

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Matheus Roman Carini**

**ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO:  
PROJETO DE EDIFÍCIO COMERCIAL**

Porto Alegre  
dezembro 2014

**MATHEUS ROMAN CARINI**

**ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO:  
PROJETO DE EDIFÍCIO COMERCIAL**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Inácio Benvegnu Morsch**

Porto Alegre  
dezembro 2014

**MATHEUS ROMAN CARINI**

**ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO:  
PROJETO DE EDIFÍCIO COMERCIAL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 10 de dezembro de 2014

Prof. Inácio Benvegnu Morsch  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS  
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt  
Dra. pelo PPGA/UFRGS  
Coordenadora

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Felipe Schaedler de Almeida**  
(UFRGS)  
Dr. pela Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul

**Prof. Inácio Benvegnu Morsch**  
(UFRGS)  
Dr. pela Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul

**Eng. Rafael Ivannoff**  
(Medabil)  
Eng. Civil pela Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul

**Prof. Ronald José Ellwanger**  
(UFRGS)  
Dr. pela Universidade Federal do  
Rio de Janeiro

Dedico este trabalho a meus pais, Nadil e Vânia, que  
sempre me apoiaram e estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Inácio Morsch, orientador deste trabalho, pela dedicação, enorme apoio prestado e incentivo constante, durante a graduação e a realização deste trabalho. Pela contribuição em minha formação pessoal e profissional.

Agradeço à Profa. Carin Maria Schmitt, pelo conhecimento, visão crítica e auxílio prestado durante todas as etapas deste trabalho.

Agradeço aos demais professores da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, por todo o conhecimento transmitido ao longo da graduação.

Agradeço especialmente aos meus pais, Nadil e Vânia, por serem os responsáveis por toda a minha educação, me incentivarem e sempre proporcionarem todas as condições que culminaram nesta grande conquista.

A todos que me apoiaram e incentivaram nessa longa caminhada, meus sinceros agradecimentos.

De longe, o maior prêmio que a vida oferece é a chance de  
trabalhar muito e se dedicar a algo que valha a pena.

*Theodore Roosevelt*

## RESUMO

As estruturas metálicas apresentam baixa proteção ao fogo e uma solução inicialmente utilizada foi o envolvimento dos elementos estruturais com concreto. Este concreto não tinha função estrutural porque não havia garantia de aderência entre o aço e concreto. O surgimento dos conectores de cisalhamento resolveu este problema e possibilitou o aparecimento de elementos mistos. Este trabalho versa sobre o projeto estrutural de um edifício comercial de quinze pavimentos em estrutura mista de aço e concreto. A partir da revisão bibliográfica, que aborda os principais tipos de estruturas de edifícios mistos e apresenta os elementos mistos, definiu-se o sistema estrutural da edificação, composto por um núcleo rígido em concreto armado e a periferia em elementos mistos. Em seguida, elaborou-se o projeto arquitetônico, efetuou-se o lançamento da estrutura e definiu-se o método construtivo. Posteriormente, determinaram-se as ações atuantes na estrutura e suas respectivas combinações. A análise da estrutura foi feita com auxílio dos *softwares* ANSYS, FTOOL e ETABS, os quais forneceram as solicitações atuantes. As lajes *steel deck*, as vigas mistas, os pilares mistos foram verificados tanto na etapa da construção quanto na etapa final da estrutura, levando-se em consideração os estados-limites últimos e de serviço. Em função da altura da edificação determinou-se a resposta dinâmica devida ao vento e verificaram-se critérios de deslocamento lateral máximo e de conforto dos ocupantes. Para atender ao último critério foi necessário um sistema de contraventamento complementar formado por duas treliças em X nas menores fachadas da edificação. Por último, projetaram-se as diversas ligações existentes na estrutura, dentre elas, ligação do contraventamento, viga-viga, viga-pilar, viga-núcleo e pilar-fundação. Constatou-se que a adição de conectores nas vigas metálicas e de concreto em pilares metálicos, e conseqüente dimensionamento como seção mista, proporciona aumento considerável na resistência, possibilitando o emprego de elementos esbeltos e que a avaliação da aceleração devida ao vento foi essencial na definição do sistema de contraventamento da estrutura. Concluiu-se que o sistema estrutural composto por um núcleo rígido em concreto armado e treliças na periferia da edificação é adequado para o edifício estudado.

Palavras-chave: Edifício em Estrutura Mista de Aço e Concreto.  
Projeto Estrutural de Edifício Comercial. Projeto de Vigas Mistas.  
Projeto de Pilares Mistos. Projeto de Lajes Mistas *Steel Deck*.  
Resposta Dinâmica de Edifícios.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa .....	23
Figura 2 – Coeficiente de fluência para ambiente com 80% de umidade relativa do ar ..	27
Figura 3 – Tipos usuais de conectores .....	28
Figura 4 – Lajes mistas de aço e concreto .....	29
Figura 5 – Seções críticas da laje mista .....	32
Figura 6 – Momento fletor atuante em laje contínua .....	32
Figura 7 – Viga mista em laje <i>steel deck</i> .....	34
Figura 8 – Distribuição de tensões .....	35
Figura 9 – Seções típicas de pilares mistos .....	38
Figura 10 – Principais tipos de ligações .....	40
Figura 11 – Tipos de ligações quanto à rigidez .....	41
Figura 12 – Emendas de pilares .....	42
Figura 13 – Ligação com placa de ancoragem .....	43
Figura 14 – Ligação com cantoneira .....	43
Figura 15 – Deslocamento por flexão .....	45
Figura 16 – Deslocamento por corte .....	45
Figura 17 – Geometria e esforços em sistemas treliçados .....	46
Figura 18 – Barra com a flambagem impedida .....	46
Figura 19 – Planta de um sistema tubular aporticado .....	48
Figura 20 – Distribuição da tensão axial em um tubo com e sem efeito <i>shear lag</i> .....	48
Figura 21 – Planta típica de um edifício com núcleo central .....	49
Figura 22 – Esquema estático do edifício .....	51
Figura 23 – Geometria do núcleo da edificação .....	53
Figura 24 – Planta baixa da edificação .....	54
Figura 25 – Lançamento das vigas e pilares do pavimento tipo .....	57
Figura 26 – Lançamento das vigas na casa de máquinas .....	58
Figura 27 – Lançamento das vigas no reservatório superior .....	58
Figura 28 – Sequência construtiva .....	59
Figura 29 – Distribuição típica da carga de vento em um prédio de múltiplos andares ..	64
Figura 30 – Direções do vento .....	65
Figura 31 – Lajes do pavimento tipo .....	72
Figura 32 – Lajes da casa de máquinas .....	72
Figura 33 – Lajes do reservatório superior .....	72



Figura 34 – Geometria da fôrma MF-75 .....	74
Figura 35 – Seção da laje <i>steel deck</i> .....	77
Figura 36 – Situações de cálculo da laje L1 .....	78
Figura 37 – Posicionamento das armaduras nas lajes do volume superior .....	81
Figura 38 – Esquema estático das vigas do pavimento tipo .....	82
Figura 39 – Esquema estático das vigas do volume superior .....	82
Figura 40 – Seções das vigas do pavimento tipo .....	83
Figura 41 – Seção final das vigas da casa de máquinas .....	84
Figura 42 – Seção final das vigas do reservatório superior .....	84
Figura 43 – Área de contribuição das vigas VS3 na etapa da construção .....	85
Figura 44 – Modelo das vigas do pavimento tipo no ETABS .....	88
Figura 45 – Geometria do conector de cisalhamento .....	90
Figura 46 – Determinação do coeficiente de fluência .....	91
Figura 47 – Homogeneização da seção transversal com efeitos de longa duração .....	91
Figura 48 – Superfícies típicas de falha por cisalhamento .....	93
Figura 49 – Geometria do núcleo .....	95
Figura 50 – Modelo do núcleo no FTOOL com o carregamento aplicado .....	96
Figura 51 – Modelo do núcleo no ANSYS .....	96
Figura 52 – Restrições e carregamento no modelo do ANSYS .....	96
Figura 53 – Modelo discreto do edifício para cálculo da frequência natural .....	100
Figura 54 – Sistema de contraventamento em X .....	104
Figura 55 – Armaduras de pilares-parede .....	105
Figura 56 – Restrições e geometria das paredes do núcleo .....	106
Figura 57 – Nomenclatura dos pilares .....	107
Figura 58 – Seção do pilar metálico escolhido .....	108
Figura 59 – Seção do pilar misto escolhido .....	108
Figura 60 – Área de influência do pilar P2 .....	110
Figura 61 – Seção transversal do contraventamento .....	113
Figura 62 – Forças interativas entre os sistemas de contraventamento .....	114
Figura 63 – Ligações viga-pilar .....	115
Figura 64 – Ligações viga-viga .....	116
Figura 65 – Ligações viga-núcleo .....	120
Figura 66 – Ligação pilar-fundação .....	124
Figura 67 – Emenda de pilar .....	126
Figura 68 – Ligação do contraventamento .....	128

Figura 69 – Restrições e carregamento da chapa do contraventamento .....	129
--	-----

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores característicos das resistências .....	55
Quadro 2 – Valores dos coeficientes de ponderação da resistência .....	56
Quadro 3 – Forças de arrasto para o vento em y .....	66
Quadro 4 – Forças de arrasto para o vento em x .....	67
Quadro 5 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes .....	68
Quadro 6 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis .....	69
Quadro 7 – Valores dos fatores de combinação $\psi_0$ e de redução $\psi_1$ e $\psi_2$ .....	69
Quadro 8 – Combinações de ações para o estado-limite último .....	70
Quadro 9 – Combinações de ações para o estado-limite de serviço .....	70
Quadro 10 – Valores característicos das ações atuantes .....	73
Quadro 11 – Ações atuantes nas lajes do pavimento tipo .....	75
Quadro 12 – Ações atuantes nas lajes da casa de máquinas e do reservatório superior ..	75
Quadro 13 – Verificação das lajes na etapa da construção .....	76
Quadro 14 – Deslocamentos das lajes na etapa da construção .....	76
Quadro 15 – Ações atuantes nas lajes das áreas de uso comercial .....	77
Quadro 16 – Ações atuantes nas lajes do núcleo .....	77
Quadro 17 – Verificação da resistência ao momento fletor para as lajes .....	79
Quadro 18 – Verificação da resistência ao cisalhamento longitudinal e vertical .....	79
Quadro 19 – Verificação do deslocamento das lajes .....	80
Quadro 20 – Verificação da resistência ao momento fletor para as lajes do volume superior .....	80
Quadro 21 – Relação entre altura e vão para as vigas do pavimento tipo .....	84
Quadro 22 – Verificação das vigas na etapa da construção .....	86
Quadro 23 – Deslocamentos na etapa da construção e contraflecha especificada .....	87
Quadro 24 – Resistência de cálculo das vigas mistas .....	89
Quadro 25 – Verificação das vigas na etapa final .....	90
Quadro 26 – Verificação do deslocamento das vigas na etapa final .....	92
Quadro 27 – Verificação da fissuração causada por cisalhamento .....	93
Quadro 28 – Propriedades geométricas do núcleo .....	95
Quadro 29 – Deslocamento lateral no topo do núcleo .....	97
Quadro 30 – Frequências naturais .....	100
Quadro 31 – Forças devidas ao vento incidente na maior fachada da edificação .....	101
Quadro 32 – Deslocamento no topo da edificação .....	102

Quadro 33 – Aceleração no 15o. pavimento .....	103
Quadro 34 – Cálculo da resistência à compressão da seção metálica .....	109
Quadro 35 – Cálculo da resistência à compressão da seção mista .....	109
Quadro 36 – Ações permanentes atuantes no pilar P2 em um pavimento tipo .....	110
Quadro 37 – Ações variáveis atuantes no pilar P2 em um pavimento tipo .....	110
Quadro 38 – Cargas de cálculo atuantes no pilar P2 .....	111
Quadro 39 – Cargas de cálculo atuantes nos pilares P1 e P3 .....	111
Quadro 40 – Verificação dos pilares .....	113
Quadro 41 – Verificação do contraventamento em X .....	114
Quadro 42 – Verificação dos parafusos e da alma da viga apoiada nas ligações viga- viga e viga-pilar .....	118
Quadro 43 – Verificação das cantoneiras da alma da viga/pilar de apoio nas ligações viga-viga e viga-pilar .....	119
Quadro 44 – Verificação das cantoneiras .....	122
Quadro 45 – Verificação da placa de base, dos parafusos e dos conectores .....	122
Quadro 46 – Verificação da alma da viga apoiada e da solda .....	123
Quadro 47 – Verificação da ligação pilar-fundação .....	125
Quadro 48 – Verificação das emendas dos pilares .....	127
Quadro 49 – Verificação da ligação do contraventamento .....	130
Quadro 50 – Verificação da solda da ligação do contraventamento .....	130

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Redução das cargas acidentais .....	64
Tabela 2 – Cargas sobrepostas e vãos máximos para lajes <i>steel deck</i> MF-75 .....	74

## LISTA DE SÍMBOLOS

$E_c$  – módulo de elasticidade secante do concreto

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto

$E_{c,red}$  – módulo de elasticidade reduzido do concreto

$\psi_L$  – coeficiente que depende do tipo de carregamento, igual a 1,1 para cargas permanentes

$\varphi_t$  – coeficiente de fluência

$h_0$  – espessura fictícia

$A_c$  – área da seção transversal de concreto

$u$  – perímetro da seção de concreto em contato com a atmosfera

$M_{d,min}$  – momento fletor mínimo para cálculo da armadura mínima

$W_0$  – módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada

$f_{ctk,sup}$  – resistência característica superior do concreto à tração

$A_d$  – área mínima do duto

$n_p$  – número de pavimentos

$h$  – altura do degrau

$b$  – largura do degrau

$f_d$  – resistência de cálculo do material

$f_k$  – resistência característica do material

$\gamma_m$  – coeficiente ponderador da resistência

$F$  – força de arrasto

$C$  – coeficiente de arrasto

$q$  – pressão dinâmica do vento

$A$  – área de referência

$f$  – frequência natural fundamental

$F_i$  – força nodal aplicada no nó  $i$

$\delta_i$  – deslocamento do nó  $i$

$m_i$  – massa do nó  $i$

$n$  – número de nós

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	19
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	21
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	21
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	21
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	21
<b>2.2.2 Objetivo secundário</b> .....	21
2.3 PRESSUPOSTO .....	21
2.4 DELIMITAÇÕES .....	22
2.5 LIMITAÇÕES .....	22
2.6 DELINEAMENTO .....	22
<b>3 ESTRUTURAS MISTAS E AÇO E CONCRETO</b> .....	24
3.1 MATERIAIS .....	24
<b>3.1.1 Aço dos perfis estruturais</b> .....	24
<b>3.1.2 Aço das armaduras</b> .....	25
<b>3.1.3 Concreto</b> .....	25
3.2 CONECTORES DE CISALHAMENTO .....	27
3.3 LAJES MISTAS .....	29
<b>3.3.1 Vantagens</b> .....	29
<b>3.3.2 Ações</b> .....	30
3.3.2.1 Fase inicial .....	30
3.3.2.2 Fase final .....	30
<b>3.3.3 Verificação da fôrma na fase inicial</b> .....	31
<b>3.3.4 Verificação da laje na fase final</b> .....	31
3.3.4.1 Estados-limites últimos .....	31
3.3.4.2 Estados-limites de serviço .....	33
3.3.4.2.1 <i>Fissuração do concreto</i> .....	33
3.3.4.2.2 <i>Deslocamento vertical</i> .....	33
3.3.4.2.3 <i>Vibração</i> .....	34
3.4 VIGAS MISTAS .....	34
<b>3.4.1 Vantagens</b> .....	35
<b>3.4.2 Continuidade</b> .....	36
<b>3.4.3 Verificação na fase inicial</b> .....	36
<b>3.4.4 Verificação na fase final</b> .....	37



3.4.4.1 Estados-limites últimos .....	37
3.4.4.2 Estados-limites de serviço .....	37
3.5 PILARES MISTOS .....	37
<b>3.5.1 Vantagens e desvantagens .....</b>	<b>38</b>
<b>3.5.2 Verificações .....</b>	<b>39</b>
3.6 LIGAÇÕES .....	39
<b>3.6.1 Classificações .....</b>	<b>40</b>
3.6.1.1 Quanto à rigidez .....	40
3.6.1.2 Quanto à resistência .....	42
<b>3.6.2 Emendas de pilares .....</b>	<b>42</b>
<b>3.6.3 Ligações entre vigas e o núcleo em concreto armado .....</b>	<b>43</b>
<b>4 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS MISTOS .....</b>	<b>44</b>
4.1 SISTEMAS DE PÓRTICOS RÍGIDOS .....	44
4.2 SISTEMAS TRELIÇADOS .....	45
4.3 SISTEMAS TUBULARES .....	47
4.4 SISTEMAS COM NÚCLEO RÍGIDO .....	48
<b>5 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL .....</b>	<b>50</b>
5.1 SISTEMA ESTRUTURAL .....	50
5.2 PROJETO ARQUITETÔNICO .....	51
5.3 MATERIAIS UTILIZADOS .....	54
5.4 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA .....	56
5.5 MÉTODO CONSTRUTIVO .....	58
<b>6 AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES .....</b>	<b>60</b>
6.1 AÇÕES PERMANENTES .....	60
<b>6.1.1 Pavimento tipo .....</b>	<b>60</b>
<b>6.1.2 Cobertura .....</b>	<b>61</b>
<b>6.1.3 Casa de máquinas .....</b>	<b>61</b>
<b>6.1.4 Reservatório superior .....</b>	<b>61</b>
6.2 AÇÕES VARIÁVEIS .....	62
<b>6.2.1 Cargas acidentais .....</b>	<b>62</b>
<b>6.2.2 Forças devidas ao vento .....</b>	<b>64</b>
6.3 AÇÕES EXCEPCIONAIS .....	67
6.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	67
<b>7 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL .....</b>	<b>71</b>
7.1 LAJES .....	71

<b>7.1.1 Pré-dimensionamento</b> .....	73
<b>7.1.2 Etapa da construção</b> .....	74
7.1.2.1 Ações .....	74
7.1.2.2 Solicitações .....	75
7.1.2.3 Verificação dos estados-limites últimos .....	75
7.1.2.4 Verificação dos estados-limites de serviço .....	76
<b>7.1.3 Etapa final</b> .....	77
7.1.3.1 Ações .....	77
7.1.3.2 Solicitações .....	77
7.1.3.3 Verificação dos estados-limites últimos .....	78
7.1.3.4 Verificação dos estados-limites de serviço .....	79
7.1.3.5 Armadura da laje .....	80
<b>7.1.4 Lajes do volume superior</b> .....	80
7.2 VIGAS .....	81
<b>7.2.1 Pré-dimensionamento</b> .....	83
<b>7.2.2 Etapa da construção</b> .....	85
7.2.2.1 Ações .....	85
7.2.2.2 Solicitações .....	85
7.2.2.3 Verificações .....	86
7.2.2.3.1 <i>Estados-limites últimos</i> .....	86
7.2.2.3.2 <i>Estados-limites de serviço</i> .....	87
<b>7.2.3 Etapa final</b> .....	88
7.2.3.1 Ações .....	88
7.2.3.2 Solicitações .....	88
7.2.3.3 Verificação dos estados-limites últimos .....	89
7.2.3.4 Verificação dos estados-limites de serviço .....	90
7.2.3.5 Fissuração da laje causada por cisalhamento .....	92
7.3 NÚCLEO .....	93
<b>7.3.1 Pré-dimensionamento</b> .....	94
<b>7.3.2 Resposta dinâmica da estrutura</b> .....	97
7.3.2.1 Frequências naturais .....	98
7.3.2.2 Deslocamento máximo .....	101
7.3.2.3 Sensibilidade humana a vibrações devidas ao vento .....	102
7.3.2.4 Sistema de contraventamento final .....	103
<b>7.3.3 Armaduras</b> .....	105

7.4 PILARES .....	106
<b>7.4.1 Pré-dimensionamento .....</b>	<b>107</b>
<b>7.4.2 Verificação .....</b>	<b>111</b>
7.5 SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO EM X .....	113
7.6 LIGAÇÕES .....	114
<b>7.6.1 Ligações viga-viga e viga-coluna .....</b>	<b>115</b>
<b>7.6.2 Ligações viga-núcleo .....</b>	<b>120</b>
<b>7.6.3 Ligação pilar-fundação .....</b>	<b>124</b>
<b>7.6.4 Emendas de pilares .....</b>	<b>125</b>
<b>7.6.5 Contraventamento .....</b>	<b>127</b>
<b>8 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>131</b>
REFERÊNCIAS .....	133
APÊNDICE A – Forças devidas ao vento .....	136
APÊNDICE B – Verificação das vigas metálicas .....	143
APÊNDICE C – Resposta dinâmica da estrutura .....	146
ANEXO A – Tabela de perfis estruturais .....	153



## 1 INTRODUÇÃO

É inerente ao homem o desejo de construir em direção ao céu (TARANATH, c2012, p. 1). Devido à urbanização e ao crescimento populacional, surgiu a necessidade de abrigar um maior número de pessoas e serviços num mesmo espaço. Os edifícios permitem a multiplicação vertical do solo e se tornaram ícones da ocupação urbana contemporânea.

A construção de edifícios altos com estruturas metálicas começou no final do século XIX. Verificando que este tipo de estrutura possui baixa proteção contra o fogo, começaram a envolver elementos de aço com concreto visando solucionar este problema, sem considerar o acréscimo na resistência disponibilizada pelo concreto. Como não eram empregados conectores, a aderência entre ambos os materiais era pequena. O advento dos conectores de cisalhamento, na metade do século XX, garantiu a aderência na interface aço-concreto e permitiu o surgimento de vigas, lajes e pilares mistos. As lajes mistas (*steel deck*) mostraram-se uma solução eficiente, pois proporcionam uma plataforma segura para trabalho durante a construção e, após o endurecimento do concreto, o perfil metálico funciona como armadura positiva da laje (DIVERSAKORE LLC, c2009a, c2009b).

Devido ao sucesso das lajes mistas, iniciaram estudos sobre pilares mistos. Até meados do século passado foram construídos edifícios ou em aço ou em concreto armado. Então, em 1969, Dr. Fazlur Khan projetou um prédio de 20 andares em estrutura apertada de aço, com pilares periféricos revestidos em concreto para proporcionar a rigidez lateral necessária. O surgimento deste tipo de estrutura permitiu a construção de muitos edifícios altos da forma como são conhecidos hoje (TARANATH, c2012, p. 79).

As estruturas mistas de aço e concreto são formadas por perfis metálicos e por concreto simples ou armado. São concebidas de modo a aproveitar as melhores características dos dois materiais, ou seja, a alta resistência à tração, leveza e esbeltez do aço e a alta resistência à compressão e robustez do concreto. A aderência entre os materiais é fundamental para garantir o comportamento em conjunto. Este tipo de estrutura proporciona rapidez construtiva, dispensa parcialmente ou integralmente a utilização de fôrmas e escoramento, demanda menor quantidade de mão de obra, reduz o peso total da edificação, permite a racionalização e a industrialização da etapa construtiva.

Os dimensionamentos de vigas, pilares, lajes e ligações mistas são abordados, respectivamente, nos anexos O, P, Q e R, da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

A construção de estruturas mistas tem aumentado e este assunto não é abordado no atual currículo do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e, de modo a complementar a formação do autor e frente às vantagens deste tipo de estrutura, é justificável a elaboração deste trabalho sobre o tema. Assim, a proposta deste trabalho é a elaboração de um projeto de um edifício comercial de quinze pavimentos utilizando elementos mistos de aço e concreto.

O presente trabalho foi dividido em oito capítulos. Após esse capítulo inicial, no qual é apresentado um breve histórico das estruturas mistas de aço e concreto, o capítulo 2 expõe as diretrizes da pesquisa. O capítulo 3 apresenta as vigas, as lajes e os pilares mistos assim como os materiais utilizados nestes elementos. No capítulo 4 são apresentados os principais sistemas estruturais de edifícios mistos. As decisões iniciais de projeto, como elaboração do projeto arquitetônico, lançamento da estrutura e definição do método construtivo são apresentadas no capítulo 5 e, em seguida, no capítulo 6, determinaram-se as ações atuantes na estrutura. O capítulo 7 apresenta a análise e verificação de todos os elementos estruturais e por último, no capítulo 8, apresentam-se considerações finais.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: qual é um projeto adequado para um prédio construído com elementos mistos de aço e concreto?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal do trabalho é a elaboração de um projeto estrutural de um edifício comercial de quinze pavimentos com estrutura mista de aço e concreto.

#### **2.2.2 Objetivo secundário**

O objetivo secundário do trabalho é a elaboração de diretrizes para o dimensionamento de elementos mistos.

### **2.3 PRESSUPOSTO**

O trabalho tem por pressuposto que são válidas as especificações contidas nos seguintes documentos:

- a) Eurocode 1 – *actions on structures*;
- b) Eurocode 2 – *design of concrete structures*;
- c) Eurocode 4 – *design of composite steel and concrete structures*;
- d) NBR 6118:2014 – projeto de estruturas de concreto – procedimento;
- e) NBR 6120:1980 – cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- f) NBR 6123:1988 – forças devidas ao vento em edificações;
- g) NBR 8681:2003 – ações e segurança nas estruturas – procedimento;
- h) NBR 8800:2008 – projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- i) NBR 14762:2010 – dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

## 2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo da estrutura de um edifício, formada por um núcleo central em concreto armado e por lajes, vigas e pilares mistos.

## 2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) o estudo de apenas um sistema estrutural;
- b) ausência de verificação da estrutura em caso de incêndio;
- c) o núcleo da edificação não foi verificado quanto aos estados-limites últimos.

## 2.6 DELINEAMENTO

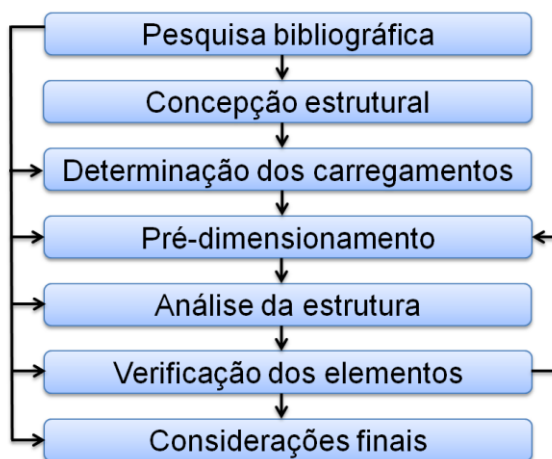
O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) concepção estrutural;
- c) determinação dos carregamentos;
- d) pré-dimensionamento;
- e) análise da estrutura;



- f) verificação dos elementos;
- g) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** fornece o embasamento teórico para a realização do trabalho. Nesta etapa realizou-se um estudo sobre os principais tipos de estruturas de edifícios mistos aço-concreto e estabeleceram-se diretrizes para o dimensionamento de elementos mistos.

Na **concepção estrutural** foram definidas as dimensões da edificação em planta, a altura de cada pavimento, as dimensões da escada e dos elevadores, considerando-se critérios relativos à segurança e ao conforto dos usuários. Em seguida, definiu-se o tipo de sistema estrutural do edifício, o método construtivo e a geometria da estrutura, como por exemplo, dimensão dos vãos das vigas, distância entre vigas e entre pilares.

Posteriormente, fez-se o **pré-dimensionamento** dos elementos estruturais, de acordo com critérios estabelecidos pelo autor e encontrados na literatura. Depois, os **carregamentos** permanentes e variáveis foram determinados, a partir dos quais se realizou a **análise** da estrutura e determinação das solicitações. Elaboraram-se planilhas eletrônicas para o **dimensionamento** de cada elemento misto e realizaram-se verificações quanto aos estados-limites últimos e de serviço. Após elaborou-se um modelo computacional da estrutura para a verificação da frequência natural, do deslocamento máximo causado pela ação do vento e determinação dos efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica.

Depois de concluídas todas as etapas descritas, foram feitas as **considerações finais**.

## **3 ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

Neste capítulo são apresentadas as características dos materiais e dos elementos que formam as estruturas mistas de aço e concreto.

### **3.1 MATERIAIS**

Os principais materiais utilizados em estruturas mistas são:

- a) aço dos perfis estruturais;
- b) aço das armaduras;
- c) concreto.

#### **3.1.1 Aço dos perfis estruturais**

Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 1), “[...] dos aços para estruturas são requeridas propriedades de boa ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, além de elevada relação entre a tensão resistente e a de escoamento.”. As propriedades mecânicas do aço são medidas, na maioria das vezes, em ensaios de tração simples.

A NBR 8800 exige que os aços estruturais tenham tensão de escoamento máxima de 450 MPa e relação entre tensão de ruptura e de escoamento não inferior a 1,18. Para fins de cálculo, o módulo de elasticidade do aço deve ser de 200 GPa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 11, 13).

Os perfis estruturais podem ser laminados, soldados ou dobrados a frio. Os primeiros são fabricados com aço preaquecido, que, após passar por sucessivos laminadores, adquire a forma da seção desejada. Os perfis soldados são formados pela união de chapas através de solda e, os perfis de chapa dobrada, por sua vez, são fabricados pela dobra a frio de chapas dúcteis (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 21-23).

Nas vigas e pilares mistos são utilizados perfis de aço laminados ou soldados, normalmente em formato de I, e nas lajes mistas são utilizados perfis de chapa dobrada.

### 3.1.2 Aço das armaduras

Os aços utilizados como armadura são classificados pelas letras CA (concreto armado), seguidas do valor característico do limite de escoamento em  $\text{kgf/mm}^2$ . As barras são fabricadas por laminação a quente e os fios por trefilação ou laminação a frio. A categoria CA-50 é constituída por barras nervuradas e a categoria CA-60 por fios lisos, entalhados ou nervurados (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 2-3).

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29) afirma que “Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa.”.

### 3.1.3 Concreto

A resistência à compressão do concreto é obtida em ensaios de corpos de prova cilíndricos rompidos aos 28 dias. Quando empregadas análises lineares elásticas na verificação dos estados-limites de serviço e na determinação das solicitações, a NBR 8800 recomenda o uso do módulo de elasticidade secante do concreto, dado pela fórmula 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 13):

$$E_c = 4760\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

$E_c$  = módulo de elasticidade secante do concreto, em MPa;

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

O concreto sofre retração e fluência. Na retração, a água que não foi consumida na reação de hidratação do cimento evapora, causando uma diminuição no volume do concreto. A fluência é o fenômeno de aumento da deformação ao longo do tempo sob a ação de cargas constantes. Estas características reológicas são indesejáveis, pois causam um aumento das flechas em elementos fletidos (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977, p. 22, 29).

Para análises lineares, os efeitos da fluência do concreto podem ser simulados utilizando um módulo de elasticidade reduzido. O Eurocode 4 fornece, para estruturas mistas, uma estimativa do valor a ser utilizado, dada pela fórmula 2 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004b, p. 31):

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{(1 + \psi_L \varphi_t)} \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

$E_{c,red}$  = módulo de elasticidade reduzido do concreto;

$E_c$  = módulo de elasticidade secante do concreto;

$\psi_L$  = coeficiente que depende do tipo de carregamento, igual a 1,1 para cargas permanentes;

$\varphi_t$  = coeficiente de fluência.

