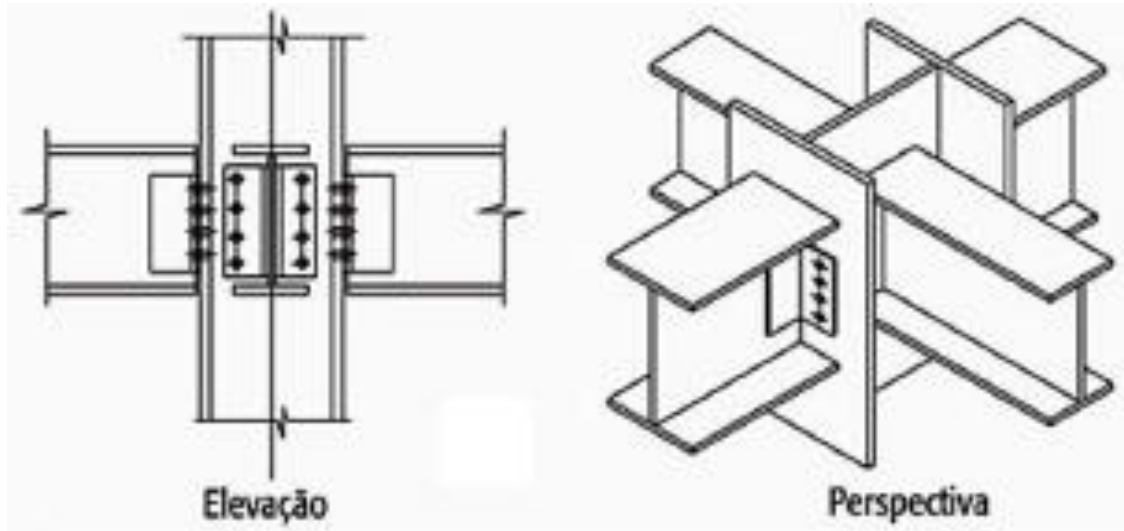


Figura 7 – Estrutura metálica com ligações próximas de uma rótula

Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

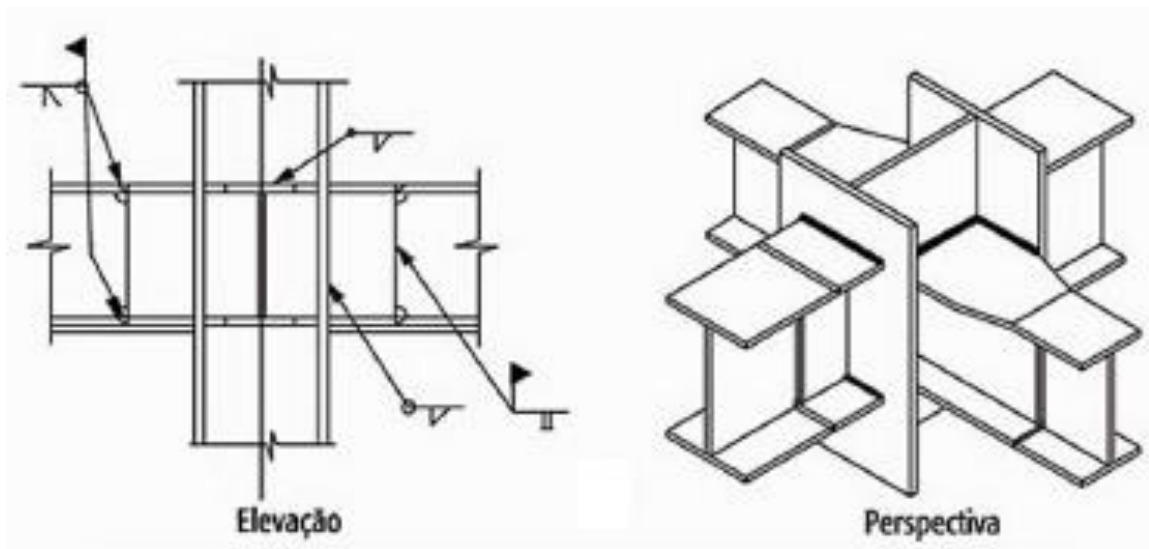


Figura 8 – Estrutura metálica com ligações próximas de um nó

Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

3.3 TRELIÇA

Nos casos de treliças como, por exemplo, uma tesoura de um telhado feita como é chamada de treliça ideal ao sistema reticulado quando as barras têm todas as extremidades rotuladas e cujas cargas postas apenas em seus nós, não terão

momentos fletores nem esforços cortantes, demandando apenas os esforços normais. (José Carlos Sússekind, 1981)

Os nós raramente haverá liberdade de rotular devido os sistemas de união adotado na prática como por exemplo, as barras unidas por solda, parafuso e rebite, que acabam criando pequenas restrições à livre rotação das barras nos nós, por isso é comum o aparecimento de pequenos momentos nas barras, de reduzido significado, entretanto de acordo com os estudos e cálculos rigorosos feito em conta sua influência. (José Carlos Sússekind, 1981)

Estes estudos comprovam que, desde que todas as barras tenham seus eixos no mesmo plano e que eixos se encontrem num único ponto em cada nó, os resultados são bem próximos dos que são calculados por diversos métodos (Ritter, Cremona, Equilíbrio de nó e o da viga de substituição), sendo ela, portanto, válida sob o ponto de vista prático. (José Carlos Sússekind, 1981)

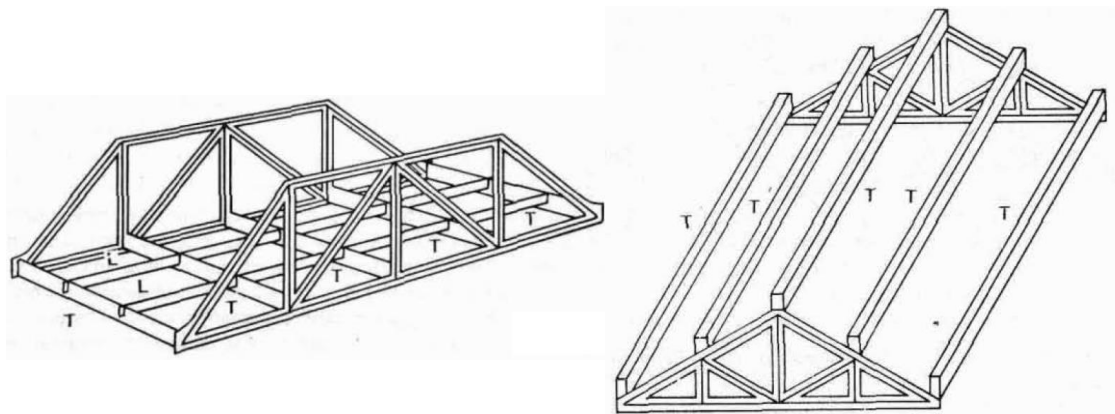


Figura 9 – Modos de utilização de treliças

Fonte: Sússekind, José Carlos - Curso de análise estrutural I, 1981

De acordo com José Carlos Sússekind, 1981 em todos os casos reais haverá, entretanto, reduzidas flexões nas barras, por causa de seu peso próprio, que deverá ser analisado como treliças com cargas fora dos nós.

3.4 QUADRO DE CONTRAVENTAMENTO

Coincidindo uma estrutura em quadro rígido ou rotulado com uma treliça vertical, apresenta um crescimento da rigidez da mesma. O projeto pode ser feito de

modo que as cargas verticais sejam absorvidas pelo quadro e pelas treliças as cargas passam a ser verticais devido ao contraventamentos estas cargas são oriundas de ações do vento ou sísmicas. (Ildony H. Bellei, Fernando O. Pinho e Mauro O. Pinho, 2008)

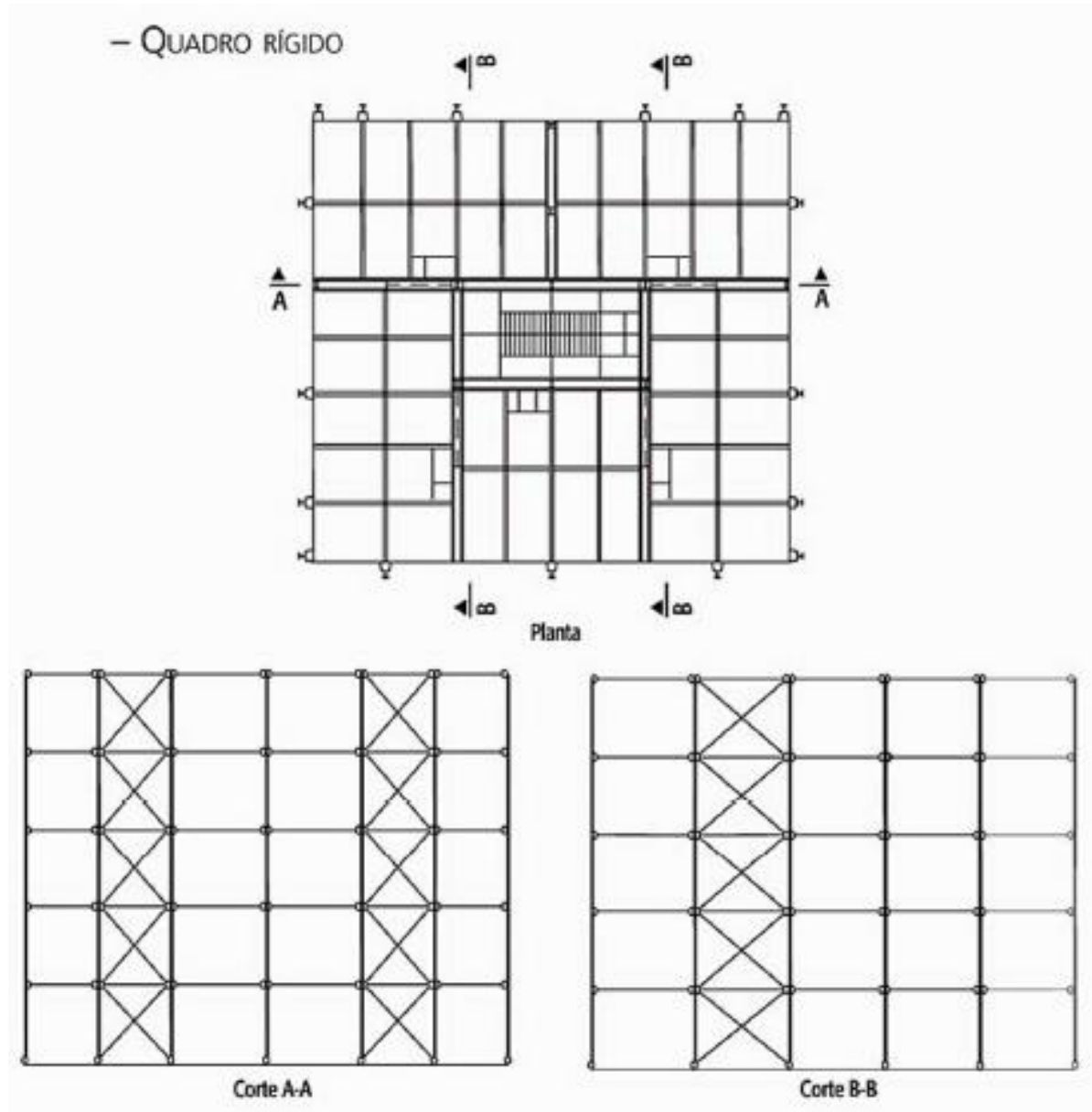


Figura 10 – Estrutura contraventada em dois sentidos.

Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

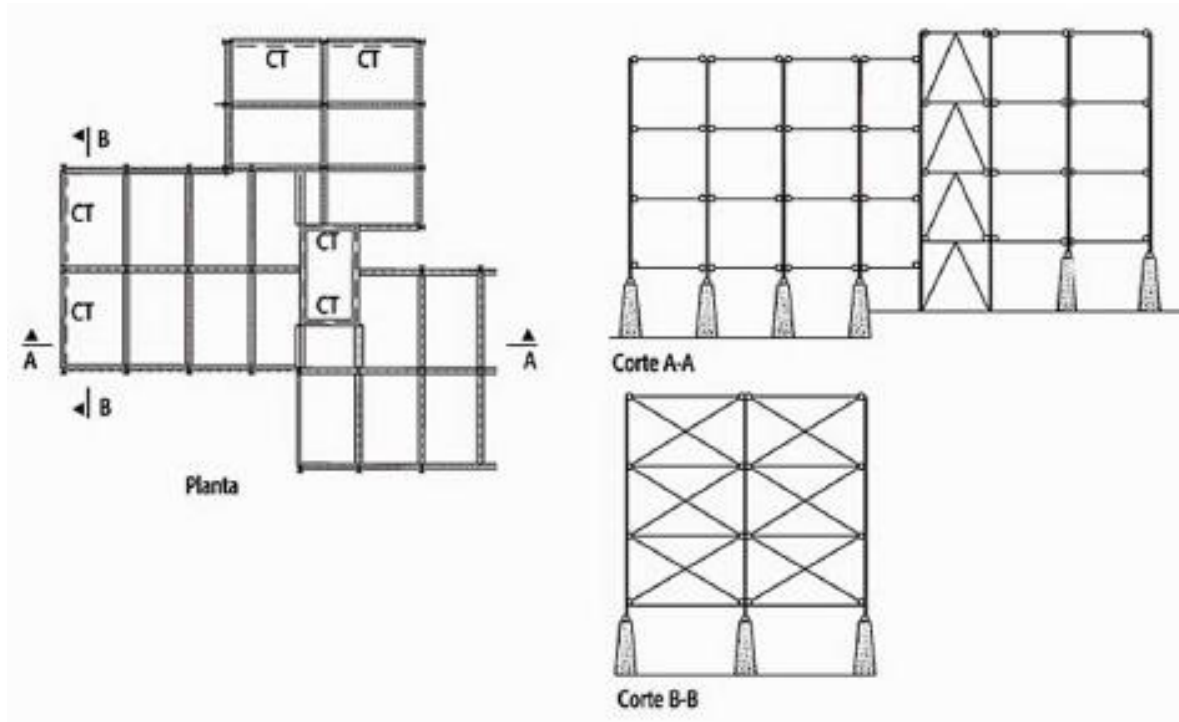


Figura 11 – Estrutura contraventada nas faces e no centro

Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

“Os quadros verticais transversais são compostos pelos pilares e vigas ligadas rigidamente nos nós. A transmissão das cargas horizontais para os quadros é feita através das lajes. Nos casos com que as lajes não tenham rigidez suficiente para a transmissão desses esforços, empregam-se contraventamentos horizontais nos planos dos pisos. Esse sistema é empregado em prédios de pequena e média altura e só é econômico para pequenos espaçamentos entre colunas.” (Ildony H. Bellei, Fernando O. Pinho e Mauro O. Pinho, 2008)

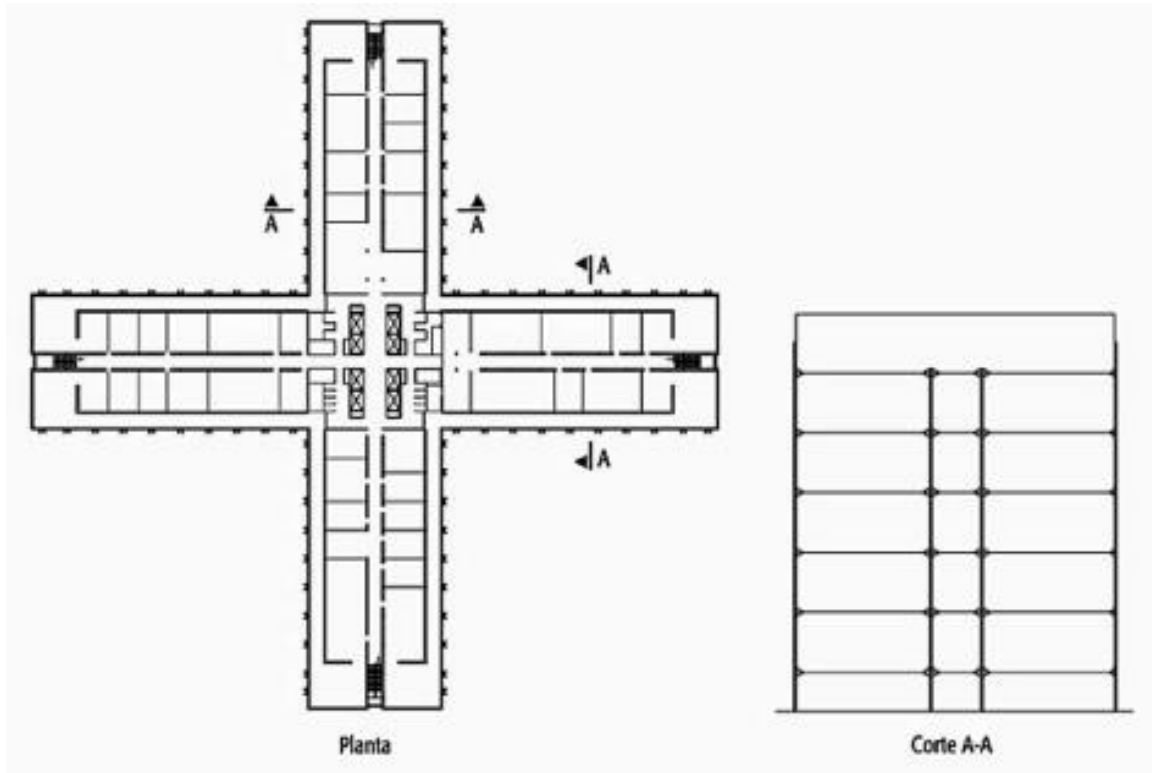


Figura 12 – Quadro rígido nos dois sentidos.

Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

3.4.1 Sistema Misto (Contraventamento e Pórtico)

Conforme afirmado por Ildony H. Bellei, Fernando O. Pinho e Mauro O. Pinho, 2008, esse modelo estrutural, é projetado aporticado em um dos sentidos, e contraventamento no outro, sendo bastante empregado, devido a adaptação do modelo estrutural em arquiteturas, ocorrendo com mais frequência em edifícios comerciais.

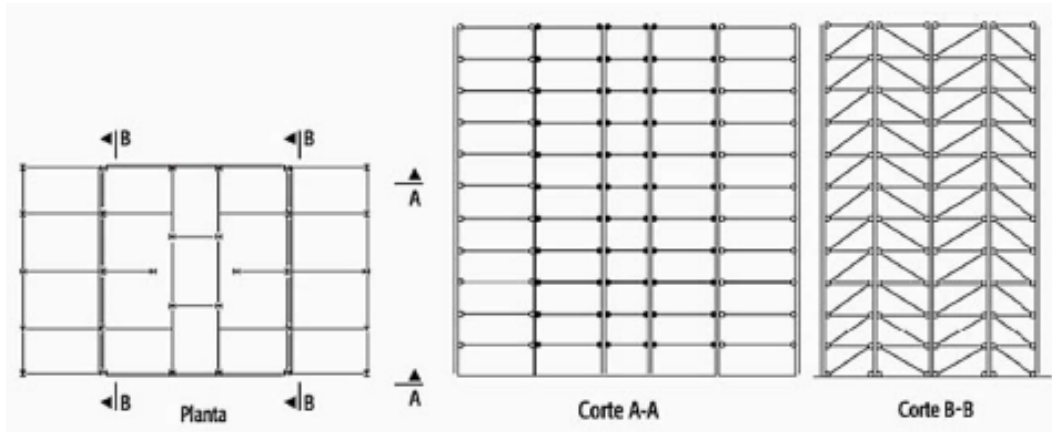


Figura 13 – Estrutura contraventada e aporticada.
 Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

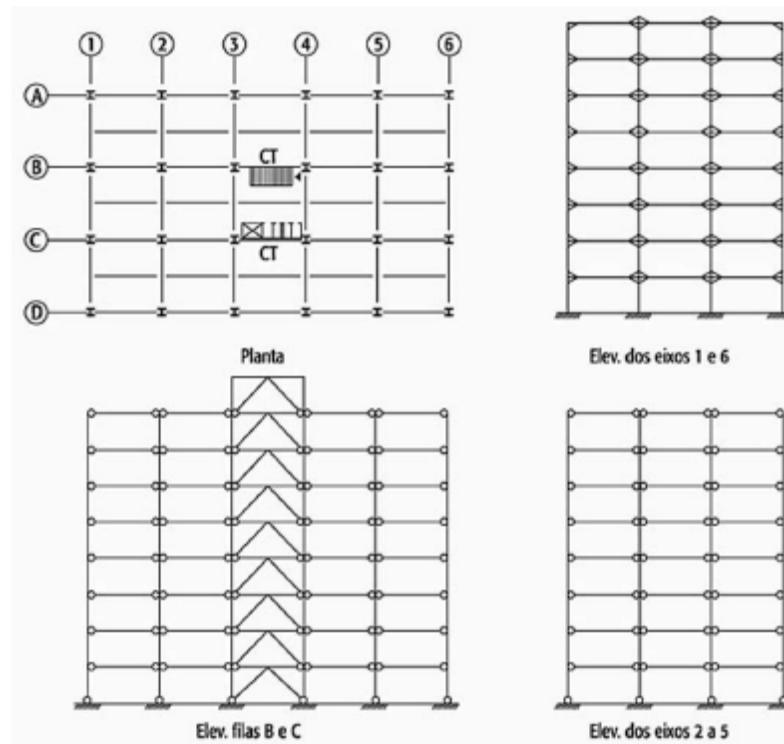


Figura 14 – Estrutura contraventada e aporticada.
 Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

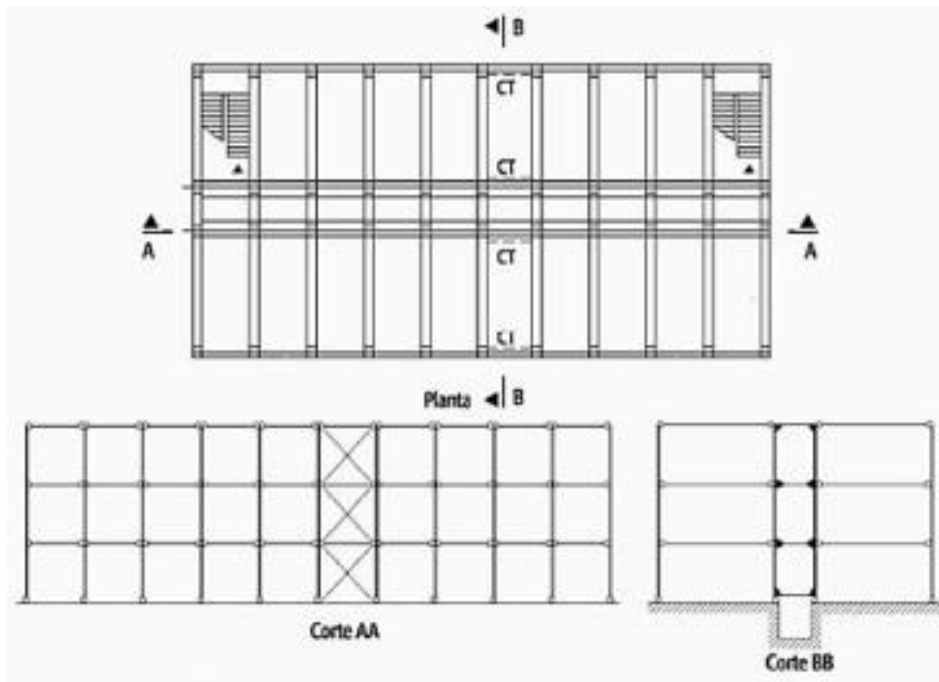


Figura 15 – Estrutura contraventada e aporticada.
 Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

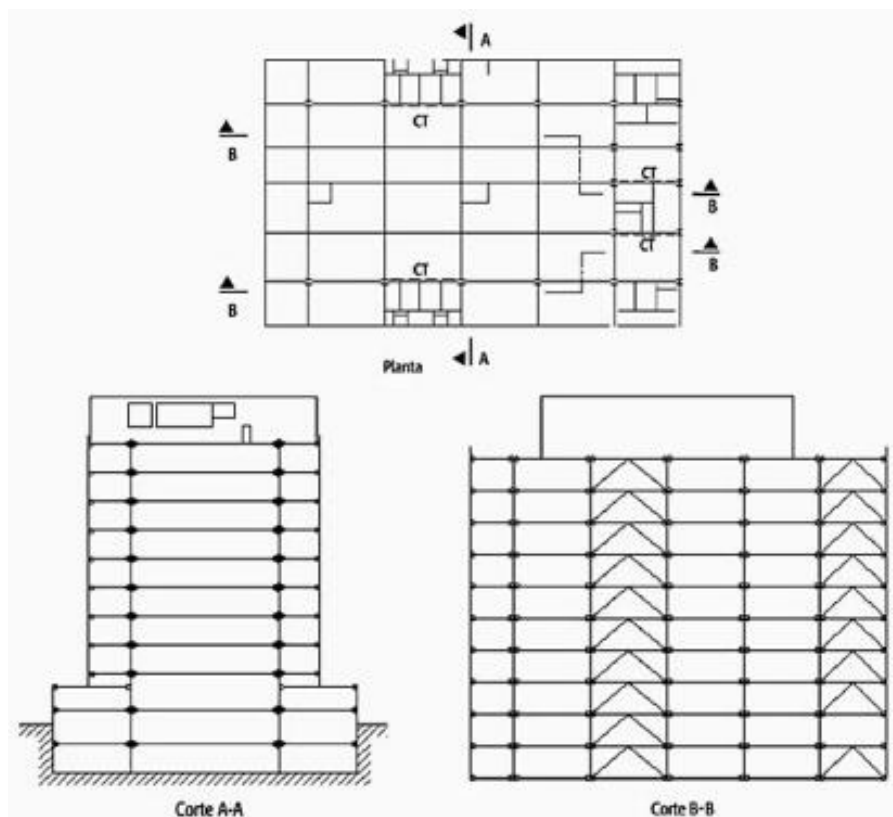


Figura 16 – Estrutura contraventada e aporticada.
 Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