O coeficiente de fluência pode ser obtido na figura 2. Ele depende da idade do concreto no momento considerado e da idade quando solicitado pela primeira vez ( $t_0$ ), da umidade relativa do ar, do tipo de cimento (S, N ou R), da classe do concreto e da espessura fictícia, dada pela fórmula 3 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004a, p. 32):

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{fórmula 3})$$

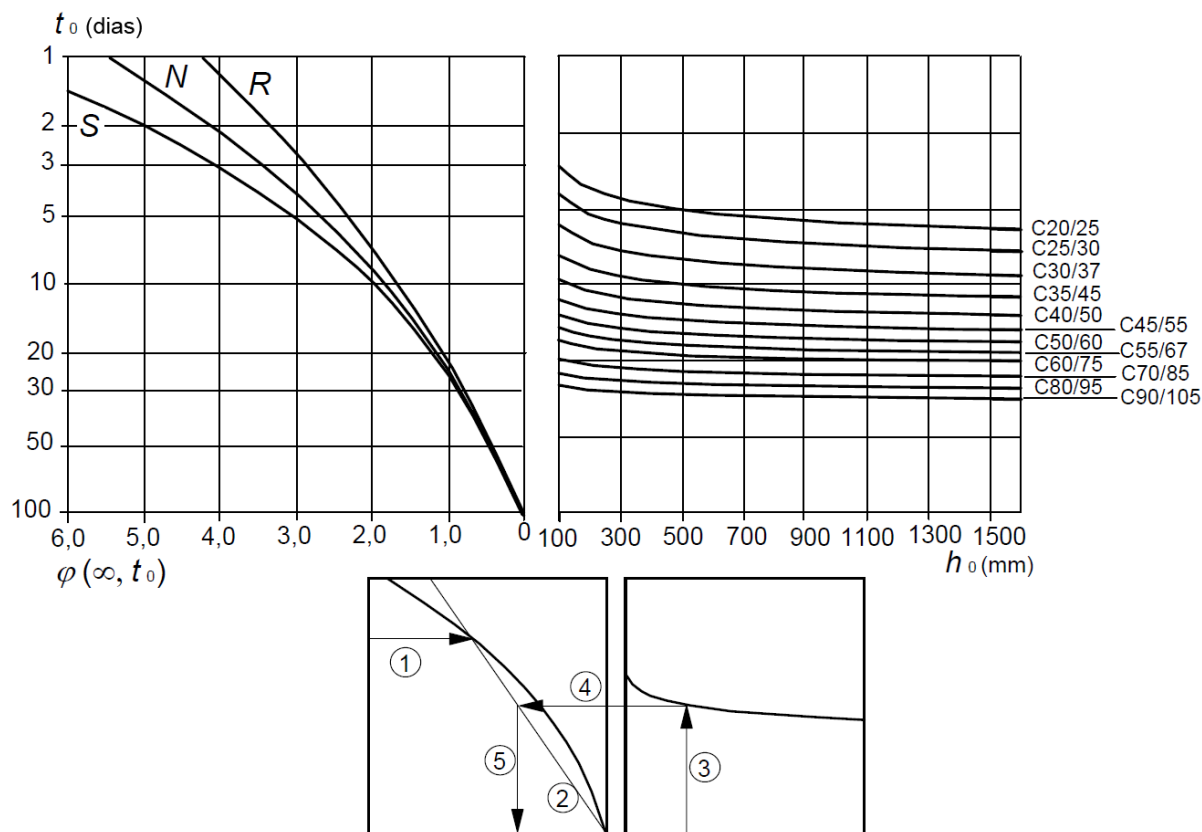
Sendo:

$h_0$  = espessura fictícia;

$A_c$  = área da seção transversal de concreto;

$u$  = perímetro da seção de concreto em contato com a atmosfera.

Figura 2 – Coeficiente de fluência para ambiente com 80% de umidade relativa do ar



(fonte: adaptada de EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004a, p. 31)

### 3.2 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Queiroz et al. (2012, p. 14) afirmam que:

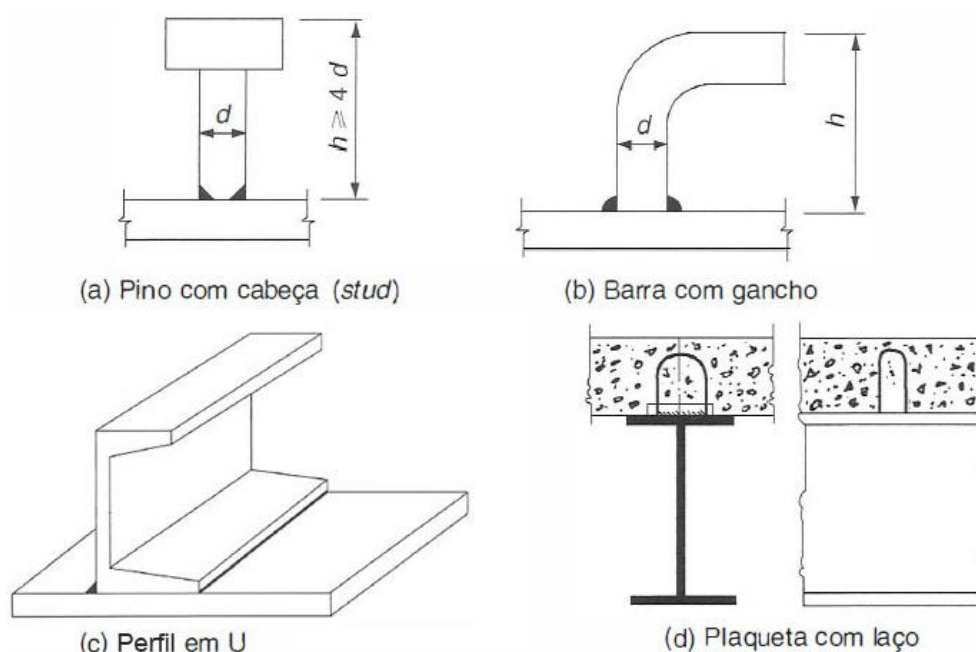
O comportamento de estruturas mistas é baseado na ação conjunta entre o perfil de aço e o concreto armado. Para que isso ocorra, é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento. A aderência natural entre os dois materiais, embora possa atingir valores bastante elevados, não é normalmente levada em conta no cálculo, devido à baixa ductilidade e a pouca confiabilidade desse tipo de conexão. Portanto, exceto em alguns casos, como pilares mistos sujeitos apenas a força normal de compressão nas regiões entre trechos de introdução de carga, torna-se necessário o uso de conectores de cisalhamento [...]

Caso não existisse ligação entre o aço e o concreto, os elementos se deformariam de forma independente, havendo um deslizamento relativo entre as superfícies de contato e a resistência seria a soma das resistências individuais. Por outro lado, se os conectores possuísem rigidez infinita, o comportamento seria de um elemento único e a resistência seria maior do que a anterior. Este caso é chamado de interação completa. Por fim, existe um caso intermediário,

que ocorre quando os conectores não são suficientemente rígidos, ocorrendo um deslizamento relativo entre as superfícies, menor daquele que ocorreria sem ligação. Esse caso é chamado de interação parcial (QUEIROZ et al., 2012, p. 14-15).

A classificação dos conectores é feita de acordo com a forma de ruptura na interface aço-concreto. Os rígidos rompem de forma frágil, com pequenas deformações, e os flexíveis rompem de forma dúctil, com deformações maiores (ALVA, 2000, p. 16). Os principais tipos de conectores são apresentados na figura 3 e dentre eles, segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 266), “[...] o [conector tipo] pino com cabeça é o mais largamente utilizado.”.

Figura 3 – Tipos usuais de conectores



(fonte: PFEIL; PFEIL, 2009, p. 266)

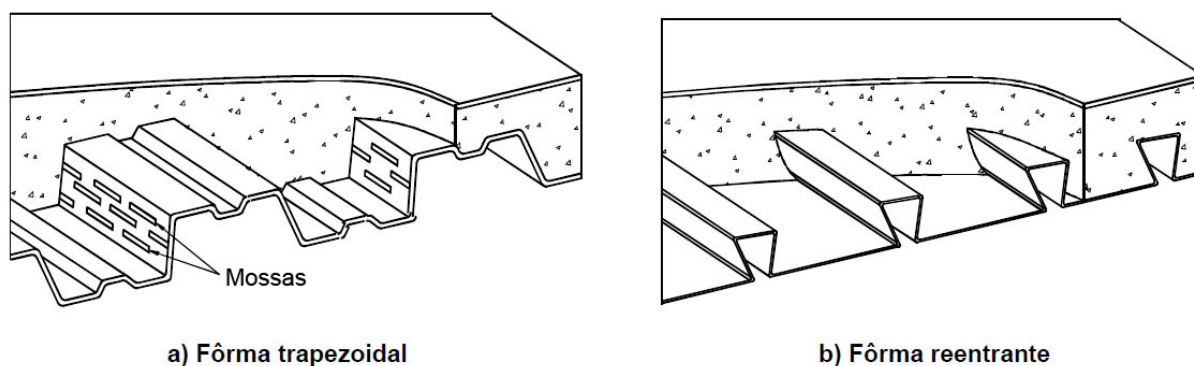
A solicitação nos conectores é semelhante ao diagrama do esforço cortante das vigas mistas. Portanto, no meio do vão os conectores são pouco solicitados e os próximos aos apoios possuem solicitação máxima, o que indicaria a necessidade de posicionar uma maior quantidade de conectores nos apoios. Porém, à medida que a resistência máxima de um conector é atingida, ocorre a redistribuição de esforços para os conectores vizinhos, se eles forem dúcteis, e, no limite, pode-se admitir a plastificação total dos conectores. Assim, é possível projetar os conectores com espaçamentos constantes ao longo do vão (FABRIZZI, 2007, p. 47-48).

### 3.3 LAJES MISTAS

As lajes mistas de aço e concreto, também chamadas de lajes com fôrma de aço incorporada, ou ainda de lajes *steel deck*, são formadas por perfis de aço e por concreto armado moldado *in loco*. Na etapa da construção, o perfil de aço funciona como fôrma, suportando todo o carregamento e dispensando, parcialmente ou totalmente, o escoramento. Na etapa final, ou seja, após o concreto adquirir 75% da sua resistência à compressão, ambos os materiais atuam em conjunto e a fôrma de aço funciona como armadura positiva da laje (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 211).

Para que haja comportamento em conjunto deve haver aderência entre o aço e concreto. Nas fôrmas de aço trapezoidais (figura 4a) ela é garantida pelas mossas, que formam uma ligação mecânica, e nas fôrmas de aço reentrantes (figura 4b) é garantida por meio de atrito devido ao confinamento do concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 211).

Figura 4 – Lajes mistas de aço e concreto



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 211)

#### 3.3.1 Vantagens

Dentre as vantagens das lajes mistas, pode-se destacar (FABRIZZI, 2007, p. 49):

- a) diminuição ou até mesmo eliminação do escoramento;
- b) utilização da fôrma de aço como plataforma de serviço e proteção aos operários que trabalham nos andares inferiores durante a construção;
- c) fôrma de aço funciona como armadura positiva da laje;

- d) alta qualidade de acabamento da face interna da laje;
- e) dispensa escoramento e redução dos gastos com desperdício de material;
- f) facilidade de instalação e maior rapidez construtiva.

### 3.3.2 Ações

A seguir são apresentados os carregamentos que atuam na laje mista na fase da construção e na fase final.

#### 3.3.2.1 Fase inicial

Nesta fase a fôrma resiste aos carregamentos aplicados na laje, e as ações a serem consideradas são (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 219):

- a) pesos próprios do concreto fresco, da fôrma de aço e da armadura;
- b) sobrecarga de construção;
- c) efeito de empoçamento, caso o deslocamento ultrapasse [...] [ $L_F/250$ ].

Devem ser consideradas duas sobrecargas características de construção, agindo isoladamente, são elas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 219):

- a) carga uniformemente distribuída [...] [com valor mínimo de  $1 \text{ kN/m}^2$ ];
- b) carga linear de  $2,2 \text{ kN/m}$  perpendicular à direção das nervuras da fôrma, na posição mais desfavorável, somente para verificação do momento fletor.

Conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 219), o efeito do empoçamento deve ser considerado quando:

[...] o deslocamento no centro do vão da fôrma, calculado com o seu peso próprio somado ao do concreto fresco, ultrapassar o valor de  $L_F/250$ , onde  $L_F$  é o vão teórico da laje na direção das nervuras, [...] [neste caso deve-se considerar] um acréscimo na espessura nominal do concreto de 70 % do valor do deslocamento.

#### 3.3.2.2 Fase final

As ações a serem consideradas nesta etapa são todas aquelas que agem na laje, ou seja, peso próprio da laje, revestimento e sobrecarga devido ao uso e ocupação. Nesta fase, o concreto e



a fôrma de aço trabalham em conjunto, suportando o carregamento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 219).

### 3.3.3 Verificação da fôrma na fase inicial

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 212) afirma que, nesta fase, a verificação deve ser feita conforme a NBR 14762, levando em consideração o efeito das mossas na resistência e utilizando-se análise elástica. O deslocamento máximo, considerando-se o peso da fôrma e do concreto fresco, deve ser menor ou igual à  $L_F/180$  ( $L_F$  é o vão teórico da fôrma na direção das nervuras) e a 20 milímetros.

### 3.3.4 Verificação da laje na fase final

A seguir são apresentadas as verificações quanto aos estados-limites últimos e de serviço na fase final.

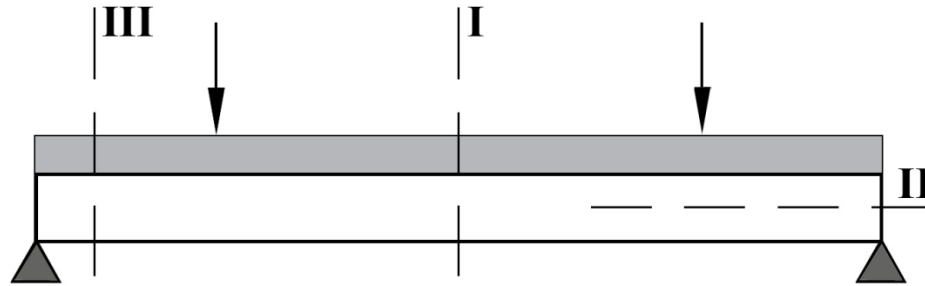
#### 3.3.4.1 Estados-limites últimos

Os possíveis modos de colapso de uma laje mista são (QUEIROZ et al., 2012, p. 58):

- a) por flexão, na seção com maior momento fletor solicitante (seção I da figura 5), tornando-se crítico para vãos grandes;
- b) por cisalhamento longitudinal, na seção II da figura 5, sendo crítico para lajes com vãos usuais;
- c) por cisalhamento vertical, na seção III da figura 5, sendo crítico para lajes curtas com carregamento elevado;
- d) por punção, caso a carga concentrada for muito grande ou a laje for pouco espessa.

Portanto, quatro verificações são necessárias para o dimensionamento de lajes mistas nos estados-limites últimos, verificações ao momento fletor, ao cisalhamento longitudinal, ao cisalhamento vertical e à punção. Além destas, em lajes contínuas é necessário verificar a flambagem local da fôrma nas regiões próximas aos apoios intermediários, caso a sua existência seja considerada no cálculo da resistência.

Figura 5 – Seções críticas da laje mista

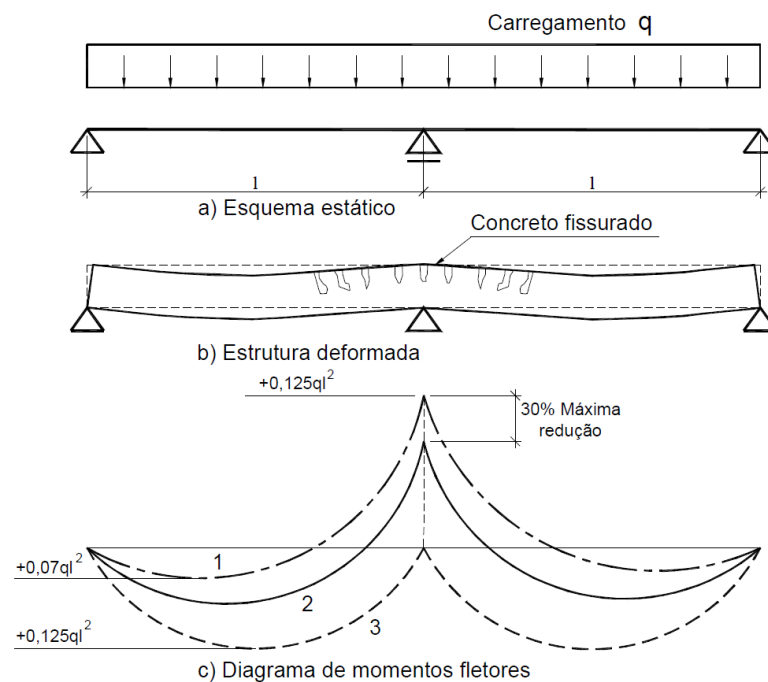


(fonte: adaptada de QUEIROZ et al., 2012, p. 58)

Para lajes contínuas, o Eurocode 4 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004b, p. 98-99) propõe formas para o cálculo do momento atuante:

- dividir a laje contínua em uma série de lajes biapoiadas e colocar armadura negativa nos apoios internos para evitar a fissuração do concreto (linha 3 da figura 6);
- realizar análise elástica linear da laje contínua considerando sua rigidez constante (linha 1 da figura 6);
- considerar a rigidez da seção de concreto fissurada nos apoios internos;
- diminuir os momentos negativos nos apoios internos em no máximo 30% e aumentar os momentos positivos no valor correspondente (linha 2 da figura 6).

Figura 6 – Momento fletor atuante em laje contínua



(fonte: FABRIZZI, 2007, p. 193)

### 3.3.4.2 Estados-limites de serviço

Os estados-limites de serviços aplicáveis a lajes mistas são fissuração do concreto, deslocamento vertical excessivo, vibração excessiva e deslizamento excessivo na interface aço-concreto (FABRIZZI, 2007, p. 194).

#### 3.3.4.2.1 Fissuração do concreto

Em regiões de momento fletor positivo, deve-se colocar uma armadura para combater os efeitos da retração e dilatação térmica com área no mínimo igual a 0,1% da área de concreto acima da fôrma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 219).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130, 158), a armadura mínima, para regiões de momento negativo, é calculada a partir do dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo, dado pela fórmula 4, não sendo inferior a taxa mínima absoluta de 0,15%:

$$M_{d,min} = 0,8W_0f_{ctk,sup} \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

$M_{d,min}$  = momento fletor mínimo para cálculo da armadura mínima;

$W_0$  = módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$  = resistência característica superior do concreto à tração.

#### 3.3.4.2.2 Deslocamento vertical

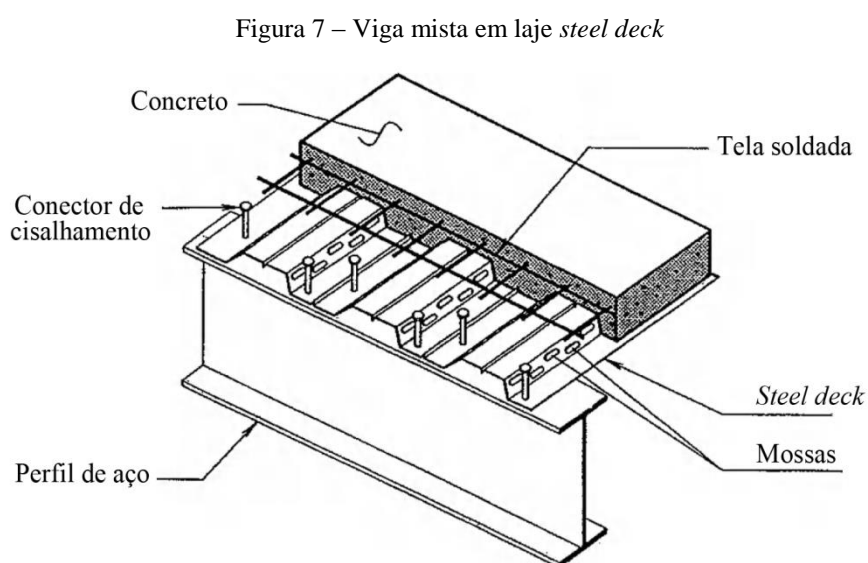
A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 219) afirma que “O deslocamento vertical de lajes mistas de aço e concreto não pode ser maior do que  $L_F/350$ , considerando apenas o efeito das ações variáveis, onde  $L_F$  é o vão teórico da laje na direção das nervuras.”.

### 3.3.4.2.3 Vibração

O caminhar humano, que possui frequência natural em torno de 2 Hz, pode induzir vibrações em pisos com vãos consideráveis e amortecimento reduzido, causando desconforto aos usuários. A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 161) indica que a frequência natural para pisos de escritórios deve ser superior a 4 Hz.

## 3.4 VIGAS MISTAS

As vigas mistas são formadas por perfis ou treliças de aço, ligados a uma laje por conectores de cisalhamento. A laje pode ser de concreto armado moldada no local, pré-moldada ou mista. Em edifícios, a viga normalmente é composta por um perfil do tipo I (ALVA, 2000, p. 32). A configuração típica de uma viga mista com a laje *steel deck* é apresentada na figura 7.



(fonte: adaptada de TARANATH, c2012, p. 168, tradução nossa)

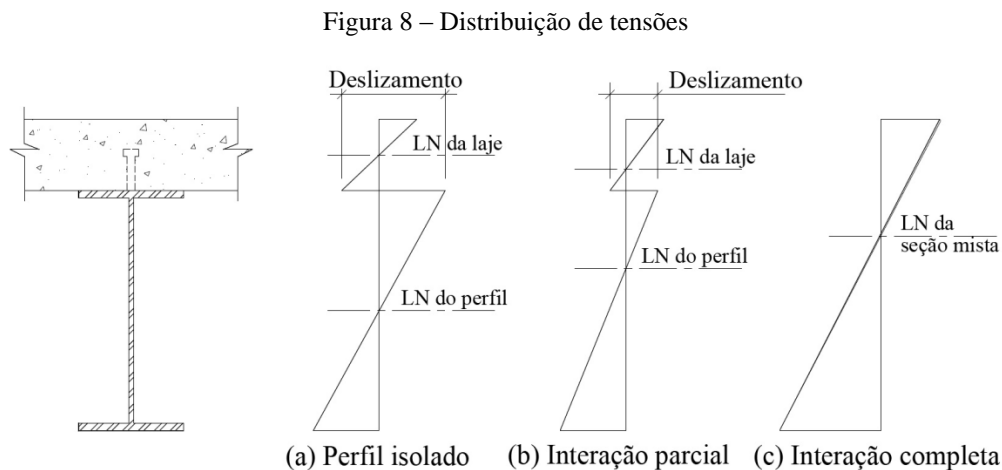
Caso não existissem conectores, a rigidez à flexão da laje não seria considerada, a viga seria constituída por um perfil de aço isolado e seria dimensionada como tal. Com o uso dos conectores, duas situações ao nível da ligação podem acontecer. A interação pode ser completa ou parcial (FABRIZZI, 2007, p. 39).

Na interação completa (figura 8c), assume-se que a viga comporta-se como um elemento único, não havendo deslocamento relativo entre a laje e o perfil. As seções planas

permanecem planas e existe uma única linha neutra. A ruptura ocorre por escoamento do aço ou esmagamento do concreto (ALVA, 2000, p. 33).

Na interação parcial (figura 8b) ocorre um deslizamento relativo na ligação aço-concreto, inferior ao da viga isolada, provocando uma descontinuidade no diagrama de deformações da seção. Com isso, há duas linhas neutras na seção, uma relativa à laje e outra ao perfil. Neste caso, o colapso ocorre por ruptura da ligação. A resistência ao momento fletor e a rigidez da viga é inferior ao obtido pela interação completa (ALVA, 2000, p. 34).

Quando a soma das forças resistentes individuais dos conectores, situados na região entre o momento fletor máximo e nulo, for maior do que a máxima força resultante de tração que o perfil de aço pode transmitir ou maior do que a máxima força resultante de compressão possível na laje diz-se que interação é completa. Caso contrário, ela é parcial (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 174, 176).



(fonte: adaptada de FABRIZZI, 2007, p. 39)

### 3.4.1 Vantagens

Alva (2000, p. 33) afirma que:

Uma das vantagens da utilização de vigas mistas em sistemas de pisos é o acréscimo de resistência e de rigidez propiciados pela associação dos elementos de aço e de concreto, o que possibilita a redução da altura dos elementos estruturais, implicando em economia de material.

### 3.4.2 Continuidade

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 168) classifica as vigas mistas em biapoiadas, contínuas e semicontínuas, e afirma que:

As biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos. As semicontínuas são aquelas em que o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, ou seja, que possuem ligação de resistência parcial [...]

Conforme Alva (2000, p. 33), “As [vigas mistas] simplesmente apoiadas [...] contribuem para a maior eficiência do sistema misto, pois a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de concreto à compressão.”. Fabrizzi (2007, p. 41) salienta que “Esta configuração de apoio [idealizada] [...] é bastante comum de ser assumida. Isto se deve [...] [a sua] simplicidade de dimensionamento e execução [...]”.

Nas vigas mistas contínuas, em regiões próximas aos apoios internos, a laje é tracionada e o perfil de aço comprimido. Com isso, torna-se necessário adicionar uma armadura negativa na laje para resistir aos esforços de tração e o perfil de aço pode sofrer problemas de instabilidade. Entretanto a continuidade faz com que o momento fletor positivo seja menor do que em vigas biapoiadas e há resistência aos carregamentos horizontais (FABRIZZI, 2007, p. 41-42).

As verificações aplicáveis a vigas simplesmente apoiadas são apresentadas a seguir.

### 3.4.3 Verificação na fase inicial

Caso a construção seja não escorada, o perfil de aço deve resistir isoladamente aos pesos das fôrmas da laje, do concreto fresco e da sobrecarga de construção. Neste caso, deve-se verificar o perfil quanto à flambagem local da mesa e da alma, flambagem lateral com torção, plastificação da seção pela ação do momento fletor, escoamento e flambagem por cisalhamento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

### 3.4.4 Verificação na fase final

A seguir são apresentadas as verificações quanto aos estados-limites últimos e de serviço das vigas na fase final.

#### 3.4.4.1 Estados-limites últimos

Em vigas simplesmente apoiadas, deve-se verificar a resistência ao momento fletor e ao esforço cortante. Devido à ligação do perfil com a laje, a flambagem local da mesa comprimida e a flambagem lateral com torção ficam impedidas. Para a determinação do momento fletor resistente é feita análise plástica da seção, no caso de perfis com alma compacta, e elástica, no caso de perfis com alma semicompacta, devendo-se primeiramente determinar a largura efetiva da mesa de concreto e o grau de interação entre a laje e o perfil (parcial ou completa). Na determinação da força cortante resistente, considera-se somente a resistência do perfil de aço, ou seja, tratando-se de perfis I por exemplo, o elemento resistente à força cortante é apenas a alma (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 273-274).

#### 3.4.4.2 Estados-limites de serviço

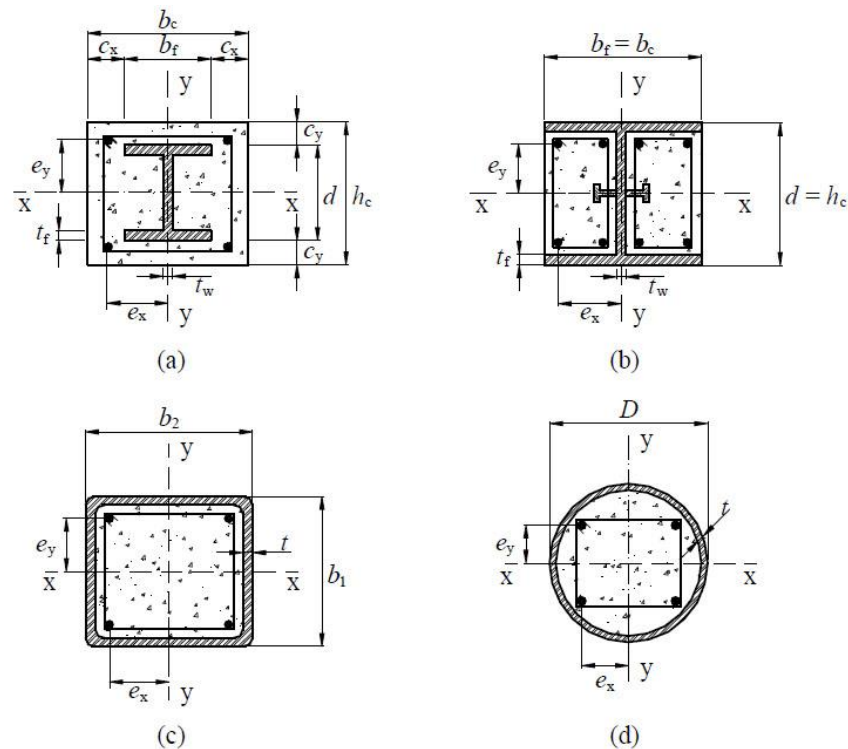
Os principais estados-limites de serviço aplicáveis a vigas mistas são (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 117, 171):

- a) deslocamento máximo, devendo ser, para vigas de piso, inferior ao vão teórico da viga dividido por 350;
- b) fissuração da laje, devendo-se prever armadura transversal à viga, conforme item O.1.3 da NBR 8800;
- c) vibração excessiva, respeitando-se o mesmo limite apresentado para lajes.

## 3.5 PILARES MISTOS

Os pilares mistos são formados por um ou mais perfis metálicos revestidos ou preenchidos por concreto. O perfil pode estar totalmente revestido (figura 9a), parcialmente revestido (figura 9b) ou preenchido por concreto (figura 9c e 9d).

Figura 9 – Seções típicas de pilares mistos



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 197)

Sobre as tensões que surgem na interface aço-concreto, Fabrizzi (2007, p. 145) afirma que:

Normalmente, os pilares mistos são considerados com interação completa entre o aço e o concreto por serem elementos essencialmente comprimidos, não submetidos a esforços de cisalhamento longitudinal elevados.

As normas atuais apresentam valores máximos de aderência nesta interface, de modo que esforços abaixo destes limites dispensam a necessidade de utilização de conectores de cisalhamento.

### 3.5.1 Vantagens e desvantagens

As principais vantagens dos pilares mistos são (FABRIZZI, 2007, p. 53, 141-142):

- a) diminuição dos efeitos da esbeltez local devido à presença de concreto;
- b) utilização do perfil como fôrma no caso dos pilares preenchidos e parcialmente revestidos;
- c) aumento da resistência do concreto devido ao confinamento em pilares preenchidos;
- d) existência de capacidade resistente a partir do momento da montagem;
- e) ganho de resistência e rigidez proporcionado pelo concreto;



f) diminuição do consumo de aço quando comparados a pilares metálicos.

Segundo Figueiredo (1998, p. 11), “A principal desvantagem [...] [do pilar misto totalmente revestido] é que requer o uso de fôrmas para concretagem, tornando-o, entre os três tipos de pilares, o mais trabalhoso em termos de execução.”. Sobre pilares preenchidos por concreto, este mesmo autor afirma que, neste caso, o concreto não proporciona proteção ao fogo para o aço, devendo-se utilizar outra forma de proteção, e, quando se torna necessário a utilização de conectores de cisalhamento, a sua instalação é difícil.

### 3.5.2 Verificações

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 197-204) trata o dimensionamento de pilares utilizando um método simplificado. A abordagem apresentada para o cálculo da resistência à compressão é semelhante à empregada em perfis laminados e soldados, porém tem como hipótese básica a inexistência da flambagem local do perfil de aço. Nas seções parcialmente revestidas, por exemplo, considera-se que o concreto confina a alma do perfil, impedindo sua flambagem local e aumentando a esbeltez limite para as mesas. Deste modo, calcula-se a esbeltez considerando-se somente os efeitos da flambagem global. A interação é assumida como completa, devendo-se verificar as tensões de cisalhamento na interface aço-concreto.

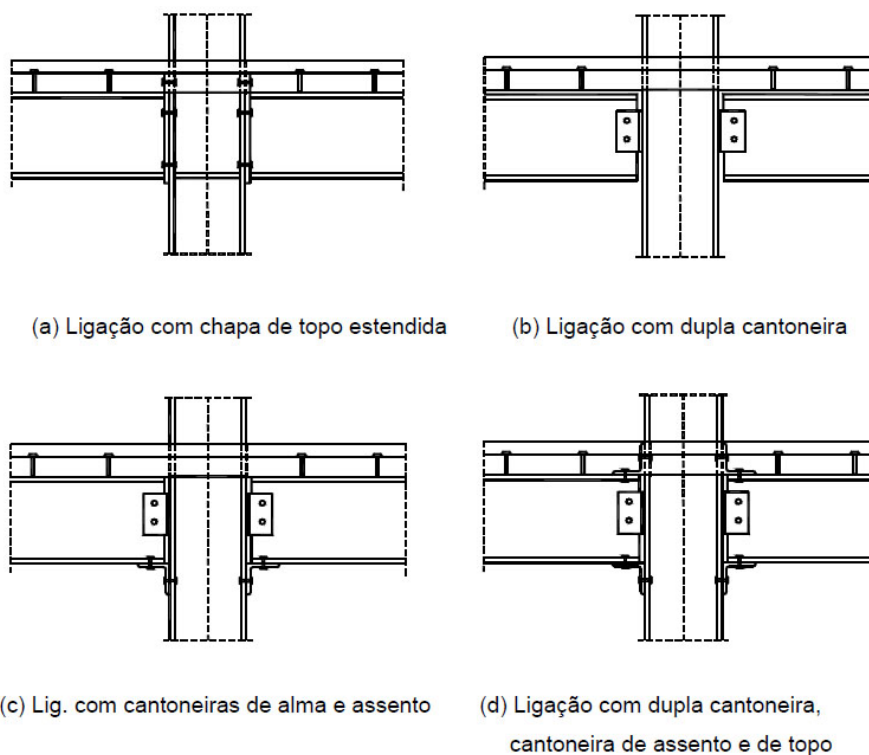
Para a determinação da capacidade à flexo-compressão, dois métodos são apresentados na NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 204). Um mais simplificado, que utiliza a mesma abordagem de elementos metálicos, sendo denominado de modelo de cálculo I, e um mais rigoroso, chamado de modelo de cálculo II.

## 3.6 LIGAÇÕES

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 223) define que “Uma ligação é denominada mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente [...]”. Segundo esta definição, uma ligação flexível não é considerada mista,

portanto o uso de ligações ditas mistas se restringe a vigas contínuas e semicontínuas. Na figura 10 encontram-se os principais tipos de ligações utilizadas em estruturas mistas.