3.4.2 Quadro Com Núcleo Central

É indicado o quadro com núcleo central os edifícios mais altos, pois esta submetidos a grandes deformações. Inserindo o núcleo de concreto, aumenta a resistência lateral. Este núcleo fica localizado normalmente em caixas de elevadores e escadas. Para os edifícios muito alto, o núcleo não é tão bom no absorvimento das cargas horizontais. (Ildony H. Bellei, Fernando O. Pinho e Mauro O. Pinho, 2008)

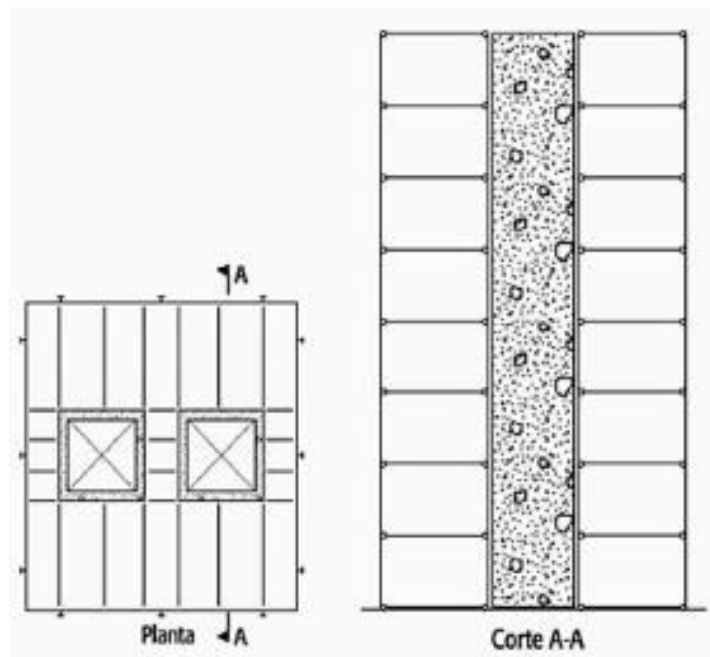


Figura 17 – Edifício com núcleo central de concreto
 Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço, 2008

“As estruturas soldadas são mais rígidas, porque os membros normalmente estão soldados diretamente um ao outro, ao contrário das ligações parafusadas que são invariavelmente feitas através de chapas de ligação ou cantoneiras. Por outro lado, a maior rigidez pode ser uma desvantagem onde há necessidade de conexões simples com pouca resistência a momento. Cabe ao calculista especificar com cuidado o tipo de junta mais adequada.” (Ildony H. Bellei, Fernando O. Pinho e Mauro O. Pinho, 2008)

3.5 AÇÕES DO VENTO

Devido a variação de temperatura e pressão origina-se o deslocamento de massa de ar, este fenômeno é conhecido como vento.

O vento por sua vez possui energia cinética, e apresenta inercia as mudanças do deslocamento.

Quando há interação de forças entre a massa de ar e a superfície do corpo, é porque um corpo é colocado no fluxo do vento, e resulta na alteração da sua trajetória. Significa que essa pressão de interação é função da forma e rugosidade do obstáculo, e do ângulo e velocidade do vento. (Fernando Ottoboni Pinho, 2015)

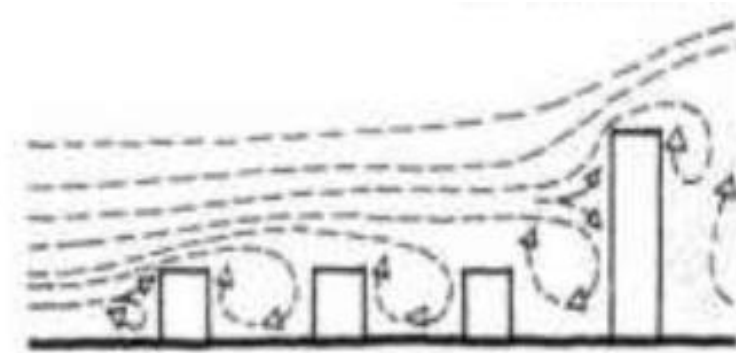


Figura 18 – Trajetória do vento

Fonte: Ações e Segurança das Estruturas - Centro universitário de Volta Redonda, 2008



Fotografia 1 – Impacto de vento em edifícios

Fonte: Ações e Segurança das Estruturas - Centro universitário de Volta Redonda, 2008

Por muito tempo as cargas de vento foram desprezadas nas estruturas, mas há medida em que as construções foram aumentando suas estaturas e ficando cada vez mais leves, viu-se a necessidade de prever tais cargas nos projetos estruturais.

"Um marco no estudo do vento em pontes e estruturas foi o colapso da ponte Tacoma Narrows em 1940, em Washington nos Estados Unidos, devido aos ventos que atingiram a ponte com velocidade de 68 km/h. A partir deste acidente começou a modelagem de ventos como carga dinâmica, antes apenas considerada como estática." (Evangelista, 2011).

Até mesmo a NB-1/78 dispensa a verificação de cargas provenientes de vento no seu item 3.1.1.3 que diz:

"Será exigida a consideração da ação do vento nas estruturas em que esta ação possa produzir efeitos estáticos ou dinâmicos importantes e obrigatoriamente no caso de estruturas com nós deslocáveis, nas quais a altura seja maior do que 4 vezes a largura menor, ou em que, numa dada direção, o número de filas de pilares seja inferior a 4"(NB-1, 1978).

4 ESTUDO DE CASO

Será considerada uma edificação que se encontrará no município de Volta Redonda/RJ, onde pode-se adotar o valor de $V_0 = 34$ m/s analisando a isopleta. Será calculada em 3 etapas para um edifício retangular, as cargas nas fachada menor e maior.

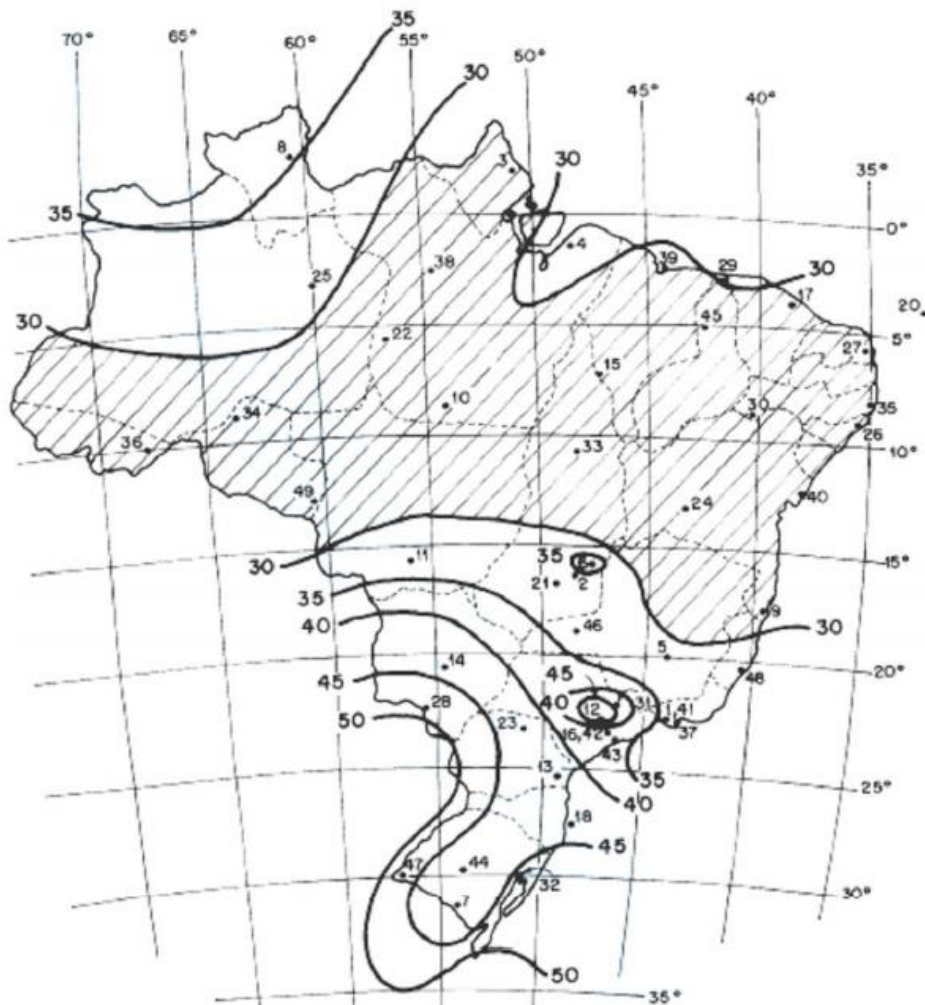


Figura 19 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)

Fonte: NBR 6123:1988

Para que se possa preparar a estrutura a fim de receber as cargas de vento, encontra-se inicialmente a unidade em m/s, e deve-se transformar em cargas com a unidade em kn/m, que será distribuída no sentido vertical das fachadas menor e maior.

1ª Etapa – Dimensões da edificação e classificações (NBR 6123:1988 – item 5.3.2).

A arquitetura utilizada inicialmente possuía 3 pavimentos e foi elevada para 21 pavimentos, pois desta maneira pode-se observar o que se muda na análise estrutural.

Largura (b) = 15,60 m

Comprimento (a) = 17,80 m

Altura (h) = 65,73 m (21 andares)

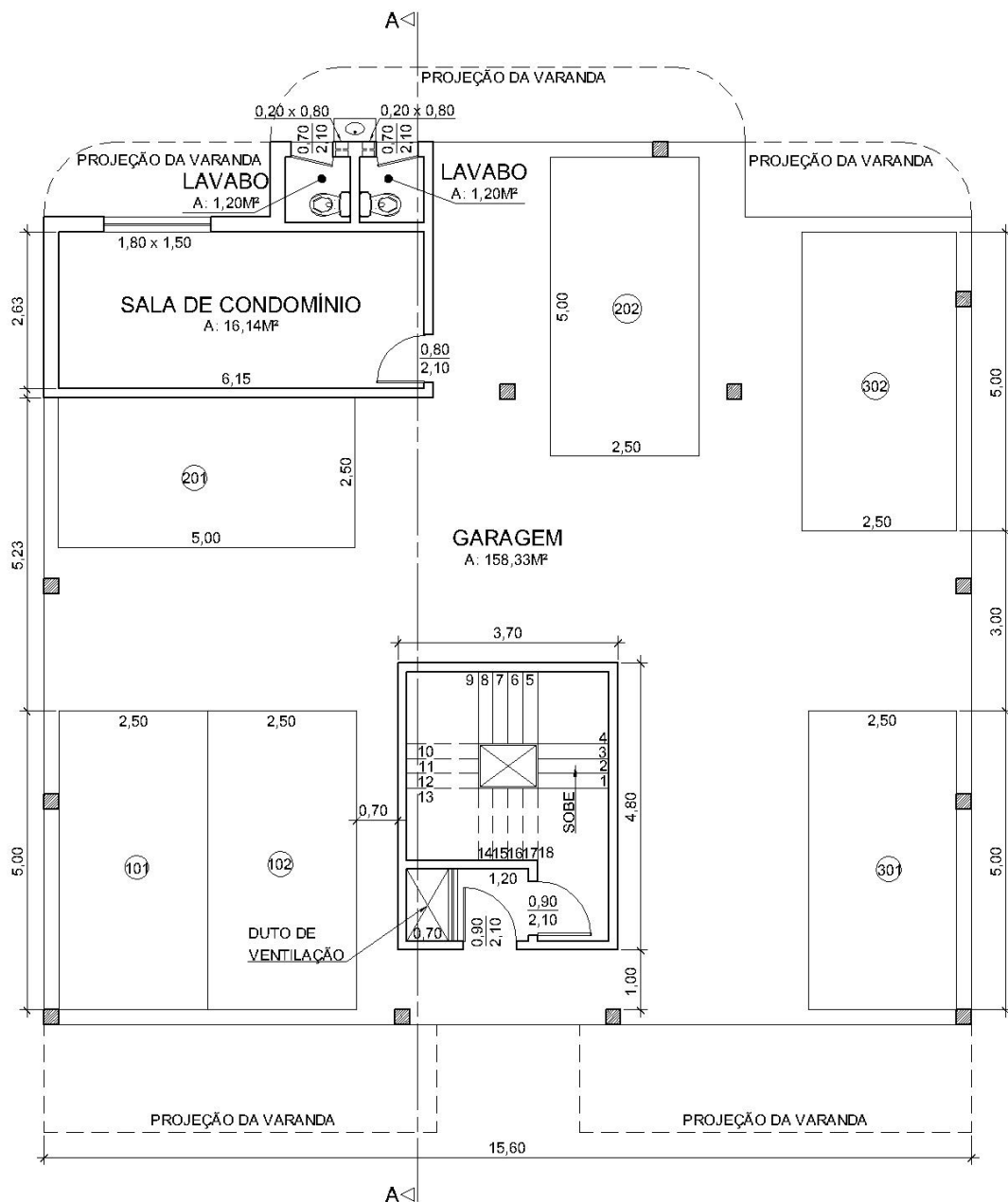


Figura 20 – Térreo do edifício teórico

Fonte: Próprios autores

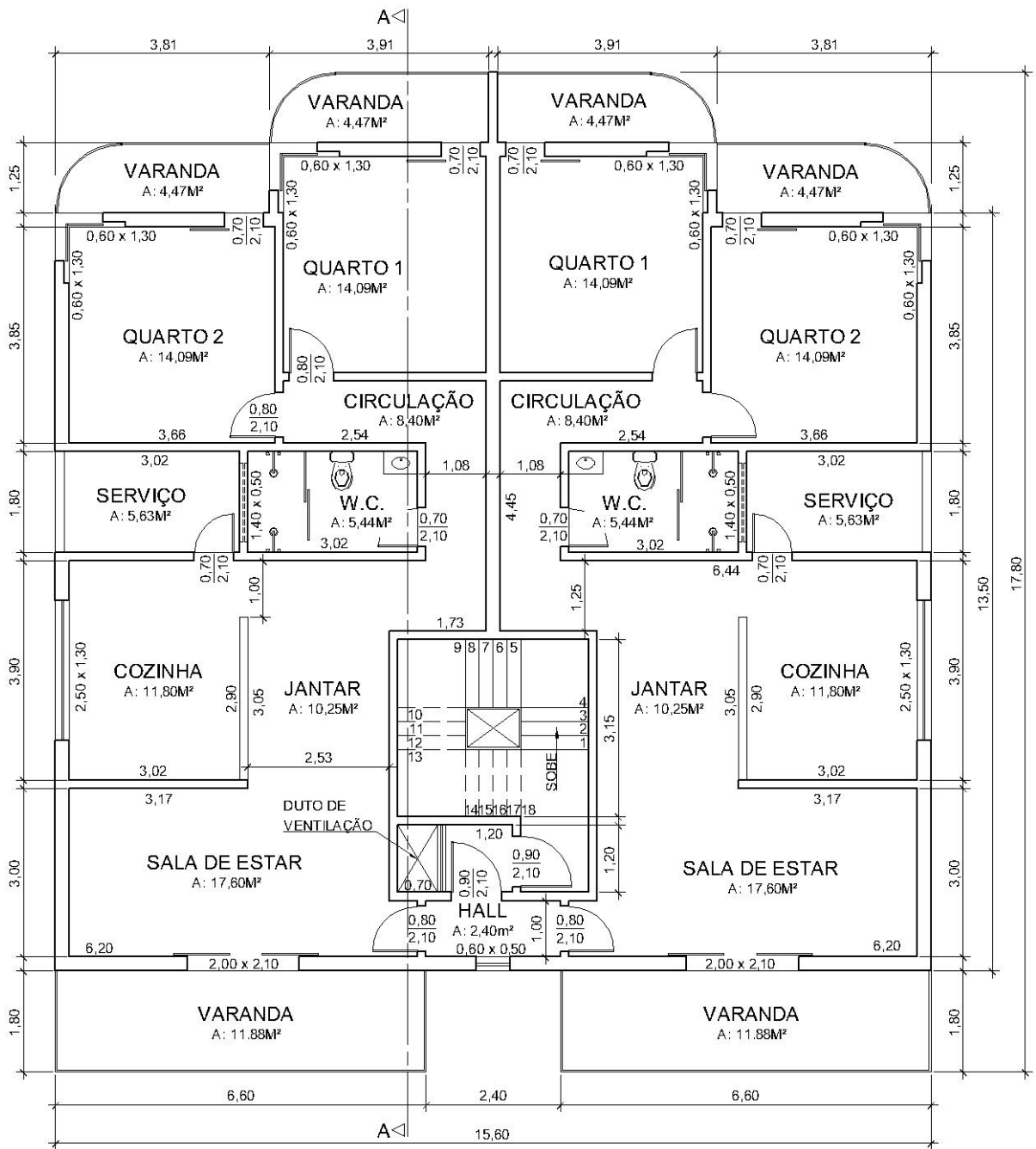


Figura 21 – Pavimento tipo do edifício teórico

Fonte: Próprios autores



Figura 22 –Corte A-A do edifício teórico

Fonte: Próprios autores

Como este edifício inicialmente havia sido projetado para 3 pavimentos e não foi previsto cargas de vento, pois para efeito prático nas edificações são consideradas as cargas de vento em edifícios acima de 4 pavimentos, devido o alto desempenho do concreto armado.

Pode-se observar então que na figura 23 a disposição dos pilares e das vigas não foram planejadas para cargas laterais de vento, pois se fossem planejadas a edificação deveria estar com todos os pilares alinhados no sentido transversal e longitudinal com suas as vigas de maneira também alinhadas formado pórticos que dimensionados absorveriam as cargas de vento transmitindo suas tensões por toda estrutura até a fundação.

Vale lembrar que o sentido transversal da edificação é o sentido crítico, pois é onde recebe a maior carga de vento devido a estenção de sua fachada e onde menos tem locais para se contraventar devido o reduzido comprimento transversal, logicamente sendo o posto ao sentido longitudinal, por este motivo é aconselhado posicionar os pilares com seu corpo no sentido longitudinal paralelo ao sentido transversal da arquitetura por motivo de segurança na estrutura global da edificação.

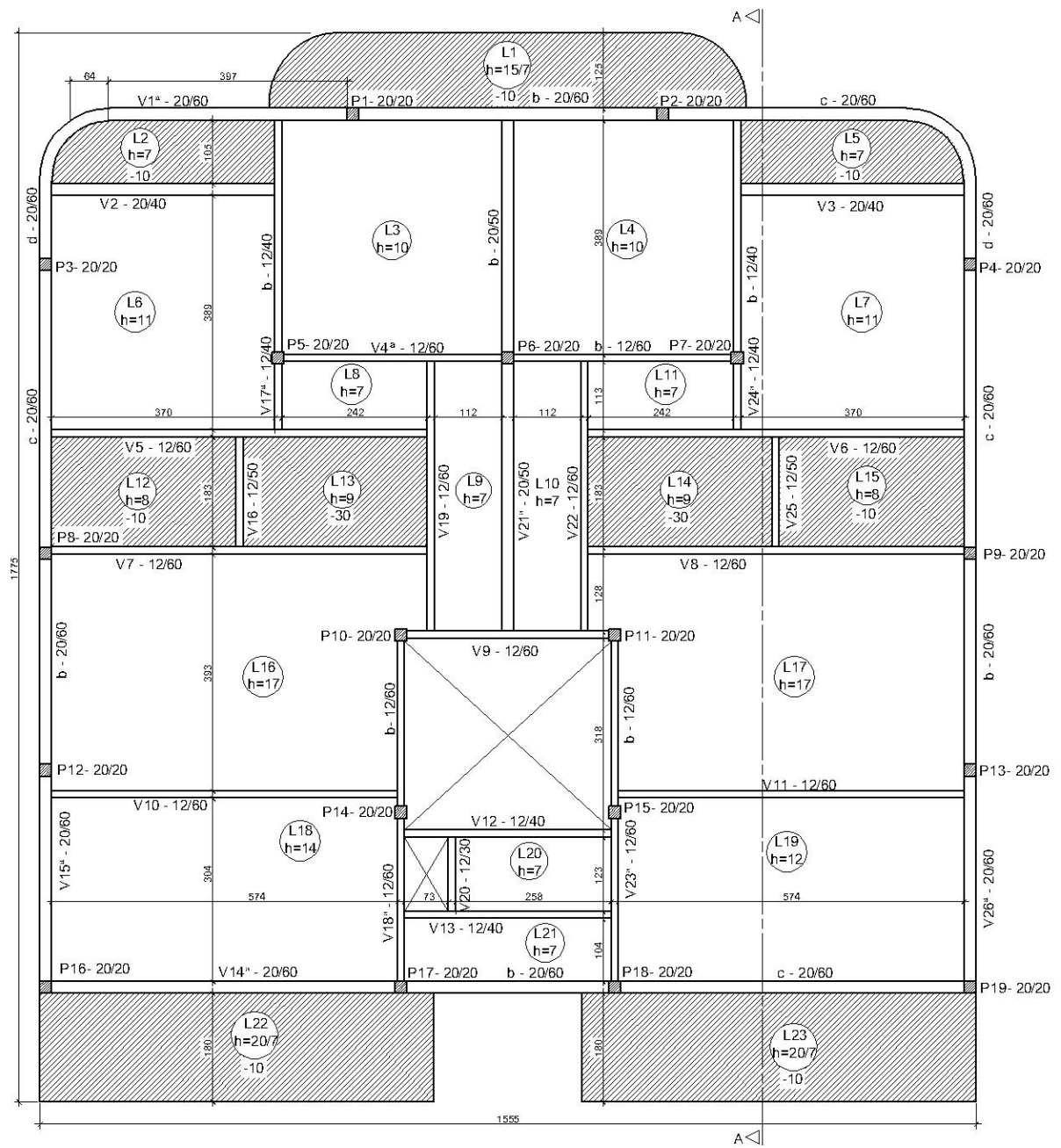


Figura 23 – Planta de formar do edifício teórico

Fonte: Próprios autores

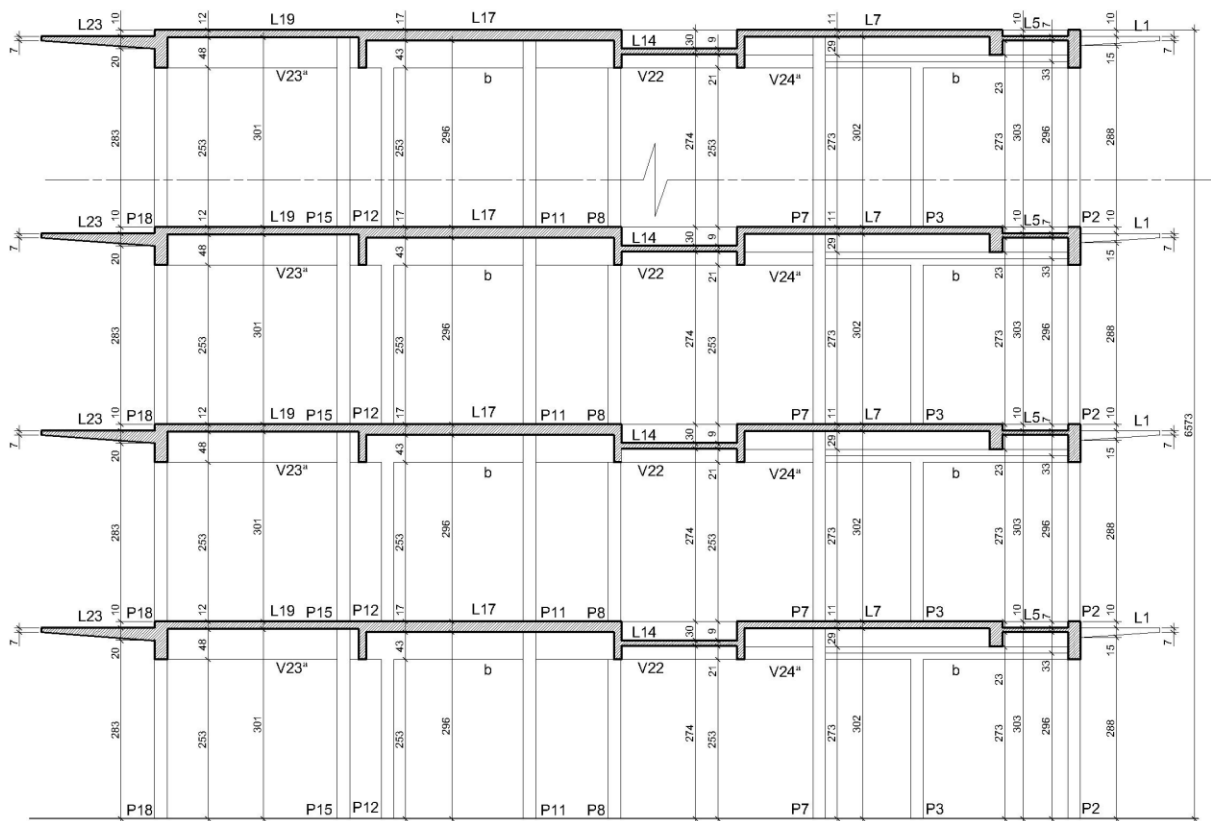


Figura 24 – Corte A-A da planta de formar do edifício teórico

Fonte: Próprios autores

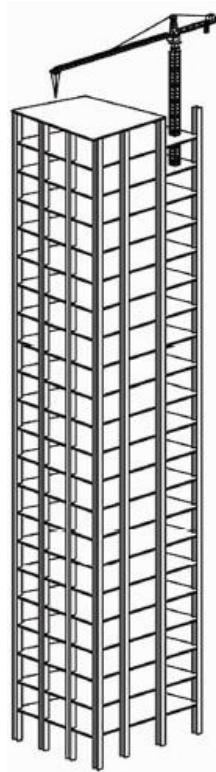


Figura 25 – Edifício de 21 andares

Fonte: Edifícios de múltiplos andares em aço

De acordo com a NBR 6123:1988 é considerado classe “C” toda edificação ou parte de edificação para na qual a maior dimensão vertical ou horizontal da superfície frontal exceda 50 metros.