Figura 10 – Principais tipos de ligações



(fonte: FIGUEIREDO; GONÇALVES, 2007, p. 103)

### 3.6.1 Classificações

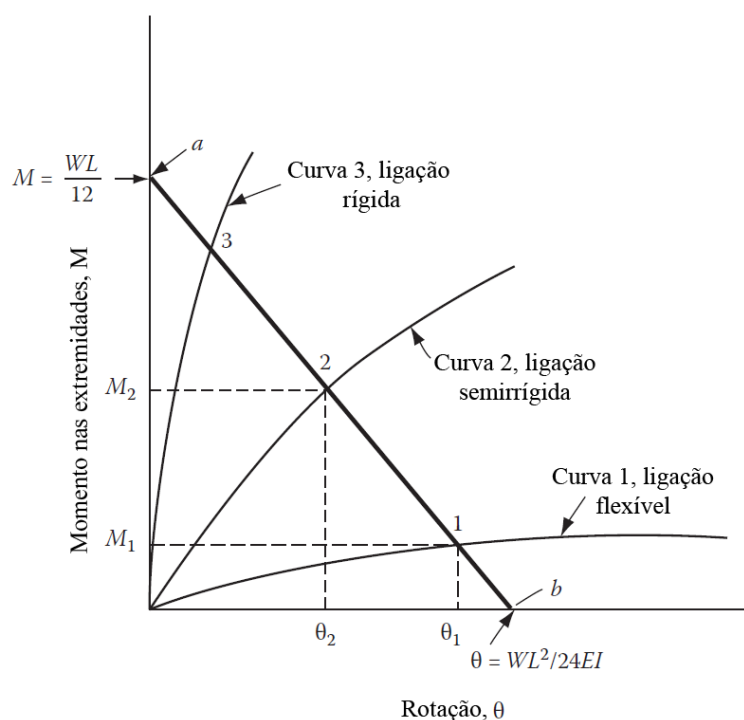
As ligações são classificadas de acordo com a sua rigidez e resistência.

#### 3.6.1.1 Quanto à rigidez

Seja uma viga de vão único de comprimento  $L$ , com um momento fletor  $M$  e rotação  $\theta$  nas extremidades, sujeita a um carregamento uniformemente distribuído cuja resultante vale  $W$ . Caso os vínculos fossem engastes, o ângulo de rotação das extremidades seria nulo (ponto a da figura 11), e, se fossem rótulas, o momento fletor seria nulo (ponto b da figura 11). A linha ab representa todas as possíveis combinações de momento e rotação nas extremidades. As curvas 1, 2 e 3 representam a relação entre essas variáveis para três tipos de ligações, chamadas de flexíveis, semirrígidas e rígidas, respectivamente. Numa ligação flexível (curva

1), o ângulo de rotação da viga é semelhante ao de uma ligação rotulada e surge um pequeno momento na extremidade (em torno de 5 à 20% do momento de engastamento perfeito). Já numa ligação rígida (curva 3), o momento de extremidade vale cerca de 90 à 95% do momento de engastamento perfeito e a rotação é pequena. Uma situação intermediária é representada na curva 2, caracterizando uma ligação semirrígida (TARANATH, c2012, p. 10-11).

Figura 11 – Tipos de ligações quanto à rigidez



(fonte: TARANATH, c2012, p. 10, tradução nossa)

As ligações flexíveis possuem baixo custo e facilidade de fabricação e montagem. As mais utilizadas são com cantoneiras parafusadas e com chapas soldadas na alma da viga. Entre o pilar e a viga deixa-se uma lacuna, criando uma articulação e conseqüentemente diminuindo a rigidez e resistência em relação aos demais tipos de ligações (FIGUEIREDO; GONÇALVES, 2007, p. 107).

Caso seja necessária maior rigidez e resistência utiliza-se cantoneiras nas mesas, ligações com chapa de topo ou totalmente soldadas. Estas últimas alcançam alto grau de rigidez e podem ser consideradas rígidas (FIGUEIREDO; GONÇALVES, 2007, p. 107).

### 3.6.1.2 Quanto à resistência

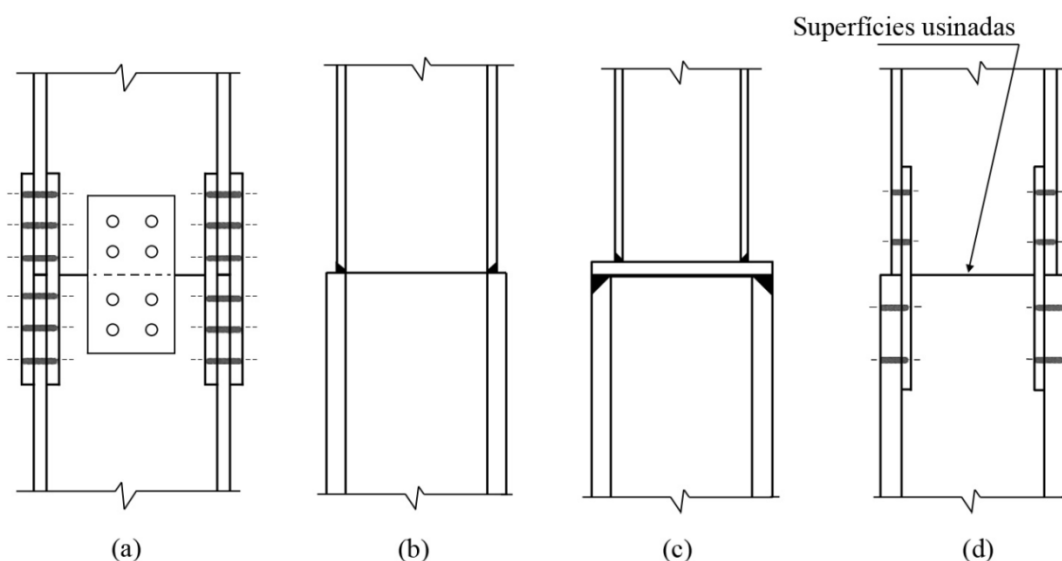
Outra forma de classificar as ligações é quanto à sua resistência. Figueiredo e Gonçalves (2007, p. 99) afirmam que “Uma ligação é dita de resistência total se tem momento resistente maior ou igual ao momento resistente da viga. Ao contrário, se o momento resistente da ligação for menor que o momento resistente da viga, a ligação é de resistência parcial.”.

### 3.6.2 Emendas de pilares

O acabamento da superfície de contato e a geometria dos perfis são fatores determinantes para a escolha do tipo de emenda das colunas. Peças usinadas possuem melhor acabamento, por isso podem transmitir esforços diretamente por contato (figura 12d), e a solda ou parafusos utilizados são dimensionados para resistir ao corte e à tração causada pelo momento fletor. Em superfícies não usinadas, a emenda pode ser feita por talas (figura 12a), solda de topo (figura 12b) e chapa de extremidade (figura 12c). Esta última é bastante utilizada quando há mudança significativa na geometria dos perfis (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 241-242).

Em edifícios com mais de 40 metros de altura, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 65) exige que as emendas de pilares sejam feitas através de soldas ou parafusos de alta resistência com protensão inicial.

Figura 12 – Emendas de pilares:  
(a) talas; (b) solda de topo; (c) chapa de extremidade; (d) contato direto.

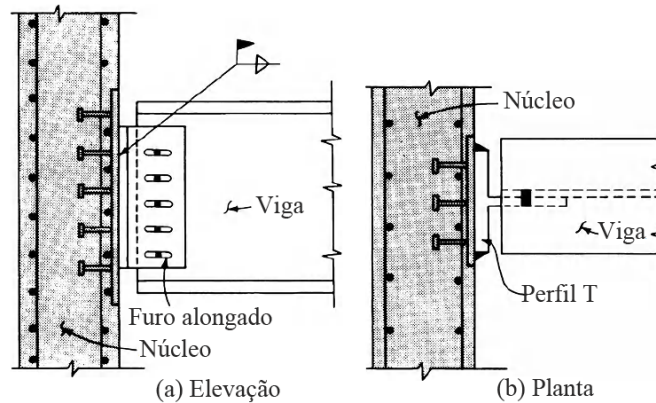


(fonte: PFEIL; PFEIL, 2009, p. 243)

### 3.6.3 Ligações entre vigas metálicas e o núcleo em concreto armado

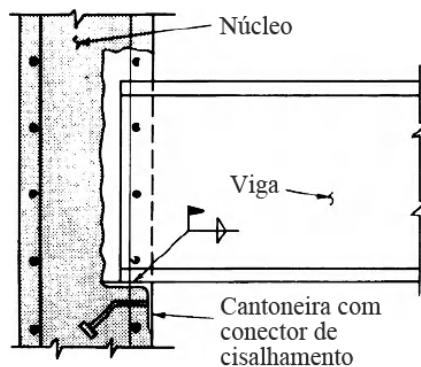
A ligação entre um elemento de concreto armado, por exemplo um núcleo rígido, e a viga metálica pode ser feita com uma placa de ancoragem (figura 13) ou uma cantoneira (figura 14), sendo que ambas possuem conectores de cisalhamento para garantir a aderência com o concreto. Na determinação do tamanho da placa, deve-se levar em consideração a diferença de precisão entre a estrutura de concreto e a de aço. A conexão entre a viga e a placa de ancoragem pode ser feita com um perfil T, conforme mostra a figura 13, ou com dupla cantoneira. Quando o núcleo é construído com fôrmas deslizantes, é usual a escolha pelo sistema com placa de ancoragem (TARANATH, c2012, p. 98).

Figura 13 – Ligação com placa de ancoragem



(fonte: adaptada de TARANATH, c2012, p. 98, tradução nossa)

Figura 14 – Ligação com cantoneira



(fonte: adaptada de TARANATH, c2012, p. 98, tradução nossa)

## 4 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS MISTOS

Atualmente existem vários tipos de estruturas de edifícios com elementos mistos de aço e concreto, cada uma sendo aplicável e eficiente em uma determinada faixa de altura. Estes sistemas resistentes a carregamentos horizontais podem ser agrupados em categorias, sendo que as principais são apresentadas a seguir.

### 4.1 SISTEMAS DE PÓRTICOS RÍGIDOS

Segundo Alva (2000, p. 8):

Os sistemas em pórticos podem ser entendidos como a associação de pórticos planos, os quais são constituídos por vigas e pilares conectados rigidamente. Portanto, a estabilidade global é conferida por pórticos planos dispostos nas duas direções, constituindo um pórtico tridimensional.

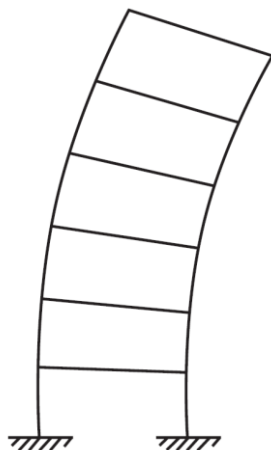
As ligações rígidas existentes diminuem o momento fletor positivo nas vigas e o comprimento equivalente de flambagem dos pilares. Estas ligações tornam a estrutura hiperestática, criando uma interdependência entre as solicitações e as propriedades dos elementos.

A deformação lateral, assim como numa viga em balanço, pode ser dividida em duas partes, uma parcela relativa à flexão (figura 15) e outra ao corte (figura 16). Na primeira, a força exercida pelo vento faz com os pilares de barlavento sofram um alongamento e os de sotavento um encurtamento, causando a flexão da estrutura em conjunto, com inclinação crescente ao longo da altura. O deslocamento por corte resulta da flexão das vigas e pilares isoladamente, com um giro aproximadamente constante ao longo dos pavimentos, e em edifícios de até 20 pavimentos normalmente predomina, representando cerca de 70% do deslocamento lateral da estrutura (TARANATH, c2012).

A resistência ao carregamento lateral é basicamente governada pela rigidez à flexão das vigas e pilares individualmente, sendo esta rigidez inversamente proporcional ao comprimento do elemento. Normalmente o vão das vigas é maior do que a altura dos pilares, portanto, quando for necessário reduzir o deslocamento lateral de um reticulado rígido, deve-se, primeiramente, adicionar rigidez às vigas. Cabe ressaltar que as conexões desempenham papel importante,

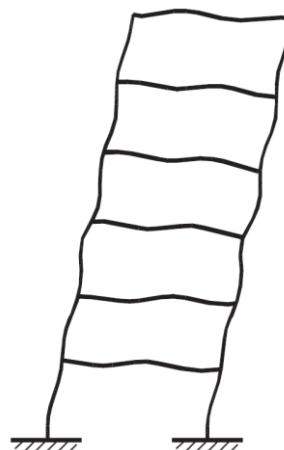
evitando o giro relativo entre os elementos, e caso esta restrição não for efetiva, o deslocamento lateral aumenta consideravelmente (TARANATH, c2012).

Figura 15 – Deslocamento por flexão



(fonte: TARANATH, c2012, p. 15)

Figura 16 – Deslocamento por corte



(fonte: TARANATH, c2012, p. 15)

## 4.2 SISTEMAS TRELIÇADOS

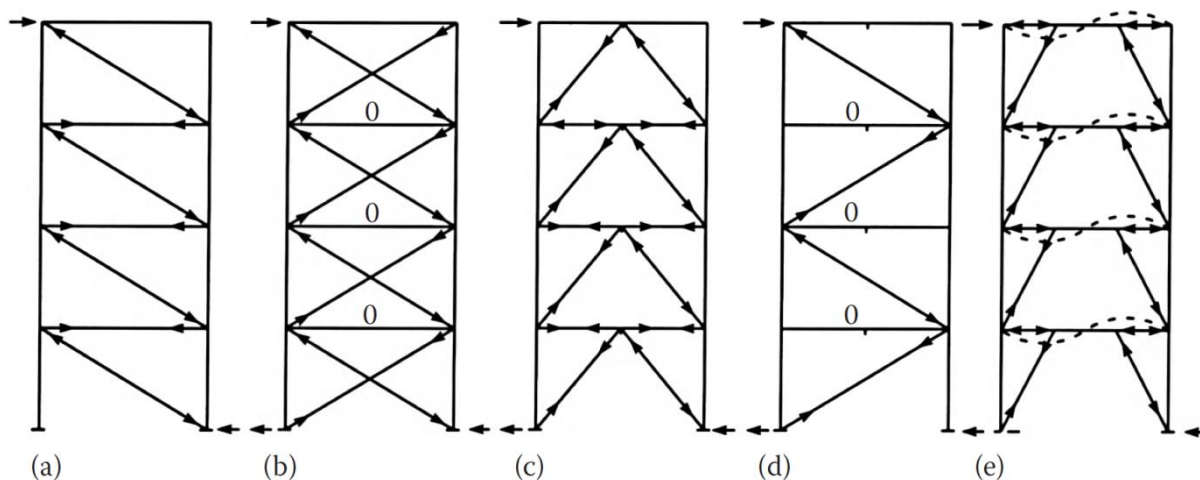
O sistema aporticado é eficiente em edifícios de até 20 pavimentos, acima deste limite a flexão das vigas e pilares devida à carga lateral se torna excessiva. Uma forma de diminuí-la é adicionando elementos inclinados na fachada ou próximo ao centro do edifício. Estes elementos resistem ao carregamento lateral predominantemente por esforços axiais, constituindo sistemas treliçados. Em edifícios comerciais as treliças normalmente localizam-se no núcleo da edificação, envolvendo os elevadores, as escadas, os sistemas hidráulicos e elétricos (TARANATH, c2012).

Na figura 17, encontram-se geometrias típicas e os esforços que surgem devido a uma carga horizontal aplicada no topo. Em alguns casos as vigas também são solicitadas, como na figura 17a, onde as diagonais estão comprimidas e as vigas tracionadas. O deslocamento lateral para este sistema é, basicamente, a soma do deslocamento devido ao alongamento e encurtamento dos pilares e elementos inclinados (TARANATH, c2012).

Nas treliças concêntricas, as diagonais, vigas e pilares encontram-se formando triângulos, o que não ocorre nas treliças excêntricas (figura 17e), causando um maior esforço nas vigas.

Este último tipo é mais utilizado em zonas sísmicas, onde a viga atua como elemento dissipador de energia (TARANATH, c2012).

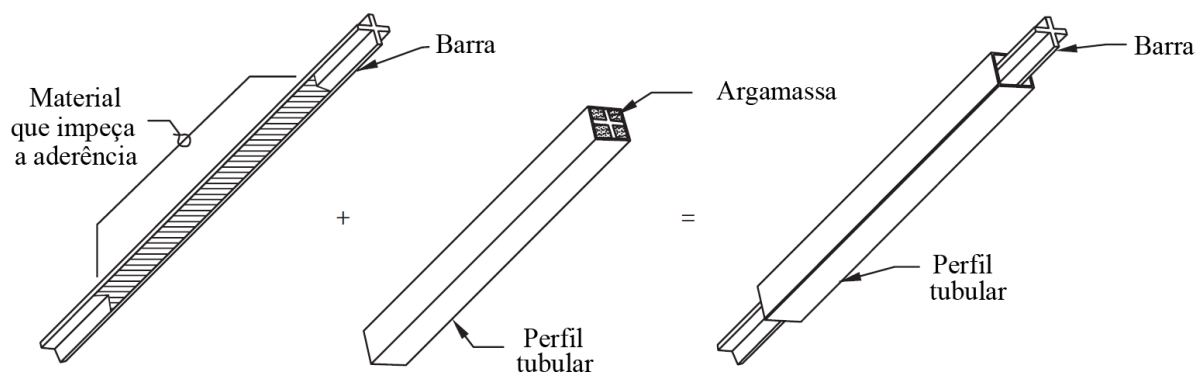
Figura 17 – Geometria e esforços em sistemas treliçados: (a) diagonal única; (b) treliça em X; (c) treliça em K; (d) diagonal única alternada; (e) treliça excêntrica.



(fonte: TARANATH, c2012, p. 18)

A principal função das barras diagonais é resistir ao corte. Dependendo da direção do vento elas podem estar tracionadas ou comprimidas, estando sujeitas à flambagem. Uma forma de impedir esta instabilidade é envolvendo a barra com um perfil tubular de aço, preenchendo o espaço entre eles com argamassa e utilizando um material que impeça a aderência entre a argamassa e a barra, conforme a figura 18. Com isto as diagonais passam a apresentar um comportamento semelhante em tração e em compressão (TARANATH, c2012).

Figura 18 – Barra com a flambagem impedida



(fonte: adaptada de TARANATH, c2012, p. 29, tradução nossa)



Como a carga de vento é resistida predominantemente por esforços axiais, este sistema é mais eficiente do que o sistema aporticado. Apesar disso, a utilização única deste sistema fica limitada a edifícios em torno de 20 pavimentos. A combinação do sistema aporticado com o treliçado, por sua vez, permite a construção de até 50 pavimentos (TARANATH, c2012).

### 4.3 SISTEMAS TUBULARES

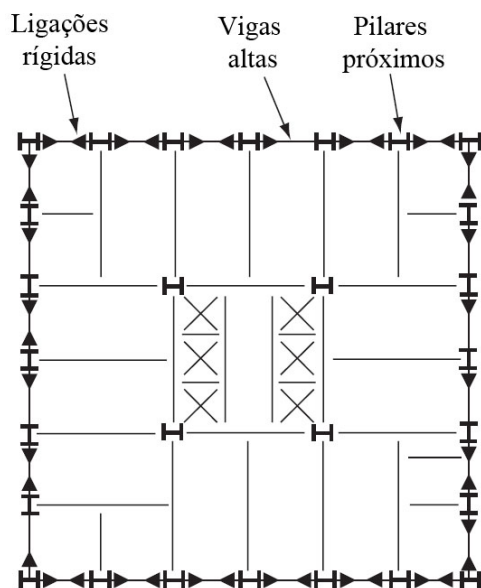
A ideia dos sistemas tubulares é dispor, na periferia do edifício, pilares pouco afastados, conectados rigidamente a vigas, formando uma estrutura tridimensional altamente eficiente para prédios altos. O eixo de maior inércia dos pilares é colocado perpendicularmente à fachada, garantindo uma maior rigidez ao sistema. Os pilares internos podem ser projetados para receber somente carregamento vertical, dando liberdade ao projeto arquitetônico do interior do edifício (TARANATH, c2012). A planta típica de uma estrutura tubular é apresentada na figura 19.

Em tubos aporticados, os principais critérios de projeto são o espaçamento entre pilares e a altura das vigas. Na prática, o comportamento tubular é obtido com pilares espaçados de três até seis metros e com vigas de 0,90 a 1,52 metros de altura. Em alguns casos os pilares podem estar mais próximos, como nas torres gêmeas do *World Trade Center*, onde eles eram separados pela distância de apenas um metro (TARANATH, c2012).

A periferia aporticada pode ser considerada, de forma conceitual, semelhante à parede de um tubo oco. Logo, o comportamento da estrutura é semelhante a uma viga de seção caixão em balanço, onde a ação do vento causa uma distribuição linear de tensões axiais. Como o tubo possui aberturas ocorre o efeito *shear lag*, fazendo com que os elementos próximos aos vértices sejam mais solicitados do que os elementos intermediários, conforme consta na figura 20, diminuindo a eficiência do sistema (TARANATH, c2012).

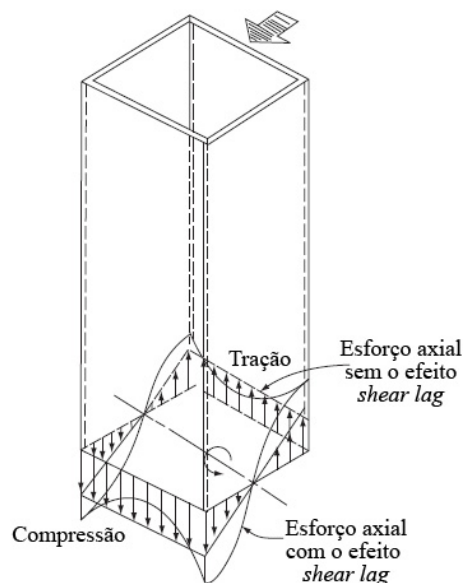
Para prédios muito altos, como no caso do *World Trade Center* e seus 110 pavimentos, o pórtico se torna muito denso, ditando a arquitetura da fachada. Uma forma de aumentar a eficiência é adicionando barras diagonais, englobando vários andares. Consequentemente a estrutura se comporta como uma treliça, diminuindo a flexão das vigas e pilares e praticamente eliminando o efeito *shear lag* (TARANATH, c2012).

Figura 19 – Planta de um sistema tubular aporticado



(fonte: TARANATH, c2012, p. 66, tradução nossa)

Figura 20 – Distribuição da tensão axial em um tubo com e sem o efeito *shear lag*



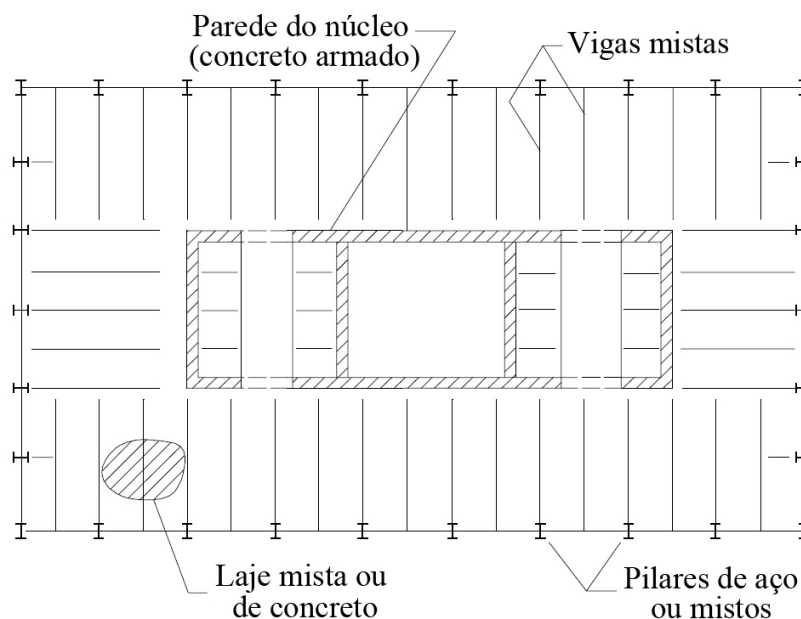
(fonte: TARANATH, c2012, p. 67, tradução nossa)

#### 4.4 SISTEMAS COM NÚCLEO RÍGIDO

Grandes espaços abertos, flexibilidade do *layout* e subdivisão do ambiente com divisórias móveis são desejáveis em edifícios comerciais. Nestes casos, os sistemas com um ou mais núcleos mostram-se uma solução comum, proporcionando a estabilidade lateral necessária para o edifício. Estes núcleos agrupam os sistemas de elevadores, escadas, canalizações hidráulicas e condutos elétricos e podem ser abertos (em formato de I por exemplo), fechados (aumentando a rigidez à torção) ou combinado com paredes resistentes (trabalho não publicado)<sup>1</sup>. Uma planta típica de edifícios com um núcleo rígido é apresentada na figura 21.

<sup>1</sup> Apostila elaborada pelo prof. Ronald José Ellwanger para a disciplina de Estruturas de Edifícios, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Figura 21 – Planta típica de sistema com núcleo central



(fonte: adaptada de ALVA, 2000, p. 12)

Neste sistema o núcleo pode ser projetado de modo a resistir a todo o carregamento horizontal e à torção, enquanto os demais elementos resistem somente ao carregamento vertical. Com isso toda a periferia pode ser conectada com ligações flexíveis, proporcionando economia e rapidez construtiva. Uma vez que os pilares suportam somente cargas verticais, eles tendem a ser esbeltos, aumentando o aproveitamento do espaço interno (ALVA, 2000, p. 11-12).

O núcleo pode ser formado por vários elementos, dentre eles pode-se citar paredes de concreto armado, treliças metálicas ou mistas, pilares e vigas formando um pórtico espacial rígido ou paredes mistas aço-concreto. Recomenda-se posicionar o centro de massa dos núcleos o mais próximo possível do centro de massa da edificação, minimizando os efeitos da torção (FABRIZZI, 2007, p. 31, 33).

As estruturas de edifícios apresentadas podem ser combinadas entre si. A escolha do sistema estrutural adequado leva em consideração a arquitetura, a ocupação, os métodos construtivos e as instalações. Trata-se da primeira etapa de um projeto estrutural e deve ser fruto de um estudo minucioso.

## 5 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Neste capítulo são apresentados os critérios iniciais de projeto, como a definição do sistema estrutural, elaboração do projeto arquitetônico, lançamento da estrutura e escolha do método construtivo e dos materiais.

### 5.1 SISTEMA ESTRUTURAL

Primeiramente definiu-se o sistema estrutural do edifício. Dentre os sistemas apresentados no capítulo anterior, optou-se pela estrutura formada por um núcleo rígido em concreto armado. Tal sistema estrutural mostrou-se adequado para o edifício estudado devido às seguintes características:

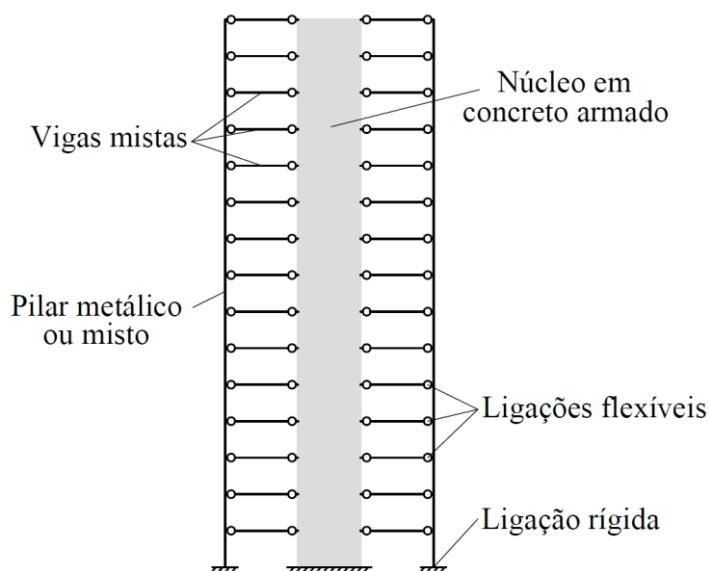
- a) o núcleo funciona como contraventamento para a estrutura mista, sendo projetado para resistir a todo o carregamento de vento, e a periferia, formada pelos elementos mistos, resiste somente a carregamentos verticais;
- b) possibilita que somente ligações flexíveis sejam utilizadas, proporcionando rapidez construtiva e garantindo que nas vigas mistas o concreto trabalhe predominantemente à compressão e o aço à tração, contribuindo para sua eficiência;
- c) permite que poucos ou até mesmo nenhum pilar seja posicionado no ambiente interno, proporcionando flexibilidade nas divisórias, o que é desejável em edifícios comerciais;
- d) os pilares, por suportarem somente cargas verticais, se tornam esbeltos, aumentando o aproveitamento do espaço interno;
- e) a estrutura do núcleo em concreto armado protege os espaços destinados à circulação vertical em caso de incêndio.

Este sistema, porém, apresenta as seguintes desvantagens:

- a) o carregamento na base do núcleo é elevado, requerendo fundações especiais;
- b) as ligações entre o núcleo em concreto armado e os elementos mistos precisam de cuidados especiais devido à diferença de precisão existente na construção destas estruturas.

Optou-se por engastar os pilares nas fundações e por utilizar ligações viga-viga e viga-pilar flexíveis. A figura 22 apresenta o esquema estático do edifício.

Figura 22 – Esquema estático do edifício



(fonte: elaborado pelo autor)

## 5.2 PROJETO ARQUITETÔNICO

A primeira etapa para a elaboração do projeto arquitetônico é a determinação da geometria da edificação. Adotou-se um pé-direito de 3,5 metros para o pavimento tipo, valor usual para edifícios comerciais, e de 3,0 metros para os pavimentos da casa de máquinas e do reservatório superior. Assim, a edificação possui altura total de 58,5 metros. Em seguida, definiram-se as dimensões em planta, optando-se por um formato retangular com lados de 20 e 25 metros de comprimento.

Para a definição da geometria da escada utilizou-se a NBR 9077 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Segundo esta Norma, a edificação estudada é classificada quanto à altura como alta e quanto à ocupação como tipo D, caracterizada como serviços profissionais, pessoais e técnicos. Levando-se em consideração tais classificações e considerando-se que a área do maior pavimento é menor do que  $750 \text{ m}^2$ , a edificação deve ser dotada de uma escada enclausurada à prova de fumaça com as seguintes características:

- a) largura mínima de 1,10 metros;
- b) antecâmara com comprimento mínimo de 1,80 metros, dotada de dutos de entrada e de saída de ar.

Os dutos devem, individualmente, possuir área mínima calculada pela fórmula 5 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 14):

$$A_d = 0,105 n_p \quad (\text{fórmula 5})$$

Sendo:

$A_d$  = área mínima do duto, em metros quadrados;

$n_p$  = número de pavimentos.

Como a edificação possui 15 pavimentos, cada duto deve possuir área mínima de 1,575 m<sup>2</sup>.

Conforme a NBR 9077 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 9), a altura dos degraus deve estar compreendida entre 16 e 18 centímetros e a largura é calculada pela fórmula 6:

$$63 \leq 2h + b \leq 64 \quad (\text{fórmula 6})$$

Sendo:

$h$  = altura do degrau, em centímetros;

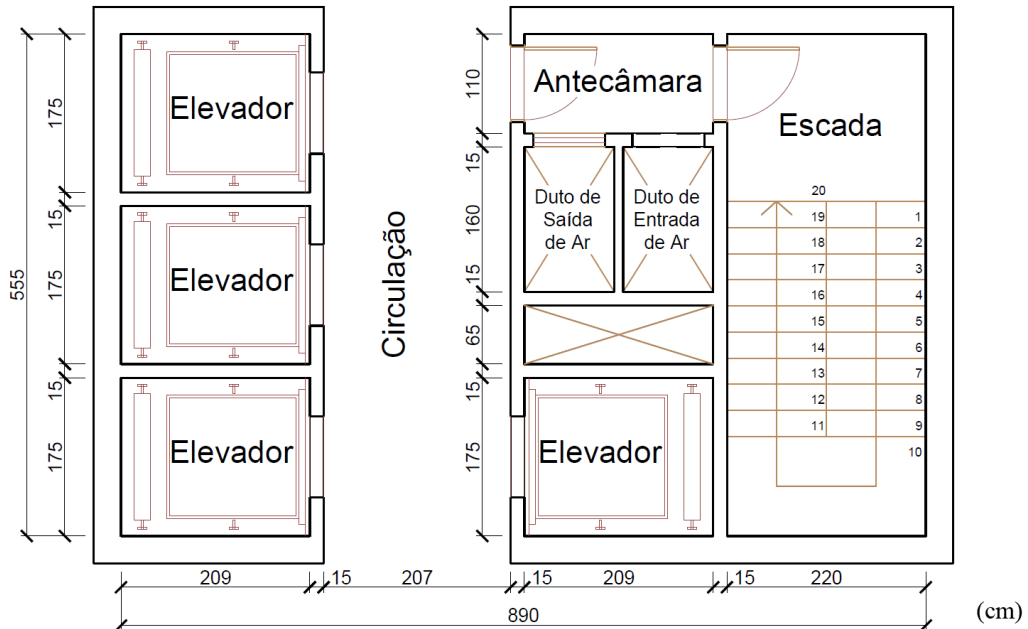
$b$  = largura do degrau, em centímetros.