2ª Etapa – Topografia do terreno e sua classificação (NBR 6123:1988 – item 5.2)

Terreno plano ou fracamente acidentado: $S1 = 1,0$.

Cota média dos obstáculos no local.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona industrial, florestal ou urbanizada. Exemplos:

- áreas de bosques e parques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

Fator de rugosidade ($S2$), com a categoria IV, classe C e altura de 63 m, não sendo permitido o uso de interpolação.

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

Tabela 1 – Fator S2

Fonte: NBR 6123:1988

- 5m → $S2_0 = 0,73$
- 10m → $S2_1 = 0,80$
- 15m → $S2_2 = 0,84$
- 20m → $S2_3 = 0,88$
- 30m → $S2_4 = 0,93$
- 40m → $S2_5 = 0,96$
- 50m → $S2_6 = 0,99$
- 60m → $S2_7 = 1,02$
- 80m → $S2_8 = 1,06$

Fator estatístico (S3), considera o grau de segurança requerido.

Grupo	Descrição	S ₃
1	Edificações 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 comunicações, e 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 1 a 3 durante a construção	0,83

Tabela 2 – Valores mínimos do fator estatístico S3

Fonte: NBR 6123:1988

O grupo 2 é o grupo ideal.

Velocidade característica do vento (V_k), item 4.2 b) da NBR 6123:1988.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

Logo:

$$V_k = 34,00 \times 1,00 \times 0,73 \times 1,00 = 24,82 \text{ m/seg}$$

$$V_k = 34,00 \times 1,00 \times 0,80 \times 1,00 = 27,20 \text{ m/seg}$$

$$V_k = 34,00 \times 1,00 \times 0,84 \times 1,00 = 28,56 \text{ m/seg}$$

$$V_k = 34,00 \times 1,00 \times 0,88 \times 1,00 = 29,92 \text{ m/seg}$$

$$V_k = 34,00 \times 1,00 \times 0,93 \times 1,00 = 31,62 \text{ m/seg}$$

$$V_k = 34,00 \times 1,00 \times 0,96 \times 1,00 = 32,64 \text{ m/seg}$$

$$V_k = 34,00 \times 1,00 \times 0,99 \times 1,00 = 33,66 \text{ m/seg}$$

$$V_k = 34,00 \times 1,00 \times 1,02 \times 1,00 = 34,68 \text{ m/seg}$$

$$V_k = 34,00 \times 1,00 \times 1,06 \times 1,00 = 36,04 \text{ m/seg}$$

Pressão dinâmica (q), item 4.2 c) da NBR 6123.

$$q = 0,613V^2$$

logo:

$$q = 0,613 \times 24,82^2 = 377,63 \text{ n/m}^2$$

$$q = 0,613 \times 27,20^2 = 453,52 \text{ n/m}^2$$

$$q = 0,613 \times 28,56^2 = 500,01 \text{ n/m}^2$$

$$q = 0,613 \times 29,92^2 = 548,76 \text{ n/m}^2$$

$$q = 0,613 \times 31,62^2 = 612,89 \text{ n/m}^2$$


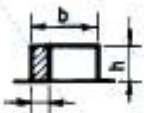
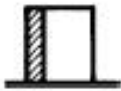
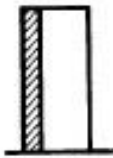
$$q = 0,613 \times 32,64^2 = 653,07 \text{ n/m}^2$$

$$q = 0,613 \times 33,66^2 = 694,53 \text{ n/m}^2$$

$$q = 0,613 \times 34,68^2 = 737,26 \text{ n/m}^2$$

$$q = 0,613 \times 36,04^2 = 796,21 \text{ n/m}^2$$

Coeficiente de pressão e de forma externos nas paredes.

Altura relativa		Valores de C_{pe} para								c_{pe} médio 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 0,2 b ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2

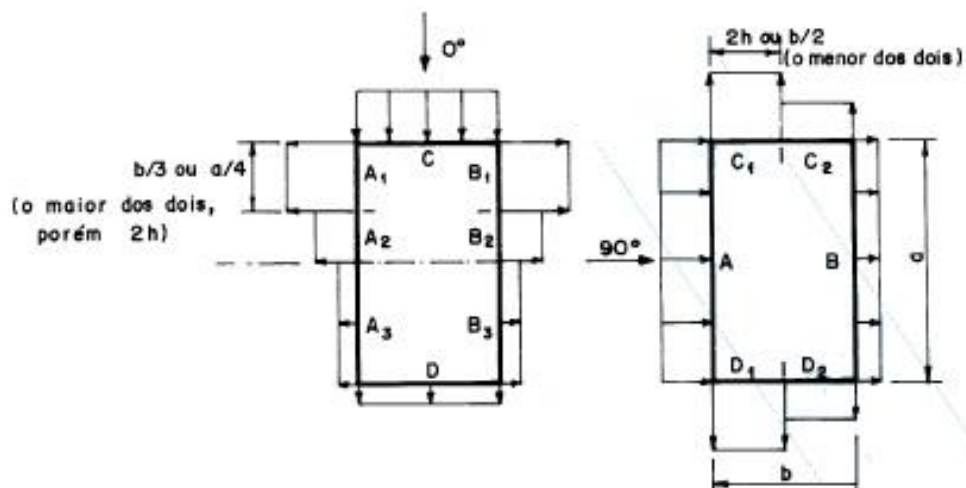


Tabela 3 – Coeficientes de pressão nas fachadas de edifícios retangulares

Fonte: NBR 6123:1988

Largura (b) = 15,60 m

Comprimento (a) = 17,80 m

Altura (h) = 63,00 m (21 andares)

$$1^\circ - h/b = 63,00/15,60 = 4,04$$

Logo:

$$3/2 = 1,5 < 4,04 < 6$$

$$2^\circ - a/b = 17,80/15,60 = 1,14$$

Logo:

$$1 < 1,14 < 3/2 = 1,5$$

Para $\alpha = 0^\circ$

Barlavento (região onde sopra o vento, em relação à edificação) ... $CeC = 0,8$

Sotavento (região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação) ...

$$CeD = - 0,6$$

Para $\alpha = 90^\circ$

Barlavento (região onde sopra o vento, em relação à edificação) ... $CeC = 0,8$

Sotavento (região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação) ...

$$CeD = - 0,6$$

$$\text{Coeficiente de arrasto } Ce_{\text{frontal}} = | CeC | + | CeD |$$

Para $\alpha = 0^\circ$

$$Ce_{\text{frontal}} = | 0,8 | + | -0,6 | = 1,40$$

Para $\alpha = 90^\circ$

$$Ce_{\text{frontal}} = | 0,8 | + | -0,6 | = 1,40$$

3ª Etapa – Determinação da carga de vento

Cargas finais devido ao vento, $Vento_frontal = q.Ce_frontal.b$.

Na fachada menor do edifício ($\alpha = 0^\circ$) à 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60 e 63 m

$$Vento_frontal = 377,63 \times 1,40 \times 15,60 = 8,3 \text{ kn/m}$$

$$Vento_frontal = 453,52 \times 1,40 \times 15,60 = 9,9 \text{ kn/m}$$

$$Vento_frontal = 500,01 \times 1,40 \times 15,60 = 10,9 \text{ kn/m}$$

$$Vento_frontal = 548,76 \times 1,40 \times 15,60 = 12,0 \text{ kn/m}$$

$$Vento_frontal = 612,89 \times 1,40 \times 15,60 = 13,4 \text{ kn/m}$$

$$Vento_frontal = 653,07 \times 1,40 \times 15,60 = 14,3 \text{ kn/m}$$

$$Vento_frontal = 694,53 \times 1,40 \times 15,60 = 15,2 \text{ kn/m}$$

$$Vento_frontal = 737,26 \times 1,40 \times 15,60 = 16,1 \text{ kn/m}$$

$$Vento_frontal = 796,21 \times 1,40 \times 15,60 = 17,4 \text{ kn/m}$$

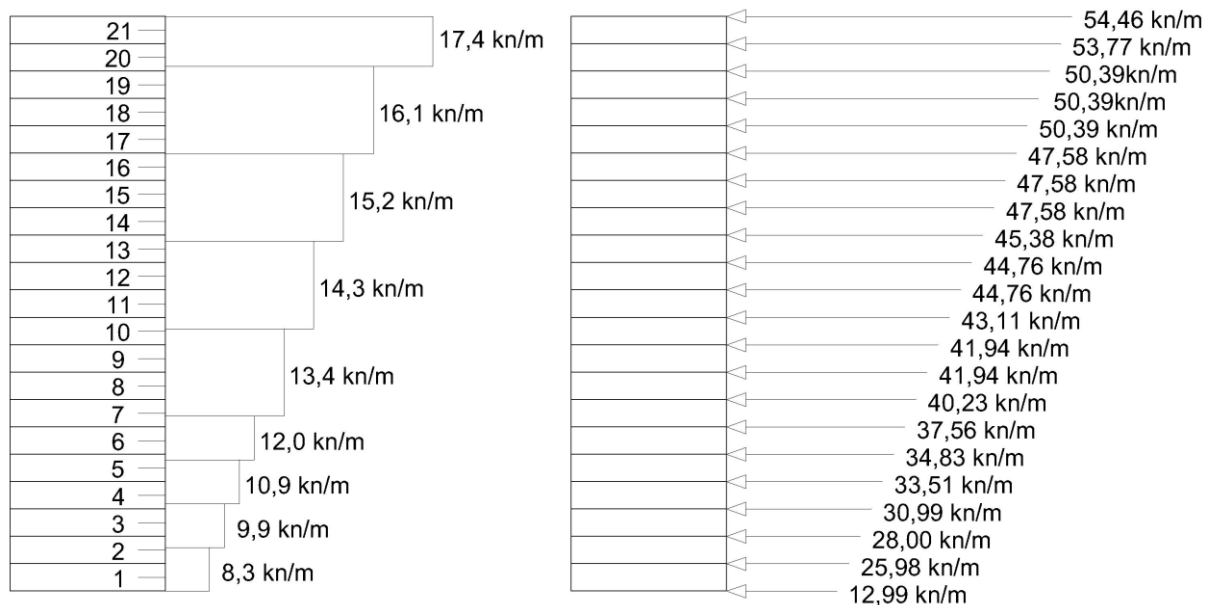


Figura 26 – Cargas de vento distribuídas para cada pano de laje na fachada menor.