Deste modo, define-se que a escada possui 20 degraus, com altura de 17,5 centímetros e largura de 28 centímetros.

O próximo passo foi estabelecer a quantidade e a capacidade dos elevadores. Com base nos critérios estabelecidos na NBR 5665 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1983), optou-se por elevadores com capacidade de 10 pessoas e velocidade de 240 metros por minuto além de um elevador de serviço. A caixa de corrida possui 1,75 x 2,09 metros, dimensões estas que se enquadram nas exigidas pela maioria dos fabricantes.

O sistema de circulação vertical da edificação foi agrupado no núcleo e sua geometria é apresentada figura 23.

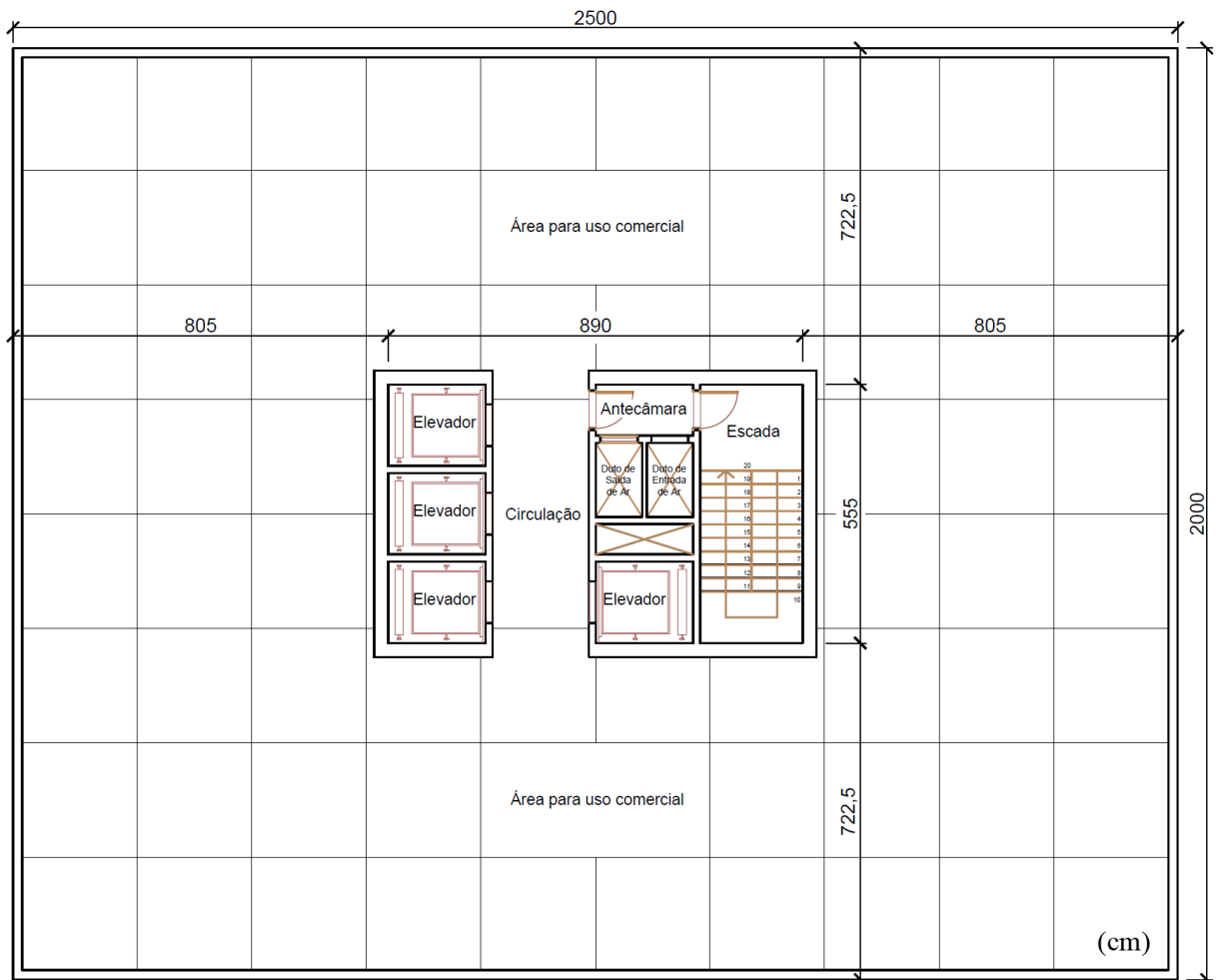
Figura 23 – Geometria do núcleo da edificação



(fonte: elaborado pelo autor)

A planta baixa da edificação é apresentada na figura 24. Posicionou-se o núcleo no centro da edificação para minimizar efeitos de torção e optou-se por não definir a localização das divisórias internas na área de uso comercial. Considerou-se que tal divisão é feita de acordo com as necessidades do ocupante.

Figura 24 – Planta baixa da edificação



(fonte: elaborado pelo autor)

### 5.3 MATERIAIS UTILIZADOS

A definição dos materiais utilizados depende da disponibilidade dos mesmos no mercado. Levando-se em consideração os padrões para aços estruturais disponibilizados pela Gerdau S.A. (2014), definiu-se o aço ASTM A572 Grau 50 para os perfis das vigas e pilares. Para a fôrma de aço da laje mista *steel deck* definiu-se o aço ASTM A653 Grau 40, devido a sua disponibilidade no fabricante Metform (c2010). Optou-se pelo uso de conectores de cisalhamento com 19 mm de diâmetro e aço ASTM A108 Grau 1020, conforme recomendação de Queiroz et al. (2012, p. 15-16). Referente às ligações, utilizou-se aço ASTM A325 para os parafusos e A36 para os demais elementos.



Optou-se pelo uso de concreto com resistência característica à compressão de 35 MPa, valor empregado correntemente em edificações de múltiplos pavimentos, e definiu-se o aço CA-50 para as armaduras dos pilares e o aço CA-60 para as lajes.

O quadro 1 apresenta os valores característicos da resistência dos materiais utilizados.

Quadro 1 – Valores característicos das resistências

Material	Elementos	Característica	Valor (kN/cm <sup>2</sup> )
Aço ASTM A36	Cantoneiras, talas e chapas de ligação	Resistência ao escoamento	25,0
		Resistência à ruptura	40,0
Aço ASTM A108 Grau 1020	Conectores de cisalhamento	Resistência ao escoamento	34,5
		Resistência à ruptura	41,5
Aço ASTM A325	Parafusos	Resistência à ruptura	82,5
Aço ASTM A572 Grau 50	Perfis das vigas e pilares	Resistência ao escoamento	34,5
		Resistência à ruptura	45,0
Aço ASTM A653 Grau 40	Fôrma das lajes mistas	Resistência ao escoamento	28,0
Aço CA-50	Armadura dos pilares	Resistência ao escoamento	50,0
Aço CA-60	Armadura das lajes	Resistência ao escoamento	60,0
Concreto C35	Lajes, vigas, pilares e núcleo	Resistência à compressão	3,5

(fonte: elaborado pelo autor)

A resistência de cálculo de um material é definida como (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 22):

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (\text{fórmula 7})$$

Sendo:

$f_d$  = resistência de cálculo do material;

$f_k$  = resistência característica do material, conforme quadro 1;

$\gamma_m$  = coeficiente ponderador da resistência, conforme quadro 2.

Quadro 2 – Valores dos coeficientes de ponderação da resistência

Combinações	Aço estrutural <sup>a</sup>		Concreto $\gamma_c$	Aço das armaduras $\gamma_s$
	$\gamma_a$			
	Escoamento, flambagem e instabilidade $\gamma_{a1}$	Ruptura $\gamma_{a2}$		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

<sup>a</sup> Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 23)

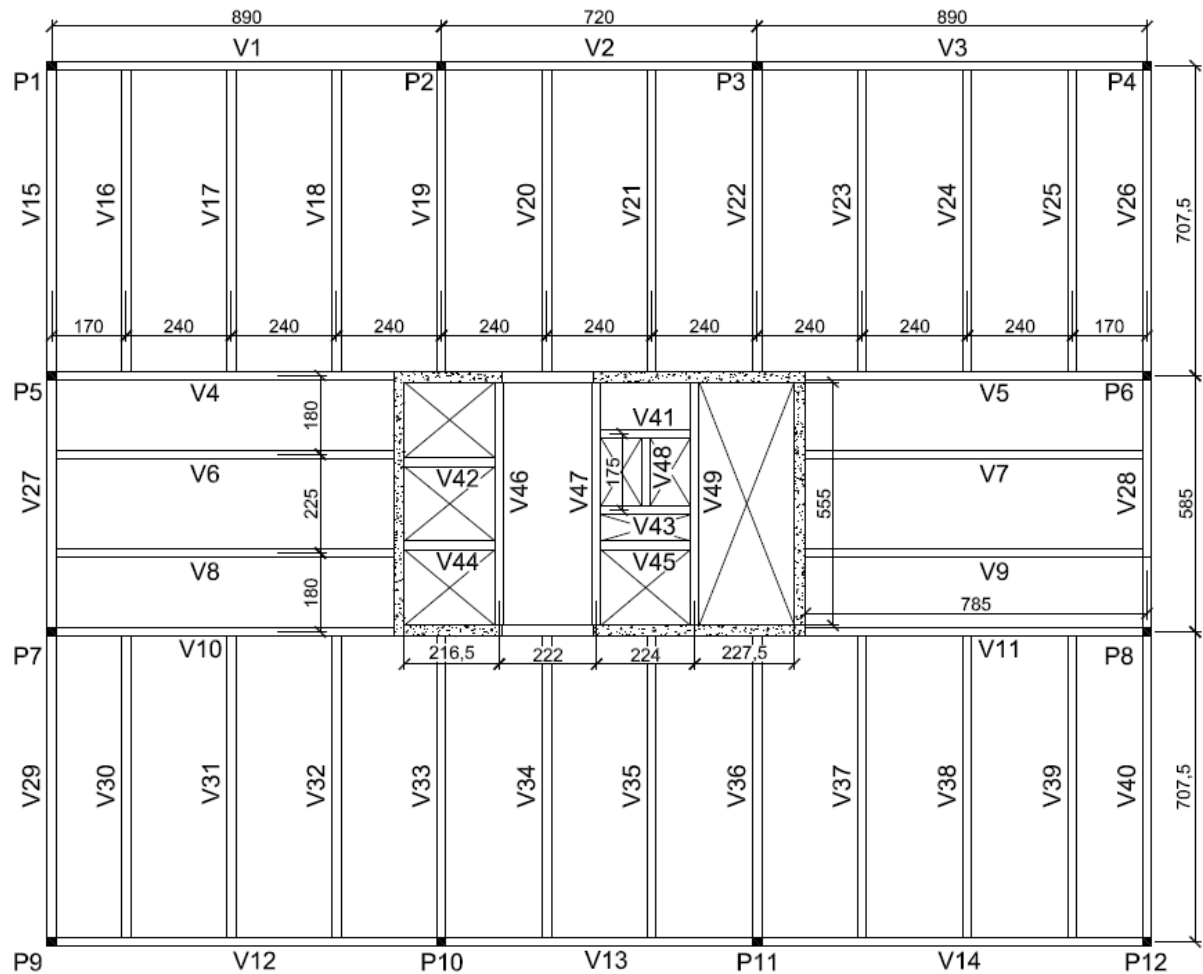
## 5.4 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

A etapa de lançamento da estrutura consiste no posicionamento das vigas e pilares. Os seguintes aspectos devem ser considerados na realização desta etapa:

- o vão entre vigas deve estar compreendido entre 2 e 3 metros, permitindo que a laje *steel deck* possa ser construída sem escoramento;
- os pilares devem ser posicionados, na medida do possível, embutidos nas paredes e fora da área de uso;
- a transferência de cargas para os pilares deve ser a mais direta possível;
- as vigas devem apresentar vãos semelhantes, garantindo uma uniformidade na geometria e nas solicitações.

Tendo em vista estes critérios, definiu-se o valor de 2,40 metros para o vão máximo da laje e, em seguida, efetuou-se o lançamento das vigas no pavimento tipo conforme a figura 25.

Figura 25 – Lançamento das vigas e pilares do pavimento tipo

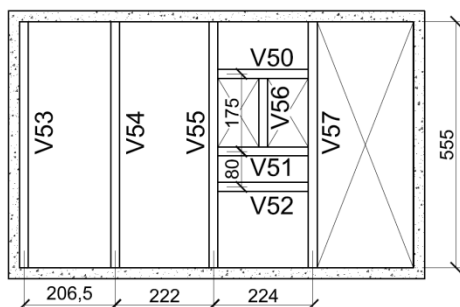


(fonte: elaborado pelo autor)

Embora, a princípio, fosse intuitiva a utilização de um espaçamento constante entre vigas, tal fato implicaria numa maior solicitação nas vigas e nas lajes dos vãos extremos devido à continuidade da laje. Assim, preferiu-se diminuir o comprimento dos vãos extremos das lajes, visando garantir a uniformidade de solicitações. Leonhardt (1979, p. 24) sugere que o vão extremo deve ser cerca de 20% menor do que os vãos intermediários para que essa uniformidade ocorra. Isto explica porque, por exemplo, o espaçamento entre a viga V15 e V16 é 170 centímetros e o espaçamento entre a V16 e V17 é 240 centímetros.

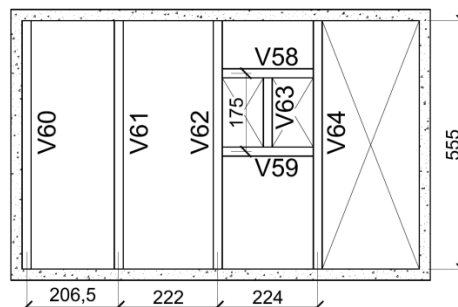
As figuras 26 e 27 apresentam, respectivamente, o lançamento das vigas da casa de máquinas e do reservatório superior.

Figura 26 – Lançamento das vigas na casa de máquinas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 27 – Lançamento das vigas no reservatório superior



(fonte: elaborado pelo autor)

## 5.5 MÉTODO CONSTRUTIVO

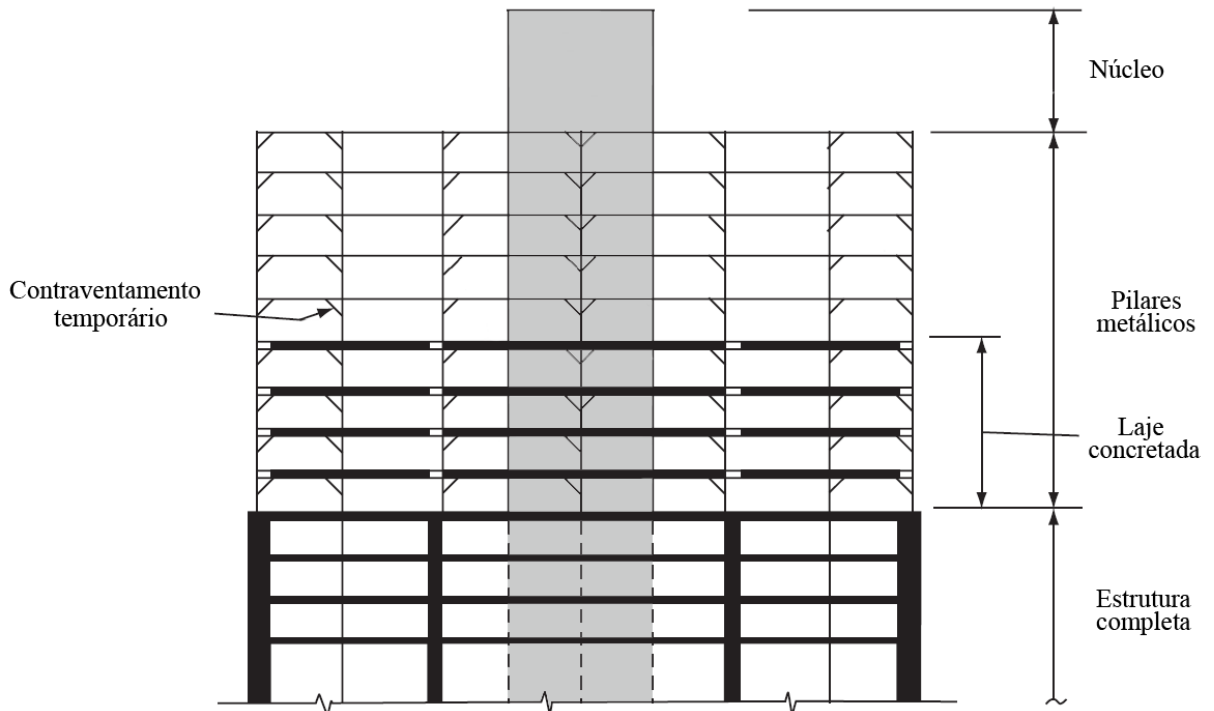
Na escolha do método construtivo de edifícios mistos busca-se aliar a rigidez do concreto com a rápida velocidade de construção proporcionada pelo aço. Uma decisão importante é a definição se o núcleo ou a estrutura metálica é construída primeiro. Quando se ergue o núcleo antecipadamente, é possível utilizá-lo como circulação vertical e, apesar da estrutura metálica não ser montada tão rapidamente, geralmente implica em um menor tempo total de execução. Para a construção do núcleo pode-se utilizar fôrmas deslizantes (TARANATH, c2012, p. 94-97).

Outro ponto importante é a escolha pelo uso ou não de escoras. Nesta decisão deve-se avaliar o custo do escoramento, a economia alcançada pelo uso de vigas mais leves na construção escorada e o tempo de execução de cada alternativa. Na construção não escorada, o perfil metálico é projetado para suportar sozinho o carregamento proveniente do concreto fresco e das sobrecargas de construção. Assim, a viga torna-se mais robusta do que na construção escorada (TARANATH, c2012, p. 171). Neste trabalho optou-se pela construção não escorada.

A figura 28 ilustra a sequência construtiva adotada. Primeiramente constrói-se o núcleo para proporcionar estabilidade lateral e permitir seu uso para a circulação vertical. Em seguida, montam-se os pilares e as vigas metálicas, conectando-os através de ligações flexíveis. Como a laje não apresenta o comportamento de diafragma rígido, nesta etapa pode ser necessário a

utilização de contraventamentos provisórios. A instalação da fôrma do *steel deck* é acompanhada da concretagem das lajes. Por último concretam-se os pilares ou, alternativamente, os pilares com a seção parcialmente preenchida por concreto podem ser concretados antes de sua instalação na estrutura.

Figura 28 – Sequência construtiva



(fonte: adaptada de TARANATH, c2012, p. 95, tradução nossa)

## 6 AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES

Neste capítulo são apresentadas as ações atuantes na estrutura e suas combinações.

### 6.1 AÇÕES PERMANENTES

A NBR 8800 indica que as ações permanentes são aquelas que possuem valores constantes durante praticamente toda a vida útil da construção. As principais ações permanentes diretas são o peso próprio da estrutura, peso próprio dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. As deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamento de apoio e imperfeições geométricas são ações permanentes indiretas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15).

Os próximos itens apresentam as ações atuantes no pavimento tipo, na cobertura, na casa de máquinas e no reservatório superior.

#### 6.1.1 Pavimento tipo

Para a determinação dos valores das ações permanentes utilizaram-se os valores dos pesos específicos dos materiais apresentados na tabela 1 da NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2). As cargas permanentes uniformemente distribuídas consideradas no pavimento tipo são:

- a) peso próprio da estrutura: obtido diretamente de catálogos de fabricantes dos perfis metálicos e da laje com fôrma de aço incorporada;
- b) camada de regularização e assentamento do piso: previu-se uma camada de concreto simples com cinco centímetros de espessura, totalizando uma carga de  $1,20 \text{ kN/m}^2$ ;
- c) revestimentos: considerou-se revestimento em granito, com dois centímetros de espessura e carga de  $0,56 \text{ kN/m}^2$ ;
- d) forro: utilizou-se o valor de  $0,25 \text{ kN/m}^2$  como estimativa do peso do forro em gesso, valor correspondente a um forro com dois centímetros de espessura.

Para as paredes de vedação externa da fachada e de divisão interna do núcleo optou-se pelo sistema *light steel frame*. Considerou-se o valor de  $0,72 \text{ kN/m}^2$  para o seu peso próprio, correspondente ao peso da parede com duas placas cimentícias de 10 mm em cada face calculado por Santiago (2008, p. 142). Multiplicando-se o peso próprio pela altura de 3,3 metros obteve-se o valor de  $2,4 \text{ kN/m}$  para a carga das paredes.

### **6.1.2 Cobertura**

As ações permanentes atuantes na cobertura foram determinadas de forma semelhante às do pavimento tipo. Não se considerou a camada de regularização e os revestimentos, sendo previsto o valor de  $1,0 \text{ kN/m}^2$  para o peso de elementos de impermeabilização. Na periferia da edificação previu-se uma platibanda com um metro de altura e peso de  $0,72 \text{ kN/m}$ .

### **6.1.3 Casa de máquinas**

O peso dos elevadores foi obtido consultando-se o catálogo do fabricante ThyssenKrupp Elevadores (2013, p. 13). Este apresenta, para os elevadores escolhidos, o valor de 109 kN como peso dos elevadores, incluindo efeitos dinâmicos. Este valor foi dividido pela área da caixa de corrida e considerado como uma carga uniformemente distribuída com o valor de  $27,6 \text{ kN/m}^2$ .

### **6.1.4 Reservatório superior**

Para a determinação do volume de água armazenada nos reservatórios deve-se conhecer o consumo diário da população do edifício e a reserva técnica de incêndio.

O cálculo do consumo diário foi feito conforme o Código de Instalações Prediais de Água e Esgoto (PORTO ALEGRE, 1988) que estabelece, para a ocupação escritórios, um consumo *per capita* de 50 litros/dia e uma densidade de uma pessoa a cada sete metros quadrados. Estimou-se que 60% da área de uso comercial está ocupada, uma vez que parte desta é utilizada para circulação interna e banheiros, não sendo contada no cálculo populacional. Assim, obteve-se uma população de 40 pessoas por andar e um volume total de 30 000 litros.

Estipulou-se que 60% deste, ou seja, 18 000 litros, são armazenados nos reservatórios superiores.

O volume da reserva técnica de incêndio foi determinado conforme a Lei Complementar n. 420 (PORTO ALEGRE, 1998). Considerando a classificação quanto à ocupação do tipo D, referente a serviços profissionais, pessoais e técnicos, a edificação é classificada como risco pequeno devendo possuir uma reserva mínima de 6 000 litros.

Deste modo o volume total dos reservatórios superiores é de 24 000 litros. Optou-se por dividir este volume em três reservatórios de igual capacidade. Dividindo-se o peso próprio do reservatório cheio pela área da base consultada em catálogos de fabricantes, obteve-se uma carga uniformemente distribuída de 25,8 kN/m<sup>2</sup>.

## 6.2 AÇÕES VARIÁVEIS

São aquelas que apresentam significativas variações em torno de sua média durante a vida útil da construção. A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15) afirma que:

As ações variáveis comumente existentes são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura.

Sobre os valores característicos das ações variáveis, a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 4) explica que estes são “[...] estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos.”. As ações variáveis que possuem maior influência são as cargas acidentais e as forças devidas ao vento.

### 6.2.1 Cargas acidentais

Os valores mínimos de cargas acidentais referentes ao uso constam na NBR 6120. Não há recomendação para edifícios comerciais de uso geral, deste modo, considerando a ocupação



de escritórios, o valor da carga acidental mínima é de  $2,0 \text{ kN/m}^2$  (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3). O Eurocode 1 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2002, p. 22) apresenta este mesmo valor mínimo, porém recomenda a consideração de uma carga de  $3,0 \text{ kN/m}^2$ .

O valor de carga acidental utilizado normalmente é estabelecido pelo proprietário da edificação. Considerando-se o uso estabelecido para o edifício, torna-se possível que ele seja ocupado por escritórios de advocacia por exemplo, onde há locais para armazenamento de livros e arquivos. Nestes locais há grande quantidade de papéis e o valor mínimo estabelecido pode ser, eventualmente, superado. Prevendo-se este tipo de situação, considerou-se uma carga acidental de  $4,0 \text{ kN/m}^2$  nas áreas de uso comercial.

Nos corredores no interior do núcleo foi considerada uma sobrecarga com o valor  $3,0 \text{ kN/m}^2$  estabelecida pela NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3) para corredores com acesso ao público. Na cobertura utilizou-se uma sobrecarga de  $2,0 \text{ kN/m}^2$ , correspondente a terraços sem acesso ao público.

As divisórias internas, em edifícios comerciais, normalmente variam de localização de acordo com a ocupação e seu peso é considerado como uma carga variável uniformemente distribuída. Neste trabalho, foi considerada uma carga de  $1,0 \text{ kN/m}^2$ , valor mínimo estabelecido na NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1). Este carregamento, segundo o Eurocode 1 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2002, p. 22), deve ser somado à sobrecarga de uso e ocupação e, portanto, constitui uma carga variável total de  $5,0 \text{ kN/m}^2$ .

Para a determinação da solicitação em pilares de edifícios de múltiplos pavimentos, as cargas acidentais podem ser reduzidas de acordo com a tabela 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 4).

Tabela 1 – Redução das cargas acidentais

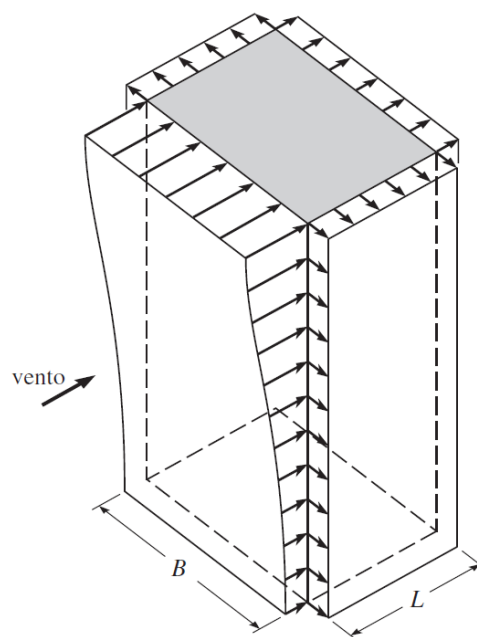
Número de pisos que atuam sobre o elemento	Redução das cargas acidentais (%)
1, 2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 5)

## 6.2.2 Forças devidas ao vento

Segundo Leet et al. (2010, p. 43), “A magnitude das pressões do 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 velocidade do vento é reduzida próxima ao solo, devido à rugosidade do terreno, e em alturas maiores, onde a influência dessa rugosidade é pequena, ela atinge valores elevados. Assim, a pressão exercida pelo vento, em edifícios de múltiplos pavimentos, possui maior valor no topo da edificação, conforme mostra a figura 29.

Figura 29 – Distribuição típica da carga de vento em um prédio de múltiplos andares



(fonte: LEET et al., 2010, p. 52)

A NBR 6123 apresenta os procedimentos para o cálculo das forças devidas ao vento nas edificações. De forma geral, essas forças podem ser calculadas pela fórmula 8 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5):

$$F = C q A \quad (\text{fórmula 8})$$

Sendo:

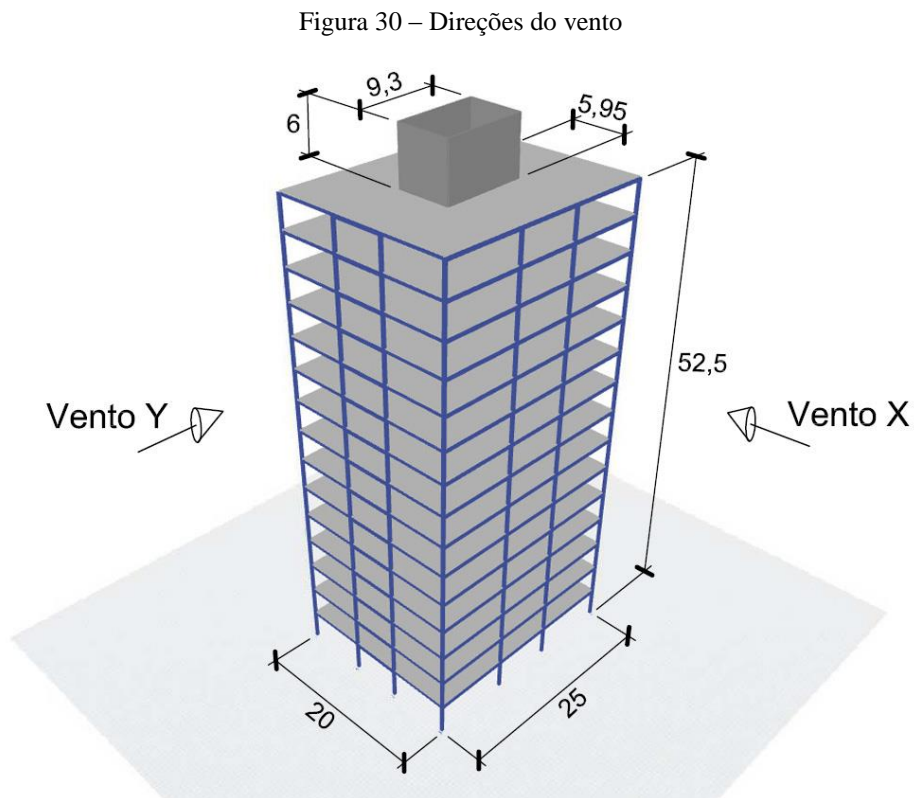
$F$  = força de arrasto;

$C$  = coeficiente de arrasto;

$q$  = pressão dinâmica do vento;

$A$  = área de referência.

O carregamento do vento foi dividido em duas direções ortogonais. A primeira direção é o vento em  $y$ , que atua perpendicularmente à menor face da edificação. A segunda é o vento em  $x$ , que incide perpendicularmente à maior fachada. Estas direções são apresentadas na figura 30, juntamente com as dimensões da edificação.



(fonte: adaptada de COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2013)

O procedimento de cálculo das forças devidas ao vento é apresentado de forma detalhada no apêndice A. Os quadros 3 e 4 apresentam os valores obtidos para a força de arrasto em cada pavimento.

Quadro 3 – Forças de arrasto para o vento em y

Laje	z (m)	$V_k$ (m/s)	q (kPa)	A (m <sup>2</sup> )	F (kN)
Topo	58,5	52,14	1,667	8,93	20,83
Reservatório	55,5	51,87	1,649	26,78	61,82
Cobertura	52,5	51,58	1,631	35,00	68,50
15o. pavimento	49,0	51,23	1,609	70,00	135,13
14o. pavimento	45,5	50,85	1,585	70,00	133,14
13o. pavimento	42,0	50,44	1,560	70,00	131,02
12o. pavimento	38,5	50,01	1,533	70,00	128,76
11o. pavimento	35,0	49,53	1,504	70,00	126,33
10o. pavimento	31,5	49,01	1,473	70,00	123,70
9o. pavimento	28,0	48,44	1,438	70,00	120,82
8o. pavimento	24,5	47,80	1,400	70,00	117,63
7o. pavimento	21,0	47,07	1,358	70,00	114,06
6o. pavimento	17,5	46,22	1,309	70,00	109,98
5o. pavimento	14,0	45,20	1,252	70,00	105,18
4o. pavimento	10,5	43,91	1,182	70,00	99,30
3o. pavimento	7,0	42,17	1,090	70,00	91,56
2o. pavimento	3,5	39,34	0,949	70,00	79,71

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 4 – Forças de arrasto para o vento em x

Laje	z (m)	$V_k$ (m/s)	q (kPa)	A (m <sup>2</sup> )	F (kN)
Topo	58,5	52,14	1,667	13,95	34,88
Reservatório	55,5	51,87	1,649	41,85	103,53
Cobertura	52,5	51,58	1,631	43,75	92,76
15o. pavimento	49,0	51,23	1,609	87,50	182,98
14o. pavimento	45,5	50,85	1,585	87,50	180,29
13o. pavimento	42,0	50,44	1,560	87,50	177,43
12o. pavimento	38,5	50,01	1,533	87,50	174,37
11o. pavimento	35,0	49,53	1,504	87,50	171,08
10o. pavimento	31,5	49,01	1,473	87,50	167,51
9o. pavimento	28,0	48,44	1,438	87,50	163,61
8o. pavimento	24,5	47,80	1,400	87,50	159,30
7o. pavimento	21,0	47,07	1,358	87,50	154,46
6o. pavimento	17,5	46,22	1,309	87,50	148,93
5o. pavimento	14,0	45,20	1,252	87,50	142,43
4o. pavimento	10,5	43,91	1,182	87,50	134,47
3o. pavimento	7,0	42,17	1,090	87,50	123,99
2o. pavimento	3,5	39,34	0,949	87,50	107,94

(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.3 AÇÕES EXCEPCIONAIS

As ações excepcionais são aquelas cuja probabilidade de ocorrência é muito baixa e com duração extremamente curta. São exemplos explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 16). As verificações de segurança relativas a este tipo de ação não foram contempladas neste trabalho.

### 6.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As ações devem ser combinadas entre si, visando a determinação dos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. As combinações últimas são utilizadas para a verificação dos estados-limites últimos, correspondentes à ruína da estrutura e as combinações de serviço são empregadas na verificação dos estados-limites de serviço, relacionados à aparência e ao conforto dos usuários da edificação.

As ações permanentes atuantes na estrutura foram consideradas agrupadas e seus coeficientes ponderadores são apresentados no quadro 5. Estas ações podem ser classificadas em dois grupos:

- a) peso próprio da estrutura: peso das vigas, lajes, pilares e do núcleo;
- b) peso próprio dos elementos construtivos: peso dos revestimentos, forros, contrapisos e vedações externas.

Quadro 5 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,20	1,0

<sup>1)</sup> Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.  
<sup>2)</sup> Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m<sup>2</sup>.  
<sup>3)</sup> Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m<sup>2</sup>.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 11)

As ações variáveis presentes na estrutura são:

- a) forças devidas ao vento;
- b) sobrecarga acidental referente à ocupação do edifício e às divisórias móveis;
- c) sobrecarga de construção, conforme item 3.3.2.1 deste trabalho.

O quadro 6 apresenta os coeficientes ponderadores destas ações.

Quadro 6 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações variáveis

Combinações	Ações variáveis ( $\gamma_q$ )			
	Efeito da temperatura <sup>a</sup>	Ação do vento	Ações truncadas <sup>b</sup>	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00

<sup>a</sup> O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

<sup>b</sup> Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 18)

Os fatores de combinação apresentados no quadro 7 consideram a ocorrência simultânea das ações. O fator de combinação  $\psi_0$  é utilizado nas combinações últimas e os fatores de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  são utilizados nas combinações de serviço frequentes e quase-permanentes.

Quadro 7 – Valores dos fatores de combinação  $\psi_0$  e de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$ 

Ações		$\gamma_{\Omega}$ <sup>a</sup>		
		$\psi_0$	$\psi_1$ <sup>d</sup>	$\psi_2$ <sup>e</sup>
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b)</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>c)</sup>	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>a</sup> Ver alínea c) de 4.7.5.3.

<sup>b</sup> Edificações residenciais de acesso restrito.

<sup>c</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

<sup>d</sup> Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar  $\psi_1$  igual a 1,0.

<sup>e</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para  $\psi_2$  o valor zero.

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19)

As combinações últimas utilizadas são apresentadas no quadro 8. Nestas combinações considera-se uma ação variável como principal e as demais ações variáveis são ponderadas

pelo fator  $\psi_0$ . Como o edifício apresenta dois eixos de simetria, considerou-se a ação do vento somente em duas direções.

Quadro 8 – Combinações de ações para o estado-limite último

Combinação	Classificação	Ações e fatores de ponderação e combinação
1	Normal	1,4 P.P. + 1,4 P.E. + 1,5 S.A.
2	Normal	1,4 P.P. + 1,4 P.E. + 1,4 Vento X
3	Normal	1,4 P.P. + 1,4 P.E. + 1,4 Vento Y
4	Normal	1,4 P.P. + 1,4 P.E. + 1,4 Vento X + 1,5 x 0,7 S.A.
5	Normal	1,4 P.P. + 1,4 P.E. + 1,4 Vento Y + 1,5 x 0,7 S.A.
6	Normal	1,4 P.P. + 1,4 P.E. + 1,5 S.A. + 1,4 x 0,6 Vento X
7	Normal	1,4 P.P. + 1,4 P.E. + 1,5 S.A. + 1,4 x 0,6 Vento Y
8	Normal	1,0 P.P. + 1,0 P.E. + 1,4 Vento X
9	Normal	1,0 P.P. + 1,0 P.E. + 1,4 Vento Y
10	Construção	1,3 P.P. + 1,3 S.C.

Onde:

P.P.	Peso próprio da estrutura
P.E.	Peso próprio dos elementos construtivos
S.A.	Sobrecarga acidental devido à ocupação e às divisórias móveis
Vento X	Vento incidente na maior fachada do edifício
Vento Y	Vento incidente na menor fachada do edifício
S.C.	Sobrecarga de construção

(fonte: elaborado pelo autor)

As combinações consideradas para o estado-limite de serviço são apresentadas no quadro 9. A combinação 12, classificada como quase-permanente, foi utilizada conjuntamente com a combinação 11 para a verificação dos deslocamentos das vigas mistas. As combinações 13 e 14 foram utilizadas para a verificação do deslocamento lateral da estrutura causado pela ação do vento pleno na estrutura descarregada.

Quadro 9 – Combinações de ações para o estado-limite de serviço

Combinação	Etapa	Ações e fatores de ponderação
11	Construção	1,0 P.P.
12	Final	1,0 P.E. + 0,4 S.A.
13	Final	1,0 P.P. + 1,0 P.E. + 1,0 Vento X
14	Final	1,0 P.P. + 1,0 P.E. + 1,0 Vento Y

Onde:

P.P.	Peso próprio da estrutura
P.E.	Peso próprio dos elementos construtivos
S.A.	Sobrecarga acidental devido à ocupação e às divisórias móveis
Vento X	Vento incidente na maior fachada do edifício
Vento Y	Vento incidente na menor fachada do edifício

(fonte: elaborado pelo autor)



## 7 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

Neste capítulo são apresentados o pré-dimensionamento, a determinação das solicitações e a verificação dos elementos estruturais.

Na análise do edifício estudado utilizaram-se três *softwares*:

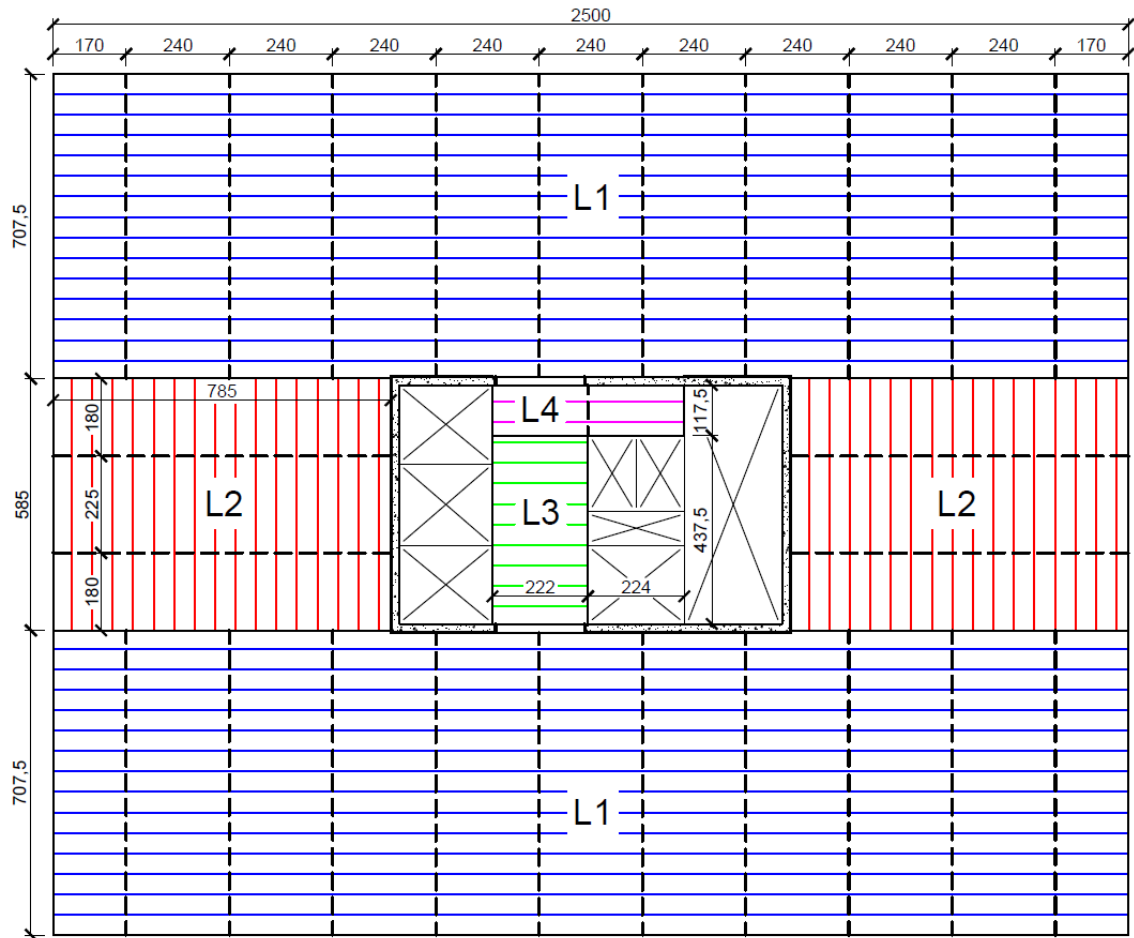
- a) o FTOOL é um programa acadêmico para análise de pórticos planos e que utiliza uma abordagem matricial do método dos deslocamentos, também denominado método da rigidez direta (MARTHA, 2012);
- b) o ANSYS Mechanical APDL é um programa que utiliza o método dos elementos finitos e que permite a criação de modelos paramétricos (ANSYS INC., 2013);
- c) o ETABS é um programa utilizado especificamente para projetos de edifícios e que analisa a estrutura pelo método dos elementos finitos (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2013).

Realizaram-se análises lineares elásticas na determinação das solicitações das vigas e lajes e avaliação do comportamento das mesmas e do núcleo em serviço. No caso dos pilares, que são elementos sujeitos à flexo-compressão, onde a consideração dos efeitos de segunda ordem é importante, realizaram-se análises não-lineares geométricas.

### 7.1 LAJES

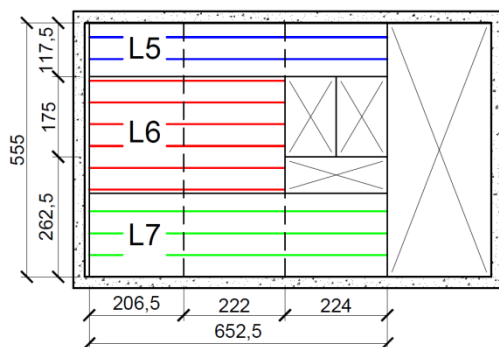
Neste item são apresentadas as etapas de determinação das solicitações e verificação das lajes mistas nas etapas de construção e final. As figuras 31 a 33 apresentam a numeração das lajes. As hachuras indicam o sentido das nervuras da fôrma do *steel deck*.

Figura 31 – Lajes do pavimento tipo



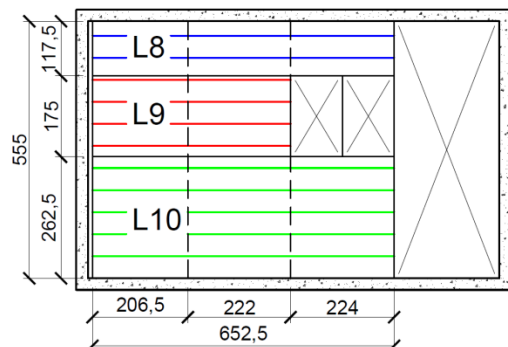
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Lajes da casa de máquinas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Lajes do reservatório superior



(fonte: elaborado pelo autor)

A seguir são apresentados os critérios para pré-dimensionamento e as verificações na fase de construção e na fase final.

### 7.1.1 Pré-dimensionamento

A definição da altura da laje foi realizada com o auxílio de tabelas disponibilizadas pelo fabricante da fôrma de aço incorporada. Para isso é necessário o conhecimento do vão máximo da laje e da carga atuante, sem considerar o peso próprio da laje pois este já foi contabilizado na elaboração da tabela pelo fabricante.

As cargas atuantes foram apresentadas, de forma aprofundada, anteriormente. O quadro 10 apresenta um resumo das ações atuantes na laje *steel deck* na área de uso comercial.

Quadro 10 – Valores característicos das ações atuantes

Carga	Classificação	Valor (kN/m <sup>2</sup> )
Regularização	Permanente	1,20
Revestimento	Permanente	0,56
Forro	Permanente	0,25
Uso e Ocupação	Variável	4,00
Divisórias móveis	Variável	1,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Considerando-se as ações permanentes agrupadas, com coeficiente ponderador das ações igual a 1,4 e as ações variáveis com coeficiente ponderador igual a 1,5, obteve-se o valor de 11,07 kN/m<sup>2</sup> de carga sobreposta. Assim, escolhendo o modelo MF-75 para a fôrma de aço e sabendo que o vão máximo é de 2,40 metros, a altura total da laje é de 14 centímetros e a espessura da chapa é de 1,25 mm, conforme tabela 2. Nesta também se obteve o valor de 2,55 kN/m<sup>2</sup> para o peso próprio da laje.

As lajes da casa de máquinas e do reservatório superior, em virtude do elevado carregamento (acima de 20 kN/m<sup>2</sup>), são em concreto armado com 16 cm de espessura e peso próprio de 3,02 kN/m<sup>2</sup>. Nestas optou-se pelo uso da fôrma do *steel deck* apenas para suportar os carregamentos oriundos da fase de construção.

Tabela 2 – Cargas sobrepostas e vão máximo para lajes *steel deck* MF-75

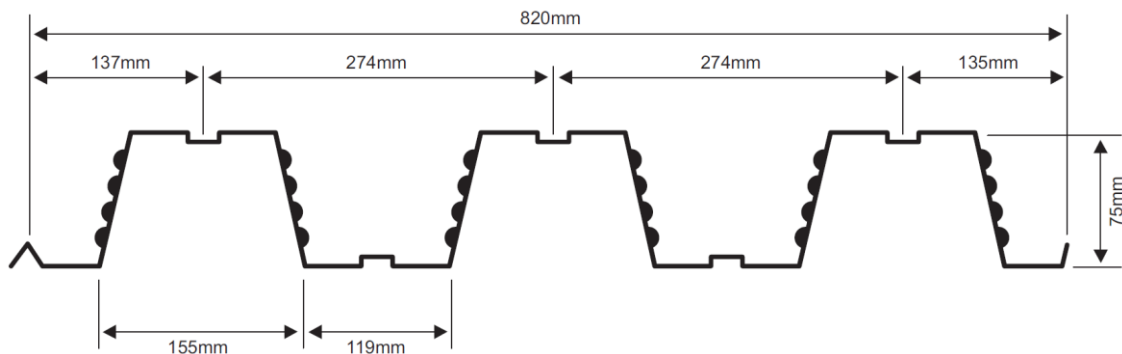
Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )	Vãos Máximos sem Escoramento				
		Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)		2.000	2.100	2.200	2.300	2.400
140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,16	11,71	10,45	9,35	8,39
	0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	15,74	14,07	12,63	11,37	10,26
	1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	20,00	18,79	16,98	15,39	14,00
150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	14,46	12,86	11,48	10,28	9,22
	0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,28	15,45	13,87	12,49	11,27
	1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	20,00	20,00	18,65	16,91	15,38
160	0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	15,75	14,02	12,51	11,20	10,04
	0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	18,83	16,84	15,11	13,61	12,28
	1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	20,00	20,00	20,00	18,42	16,76
170	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	17,04	15,17	13,54	12,12	10,87
	0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	20,00	18,22	16,36	14,72	13,29
	1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	20,00	20,00	20,00	19,94	18,14

(fonte: adaptada de METFORM, c2010, p. 6)

## 7.1.2 Etapa da construção

Na fase de construção, a fôrma de aço resiste isoladamente aos carregamentos e a determinação da resistência é feita com base na NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010). A figura 34 apresenta a geometria da fôrma escolhida.

Figura 34 – Geometria da fôrma MF-75



(fonte: METFORM, c2010, p. 7)

### 7.1.2.1 Ações

As cargas atuantes nas lajes na fase da construção são:

- peso da fôrma do *steel deck*;
- peso do concreto fresco e suas armaduras;
- sobrecarga de construção.

Os quadros 11 e 12 apresentam os valores das ações atuantes nas lajes do pavimento tipo e do volume superior.

Quadro 11 – Ações atuantes nas lajes do pavimento tipo

Carregamento	Valor característico (kN/m <sup>2</sup> )	Valor de cálculo (kN/m <sup>2</sup> )
Peso da laje	2,55	3,32
Sobrecarga	1,00	1,30
Total	3,55	4,62

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 12 – Ações atuantes nas lajes da casa de máquinas e do reservatório superior

Carregamento	Valor característico (kN/m <sup>2</sup> )	Valor de cálculo (kN/m <sup>2</sup> )
Peso da laje	3,02	3,93
Sobrecarga	1,00	1,30
Total	5,05	5,23

(fonte: elaborado pelo autor)

#### 7.1.2.2 Solicitações

As nervuras presentes na fôrma do *steel deck* proporcionam grande rigidez em uma direção e por isso ela foi analisada como uma viga com largura unitária. Na determinação das solicitações atuantes consideraram-se vãos simplesmente apoiados. Esta condição de contorno foi escolhida porque não há garantia de continuidade da mesma nos apoios internos, em virtude do seu comprimento de fabricação, e porque fornece maiores solicitações, sendo, portanto, favorável à segurança. Definida esta condição, analisaram-se os maiores vãos do pavimento tipo (2,40 metros) e do volume superior (2,24 metros). Os resultados obtidos são apresentados nos próximos itens.

#### 7.1.2.3 Verificação dos estados-limites últimos

Conforme a NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 44), as verificações aplicáveis para elementos sujeitos à flexão, e seus respectivos itens normativos, são:

- a) resistência ao momento fletor, item 9.8.2;
- b) resistência ao esforço cortante, item 9.8.3;
- c) resistência ao momento fletor e esforço cortante combinados, item 9.8.4.

A resistência ao momento fletor foi determinada com base no método da largura efetiva. Considerou-se a largura dos elementos apresentadas na figura 34, desconsiderando-se o efeito do raio de dobra e dos enrijecedores intermediários. Conforme especificação da Metform (c2010, p. 7), a espessura de projeto da chapa é de 1,21 milímetros. O quadro 13 apresenta as solicitações e a resistência para a fôrma do *steel deck*.

Quadro 13 – Verificação das lajes na etapa da construção

Laje	Momento fletor (kNm/m)		Esforço cortante (kN/m)	
	S <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	S <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>
Pavimento tipo	4,11	9,45	5,54	104,27
Volume superior	4,07	9,45	5,86	104,27

(fonte: elaborado pelo autor)

Constatou-se que parte da seção não é efetiva, indicando que a abordagem adotada é conservadora. As verificações do momento fletor e esforço cortante combinados foram feitas com as solicitações do quadro 13 e obteve-se o valor de 0,19 para ambos os casos, atendendo, portanto, os requisitos normativos. Embora estas solicitações combinadas não ocorram no mesmo ponto e o efeito dos enrijecedores tenha sido desconsiderado, tais simplificações são favorável à segurança e seu uso é aceitável frente à grande margem de segurança obtida.

#### 7.1.2.4 Verificação dos estados-limites de serviço

O deslocamento da laje foi calculado com o momento de inércia obtido através do método da largura efetiva, com as tensões de serviço consideradas constantes ao longo do vão simplesmente apoiado e comparado com os limites apresentados no item 3.3.3 deste trabalho. Notou-se que parte da seção não é efetiva, indicando que a adoção da rigidez calculada para a seção central é conservativa. O quadro 14 apresentam os valores obtidos.

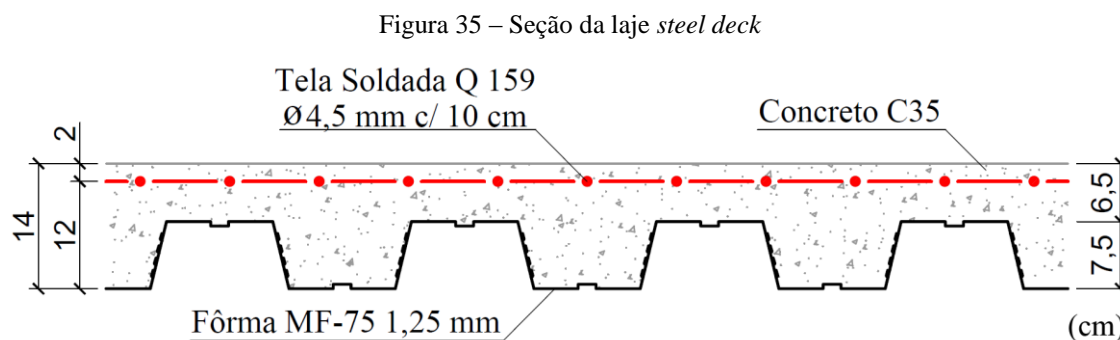
Quadro 14 – Deslocamentos das lajes na etapa da construção

Laje	q (kN/m)	L (m)	E (kN/cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	δ (mm)	δ / δ <sub>lim</sub>
Pavimento tipo	2,55	2,40	20.000	176	3,1	0,23
Volume superior	3,02	2,24		175	2,8	0,23

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.1.3 Etapa final

A seguir são apresentadas as ações atuantes, solicitações e verificações das lajes do pavimento tipo na etapa final. A figura 35 apresenta a geometria da laje mista.



(fonte: elaborado pelo autor)

#### 7.1.3.1 Ações

Os carregamentos atuantes na etapa final foram apresentados detalhadamente no capítulo anterior. Os quadros 15 e 16 apresentam um resumo das ações atuantes.

Quadro 15 – Ações atuantes nas lajes das áreas de uso comercial

Ações	Valor característico (kN/m <sup>2</sup> )	Valor de cálculo (kN/m <sup>2</sup> )
Permanentes	4,56	6,38
Variáveis	5,00	7,50
Total	9,56	13,88

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 16 – Ações atuantes nas lajes do núcleo

Ações	Valor característico (kN/m <sup>2</sup> )	Valor de cálculo (kN/m <sup>2</sup> )
Permanentes	4,56	6,38
Variáveis	3,00	4,50
Total	7,56	10,88

(fonte: elaborado pelo autor)

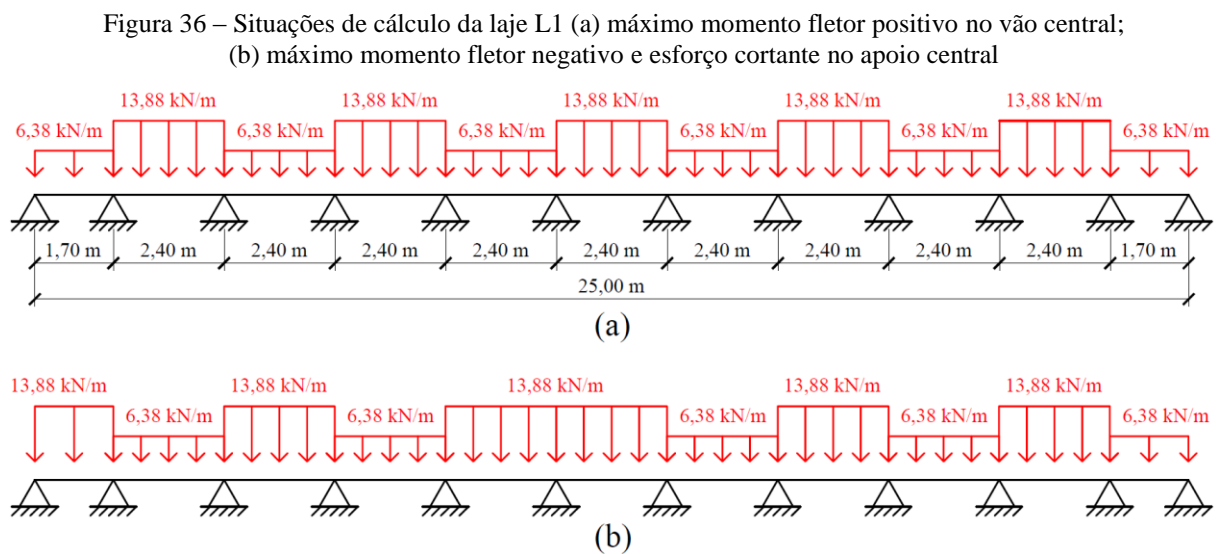
#### 7.1.3.2 Solicitações

Nos quadros anteriores, observa-se que, no pavimento tipo, a carga variável corresponde a mais de 50% da carga total. Nestes casos é recomendável a alternância das cargas variáveis, conforme recomendação da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94), a fim de obter-se as maiores solicitações. A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 111) também faz esta

recomendação, afirmando que “Deve ser considerada a ação variável aplicada apenas a uma parte da estrutura ou barra, se o efeito produzido for mais desfavorável que aquele resultante da aplicação da ação sobre toda a estrutura ou toda a barra.”.

A determinação das solicitações nas lajes foi feita através de análise linear elástica, sem redistribuição dos momentos negativos. A laje foi modelada no FTOOL como elemento de barra com rigidez constante e largura correspondente a um metro. Optou-se por não redistribuir o momento fletor porque a região de momento negativo na laje é a mesma região da mesa colaborante das vigas mistas e o surgimento de fissuras neste local pode prejudicar a resistência da seção mista.

A figura 36 apresenta a disposição de carregamentos que causa as maiores solicitações na laje L1. Procedimento semelhante foi feito nas demais lajes.



(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.1.3.3 Verificação dos estados-limites últimos

Conforme a NBR 8800, os estados-limites últimos aplicáveis à laje mista na etapa final, e seus respectivos itens normativos, são (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

- a) momento fletor, item Q.3.1.1;
- b) cisalhamento longitudinal, item Q.3.1.2;
- c) cisalhamento vertical, item Q.3.1.3.



Além destes deve-se verificar a resistência ao momento fletor negativo nas regiões dos apoios, onde as tensões de tração são resistidas pela tela soldada. Os quadros 17 e 18 apresentam estas verificações.

Quadro 17 – Verificação da resistência ao momento para as lajes

Laje	Momento Fletor Positivo			Momento Fletor Negativo		
	$S_d$ (kNm)	$R_d$ (kNm)	$S_d / R_d$	$S_d$ (kNm)	$R_d$ (kNm)	$S_d / R_d$
L1	5,13	41,42	0,12	7,97	9,58	0,83
L2	3,92	41,42	0,09	6,18	9,58	0,65
L3	6,70	41,42	0,16	Não aplicável		
L4	4,40	41,42	0,11	6,76	9,58	0,71

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 18 – Verificação da resistência ao cisalhamento longitudinal e vertical

Laje	Cisalhamento Longitudinal				Cisalhamento Vertical		
	Vão	$S_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$S_d/R_d$	$S_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$S_d / R_d$
L1	Externo	15,70	41,95	0,37	18,30	109,02	0,17
	Interno	18,30	34,00	0,54			
L2	Externo	15,93	39,77	0,40	16,45	109,02	0,15
	Interno	16,45	36,08	0,46			
L3	Único	12,08	29,78	0,41	12,08	109,02	0,14
L4	Externo	15,21	32,51	0,47	15,21	109,02	0,14

(fonte: elaborado pelo autor)

Verifica-se que o estado-limite último de cisalhamento longitudinal é o mais crítico para os vãos e as cargas consideradas, condizendo com o exposto no item 3.3.4 deste trabalho, obtendo-se uma relação máxima entre a solicitação e a resistência de 54%.

#### 7.1.3.4 Verificação dos estados-limites de serviço

A deformação da laje mista foi calculada no maior vão das lajes do pavimento tipo, tomado como simplesmente apoiado e com o momento de inércia correspondente à seção fissurada de concreto. Calculou-se o momento de inércia da seção homogeneizada considerando-se o módulo de elasticidade reduzido do concreto para a parcela quase-permanente das ações

variáveis, visando considerar o efeito da fluência, e o módulo de elasticidade secante para a parcela restante das ações variáveis. O quadro 19 apresenta os valores obtidos.

Quadro 19 – Verificação do deslocamento das lajes

Parcela	q (kN/m)	L (m)	E (kN/cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	δ (mm)	δ / δ <sub>lim</sub>
Quase-permanente	2,00	2,40	20.000	999	0,43	0,13
Restante	3,00			1394	0,46	

(fonte: elaborado pelo autor)

#### 7.1.3.5 Armadura da laje

Na determinação da armadura da laje, deve-se levar em consideração os seguintes critérios:

- a) em regiões de momento fletor positivo a armadura deve possuir área não menor do que 0,1% da área de concreto acima da face superior da fôrma, e possui a função de combater os efeitos da retração do concreto e de variação da temperatura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 219);
- b) em regiões de momento fletor negativo deve resistir às tensões de tração existentes nas fibras superiores e devem-se obedecer as disposições apresentadas no item 3.3.4.2.1 deste trabalho;

A tela soldada escolhida atende aos dois critérios.

### 7.1.4 Lajes do volume superior

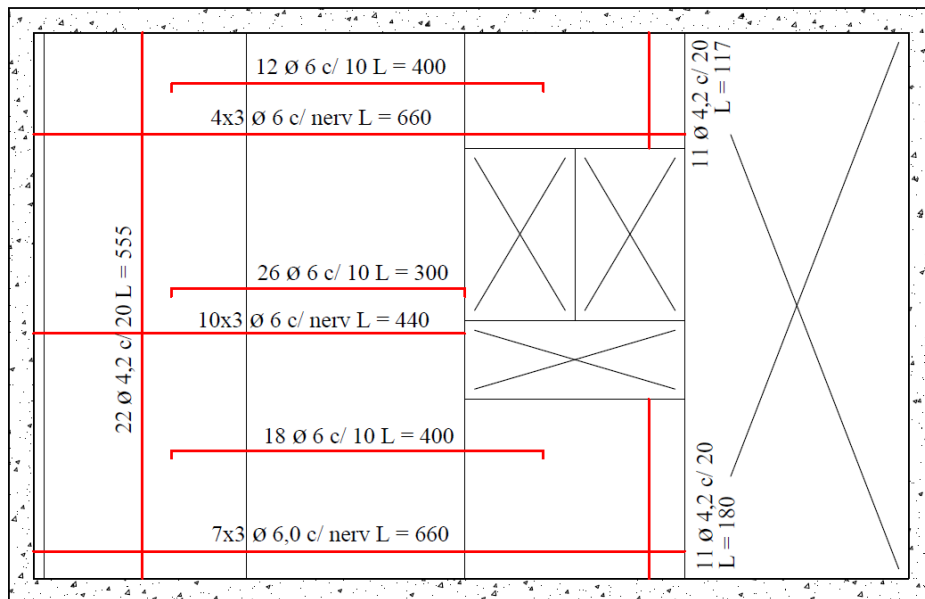
As lajes do volume superior foram dimensionadas como lajes em concreto armado, sendo armadas em uma direção. Para a armadura positiva optou-se por dispor três barras de 6,0 mm a cada nervura da fôrma do *steel deck*, para a armadura negativa escolheu-se barras de 6,0 mm espaçadas de 10 cm e uma armadura de distribuição composta por barras de 4,2 mm a cada 20 cm. O quadro 20 apresenta a verificação das armaduras e a figura 37 a sua posição em planta.