Fonte: Próprios autores

Na fachada maior do edifício ($\alpha = 90^\circ$) à 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60 e 63 m

$$\text{Vento_frontal} = 377,63 \times 1,40 \times 17,80 = 9,4 \text{ kn/m}$$

$$\text{Vento_frontal} = 453,52 \times 1,40 \times 17,80 = 11,3 \text{ kn/m}$$

$$\text{Vento_frontal} = 500,01 \times 1,40 \times 17,80 = 12,5 \text{ kn/m}$$

$$\text{Vento_frontal} = 548,76 \times 1,40 \times 17,80 = 13,7 \text{ kn/m}$$

$$\text{Vento_frontal} = 612,89 \times 1,40 \times 17,80 = 15,3 \text{ kn/m}$$

$$\text{Vento_frontal} = 653,07 \times 1,40 \times 17,80 = 16,3 \text{ kn/m}$$

$$\text{Vento_frontal} = 694,53 \times 1,40 \times 17,80 = 17,3 \text{ kn/m}$$

$$\text{Vento_frontal} = 737,26 \times 1,40 \times 17,80 = 18,4 \text{ kn/m}$$

$$\text{Vento_frontal} = 796,21 \times 1,40 \times 17,80 = 19,8 \text{ kn/m}$$

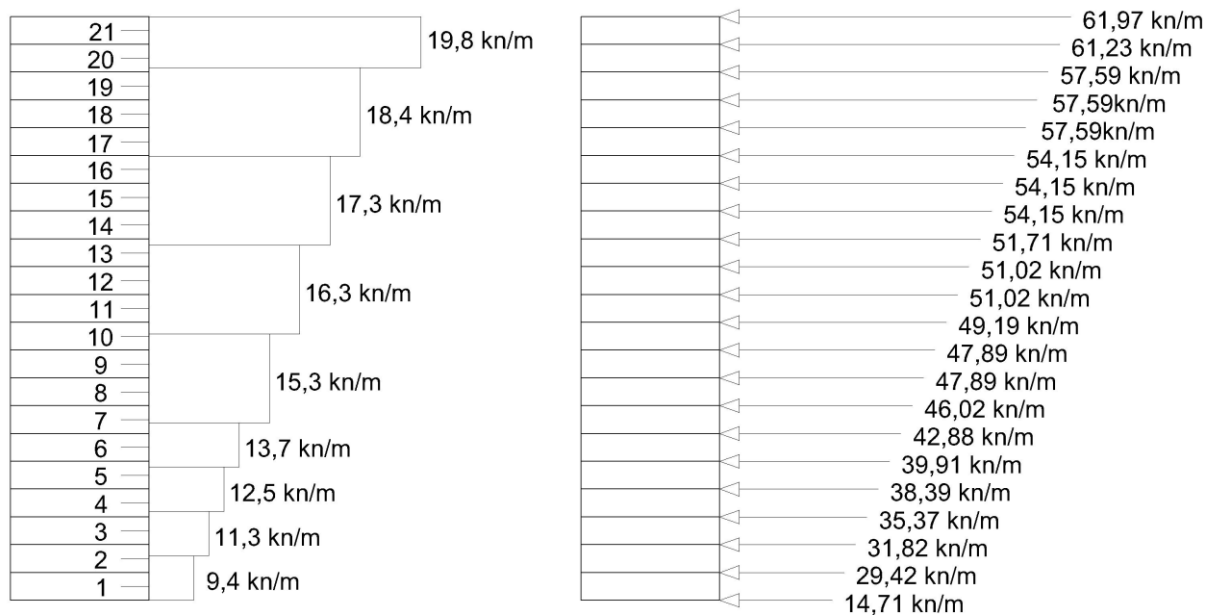


Figura 27 – Cargas de vento distribuídas para cada pano de laje na fachada maior.

Fonte: Próprios autores

4.1 Análise Estrutural

A estrutura do edifício analisado é de concreto armado, que por sua vez exerce alta resistência a rotação nas ligações entre vigas e pilares, que é ótimo para resistir a ação do vento nestes locais, desde que seja calculado utilizando corretamente as cargas de primeira e segunda ordem.

Uma outra técnica é analisar toda estrutura como um pórtico, é quando a mesma transfere seus esforços em seu próprio corpo, sendo assim é correto afirmar que conhecendo as cargas de primeira e segunda ordem atuando numa única estrutura e possível projetar com máximo desempenho, logo, com a máxima economia garantindo a mesma segurança. Mas este modelo estático é extremamente complexo tornando-se inviável calcular sem ajuda de software específico para este fim.

Também é permitido que se calcule desprezando a ação do vento nos pilares internos, considerando apenas nos pilares externos como mostra a figura 28.

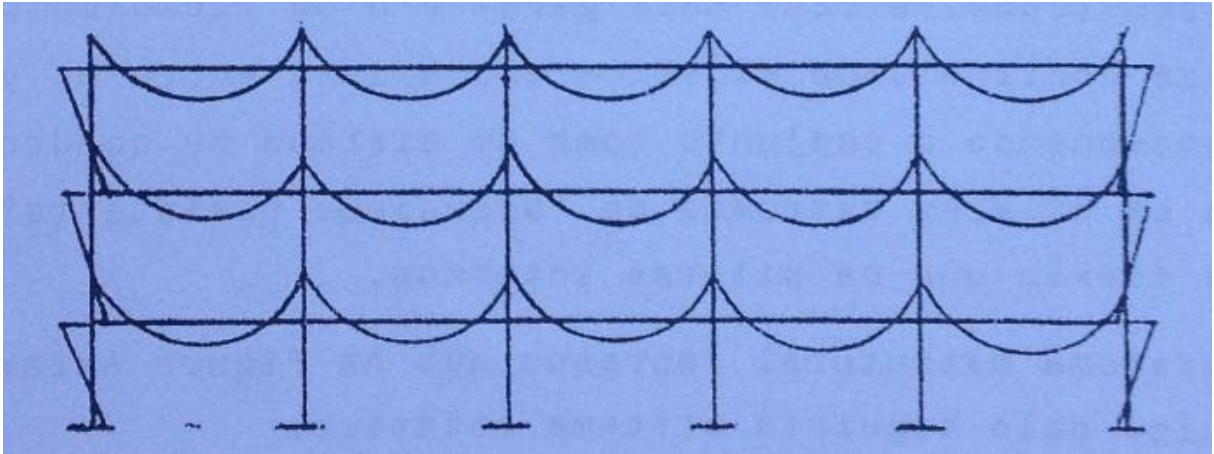


Figura 28 – Modelo estático

Fonte: Apostila da PUC (Pontifícia Universidade Católica), 1979

No edifício analisado será utilizada para o dimensionamento estrutural uma técnica de adicionar estrutura de contraventamento treliçada e enrijecimento de pórtico, que pode ser feito da maneira tradicional de forma simples. Calcula-se o edifício apenas para as ações de primeira ordem e separadamente calcula-se a estrutura de contraventamento treliçado que nada mais é que uma treliça na vertical, onde seus esforços são de cargas axiais pois a treliça é calculada com ligações rotuladas que não transfere momento nem cisalhamento e em conjunto calcula-se o contraventamento de enrijecimento dos pórticos, que por ser um modelo complexo de cálculo e será utilizado o programa livre Ftool com a versão educacional 3.01 de 2015, para encontrar os valores de momento fletor, cisalhamento e normal que serão adicionadas com as de primeira ordem. O aparecimento de momento fletor, esforço

cisalhante e normal nos pórticos calculados somente para os efeitos de segunda ordem, não alterará o restante da estrutura que já havia sido calculado para os efeitos de primeira ordem.

Quando não há contraventamento é gerado momentos adicionais em vigas e pilares quando a carga de vento atua na estrutura, pois a mesma tende empurrar criando tensões nos nós (encontro de vigas com pilares), mas quando este fenômeno atuar em um edifício contraventado o mesmo não sofrerá deslocamento horizontal, pois a carga de vento atuará nas paredes e pilares externos, e será transmitida para as lajes e vigas que deixará de ser uma carga horizontal e passará a ser uma carga vertical quanto a mesma for direcionada ao contraventamento, que transferirá as tensões para os pilares que por sua vez para fundação, a figura 29 mostra a deformação do pórtico devido a ação do vento.

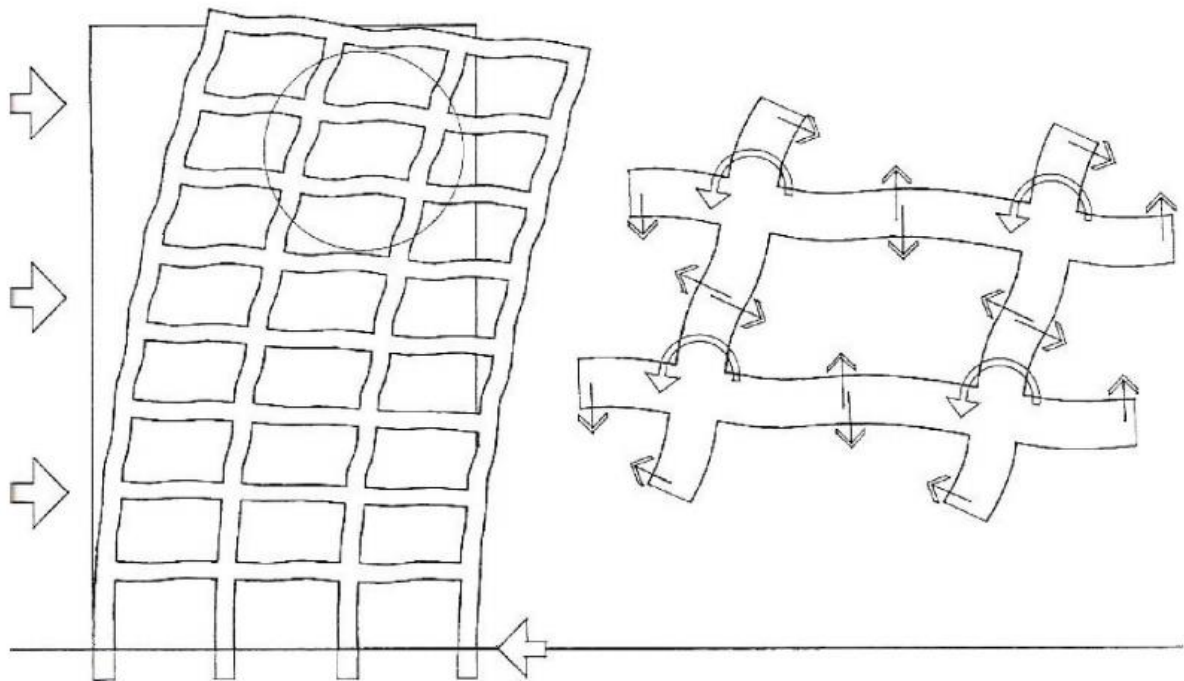


Figura 29 – Deformação que a estrutura de contraventamento está sujeita

Fonte: Dissertação de Mestrado – Análise Dinâmica de Pórticos Metálicos Contraventados, 2009.

Os esforços atuantes deste edifício teórico foram calculadas pelo Ftool, onde seu resultado pode ser analisado a seguir pois está explícito o diagrama de momento fletor acompanhado de suas reações que será apoiada nos respectivos pilares:

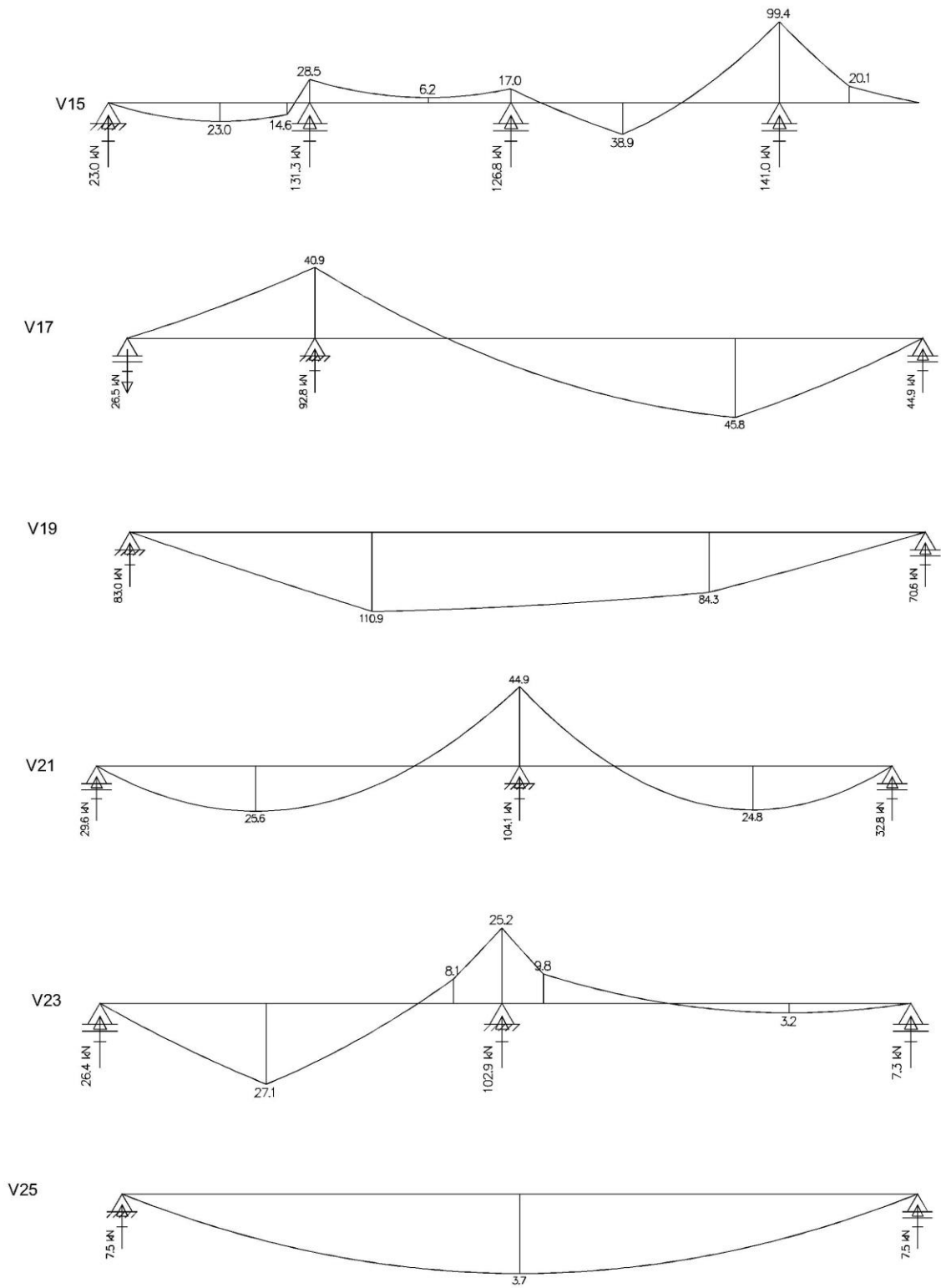


Figura 30 – Diagrama de Momento Fletor com reações nos apoios

Fonte: Próprios autores

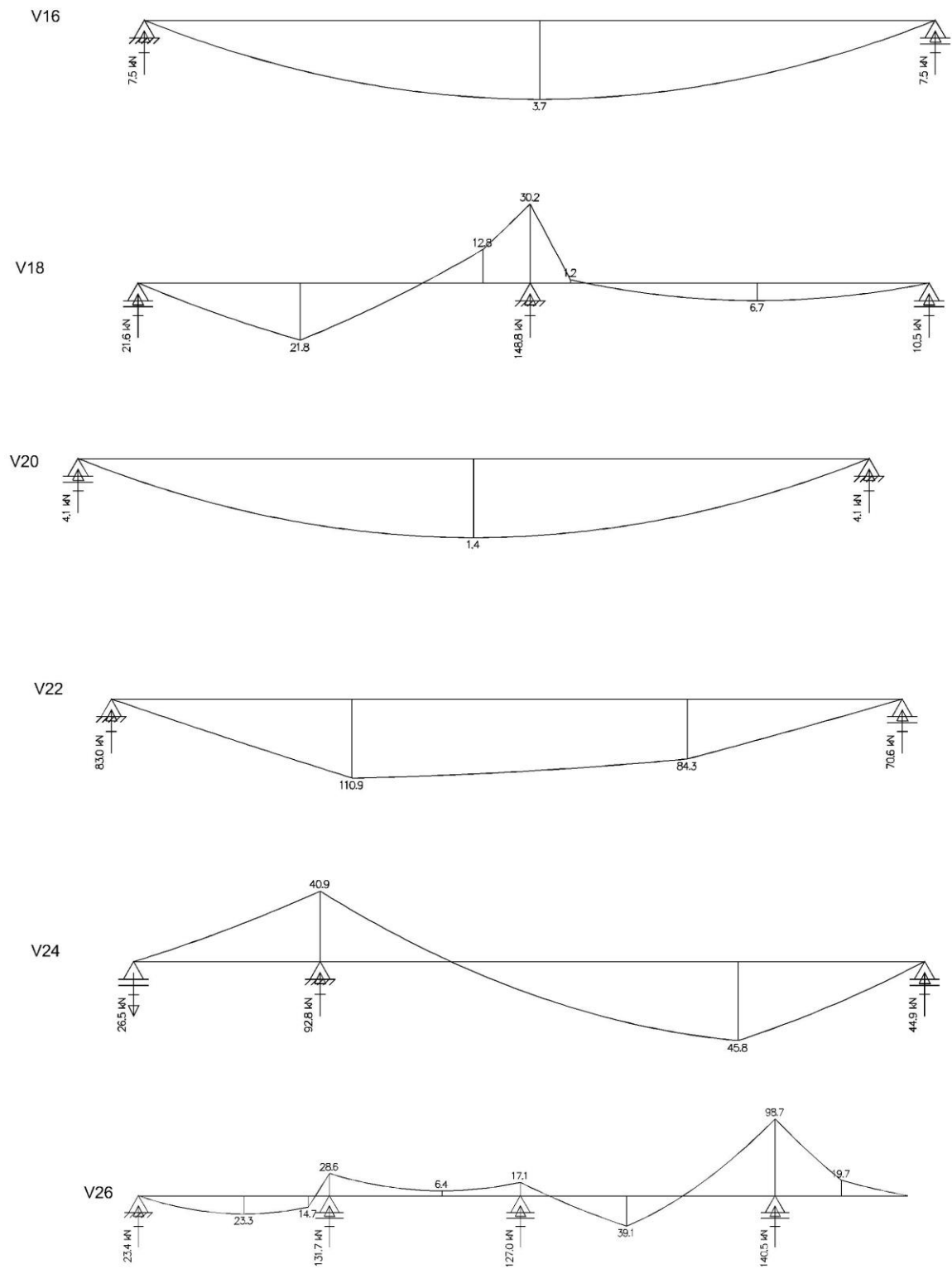


Figura 31 – Diagrama de Momento Fletor com reações nos apoios

Fonte: Próprios autores

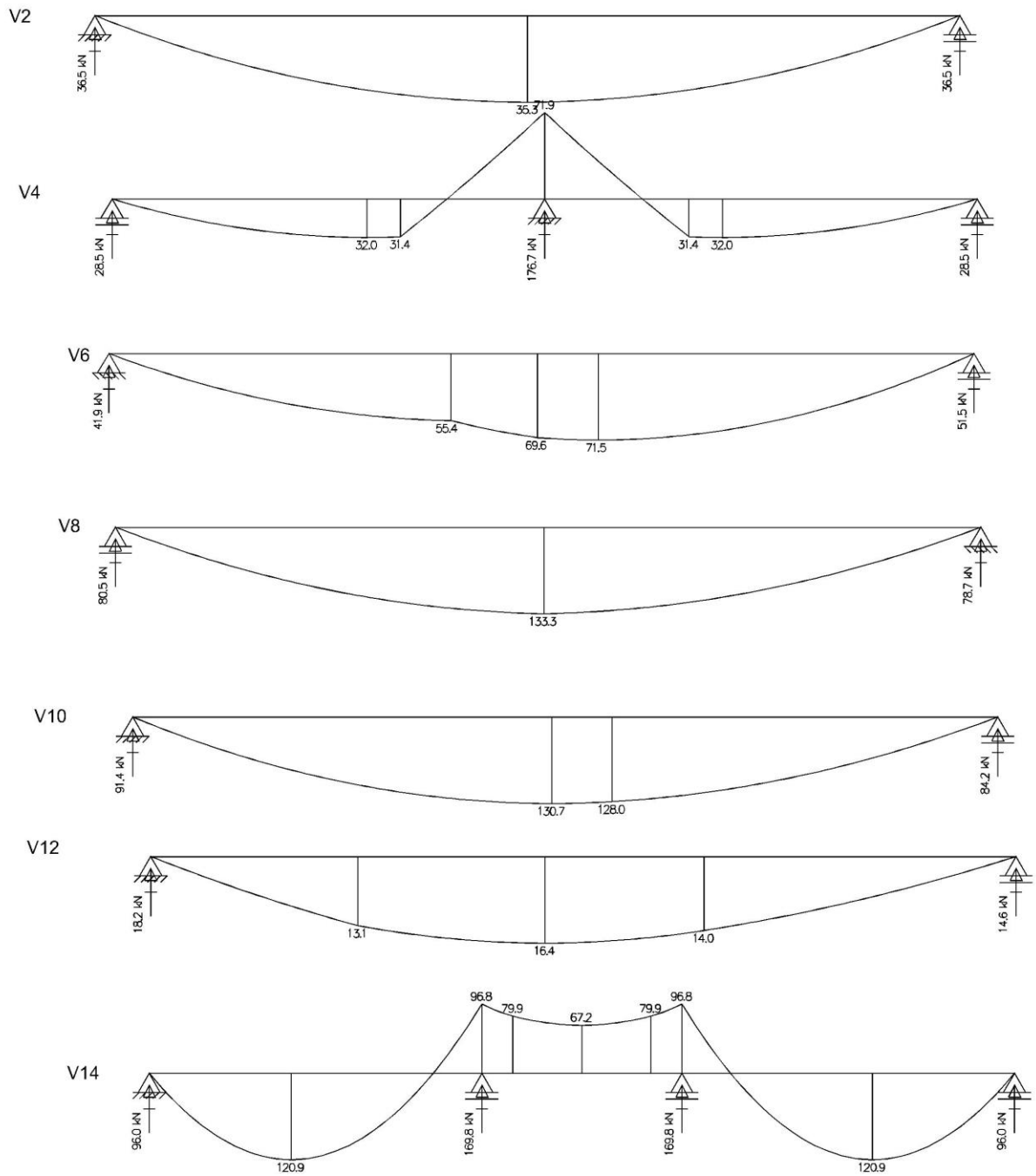


Figura 32 – Diagrama de Momento Fletor com reações nos apoios

Fonte: Próprios autores

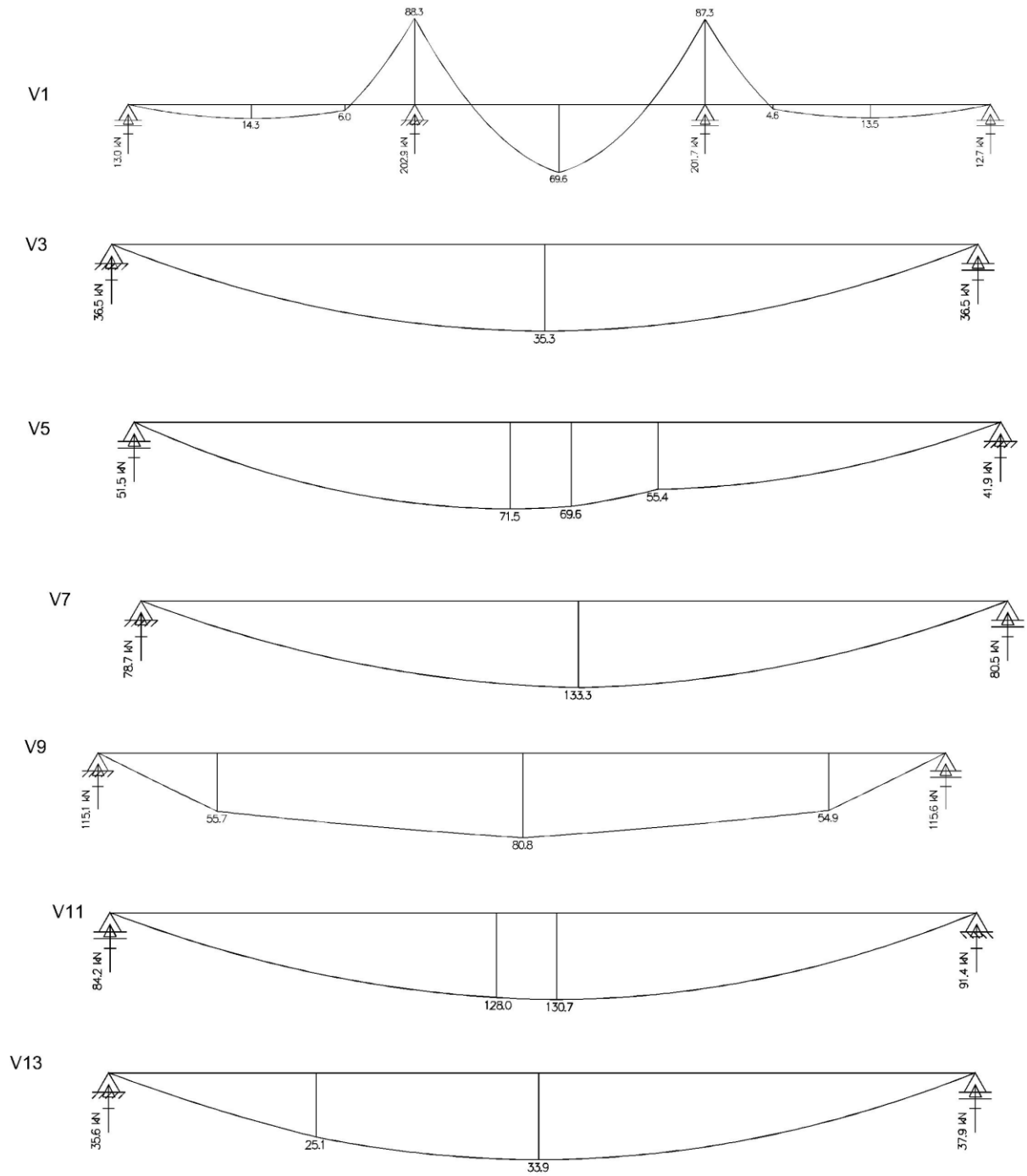


Figura 33 – Diagrama de Momento Fletor com reações nos apoios

Fonte: Próprios autores

Logo após as cargas de primeira ordem forem calculadas como nas figuras 29, 30, 31 e 32 calcula-se as cargas de segunda ordem, neste caso o vento, pois no Brasil dispensam-se os tremores gerados de abalos sísmicos. As cargas de vento são aplicadas perpendicularmente nas fachadas e transmitido suas tensões pelo pano de laje até o sistema de contraventamento.