Quadro 20 – Verificação da resistência ao momento fletor para as lajes do volume superior

Armadura	M <sub>Sd</sub> (kNm/m)	M <sub>Rd</sub> (kNm/m)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>
Positiva	19,03	21,20	0,90
Negativa	13,20	18,66	0,71

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 37 – Posicionamento das armaduras nas lajes do volume superior

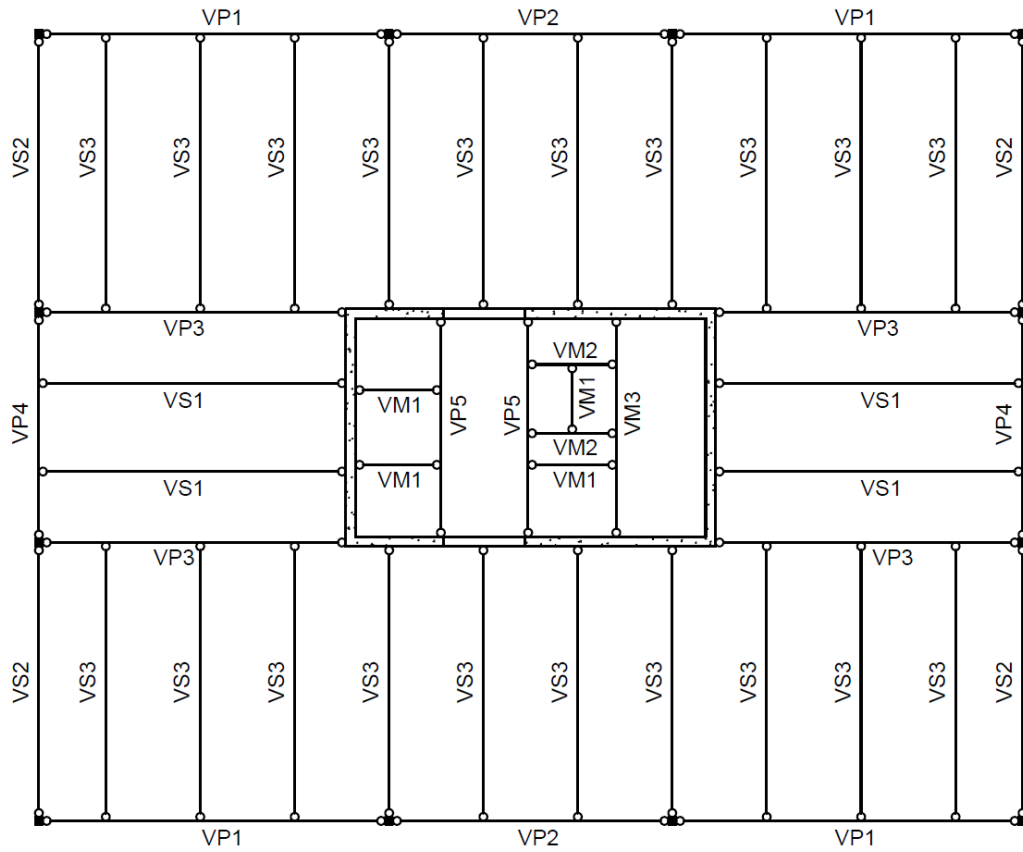


(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.2 VIGAS

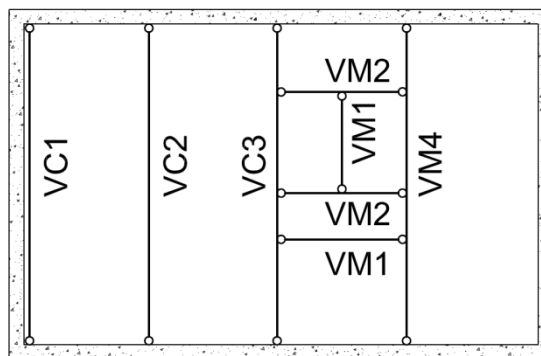
As vigas com carregamentos e vãos semelhantes foram agrupadas, recebendo uma única nomenclatura, com o intuito de tornar a apresentação dos resultados sucinta. Assim as vigas principais do pavimento tipo (VP) foram reunidas em cinco variáveis de projeto e as vigas secundárias (VS) em três. As vigas VM são consideradas vigas metálicas pois não possuem laje adjacente e seu dimensionamento é apresentado no apêndice B. As vigas mistas do volume superior receberam a designação VC. As figuras 38 e 39 apresentam o esquema estático das vigas do pavimento tipo, do volume superior e as vigas de cada grupo.

Figura 38 – Esquema estático das vigas do pavimento tipo



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Esquema estático das vigas do volume superior



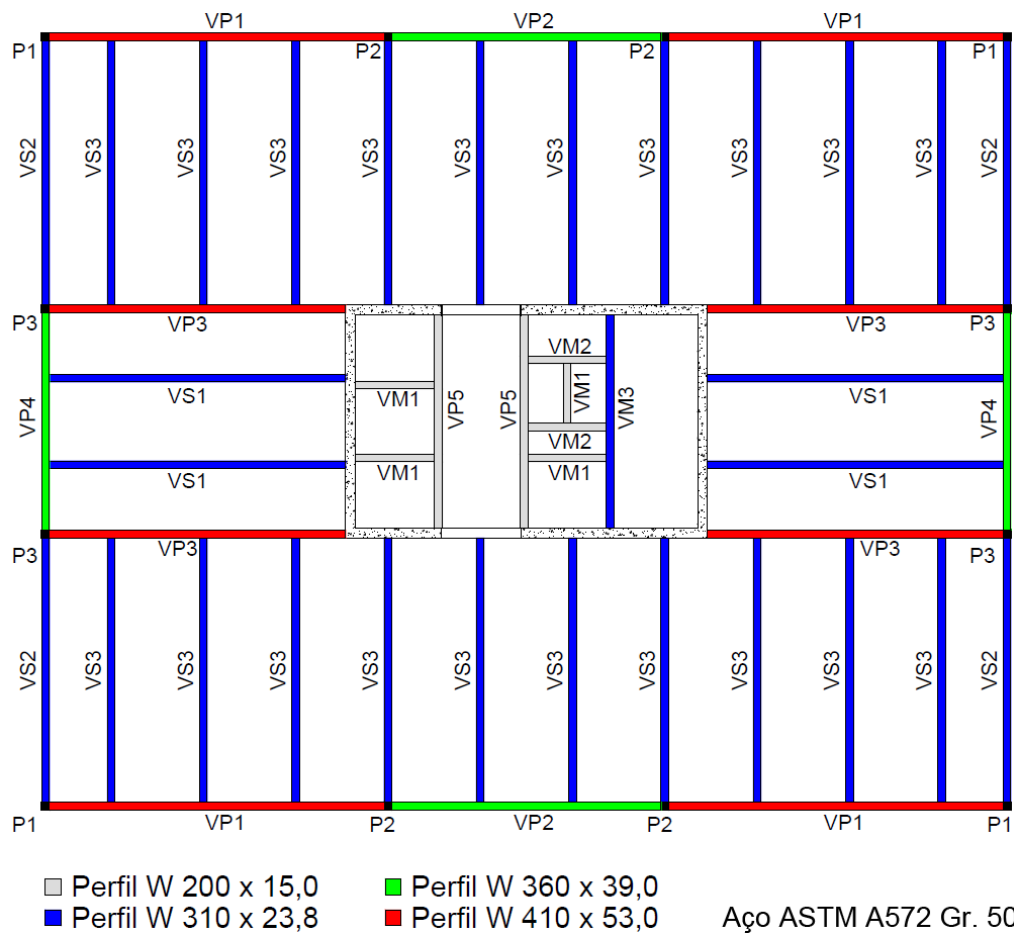
(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.2.1 Pré-dimensionamento

Neste trabalho optou-se pelo uso de perfis estruturais laminados de seção I. As seções transversais disponíveis, obtidas segundo catálogo do fabricante Gerdau S.A. (2014), são apresentadas no anexo A.

Para pré-dimensionamento de vigas metálicas simplesmente apoiadas, pode-se estimar a altura das vigas principais como sendo de 6% a 8% do vão e de 4% a 6% para vigas secundárias (DIAS, 1997, p. 30). Como as vigas deste trabalho são mistas, espera-se que a relação entre a altura e o vão seja inferior ao de vigas somente metálicas. Assim considerou-se inicialmente o limite inferior proposto pelo autor. A figura 40 apresenta os perfis finais para as vigas do pavimento tipo e o quadro 21 mostra a relação entre a altura dessas vigas e o seu respectivo vão. Nota-se que a consideração da seção mista proporcionou uma relação em torno de 5% para vigas principais e de 4% para as vigas secundárias.

Figura 40 – Seções das vigas do pavimento tipo



(fonte: elaborado pelo autor)

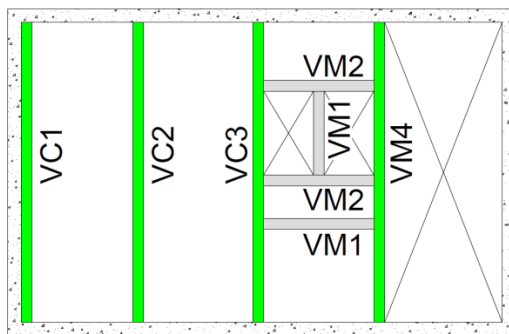
Quadro 21 – Relação entre altura e vão para as vigas do pavimento tipo

Viga	Altura (cm)	Vão (cm)	Altura / Vão
VP1	40,3	890	4,5 %
VP2	35,3	720	4,9 %
VP3	40,3	785	5,1 %
VP4	35,3	585	6,0 %
VP5	20,0	555	3,6 %
VS1	30,5	785	3,9 %
VS2	30,5	707,5	4,3 %

(fonte: elaborado pelo autor)

As figuras 41 e 42 apresentam as seções finais das vigas da casa de máquinas e do reservatório superior.

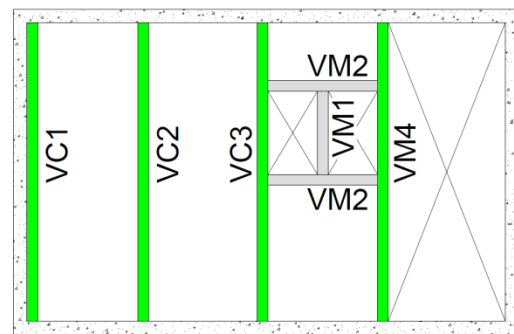
Figura 41 – Seção final das vigas da casa de máquinas



■ Perfil W 150 x 15,0  
 ■ Perfil W 360 x 39,0  
 Aço ASTM A572 Gr. 50

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 42 – Seção final das vigas do reservatório superior



■ Perfil W 150 x 15,0  
 ■ Perfil W 360 x 39,0  
 Aço ASTM A572 Gr. 50

(fonte: elaborado pelo autor)

Embora uma estimativa inicial da altura do perfil seja útil, o dimensionamento das vigas mostrou-se mais complexo. A simples escolha da altura do perfil não leva em consideração a resistência da viga, além disso, existem vários perfis com a mesma altura e, para as cargas e vãos utilizados, a verificação de deslocamento excessivo mostrou-se importante. O processo de dimensionamento é apresentado detalhadamente nos próximos itens.

## 7.2.2 Etapa da construção

As ações atuantes, solicitações e verificações das vigas na etapa da construção são apresentadas a seguir.

### 7.2.2.1 Ações

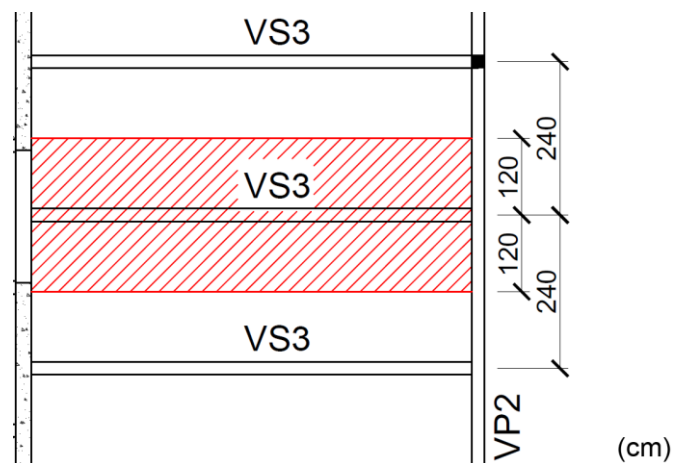
As ações atuantes nas vigas na etapa da construção são:

- peso próprio das vigas: obtido no catálogo do fabricante, conforme anexo A;
- peso próprio das lajes: igual a  $2,55 \text{ kN/m}^2$  para as lajes do pavimento tipo e  $3,02 \text{ kN/m}^2$  para as lajes do volume superior;
- sobrecarga de construção: igual a  $1,0 \text{ kN/m}^2$ .

### 7.2.2.2 Solicitações

O carregamento atuante nas vigas secundárias na etapa de construção foi determinado considerando-se a área de contribuição de cada viga. Esta área foi delimitada pela metade da distância entre as vigas adjacentes, conforme ilustra a figura 43. Admite-se que todo o carregamento presente nesta área é suportado pela viga.

Figura 43 – Área de contribuição das vigas VS3 na etapa da construção



(cm)

(fonte: elaborado pelo autor)

Para as vigas principais, as solicitações foram calculadas considerando-se como carregamento as reações de apoios das vigas secundárias e, no caso das vigas VP3 e VP5, uma parcela de carregamento devido à laje adjacente.

### 7.2.2.3 Verificações

Durante a etapa da construção, os perfis metálicos resistem isoladamente aos carregamentos e as suas verificações são expostas a seguir.

#### 7.2.2.3.1 Estados-limites últimos

O processo de verificação das vigas foi feito conforme recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). As verificações feitas, e seus respectivos itens normativos, são:

- a) resistência ao momento fletor, item 5.4.2 e anexo G;
- b) resistência ao esforço cortante, item 5.4.3.

A flambagem lateral com torção não foi considerada, pois se admite que a fôrma do *steel deck* proporciona o contraventamento lateral necessário para impedir a sua ocorrência. O quadro 22 apresenta a verificação das vigas.

Quadro 22 – Verificação das vigas na etapa da construção

Viga	Solicitações		Resistências		$M_{Sd} / M_{Rd}$	$V_{Sd} / V_{Rd}$
	$M_{Sd}$ (kNm)	$V_{Sd}$ (kN)	$M_{Rd}$ (kNm)	$V_{Rd}$ (kN)		
VP1	172,07	63,61	330,01	568,78	0,52	0,11
VP2	99,96	42,11	209,42	431,78	0,48	0,10
VP3	186,53	79,37	330,01	568,78	0,52	0,14
VP4	70,37	39,37	209,42	431,78	0,34	0,09
VP5	23,96	16,31	104,50	568,78	0,52	0,11
VS1	74,37	37,89	104,50	321,41	0,71	0,12
VS2	26,48	14,97	104,50	321,41	0,25	0,05
VS3	71,24	40,28	104,50	321,41	0,68	0,13
VC1	22,73	16,38	209,42	431,78	0,11	0,04
VC2	45,06	32,48	209,42	431,78	0,22	0,08
VC3	36,66	34,17	209,42	431,78	0,18	0,08

(fonte: elaborado pelo autor)

Na escolha dos perfis consideraram-se, primeiramente, as verificações relativas à fase final da estrutura. Através da análise do quadro 22, constata-se que as seções escolhidas atendem adequadamente aos critérios de resistência na fase da construção.



### 7.2.2.3.2 Estados-limites de serviço

Cuidados especiais devem ser tomados nos deslocamentos de vigas mistas devido à sua alta esbelteza, principalmente durante a fase da construção quando o comportamento misto não está presente. Há três formas de lidar com este problema (TARANATH, c2012, p. 173):

- a) o emprego de perfis consideravelmente mais robustos para limitar o deslocamento devido às cargas permanentes. Em geral, esta solução apresenta maiores custos devido ao emprego de perfis mais pesados e ao maior consumo de concreto necessário para manter a planicidade da face superior da laje;
- b) aplicar uma contraflecha na viga para compensar o deslocamento causado pelo peso do concreto fresco e da viga, obtendo-se, ao final da concretagem, uma configuração perfeitamente horizontal, ou seja, com flecha nula;
- c) utilizar escoramento para evitar a deformação da viga na etapa da construção e adotar uma contraflecha na viga que leve em consideração os deslocamentos finais da viga, já com a seção mista.

No primeiro pré-dimensionamento realizado constatou-se que o estado-limite de deslocamento excessivo era o mais crítico e acabava definindo o perfil a ser utilizado e que a maior parcela de deslocamento ocorria na fase da construção. De modo a melhorar este comportamento, e considerando a escolha pela construção não escorada, adotou-se a metodologia apresentada no item b. O quadro 23 apresenta os valores de deslocamentos obtidos e a contraflecha especificada.

Quadro 23 – Deslocamentos na etapa da construção e contraflecha especificada

Viga	Deslocamento (mm)	Contraflecha (mm)	Deslocamento remanescente (mm)
VP1	20,5	20,0	0,5
VP2	15,1	15,0	0,1
VP3	15,7	15,0	0,7
VP4	7,6	10,0	-2,4
VP5	5,1	0,0	5,1
VS1	30,7	30,0	0,7
VS2	9,0	10,0	-1,0
VS3	23,9	20,0	3,9
VC1	2,1	0,0	2,1
VC2	4,1	0,0	4,1
VC3	4,0	0,0	4,0

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.2.3 Etapa final

A seguir são apresentadas as ações, solicitações e verificações feitas para as vigas mistas na etapa final.

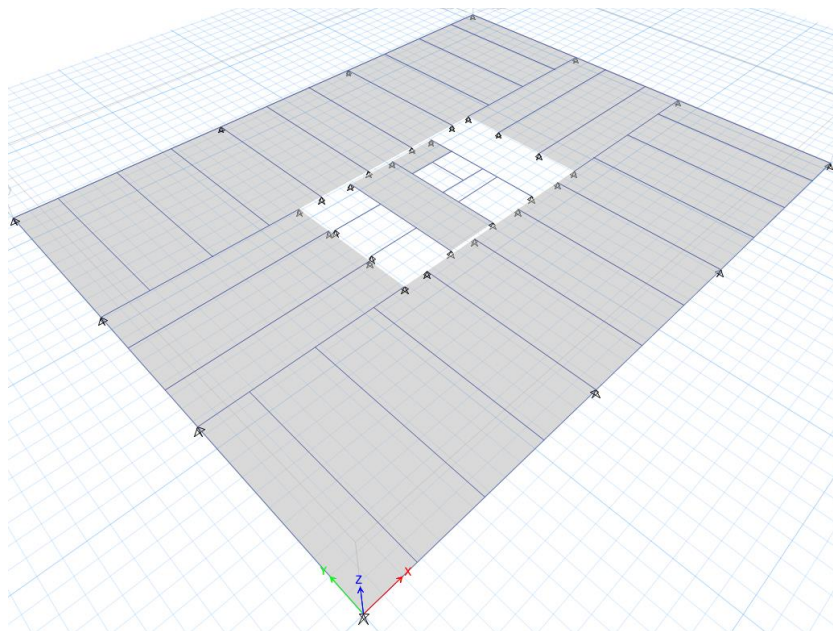
#### 7.2.3.1 Ações

As ações atuantes nas vigas do pavimento tipo na fase de uso da estrutura são as mesmas apresentadas para a fase final das lajes, acrescidas do peso próprio das vigas e das vedações existentes.

#### 7.2.3.2 Solicitações

O carregamento que a laje transmite para as vigas secundárias é igual à reação de apoio obtida na análise das lajes. Assim, considerou-se a configuração das ações variáveis que causa a maior reação de apoio. Adicionalmente modelou-se a grelha e a laje do pavimento tipo no ETABS (figura 44). Neste modelo, a distribuição do carregamento vertical foi feita somente na direção de maior rigidez da laje (direção das nervuras) e a sua ortotropia não foi considerada. Constatou-se que as solicitações determinadas através da reação de apoio da laje com alternância de cargas são até 13% superiores às fornecidas pelo modelo no ETABS.

Figura 44 – Modelo das vigas do pavimento tipo no ETABS



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2013)

### 7.2.3.3 Verificação dos estados-limites últimos

Conforme recomendação da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 173) as verificações aplicáveis, e seus respectivos itens normativos são:

- a) resistência ao momento fletor, item O.2.3;
- b) resistência ao esforço cortante, itens O.3 e 5.4.3.

O quadro 24 apresenta as resistências de cálculo e o quadro 25 as suas verificações. Optou-se, em geral, pelo uso da interação parcial, pois esta demanda uma menor quantidade de conectores e não há um acréscimo significativo na resistência quando comparada à interação completa. A geometria do conector escolhido é apresentada na figura 45 e na definição do número de conectores avaliou-se o espaçamento entre nervuras do *steel deck*, adotando-se um ou dois conectores por nervura.

Nota-se que o estado-limite último de resistência ao momento fletor mostrou-se o mais crítico nas vigas estudadas. Observa-se boa otimização dos elementos, principalmente nas vigas principais e secundárias. Os casos em que houve certo distanciamento entre a solicitação e a resistência são justificados pela necessidade de padronização dos perfis.

Quadro 24 – Resistência de cálculo das vigas mistas

Viga	Perfil	Número de conectores	Interação	$V_{Rd}$ (kN)	$M_{Rd}$ (kNm)
VP1	W 410 x 53,0	32	Parcial	568,78	561,18
VP2	W 360 x 39,0	26	Parcial	431,78	383,52
VP3	W 410 x 53,0	56	Parcial	568,78	632,17
VP4	W 360 x 39,0	20	Parcial	431,78	358,72
VP5	W 200 x 15,0	20	Completa	321,41	229,74
VS1	W 310 x 23,8	28	Completa	321,41	272,93
VS2	W 310 x 23,8	24	Parcial	321,41	245,73
VS3	W 310 x 23,8	24	Parcial	321,41	256,05
VC1	W 360 x 39,0	40	Parcial	431,78	421,14
VC2	W 360 x 39,0	40	Parcial	431,78	445,57
VC3	W 360 x 39,0	40	Parcial	431,78	421,14

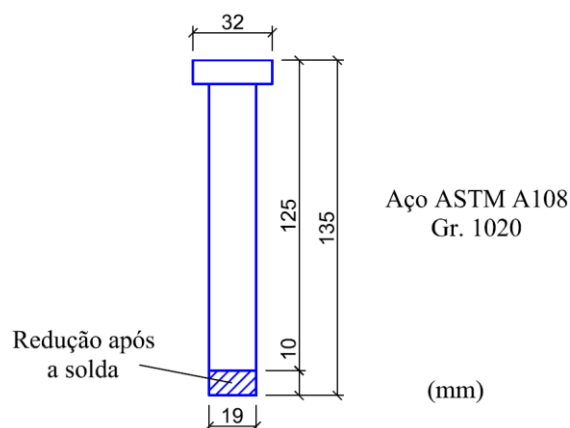
(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 25 – Verificação das vigas na etapa final

Viga	Momento Fletor			Esforço Cortante		
	S <sub>d</sub> (kNm)	R <sub>d</sub> (kNm)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	S <sub>d</sub> (kN)	R <sub>d</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>
VP1	545,23	561,18	0,97	207,66	568,78	0,37
VP2	321,06	383,52	0,84	137,30	431,78	0,32
VP3	498,96	632,17	0,79	233,61	568,78	0,41
VP4	240,29	358,72	0,67	135,64	431,78	0,31
VP5	81,61	229,74	0,36	71,48	321,41	0,22
VS1	251,91	272,93	0,92	128,36	321,41	0,40
VS2	85,11	245,73	0,35	48,12	321,41	0,15
VS3	230,96	256,05	0,90	130,58	321,41	0,41
VC1	150,83	421,14	0,36	110,17	431,78	0,26
VC2	227,85	445,57	0,51	167,11	431,78	0,39
VC3	88,47	421,14	0,21	103,60	431,78	0,24

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 45 – Geometria do conector de cisalhamento



(fonte: elaborado pelo autor)

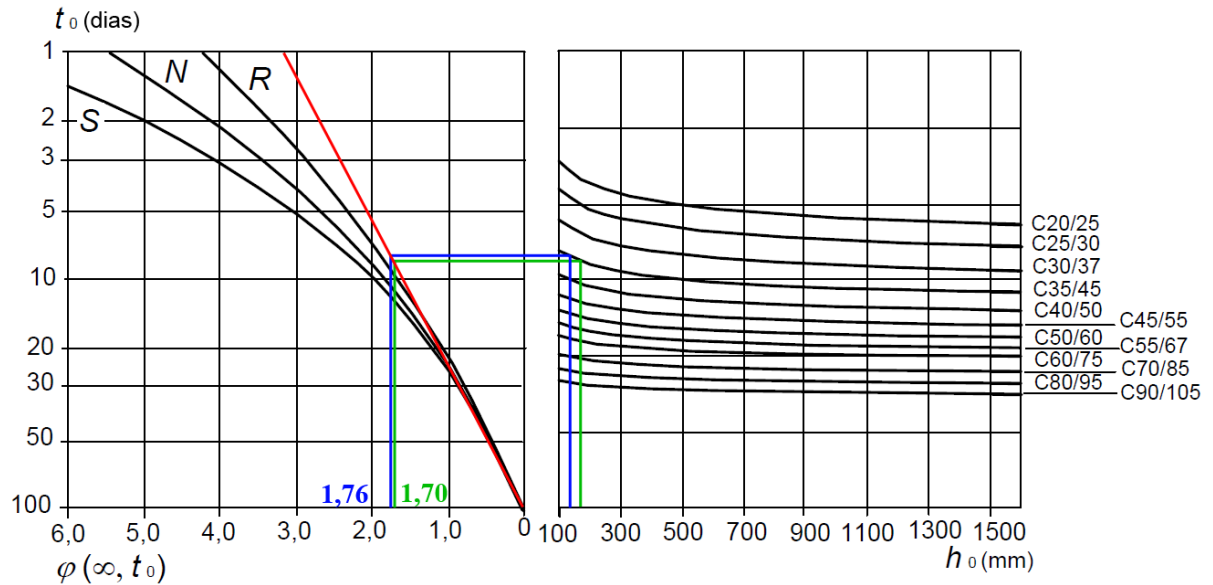
#### 7.2.3.4 Verificação dos estados-limites de serviço

A verificação dos deslocamentos seguiu as recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 115) e utilizou as combinações quase permanentes. Os efeitos da fluência do concreto foram considerados utilizando um módulo de elasticidade reduzido para o concreto.

A determinação do coeficiente de fluência foi feita conforme exposto no capítulo 3. Considerou-se que o carregamento é aplicado 30 dias após a concretagem e que o perímetro

molhado corresponde à face superior da laje. Assim calculou-se a altura fictícia através da fórmula 3 e obteve-se o valor de 130 mm para as vigas do pavimento tipo e de 170 mm para as vigas do volume superior. A figura 46 apresenta a determinação do coeficiente de fluência para o pavimento tipo (linha azul) e volume superior (linha verde).

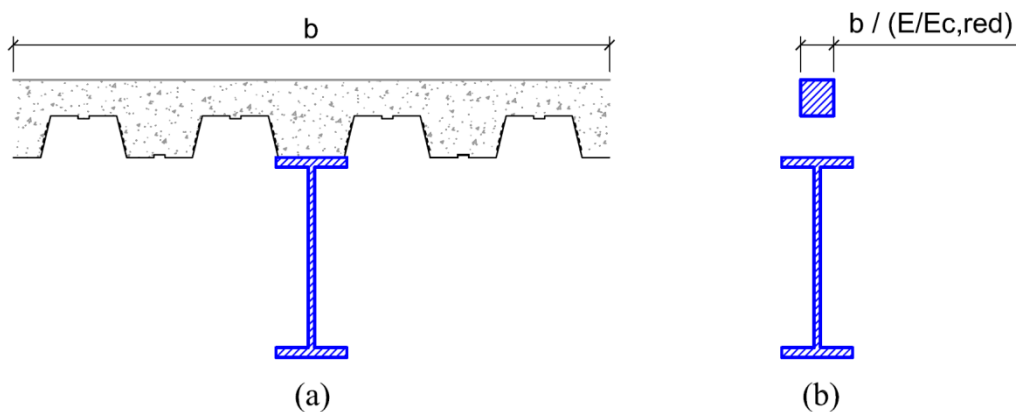
Figura 46 – Determinação do coeficiente de fluência



(fonte: adaptada de EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004a, p. 31)

Em seguida, calculou-se o momento de inércia da seção homogeneizada de aço, conforme exposto na figura 47. Não foi considerada a contribuição do concreto nas regiões abaixo do topo da fôrma do *steel deck*.

Figura 47 – Homogeneização da seção transversal com efeitos de longa duração  
(a) seção mista; (b) seção homogeneizada de aço



(fonte: elaborado pelo autor)

O quadro 26 apresenta a verificação do deslocamento das vigas.

Quadro 26 – Verificação do deslocamento das vigas na etapa final

Viga	Deslocamento remanescente da construção (mm)	Deslocamento na etapa final (mm)	Deslocamento total (mm)	Deslocamento final / Deslocamento limite
VP1	0,5	17,6	18,1	0,71
VP2	0,1	12,0	12,1	0,59
VP3	0,7	9,5	10,2	0,46
VP4	-2,4	6,6	4,2	0,25
VP5	5,1	9,3	10,6	0,67
VS1	0,7	12,7	13,4	0,60
VS2	-1,0	6,3	5,4	0,27
VS3	3,9	10,1	13,9	0,69
VC1	2,1	6,0	8,1	0,51
VC2	4,1	6,8	10,9	0,69
VC3	4,0	3,0	7,0	0,44

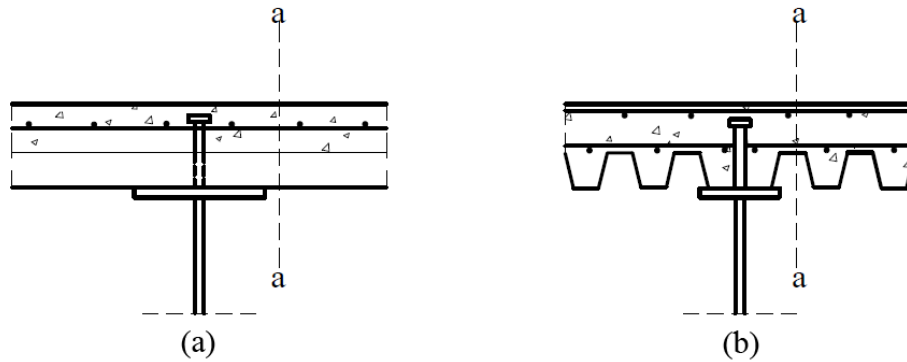
(fonte: elaborado pelo autor)

Nota-se que o deslocamento obtido, para a maioria das vigas, está entre 50% e 71% do deslocamento máximo. A adoção de contraflecha melhorou consideravelmente o comportamento em serviço das vigas e o estado-limite de deslocamento excessivo não se mostrou crítico na escolha do perfil empregado.

#### 7.2.3.5 Fissuração da laje causada por cisalhamento

Conforme Pfeil e Pfeil (2009, p. 284), “A transferência do esforço de compressão das abas da laje para os conectores se dá por cisalhamento longitudinal das seções de concreto indicadas na [...] [figura 48]”. Para combater eventuais fissuras causadas por cisalhamento, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 171) afirma que se deve dispor uma armadura de costura, verificada conforme item O.1.3.4 da Norma e não inferior à 0,2% da área de cisalhamento do concreto quando as nervuras da laje são longitudinais ao perfil e à 0,1% quando as nervuras são transversais ao perfil, observado o mínimo absoluto de  $1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Figura 48 – Superfícies típicas de falha por cisalhamento  
 (a) nervuras perpendiculares ao eixo da viga; (b) nervuras paralelas ao eixo da viga



(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 173)

O quadro 27 apresenta esta verificação. Constatou-se que a armadura determinada para a laje e apresentada anteriormente é suficiente para a maioria das vigas, exceto para as vigas principais VP1 a VP4. Para estas previu-se uma armadura adicional, composta por barras de 5,0 mm espaçadas a cada 15 centímetros e dispostas perpendicularmente ao perfil de aço.

Quadro 27 – Verificação da fissuração causada por cisalhamento

Viga	$A_S$ (cm <sup>2</sup> /m)	$V_{Sd}$ (kN/m)	$V_{Rd}$ (kN/m)	$V_{Sd} / V_{Rd}$
VP1	2,89	194,7	213,4	0,91
VP2	2,89	181,8	213,4	0,85
VP3	2,89	156,2	213,4	0,73
VP4	2,89	151,4	213,4	0,71
VP5	1,59	194,4	595,5	0,33
VS1	1,59	110,4	595,5	0,19
VS2	1,59	220,0	595,5	0,37
VS3	1,59	100,2	595,5	0,17
VC1 e VC3	1,59	407,6	595,5	0,68
VC2	1,59	191,4	595,5	0,32

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.3 NÚCLEO

A seguir apresenta-se o pré-dimensionamento do núcleo e sua verificação quanto aos estados-limites de serviço.

### 7.3.1 Pré-dimensionamento

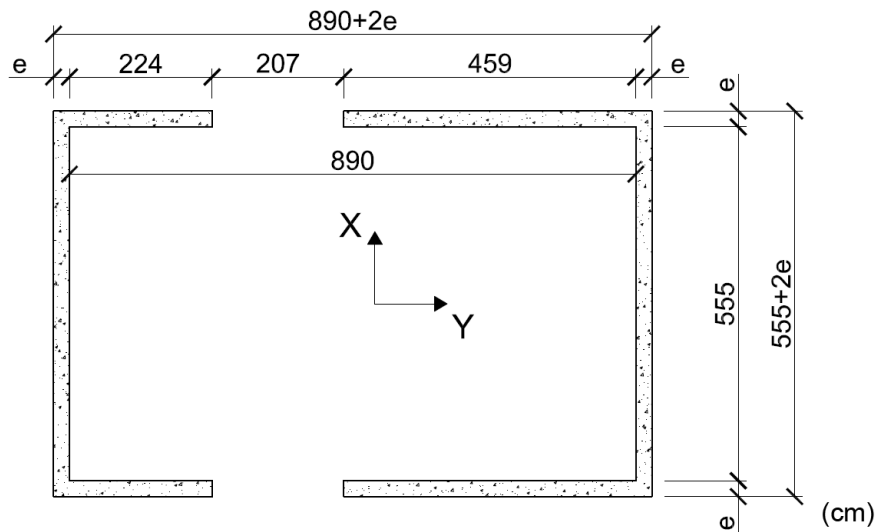
O deslocamento lateral devido à ação do vento em edifícios de múltiplos pavimentos é um estado-limite de serviço importante de ser considerado em projeto. Limitações são impostas de modo a evitar danos em elementos não estruturais como revestimentos e paredes de vedação. Os deslocamentos limites mais largamente utilizados variam de  $H/400$  a  $H/500$ , onde  $H$  é a altura do edifício. É importante salientar que, embora estes limites evitem avarias em elementos não estruturais, a utilização tão somente deste parâmetro na avaliação do efeito do vento na estrutura não garante conforto para seus ocupantes (TARANATH, c2012, p. 238-239).

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 117) recomenda um deslocamento lateral máximo no topo de pilares de  $H/400$ . Já a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 77) apresenta uma abordagem diferenciada, limitando o deslocamento a  $H/1700$  para 30% da força do vento. Este valor, convertido para um vento pleno e considerando-se uma relação linear entre força e deslocamento, resulta numa limitação de  $H/510$ , sendo, portanto, mais rigoroso do que o limite proposto pela NBR 8800.

O critério utilizado para a determinação da espessura do núcleo foi a avaliação do deslocamento que ele sofre devido à ação do vento característico calculado anteriormente. Considerou-se a ação do vento somente na direção  $x$ , pois nesta a força exercida é superior a da direção  $y$  e a flexão ocorre em relação ao eixo de menor inércia do núcleo. A figura 49 apresenta a geometria do núcleo e o quadro 28 mostra as propriedades geométricas.



Figura 49 – Geometria do núcleo



(fonte: elaborado pelo autor)

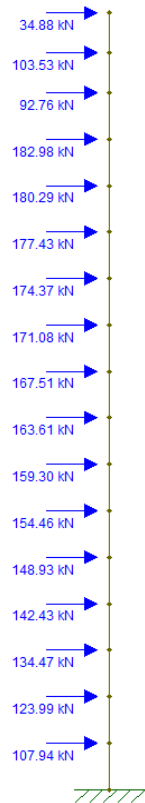
Quadro 28 – Propriedades geométricas do núcleo

Espessura (cm)	Área (m <sup>2</sup> )	I <sub>Y</sub> (m <sup>4</sup> )
15	3,80	21,65
20	5,11	29,61
25	6,44	37,96
30	7,79	46,72

(fonte: elaborado pelo autor)

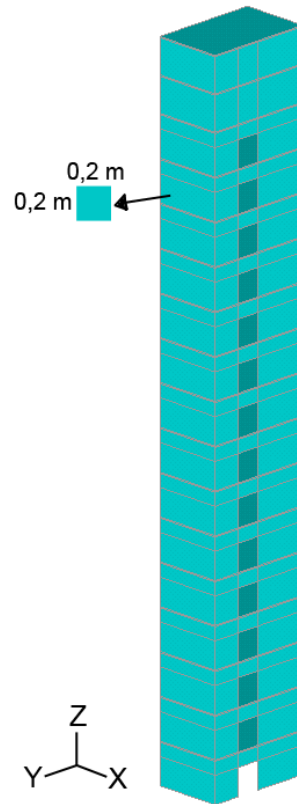
Para a determinação do deslocamento no topo foram criados modelos nos *softwares* FTOOL e ANSYS. No primeiro o núcleo foi modelado com uma barra engastada livre de inércia constante e igual à da seção com aberturas (conforme quadro 28). No segundo utilizou-se elemento de casca SHELL181 e consideraram-se as aberturas existentes com a altura de 2,30 metros. As figuras 50 e 51 apresentam os modelos do núcleo e a figura 52 mostra as restrições e o carregamento aplicado no modelo do ANSYS.

Figura 50 – Modelo do núcleo no FTOOL com o carregamento aplicado



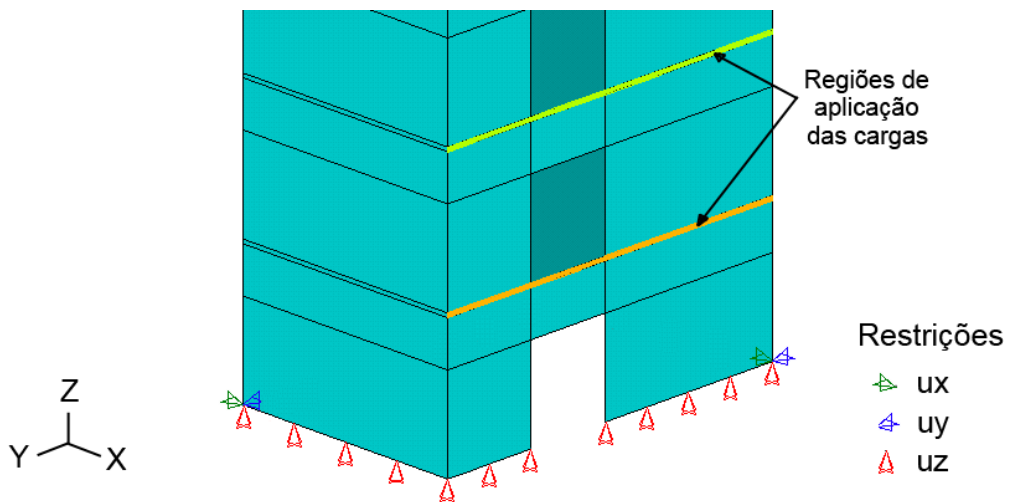
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 51 – Modelo do núcleo no ANSYS e dimensões aproximadas da malha



(fonte: adaptada de ANSYS INC., 2013)

Figura 52 – Restrições e carregamento no modelo do ANSYS



(fonte: adaptada de ANSYS INC., 2013)

O quadro 29 apresenta os deslocamentos laterais ( $\delta$ ) no topo obtidos em ambos os *softwares* para diferentes espessuras. Nota-se que os deslocamentos fornecidos pelo FTOOL são ligeiramente inferiores aos do ANSYS.

Quadro 29 – Deslocamento lateral no topo do núcleo

Espessura (cm)	FTOOL		ANSYS	
	$\delta$ (cm)	H / $\delta$	$\delta$ (cm)	H / $\delta$
15	10,68	548	10,96	534
20	7,81	749	8,02	729
25	6,10	959	6,26	935
30	4,96	1179	5,09	1149

(fonte: elaborado pelo autor)

Verificou-se a ocorrência de uma pequena torção no modelo do ANSYS, pois a resultante das cargas não coincide com o centroide da seção transversal com aberturas. Tal fato, somado com as restrições adotadas, as quais podem não representar um engaste perfeito, são possíveis explicações para a diferença de valores entre os modelos. Cabe salientar que ambas as análises foram lineares elásticas e considerou-se somente a ação do vento na estrutura.

Definiu-se a espessura do núcleo em 20 cm devido aos seguintes fatores:

- a) as análises realizadas fornecem um limite inferior para o deslocamento pois não foram considerados os possíveis efeitos da não linearidade geométrica e os efeitos dinâmicos da ação do vento;
- b) não foi considerado o efeito da torção proveniente da excentricidade normativa;
- c) o deslocamento para a espessura 15 cm está próximo do limite permitido e, além disso, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73) afirma que pilares-parede não podem apresentar dimensão menor do que 19 cm.

### 7.3.2 Resposta dinâmica da estrutura

Conforme a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 33):

No vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. Admite-se que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente

estáticos, designados [...] como resposta média. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, [...] designadas como resposta flutuante.

A intensidade da parcela flutuante depende do quão rápido a velocidade de rajada varia e da resposta da estrutura. Sua consideração se torna importante em estruturas com frequência natural fundamental inferior a 1,0 Hz (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34).

Na análise dinâmica de uma estrutura deve-se conhecer (TARANATH, c2012, p. 240-241):

- a) as frequências naturais;
- b) as formas modais;
- c) a distribuição de massa;
- d) o amortecimento.

A determinação da frequência natural é um problema de autovalores e autovetores, correspondentes, respectivamente, às frequências naturais e às formas modais. Estas últimas consistem de coordenadas relativas a cada grau de liberdade da estrutura e, quando a laje for considerada diafragma rígido, resume-se a um único conjunto de coordenadas por pavimento (TARANATH, c2012, p. 240).

A distribuição de massa inclui o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos, ou seja, a parcela de massa correspondente às ações permanentes. Obteve-se o valor de 4.707.002 kg para a massa total da edificação.

A razão de amortecimento crítico é o parâmetro mais difícil de ser estimado e não há nenhum método computacional para calculá-lo. Em projetos normalmente adota-se o valor de 1% para estruturas metálicas e de 2% para estruturas em concreto armado (TARANATH, c2012, p. 241). Neste trabalho adotou-se este último valor, pois o sistema de contraventamento da estrutura é em concreto armado.

#### 7.3.2.1 Frequências naturais

Embora seja simples obter as frequências naturais em *softwares*, não é raro que a frequência medida seja o dobro da fornecida pelo computador. Muitos estudos foram realizados nesta

área, e não há um consenso sobre a causa desta discrepância. Ela pode ocorrer devido a erros nas medições em campo ou imprecisões e simplificações do modelo computacional (TARANATH, c2012, p. 242).

A frequência natural fundamental de um sistema discreto pode ser determinada, de forma aproximada, através do quociente de Rayleigh. Este método baseia-se na conservação de energia em um sistema vibratório não amortecido e igualando-se a energia cinética máxima à energia potencial máxima chega-se na fórmula 9 (RAO, 2008, p. 253):

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n F_i \delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2}} \quad (\text{fórmula 9})$$

Sendo:

$f$  = frequência natural fundamental;

$F_i$  = força nodal aplicada no nó  $i$ ;

$\delta_i$  = deslocamento do nó  $i$ ;

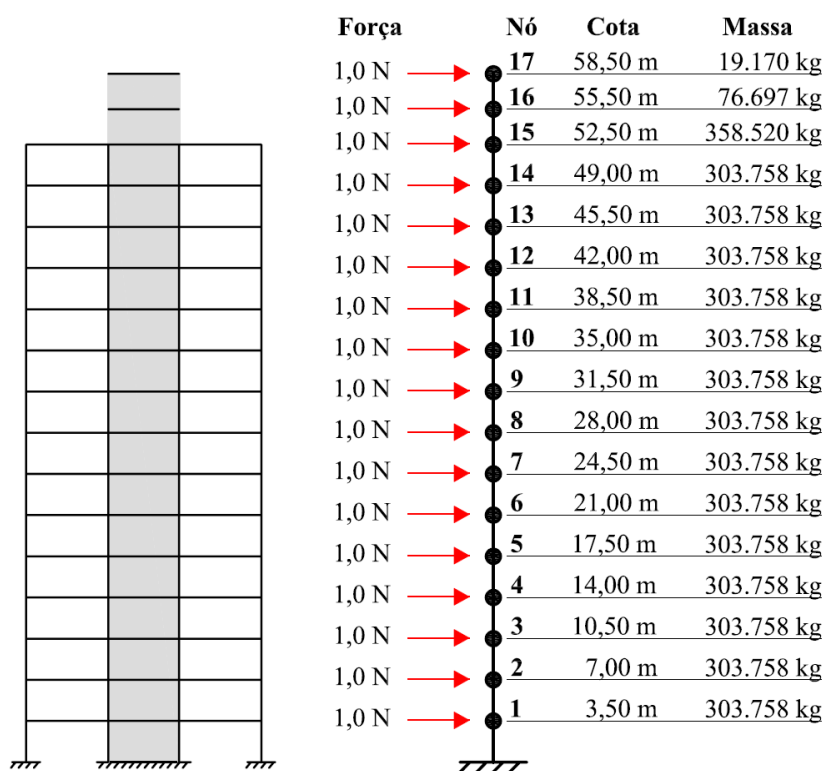
$m_i$  = massa do nó  $i$ ;

$n$  = número de nós.

Para que este método forneça boas estimativas da frequência natural, a escolha do conjunto de forças nodais deve ser tal que a deformada da estrutura seja semelhante à forma modal (RAO, 2008, p. 253). Assim, discretizou-se a estrutura em 17 nós, com cotas correspondentes às lajes do edifício e a massa de cada pavimento foi concentrada no respectivo nó, conforme mostra a figura 53.

Considerou-se a edificação como uma barra engastada-livre com a rigidez do núcleo e realizou-se o procedimento descrito separadamente para os dois eixos principais. Os deslocamentos foram calculados através do FTOOL. O primeiro modo de vibração corresponde à flexão do núcleo em relação ao seu eixo de menor inércia e o segundo modo à flexão em relação ao eixo de maior inércia. Os resultados obtidos com a frequência natural calculada pelo quociente de Rayleigh e com a deformada obtida no FTOOL são chamados deste ponto em diante, simplificada, de resultados do FTOOL.

Figura 53 – Modelo discreto do edifício para cálculo da frequência natural



(fonte: elaborado pelo autor)

Também se obtiveram as frequências naturais da estrutura nos *softwares* ANSYS e ETABS. No primeiro programa utilizou-se o mesmo modelo com elemento de casca apresentado para o cálculo do deslocamento e no segundo modelou-se a estrutura completa do edifício, no núcleo utilizou-se elemento de casca e nas vigas e pilares elemento de barra. Os resultados obtidos são apresentados no quadro 30.

Quadro 30 – Frequências naturais

Software	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)
FTOOL	0,55	0,84
ANSYS	0,53	0,75
ETABS	0,52	0,75

(fonte: elaborado pelo autor)

Verificou-se que os dois primeiros modos são de translação, sendo o primeiro em relação ao eixo de menor inércia do núcleo e o segundo em relação ao de maior inércia. O terceiro modo, correspondente à torção, apresentou frequência superior a 1,0 Hz e não foi considerado nas análises. Nota-se que o quociente de Rayleigh forneceu boa estimativa para o primeiro modo

e considerável diferença em relação ao segundo modo, quando comparado aos valores fornecidos pelos *softwares*. Uma possível explicação para esta discrepância no segundo modo é que, devido à presença de aberturas, o núcleo possui uma inércia situada entre a de uma seção única e a de duas seções C isoladamente. Assim, o método de Rayleigh forneceu um resultado superior, uma vez que neste não se considerou a deformação por corte e utilizou-se a rigidez do núcleo como uma seção única.

### 7.3.2.2 Deslocamento máximo

De posse das frequências naturais e suas respectivas formas modais, calculou-se a resposta dinâmica da estrutura devido ao vento pleno, conforme o capítulo 9 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35-36) utilizando o modelo discreto. O quadro 31 apresenta um comparativo com a força estática equivalente, para o vento incidindo na maior fachada da edificação, determinada para cada modelo e a força estática determinada no pré-dimensionamento, esta última sem levar em consideração efeitos dinâmicos.

Quadro 31 – Forças devidas ao vento incidente na maior fachada da edificação

<i>Software</i>	Resposta	Força total (kN)	Momento fletor na base (kNm)
Não aplicável	Estática	2420	74240
FTOOL	Dinâmica	2402	84849
ANSYS	Dinâmica	2439	85860
ETABS	Dinâmica	2435	85903

(fonte: elaborado pelo autor)

Nota-se que o valor da força de arrasto não é alterado, porém o momento fletor na base do edifício aumenta em torno de 15%, indicando que a distribuição de forças foi realocada para o topo da edificação.

Em seguida, aplicou-se o carregamento dinâmico do vento em cada modelo, para a verificação do deslocamento no topo do edifício ( $\delta$ ). Os resultados são apresentados no quadro 32.

Quadro 32 – Deslocamento no topo da edificação

<i>Software</i>	$\delta$ (cm)	H / $\delta$
FTOOL	9,47	618
ANSYS	9,66	606
ETABS	9,50	616

(fonte: elaborado pelo autor)

Comparando-se os deslocamentos obtidos através da resposta dinâmica da estrutura com os obtidos no pré-dimensionamento, nota-se um acréscimo de aproximadamente 22%. Mesmo assim, os valores encontrados são inferiores aos deslocamentos máximos estabelecidos na NBR 6118 e na NBR 8800.

### 7.3.2.3 Sensibilidade humana a vibrações devidas ao vento

À medida que se busca soluções mais leves para edifícios, eles ficam mais propensos a efeitos dinâmicos. Embora após um terremoto os ocupantes de um edifício fiquem satisfeitos de terem sobrevivido ao trauma, não se preocupando com a sensação de movimento durante o evento, o mesmo não ocorre para ações devidas ao vento. Assim torna-se necessário avaliar a resposta do edifício devido a vibrações causadas pelo vento, especialmente nos andares mais altos (TARANATH, c2012, p. 233).

Várias grandezas podem ser utilizadas para quantificar a sensibilidade de vibração, como deslocamento, velocidade, aceleração e a taxa de variação da aceleração (*jerk*). Destas a mais utilizada é a aceleração. O limiar de percepção e a tolerância à aceleração variam de acordo com a ocupação do prédio, gênero do ocupante, sua idade e sexo. Acelerações de pico de 0,20 a 0,25 m/s<sup>2</sup> para edifícios comerciais e de 0,15 a 0,20 m/s<sup>2</sup> para edifícios residenciais, considerando uma ocorrência em média a cada 10 anos, foram utilizadas com êxito em muitos projetos de edifícios (TARANATH, c2012, p. 239). A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), por sua vez, apresenta uma indicação de aceleração máxima de 0,10 m/s<sup>2</sup> para o mesmo tempo de retorno e independentemente da ocupação do edifício.

Através do método discreto da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) calculou-se a resposta dinâmica da estrutura para um vento com tempo de retorno de 10 anos (fator estatístico  $S_3$  igual a 0,78). Em seguida, aplicou-se a parcela



flutuante da força no modelo para a medição do deslocamento no 15o. pavimento, ou seja, no último pavimento habitado, e de posse deste deslocamento calculou-se a aceleração. Os resultados obtidos são apresentados no quadro 33.

Quadro 33 – Aceleração no 15o. pavimento

<i>Software</i>	$f_1$ (Hz)	Deslocamento dinâmico (m)	Aceleração ( $m/s^2$ )
FTOOL	0,55	0,020	0,24
ANSYS	0,53	0,023	0,25
ETABS	0,52	0,023	0,24

(fonte: elaborado pelo autor)

Nota-se que a aceleração obtida excede o limite proposto pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) e está no limite superior do intervalo proposto por Taranath (c2012). Cabe salientar que existem muitas incertezas neste cálculo, como por exemplo, incertezas no valor da frequência natural, no amortecimento e na própria resposta dinâmica da estrutura.

Algumas possíveis soluções são:

- a) aumento da frequência natural: aumento da rigidez da estrutura, utilizando concreto com maior módulo de elasticidade, aumento da espessura do núcleo ou adição de um sistema de contraventamento complementar;
- b) aumento do amortecimento;
- c) análise do edifício em túnel de vento, utilizando modelo aeroelástico e consequentemente obtendo uma resposta o mais real possível do ponto de vista de projeto, incluindo a consideração de efeitos da vizinhança.

A melhor opção, dentre as citadas, é alternativa c, mas como se trata de um trabalho acadêmico, optou-se pela adição de um sistema de contraventamento complementar. Este é apresentado no próximo item.

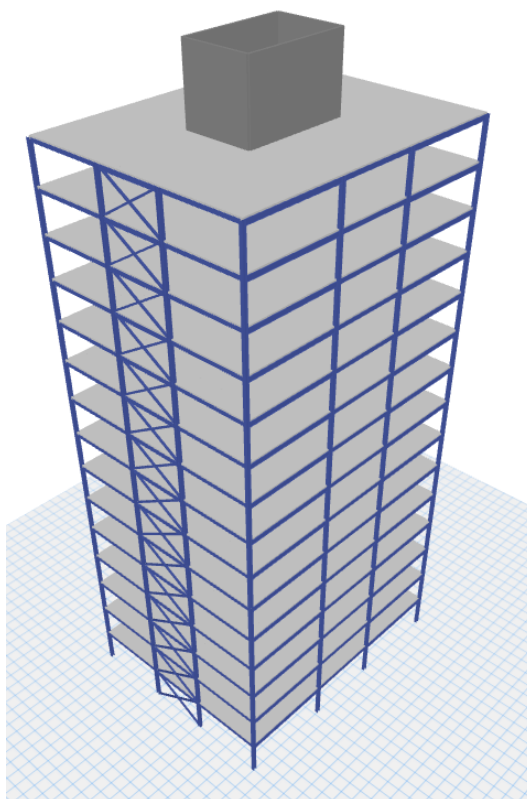
#### 7.3.2.4 Sistema de contraventamento final

O aumento da rigidez do edifício pode ser feito através de um aumento da espessura do núcleo. Porém um aumento dessa espessura também implica em um aumento de massa e um núcleo com uma espessura muito grande torna-se antieconômico. Assim, optou-se pela adição

de treliças em X no vão central das duas menores fachadas da edificação e um aumento da espessura do núcleo para 25 cm. A figura 54 mostra o sistema de contraventamento em X.

Em seguida, obteve-se no ETABS a nova frequência natural da estrutura, com o valor de 0,57 Hz, ou seja, cerca de 10% superior ao sistema anterior. Com esta frequência natural recalculou-se a resposta dinâmica da estrutura para o vento com tempo de recorrência de 10 anos para nova avaliação do conforto. Obteve-se o valor de 1,4 cm para o deslocamento dinâmico e de  $0,18 \text{ m/s}^2$  para a nova aceleração. Embora este valor ainda permaneça além do limite proposto pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), ele é aceitável com base nos critérios propostos por Taranath (c2012) e foi julgado adequado para este projeto. O cálculo da resposta dinâmica da estrutura com o sistema de contraventamento final é apresentado no apêndice C.

Figura 54 – Sistema de contraventamento em X



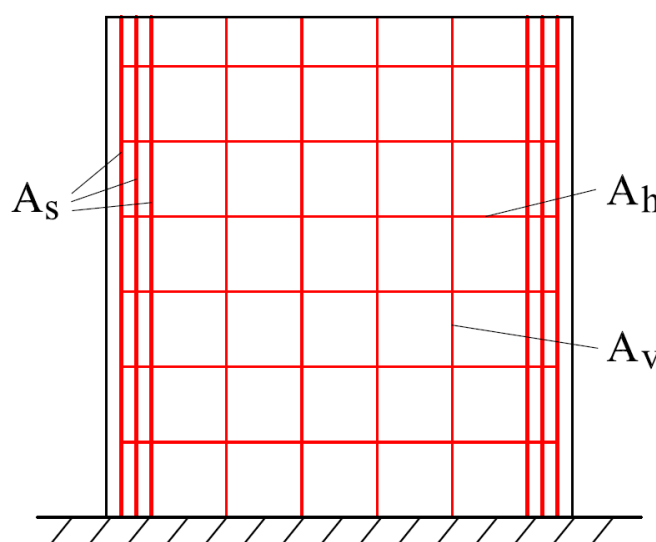
(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2013)

### 7.3.3 Armaduras

As paredes do núcleo devem ser projetadas para resistir à flexo-compressão e ao corte. Conforme apresentado na figura 55, devem-se dispor, em geral, três tipos de armaduras (NILSON et al., c2010, p. 629):

- a) armadura horizontal distribuída ( $A_h$ ) com a função de resistir ao esforço cortante;
- b) armadura vertical distribuída ( $A_v$ ) necessária para resistir ao cisalhamento vertical, momento fletor e esforço axial;
- c) armadura vertical concentrada ( $A_s$ ) projetada para resistir ao momento fletor e ao esforço axial.

Figura 55 – Armaduras de pilares-parede



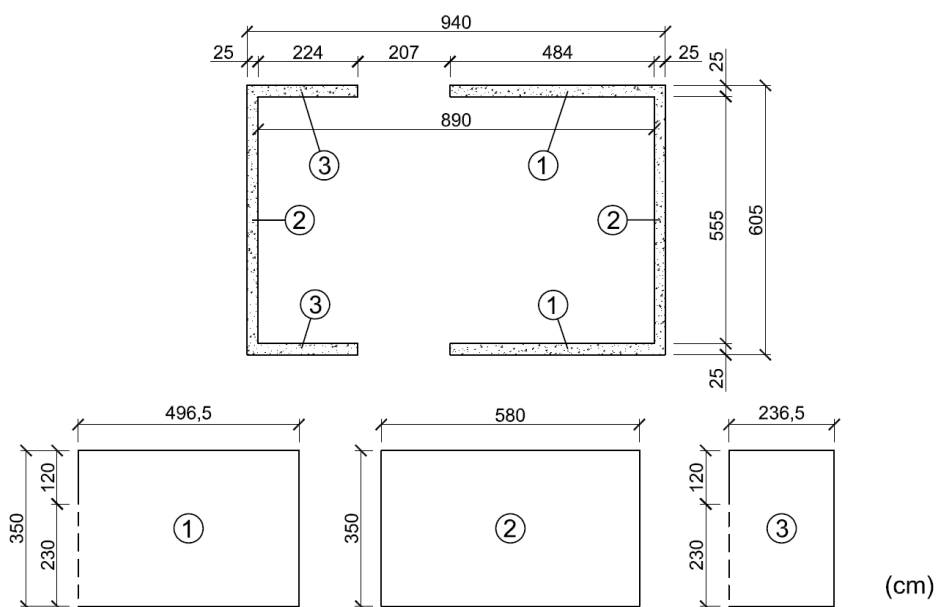
(fonte: elaborado pelo autor)

As solicitações atuantes podem ser obtidas no modelo do ETABS, o qual considera os efeitos globais de segunda ordem, devendo-se, adicionalmente, analisar os efeitos da flambagem local e os efeitos localizados de segunda ordem. O primeiro pode ser avaliado através da metodologia proposta por Araújo (2006), a qual foi obtida através da análise de placas elásticas. Sobre os efeitos locais de segunda ordem, este mesmo autor afirma que (ARAÚJO, 2007, p. 9):

Não há nenhum efeito de segunda ordem localizado importante que merece ser considerado no projeto dos pilares-parede de concreto armado. O acréscimo dos momentos de segunda ordem, como consequência da distribuição não uniforme do esforço normal, pode ser desprezado para o projeto no estado limite último.

Alternativamente, sugere-se um modelo em elementos finitos para análise do núcleo. Neste, as paredes são separadas em lâminas com a altura de um pavimento (conforme figura 56), modeladas como elemento de casca e analisadas individualmente. De forma simplificada, os bordos com paredes adjacentes podem ser considerados apoiados e o concreto pode ser modelado como monolítico. Primeiramente realiza-se análise de autovalores e autovetores para a obtenção dos modos de flambagem. Estes servem como imperfeições iniciais para posterior análise não linear geométrica com as ações obtidas no modelo do ETABS. Assim obtém-se o diagrama de momentos fletores necessário para o cálculo das armaduras.

Figura 56 – Restrições e geometria das paredes do núcleo



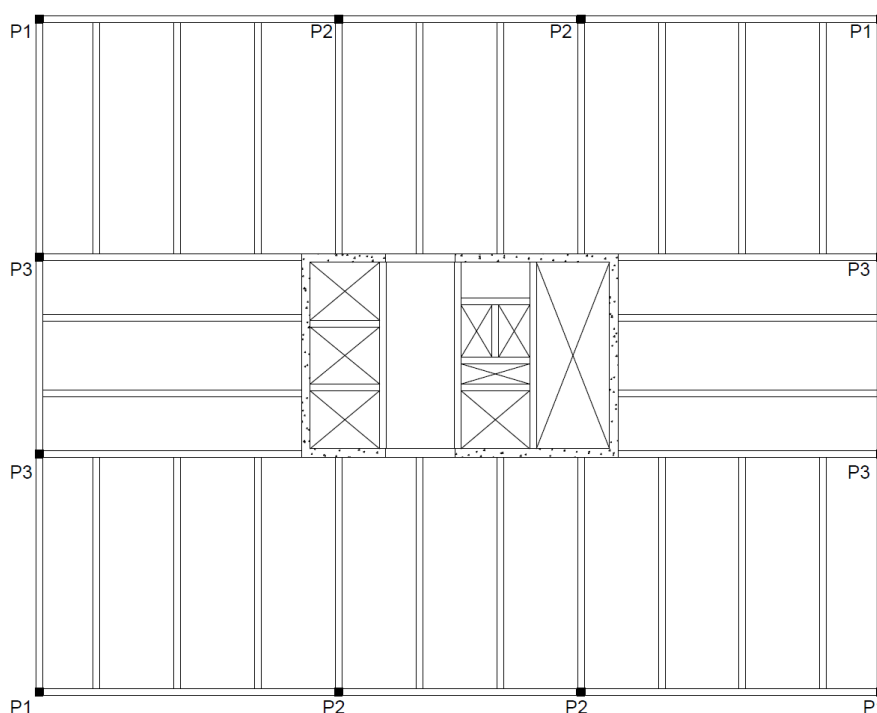
(fonte: elaborado pelo autor)

As armaduras do núcleo devem respeitar os critérios da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) relativos a pilares e pilares-parede e não foram calculadas neste trabalho.

## 7.4 PILARES

De forma semelhante às vigas, os pilares também foram agrupados em variáveis de projeto. A edificação apresenta doze pilares e dois eixos de simetria, assim definiram-se três variáveis de projeto, conforme consta na figura 57.

Figura 57 – Nomenclatura dos pilares



(fonte: elaborado pelo autor)

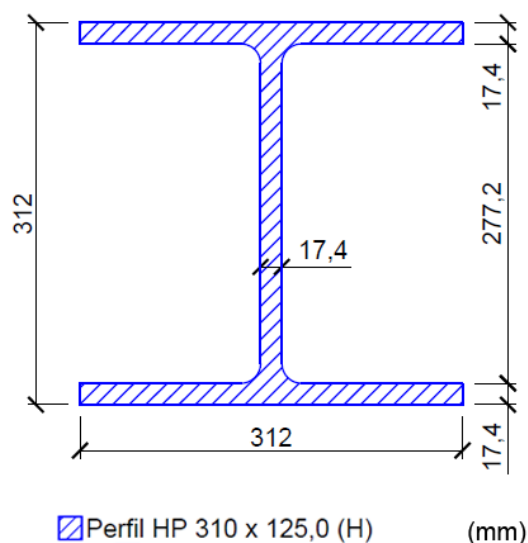
### 7.4.1 Pré-dimensionamento

Primeiramente torna-se necessário a escolha da seção transversal dos pilares e da forma como a ela é alterada ao longo da altura do edifício. Em geral, pode-se escolher dentre as seguintes situações:

- a) utilização da seção mista em toda a extensão do pilar, variando-se o perfil metálico e conseqüentemente as dimensões da seção transversal;
- b) uso de pilar metálico nos pavimentos superior e mistos nos pavimentos inferiores, mantendo-se o mesmo perfil.

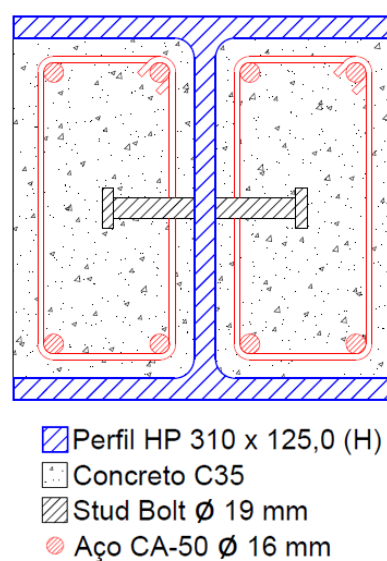
A segunda opção foi escolhida, pois ela possibilita que o mesmo perfil seja utilizado em todo o pilar. Deste modo optou-se pelo uso do perfil HP 310 x 125,0 e da seção mista parcialmente revestida com o mesmo perfil. As figuras 58 e 59 mostram as seções transversais escolhidas.

Figura 58 – Seção do pilar metálico escolhido



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 59 – Seção do pilar misto escolhido



(fonte: elaborado pelo autor)

A força axial resistente de cálculo para a seção metálica foi determinada conforme item 5.3 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) e para a seção mista de acordo com o item P.3 desta mesma Norma. Os quadros 34 e 35 apresentam os valores obtidos. Não se considerou o efeito da armadura do concreto armado na resistência devido à dificuldade de garantir a sua continuidade nas regiões com ligação viga-pilar. Nota-se que a seção mista apresentou uma resistência 32,6% superior a da seção metálica.