As lajes mais utilizadas nas obras de edificações atualmente são as lajes nervuradas unidirecionais com vigotas pré-moldadas que tem grandes vantagens nas quais se destacam o peso próprio reduzido, o baixo custo com madeiras e tempo de execução. Sua camada superior deve ter no mínimo 5 centímetros que é o suficiente para considerar a inercia infinita no sentido paralelo a da carga, transmitindo as tensões até o contraventamento.

A carga deve ser aplicada em cada nó devido sua área de influência que estão representados nas figuras 33 e 34 onde suas cargas finais são as reações de cada apoio que representam o contraventamento treliçado ou aporticado, a partir destas reações calcula-se a estrutura para combater os esforços gerados pelo vento.

No que diz respeito à disposição do contraventamento, deve-se buscar o equilíbrio global, ou seja, dispor a estrutura de forma simétrica priorizando as extremidades junto com o núcleo e quanto mais contraventamento menor será a carga entre eles, deve-se evitar o enrijecimento somente no núcleo pois a edificação tende a torcer devido o desequilíbrio quando há o impacto de vento na estrutura.

Como a estrutura é de concreto armado, a viga que está na diagonal formando a treliça, sofre ações axiais intensas (tração e compressão) por este motivo deve-se calcular esta estrutura como pilar e como tirante, a armadura de suas extremidades devem ter continuidade nas vigas horizontais pois garante melhor aderência, não é aconselhado ancorar nos pilares, somente em último caso.

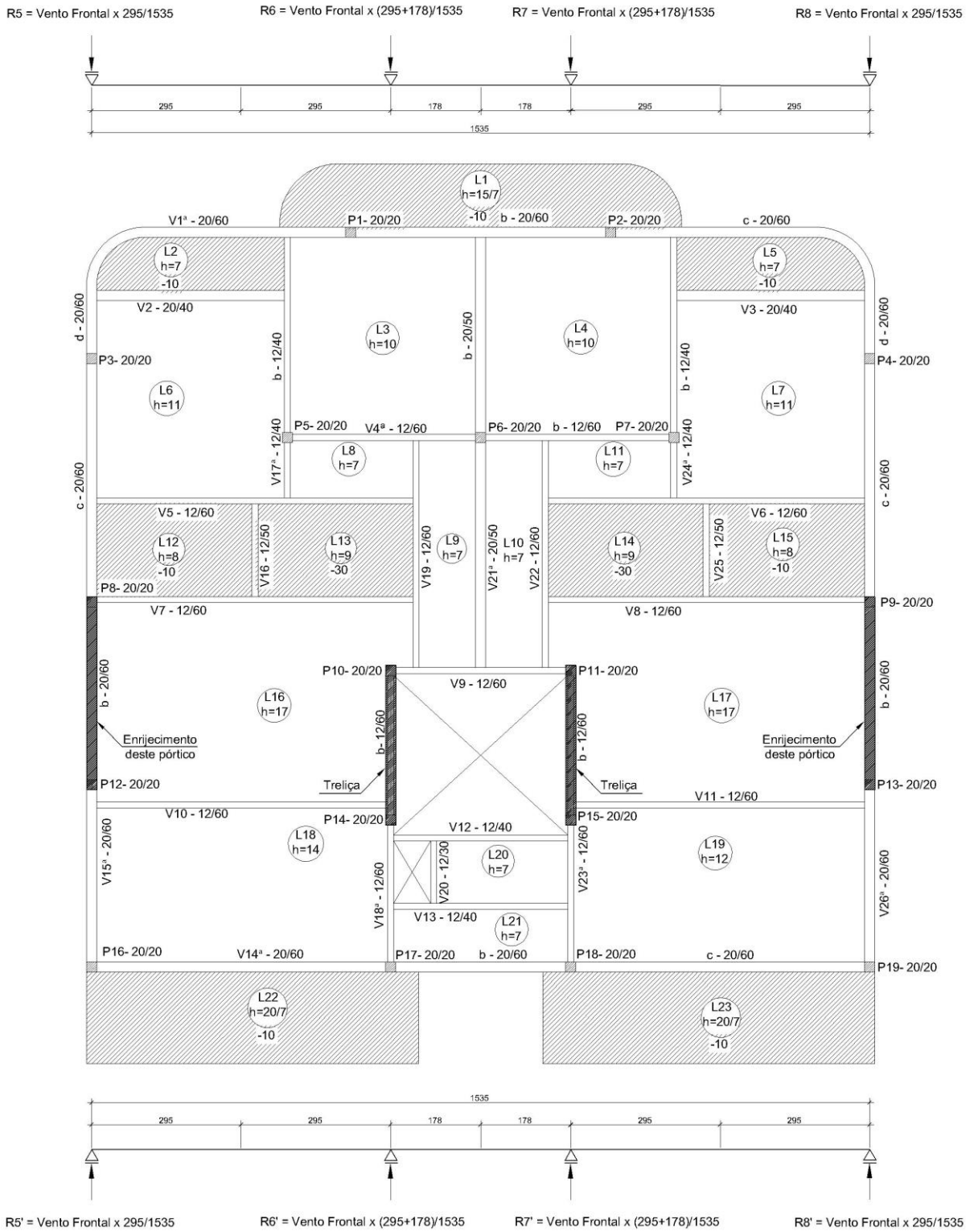


Figura 34 – Cargas de vento distribuídas para cada pano de laje na fachada menor.

Fonte: Próprios autores

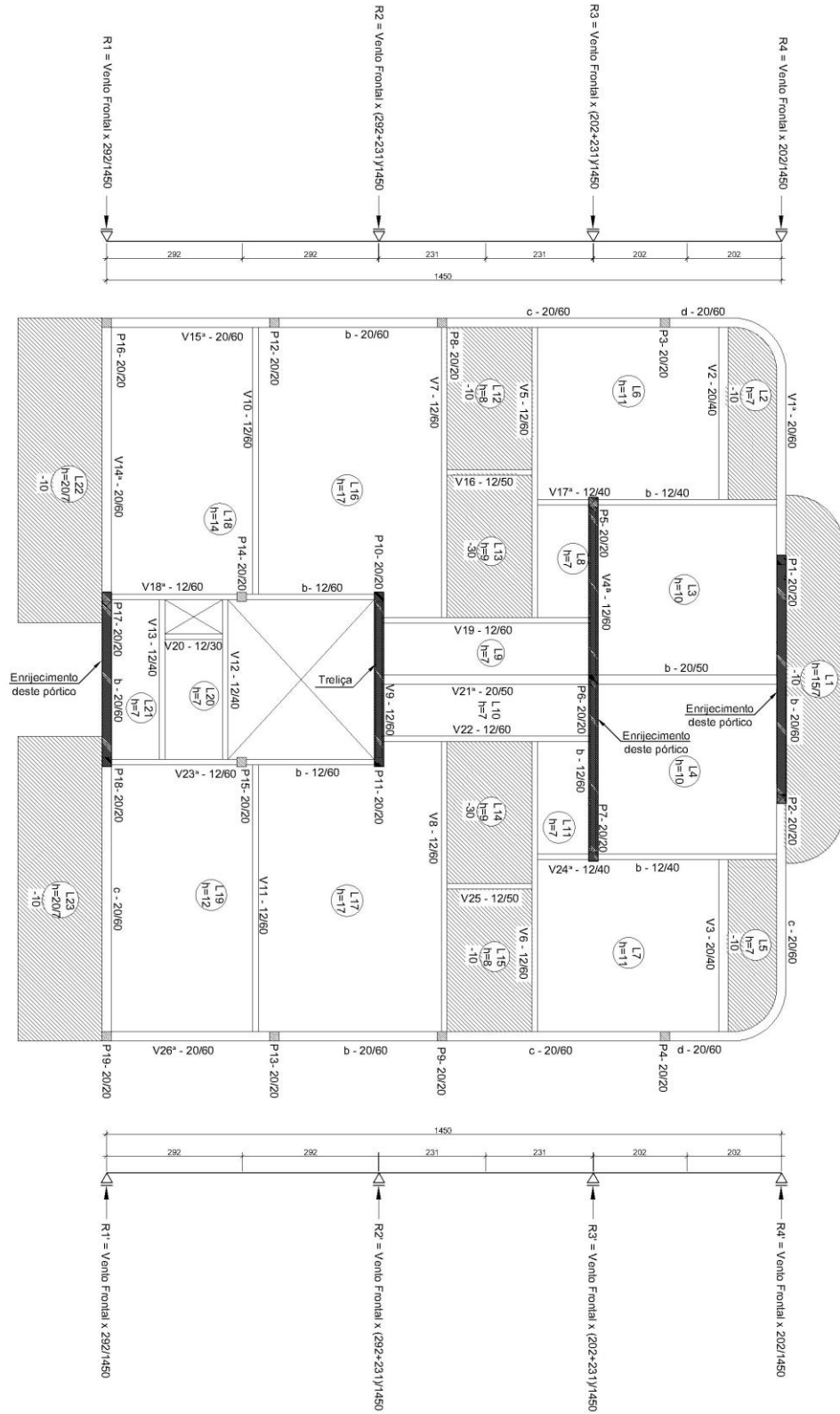


Figura 35 – Cargas de vento distribuidas para cada pano de laje na fachada maior.

Fonte: Próprios autores

ANDAR	CARGA (KN/M)	REAÇÕES (KN/M)			
		R5-R5'	R6-R6'	R7-R7'	R8-R8'
0	12,99	2,50	4,00	4,00	2,50
1	25,98	4,99	8,01	8,01	4,99
2	28,00	5,38	8,63	8,63	5,38
3	30,99	5,96	9,55	9,55	5,96
4	33,51	6,44	10,33	10,33	6,44
5	34,83	6,69	10,73	10,73	6,69
6	37,56	7,22	11,57	11,57	7,22
7	40,23	7,73	12,40	12,40	7,73
8	41,94	8,06	12,92	12,92	8,06
9	41,94	8,06	12,92	12,92	8,06
10	43,11	8,28	13,28	13,28	8,28
11	44,76	8,60	13,79	13,79	8,60
12	44,76	8,60	13,79	13,79	8,60
13	45,38	8,72	13,98	13,98	8,72
14	47,58	9,14	14,66	14,66	9,14
15	47,58	9,14	14,66	14,66	9,14
16	47,58	9,14	14,66	14,66	9,14
17	50,39	9,68	15,53	15,53	9,68
18	50,39	9,68	15,53	15,53	9,68
19	50,39	9,68	15,53	15,53	9,68
20	53,77	10,33	16,57	16,57	10,33
21	54,46	10,47	16,78	16,78	10,47

Tabela 4 – Cargas de vento devido área de influência na fachada menor

Fonte: Próprios autores

ANDAR	CARGA (KN/M)	REAÇÕES (KN/M)			
		R1-R1'	R2-R2'	R3-R3'	R4-R4'
0	14,71	2,96	5,31	4,39	2,05
1	29,42	5,92	10,61	8,79	4,10
2	31,82	6,41	11,48	9,50	4,43
3	35,37	7,12	12,76	10,56	4,93
4	38,39	7,73	13,85	11,46	5,35
5	39,91	8,04	14,40	11,92	5,56
6	42,88	8,64	15,47	12,80	5,97
7	46,02	9,27	16,60	13,74	6,41
8	47,89	9,64	17,27	14,30	6,67
9	47,89	9,64	17,27	14,30	6,67
10	49,19	9,91	17,74	14,69	6,85
11	51,02	10,27	18,40	15,24	7,11
12	51,02	10,27	18,40	15,24	7,11
13	51,71	10,41	18,65	15,44	7,20
14	54,15	10,90	19,53	16,17	7,54
15	54,15	10,90	19,53	16,17	7,54
16	54,15	10,90	19,53	16,17	7,54
17	57,59	11,60	20,77	17,20	8,02
18	57,59	11,60	20,77	17,20	8,02
19	57,59	11,60	20,77	17,20	8,02
20	61,63	12,41	22,23	18,40	8,59
21	61,97	12,48	22,35	18,51	8,63

Tabela 5 – Cargas de vento devido área de influência na fachada maior

Fonte: Próprios autores

Com estas cargas dimensiona-se o contraventamento, que devem ser verificado com a carga de vento atuando nos dois sentidos do mesmo contraventamento, mas como há simetria nos pórticos, foi calculado somente em uma posição pois se sabe que o carregamento no sentido oposto resultaria as mesmas tensões de maneira espelhada.