Quadro 34 – Cálculo da resistência à compressão da seção metálica

Parâmetro	Valor
E (kN/cm <sup>2</sup> )	20000,00
I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	27076,00
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	8823,00
C <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )	1,911x10 <sup>6</sup>
J (cm <sup>4</sup> )	177,98
KL (cm)	350,00
N <sub>ex</sub> (kN)	43629,29
N <sub>ey</sub> (kN)	14217,06
N <sub>ez</sub> (kN)	936934,80
N <sub>e</sub> (kN)	14217,06
Mesa b/t	8,97
Mesa (b/t) <sub>lim</sub>	13,48
Alma b/t	14,08
Alma (b/t) <sub>lim</sub>	35,87
Q	1,00
A <sub>g</sub> (cm <sup>2</sup> )	155,30
f <sub>y</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	34,50
λ <sub>0</sub>	0,61
χ	0,85
N <sub>c,Rd</sub> (kN)	4160,01

(fonte: elaborado pelo autor)

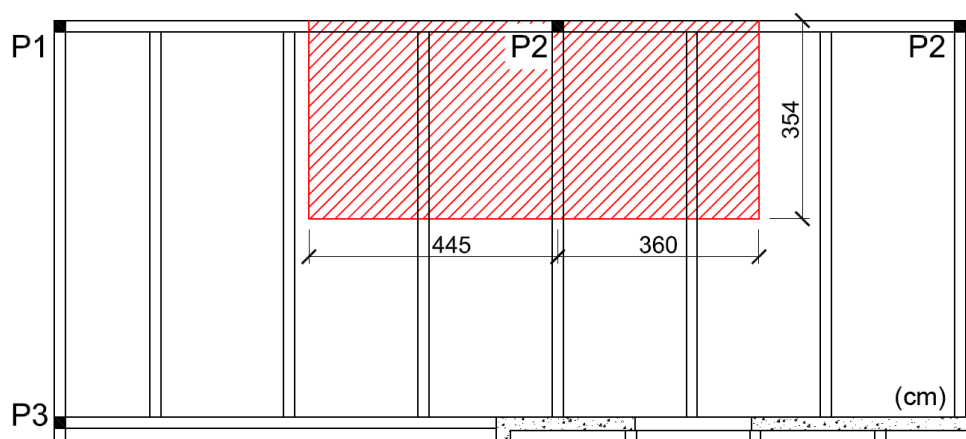
Quadro 35 – Cálculo da resistência à compressão da seção mista

Parâmetro	Valor
E <sub>c</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	2816,05
E <sub>c,red</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	1126,42
I <sub>c</sub> (cm <sup>4</sup> )	70237,26
E <sub>a</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	20000,00
I <sub>a</sub> (cm <sup>4</sup> )	8823,00
I <sub>s</sub> (cm <sup>4</sup> )	0,00
(EI) <sub>e</sub> (kNcm <sup>2</sup> )	2,239x10 <sup>8</sup>
A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	818,14
A <sub>a</sub> (cm <sup>2</sup> )	155,30
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,00
(EA) <sub>e</sub> (kN)	4,028x10 <sup>6</sup>
KL (cm)	350,00
f <sub>ck</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	3,50
f <sub>y</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	34,50
N <sub>e</sub> (kN)	18041,64
N <sub>pl,R</sub> (kN)	7791,82
λ <sub>0,m</sub>	0,66
χ	0,83
N <sub>pl,Rd</sub> (kN)	6609,32
N <sub>c,Rd</sub> (kN)	5516,36

(fonte: elaborado pelo autor)

As solicitações atuantes nos pilares, para fins de pré-dimensionamento, foram determinadas estabelecendo-se a área de influência do pilar, multiplicando-a pela carga atuante na laje e adicionando os valores dos pesos próprios das vigas e do pilar. Esta área foi delimitada pela metade da distância entre pilares adjacentes e metade da distância entre o pilar e o núcleo. Verificou-se que os pilares P2 apresentam a maior área de influência, com o valor de 28,50 m<sup>2</sup>, conforme pode ser visto na figura 60.

Figura 60 – Área de influência do pilar P2



(fonte: elaborado pelo autor)

Os quadros 36 e 37 apresentam as cargas de cálculo para o pilar P2, consideradas para fins de pré-dimensionamento em um pavimento tipo.

Quadro 36 – Ações permanentes atuantes no pilar P2 em um pavimento tipo

Carregamento	Valor (kN)
Peso da laje e elementos construtivos	181,83
Peso das vigas	7,86
Peso do pilar	16,00
Peso das vedações externas	26,77
Total	232,46

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 37 – Ações variáveis atuantes no pilar P2 em um pavimento tipo

Carregamento	Valor (kN)
Uso e ocupação	171,00
Divisórias móveis	42,75
Total	213,75

(fonte: elaborado pelo autor)

As solicitações devido às ações permanentes ( $P_d$ ) e variáveis ( $Q_d$ ), assim como ao esforço normal solicitante de cálculo ( $N_{c,sd}$ ), atuantes em cada pavimento são apresentadas no quadro 38. Optou-se por reduzir as ações variáveis, de acordo com os valores da tabela 1.



Quadro 38 – Cargas de cálculo atuantes no pilar P2

Pavimento	$P_d$ (kN)	$Q_d$ (kN)	$N_{c,Sd}$ (kN)	Seção	$S_d / R_d$
15o.	232,46	213,75	446,21	Metálica	0,11
14o.	464,92	427,50	892,42		0,21
13o.	697,38	641,25	1338,63		0,32
12o.	929,84	812,25	1742,09		0,42
11o.	1162,30	940,50	2102,80		0,51
10o.	1394,76	1026,00	2420,76		0,58
9o.	1627,22	1111,50	2738,72		0,66
8o.	1859,68	1197,00	3056,68		0,73
7o.	2092,14	1282,50	3374,64		0,81
6o.	2324,60	1368,00	3692,60		Mista
5o.	2557,06	1453,50	4010,56	0,73	
4o.	2789,52	1539,00	4328,52	0,78	
3o.	3021,98	1624,50	4646,48	0,84	
2o.	3254,44	1710,00	4964,44	0,90	
1o.	3486,90	1795,50	5282,40	0,96	

(fonte: elaborado pelo autor)

Procedimento semelhante foi feito com os pilares P1 e P3. O primeiro, por localizar-se no canto da edificação, recebe um carregamento consideravelmente inferior aos demais pilares, e empregou-se a seção metálica em toda a sua extensão. Já o pilar P3 apresenta solicitações semelhantes ao pilar P2 e escolheu-se o mesmo escalonamento feito para o P2, ou seja, uso da seção mista até o sexto pavimento e da seção metálica nos demais. O quadro 39 apresenta, de forma resumida, o comparativo das solicitações e da resistência para os pilares P1 e P3.

Quadro 39 – Cargas de cálculo atuantes nos pilares P1 e P3

Pilar	Pavimento	$P_d$ (kN)	$Q_d$ (kN)	$N_{c,Sd}$ (kN)	Seção	$S_d / R_d$
P1	1o.	2324,88	1042,65	3367,53	Metálica	0,81
P3	7o.	1899,31	1177,65	3076,96	Metálica	0,74
	1o.	3165,52	1648,71	4814,23	Mista	0,87

(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.4.2 Verificação

As solicitações atuantes nos pilares foram obtidas no ETABS através de análise não linear geométrica (P- $\Delta$ ), a qual considerou os efeitos de segunda ordem globais. Os efeitos de segunda ordem locais (P- $\delta$ ) não foram avaliados. Considerou-se o efeito da torção através da

excentricidade proposta na NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), com o valor de 7,5% do lado da fachada, e a força lateral obtida na resposta dinâmica da estrutura.

A verificação dos pilares mistos foi feita conforme anexo P da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) utilizando-se o modelo de cálculo simplificado. As verificações aplicáveis, e seus respectivos itens normativos, são:

- a) resistência à compressão axial, item P.3;
- b) resistência à flexo-compressão, item P.5.2 e 5.5.1.

Além disso, os limites de aplicabilidade do método foram verificados e constatou-se que as condições exigidas pela Norma são integralmente atendidas.

A verificação dos pilares metálicos foi feita considerando-se os seguintes itens normativos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

- a) resistência à compressão axial, item 5.3;
- b) flambagem local, anexo F;
- c) resistência ao momento fletor, item 5.4.2;
- b) resistência à flexo-compressão, item 5.5.1.

O quadro 40 apresenta a envoltória de solicitações e as resistências de cálculo. Como os pilares são engastados na base, eles possuem menor comprimento de flambagem no primeiro pavimento (correspondente a uma barra engastada-apoiada) e maior nos demais pavimentos (correspondente a uma barra apoiada-apoiada).

Nota-se que o pilar P3 é o mais solicitado. Tal fato ocorreu porque a força do vento é resistida pelo contraventamento em X adjacente ao pilar e por um binário de forças nos pilares, o que causou uma solicitação acima da prevista no pré-dimensionamento. Mesmo com esta parcela adicional de esforço, o pilar apresenta resistência suficiente, e constata-se que os pilares apresentam uma relação entre solicitação e resistência próxima do valor unitário, indicando boa otimização.

Quadro 40 – Verificação dos pilares

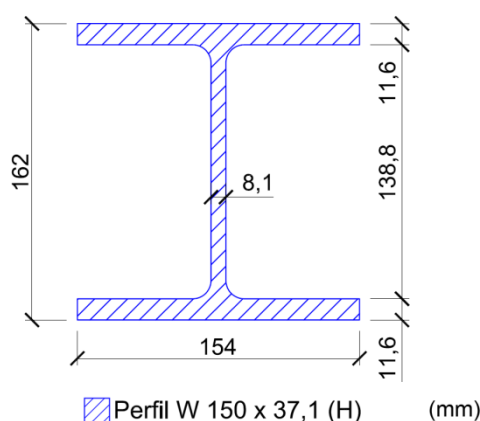
Pilar	Pavimento	Solicitação			Resistência			$S_d / R_d$
		$N_{c,Sd}$ (kN)	$M_{Sd,x}$ (kNm)	$M_{Sd,y}$ (kNm)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{Rd,x}$ (kNm)	$M_{Rd,y}$ (kNm)	
P1	1o.	2972,9	7,19	2,80	4403,1	615,76	273,05	0,69
	2o.	2786,1	13,32	0,74	4160,0	615,76	273,05	0,69
P2	1o.	5030,1	4,21	4,44	5887,3	653,93	334,87	0,87
	2o.	4710,7	3,60	1,21	5516,4	653,93	334,87	0,86
	7o.	3113,7	2,72	0,57	4160,0	615,76	273,05	0,75
P3	1o.	5434,5	18,82	1,09	5887,3	653,93	334,87	0,95
	2o.	5064,4	7,38	0,34	5516,4	653,93	334,87	0,93
	7o.	3092,8	4,85	0,12	4160,0	615,76	273,05	0,75

(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.5 SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO EM X

Na escolha dos perfis do contraventamento treliçado considerou-se, principalmente, a rigidez das barras, uma vez que esta possui influência direta na frequência natural da estrutura. Tal processo mostrou-se iterativo, onde se arbitrou um perfil, verificou-se a resposta da estrutura e a adequação desta com os limites normativos. O perfil final escolhido foi o W 150 x 37,1, cuja seção é apresentada na figura 61.

Figura 61 – Seção transversal do contraventamento



(fonte: elaborado pelo autor)

As solicitações foram obtidas no modelo completo da estrutura no ETABS. O quadro 41 apresenta a verificação dos elementos. Notou-se que a máxima força de tração ocorreu na

combinação sem sobrecarga e com o peso próprio com coeficiente igual a 1, correspondente à oitava combinação apresentada no quadro 8.

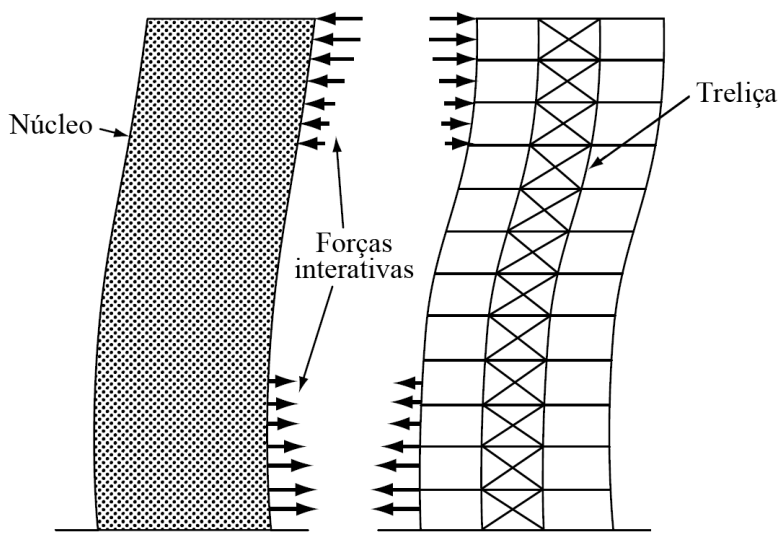
Quadro 41 – Verificação do contraventamento em X

Esforço	Pavimento	$S_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$S_d / R_d$
Tração	6o.	139,92	1499,18	0,09
Compressão	7o.	318,95	846,35	0,38

(fonte: elaborado pelo autor)

Constatou-se que as maiores solicitações ocorrem no sexto e sétimo pavimento. Como há dois sistemas de contraventamento, o núcleo e as treliças, desenvolvem-se forças interativas entre eles. Nos andares inferiores, a razão entre a rigidez do núcleo e das treliças é superior à dos pavimentos superior, assim próximo à base do edifício o núcleo acaba impedindo o deslocamento da treliça. O inverso ocorre nos andares superiores, conforme apresentado na figura 62, o que pode explicar o porquê das maiores solicitações ocorrerem nos pavimentos intermediários.

Figura 62 – Forças interativas entre os sistemas de contraventamento



(fonte: adaptada de TARANATH, c2010, p. 206, tradução nossa)

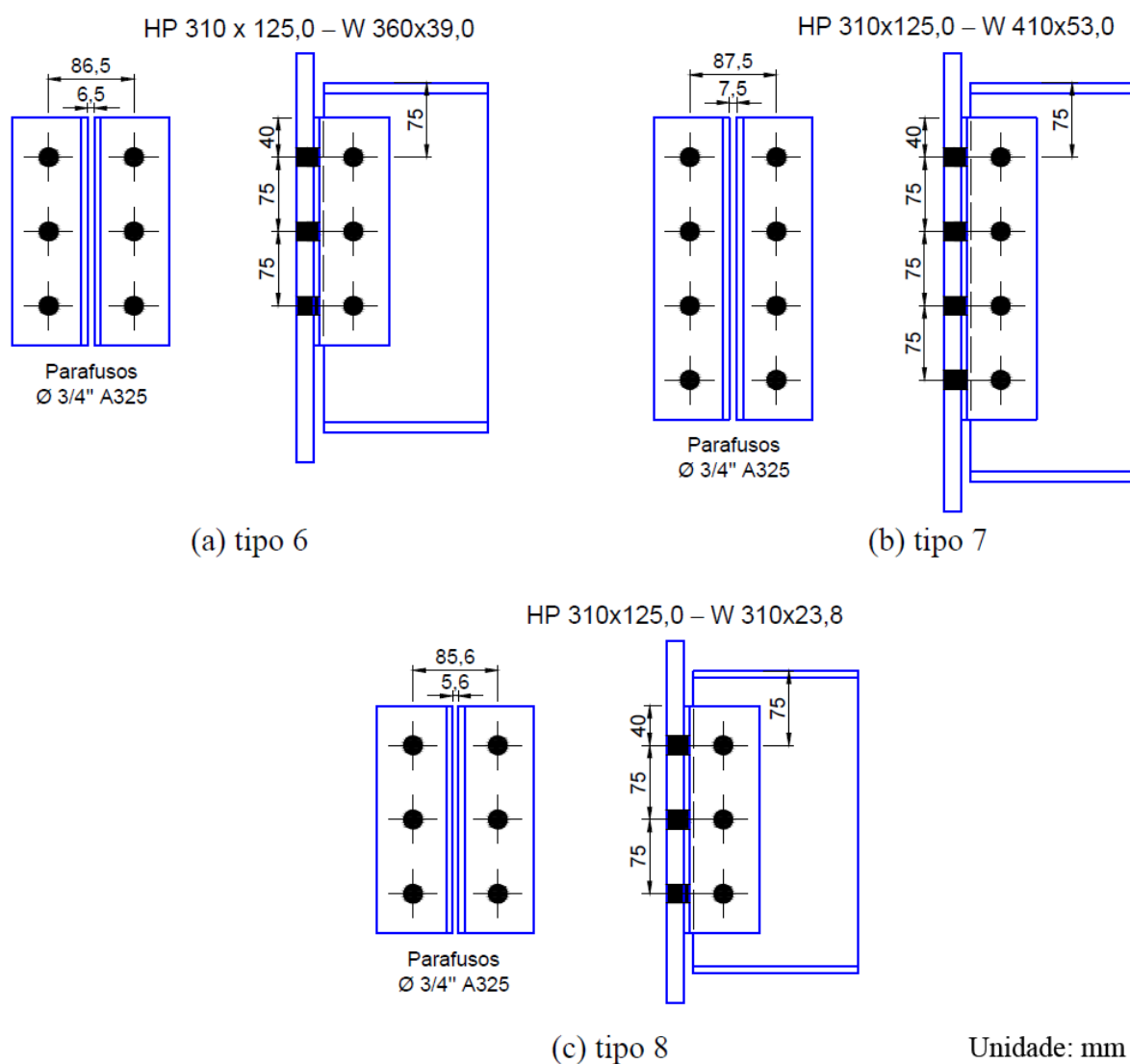
## 7.6 LIGAÇÕES

A seguir são apresentadas as ligações viga-viga, viga-pilar, viga-núcleo, emenda de pilares e ligações dos contraventamentos.

### 7.6.1 Ligações viga-viga e viga-coluna

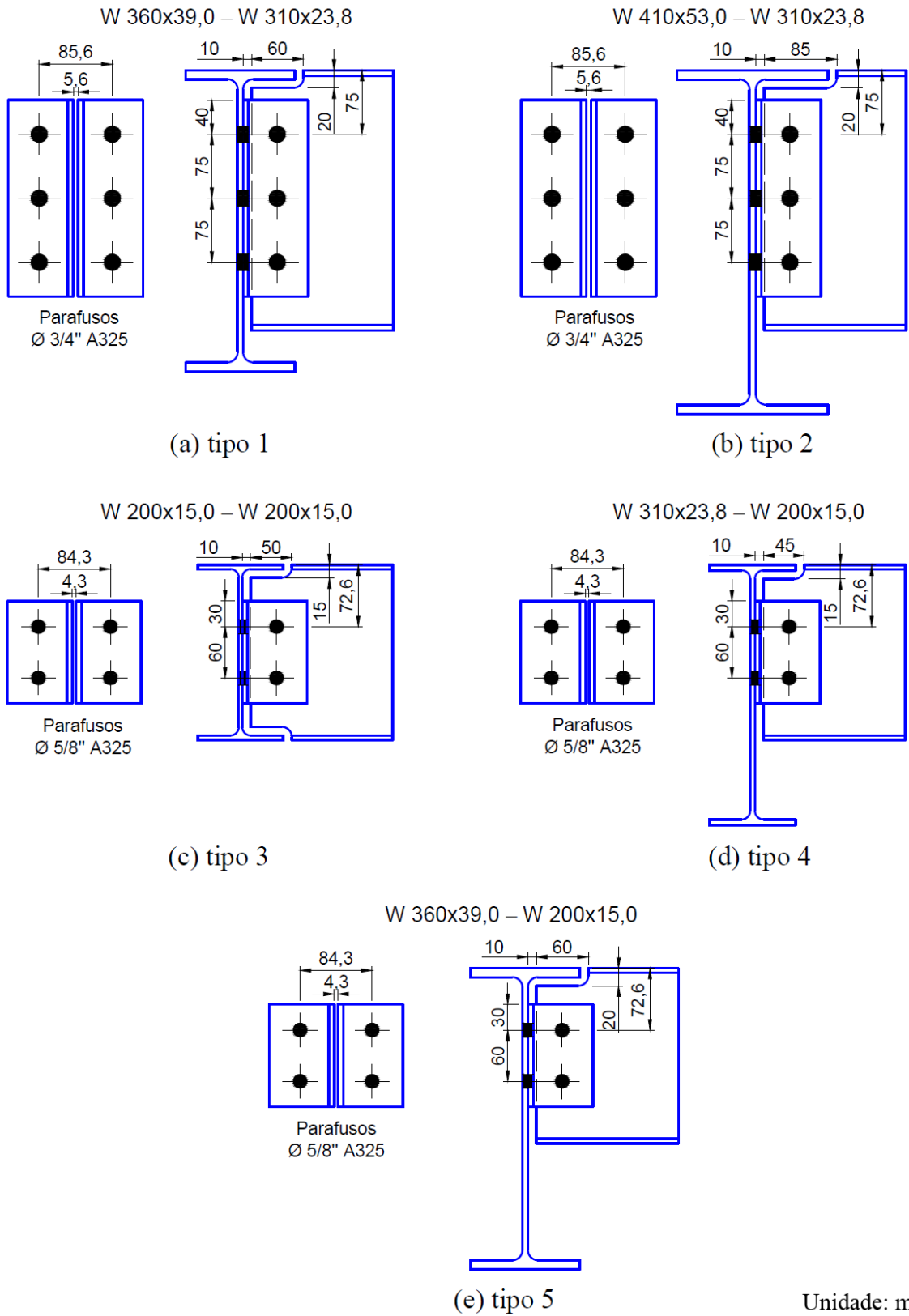
Optou-se por ligações flexíveis com dupla cantoneira de aço parafusadas para as ligações viga-viga e viga-coluna. Como referência para a definição da geometria, utilizaram-se as recomendações da Gerdau Açominas (BAIÃO FILHO; SILVA, 2007) e visando a padronização, definiram-se oito tipos de ligações. Empregou-se, em todas, a cantoneira 76,2x76,2x6,35 mm de aço ASTM A36 e parafusos de aço ASTM A325. A figura 63 apresenta as ligações viga-pilar e a figura 64 as ligações viga-viga.

Figura 63 – Ligações viga-pilar



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 64 – Ligações viga-viga



Unidade: mm

(fonte: elaborado pelo autor)

Conforme as recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) e seus respectivos itens normativos, verificou-se a resistência:

- a) à força de cisalhamento dos parafusos da viga apoiada e da viga/pilar de apoio com consideração de excentricidade, itens 6.3.3.2 e 6.5.2;
- b) ao esforço cortante das cantoneiras e da alma da viga apoiada, item 6.5.5;
- c) ao momento fletor, devido às excentricidades, das cantoneiras e da alma da viga apoiada, item 5.5.2.3;
- d) ao colapso por rasgamento das cantoneiras e da alma da viga apoiada com recortes, item 6.5.6;
- e) à pressão de contato das cantoneiras, alma da viga apoiada e alma da viga/pilar de apoio, item 6.3.3.3.

Os quadros 42 e 43 apresentam as verificações das ligações. Constatou-se que o estado-limite de pressão de contato na alma da viga apoiada é o mais crítico, com relação entre solicitação e resistência máxima de 69%. O aproveitamento dos parafusos e das cantoneiras, da ordem de 50%, é justificado pela necessidade de padronização das ligações e por questões construtivas, como a escolha de dimensões que permitam facilidade de montagem.

Quadro 42 – Verificação dos parafusos e da alma da viga apoiada nas ligações viga-viga e viga-pilar

Ligação	Parafusos						Alma da viga apoiada								
	Viga apoiada			Viga de apoio			Esforço cortante			Momento fletor			Pressão de contato		
	$F_{V,Sd}$ (kN)	$F_{V,Rd}$ (kN)	$S_d / R_d$	$F_{V,Sd}$ (kN)	$F_{V,Rd}$ (kN)	$S_d / R_d$	$V_{Sd}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)	$S_d / R_d$	$M_{Sd}$ (kNcm)	$M_{Rd}$ (kNcm)	$S_d / R_d$	$F_{c,Sd}$ (kN)	$F_{c,Rd}$ (kN)	$S_d / R_d$
Tipo 1	55,74	139,34	0,40	28,65	69,67	0,41	130,58	243,77	0,54	1012,00	2103,68	0,48	55,74	85,34	0,65
Tipo 2	55,74	139,34	0,40	28,65	69,67	0,41	130,58	243,77	0,54	1237,25	2103,68	0,59	55,74	85,34	0,65
Tipo 3	37,50	96,77	0,39	19,40	48,38	0,40	45,00	116,32	0,39	309,42	636,18	0,49	37,50	54,61	0,69
Tipo 4	37,50	96,77	0,39	19,40	48,38	0,40	45,00	124,74	0,36	310,64	721,02	0,43	37,50	54,61	0,69
Tipo 5	37,50	96,77	0,39	19,40	48,38	0,40	45,00	124,74	0,36	318,38	721,02	0,44	37,50	54,61	0,69
Tipo 6	58,61	139,34	0,42	30,26	69,67	0,43	137,30	350,94	0,39	549,20	3469,63	0,16	58,61	99,06	0,59
Tipo 7	62,59	139,34	0,45	32,17	69,67	0,46	210,87	448,50	0,47	843,48	5161,67	0,16	62,59	114,30	0,55
Tipo 8	55,74	139,34	0,40	28,65	69,67	0,41	130,58	280,56	0,47	522,32	2336,16	0,22	55,74	85,34	0,65

(fonte: elaborado pelo autor)



Quadro 43 – Verificação das cantoneiras da alma da viga/pilar de apoio nas ligações viga-viga e viga-pilar

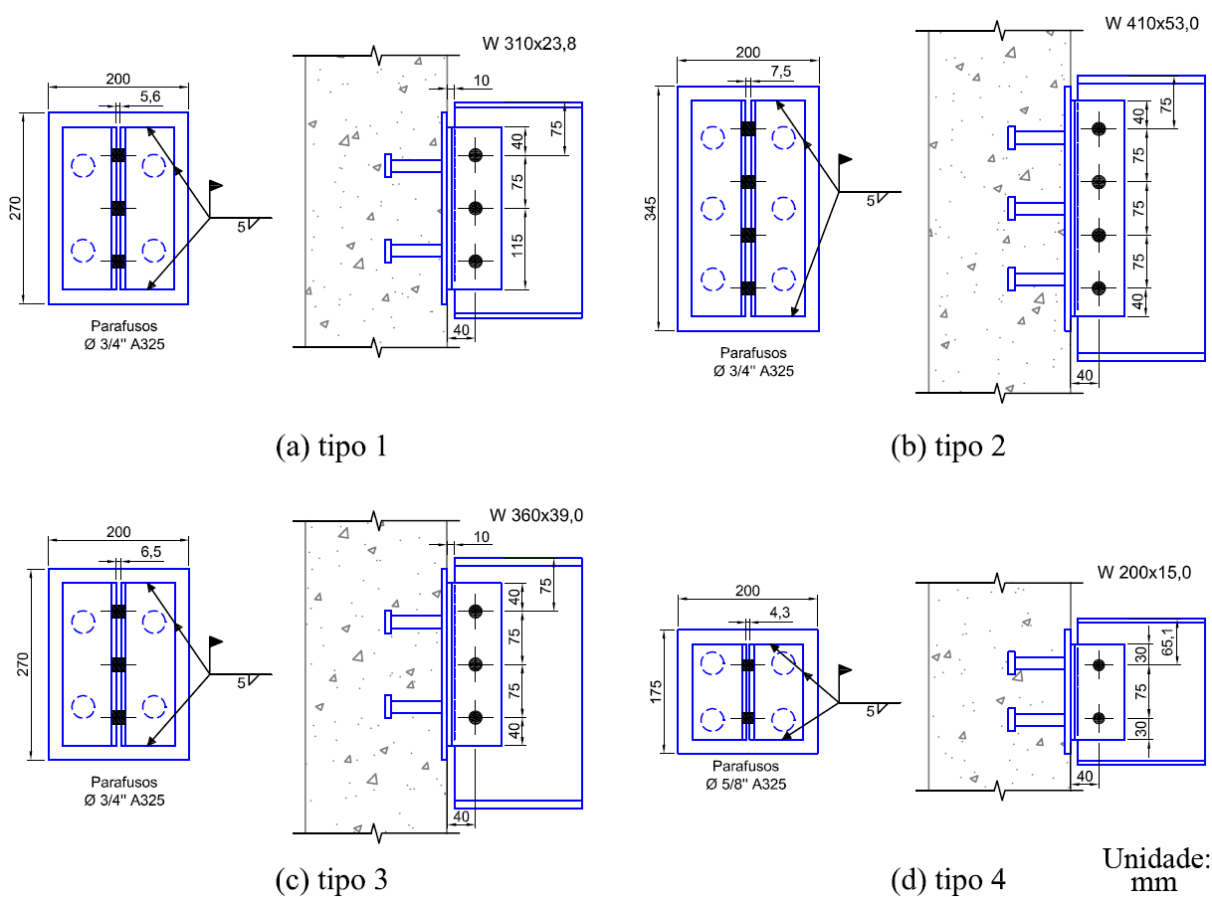
Ligação	Cantoneiras												Alma da viga/pilar de apoio		
	Esforço cortante			Momento fletor			Pressão de contato			Colapso por rasgamento			Pressão de contato		
	V <sub>Sd</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	M <sub>Sd</sub> (kNcm)	M <sub>Rd</sub> (kNcm)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	F <sub>c,Sd</sub> (kN)	F <sub>c,Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	F <sub>t,Sd</sub> (kN)	F <sub>t,Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	F <sub>c,Sd</sub> (kN)	F <sub>c,Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>
Tipo 1	65,29	190,05	0,34	279,44	1272,41	0,22	28,65	86,02	0,33	65,29	158,44	0,41	28,65	99,06	0,29
Tipo 2	65,29	190,05	0,34	279,44	1272,41	0,22	28,65	86,02	0,33	65,29	158,44	0,41	28,65	114,30	0,25
Tipo 3	22,50	96,24	0,23	94,84	346,36	0,27	19,40	71,68	0,27	22,50	89,38	0,25	19,40	65,53	0,30
Tipo 4	22,50	96,24	0,23	94,84	346,36	0,27	19,40	71,68	0,27	22,50	89,38	0,25	19,40	85,34	0,23
Tipo 5	22,50	96,24	0,23	94,84	346,36	0,27	19,40	71,68	0,27	22,50	89,38	0,25	19,40	99,06	0,20
Tipo 6	68,65	190,05	0,36	296,91	1272,41	0,23	30,26	86,02	0,35	68,65	158,44	0,43	30,26	265,18	0,11
Tipo 7	105,44	251,52	0,42	461,28	2200,44	0,21	32,17	86,02	0,37	105,44	211,36	0,50	32,17	265,18	0,12
Tipo 8	65,29	190,05	0,34	279,44	1272,41	0,22	28,65	86,02	0,33	65,29	158,44	0,41	28,65	265,18	0,11

(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.6.2 Ligações viga-núcleo

As ligações viga-núcleo escolhidas são compostas por duas cantoneiras 76,2x76,2x7,95 mm de aço ASTM A36 fixadas no perfil através de parafusos e numa placa através de solda. A ligação entre esta placa e o concreto é feita através de conectores tipo pino com cabeça soldados diretamente na placa, a qual é feita de aço ASTM A36 e possui 7,95 mm de espessura. A figura 65 apresenta as ligações viga-núcleo.

Figura 65 – Ligações viga-núcleo



(fonte: elaborado pelo autor)

A verificação das ligações seguiu as prescrições da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). Verificou-se, segundo os respectivos itens normativos, a resistência:

- a) dos parafusos à força de cisalhamento com consideração de excentricidade, item 6.3.3.2;

- b) das cantoneiras e da alma da viga à pressão de contato, item 6.3.3.3;
- c) da placa de base, das cantoneiras e da alma da viga à força cortante, item 6.5.5;
- d) das cantoneiras ao colapso por rasgamento, item 6.5.6;
- e) das cantoneiras e da alma da viga ao momento fletor, item 5.5.2.3;
- f) dos conectores e do concreto ao cisalhamento, item O.4.2.1;
- g) do metal da solda ao cisalhamento, item 6.2.5;
- h) do metal-base ao cisalhamento, item 6.2.5.

Os quadros 44 a 46 apresentam estas verificações. Constatou-se que o ponto crítico das ligações é a pressão de contato na alma da viga apoiada, atingindo a relação entre solicitação e resistência de até 94%.

Quadro 44 – Verificação das cantoneiras

Ligação	Cantoneiras											
	Esforço cortante			Momento fletor			Pressão de contato			Colapso por rasgamento		
	V <sub>Sd</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	M <sub>Sd</sub> (kNcm)	M <sub>Rd</sub> (kNcm)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	F <sub>c,Sd</sub> (kN)	F <sub>c,Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	F <sub>t,Sd</sub> (kN)	F <sub>t,Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>
Tipo 1	65,29	237,93	0,27	261,16	1593,01	0,16	27,87	107,70	0,26	65,29	226,46	0,29
Tipo 2	116,81	314,89	0,37	467,22	2019,87	0,23	34,67	107,70	0,32	116,81	303,41	0,38
Tipo 3	83,56	237,93	0,35	334,22	1593,01	0,21	35,67	107,70	0,33	83,56	226,46	0,37
Tipo 4	35,74	141,69	0,25	142,96	548,82	0,26	25,58	107,70	0,24	35,74	122,77	0,29

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 45 – Verificação da placa de base, dos parafusos e dos conectores

Ligação	Placa de base						Parafusos			Conectores		
	Esforço cortante			Cisalhamento do metal-base			Cisalhamento			Cisalhamento		
	V <sub>Sd</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	f <sub>v,Sd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>v,Rd</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	F <sub>V,Sd</sub> (kN)	F <sub>V,Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>	Q <sub>Sd</sub> (kN)	Q <sub>Rd</sub> (kN)	S <sub>d</sub> / R <sub>d</sub>
Tipo 1	65,29	292,70	0,22	5,80	13,64	0,43	55,74	139,34	0,40	32,65	94,13	0,35
Tipo 2	116,81	403,93	0,29	7,79	13,64	0,57	69,34	139,34	0,50	38,94	94,13	0,41
Tipo 3	83,56	292,70	0,29	7,45	13,64	0,55	71,34	139,34	0,51	41,78	94,13	0,44
Tipo 4	35,74	189,72	0,19	5,39	13,64	0,40	51,15	96,77	0,53	17,87	94,13	0,19

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 46 – Verificação da alma da viga apoiada e da solda

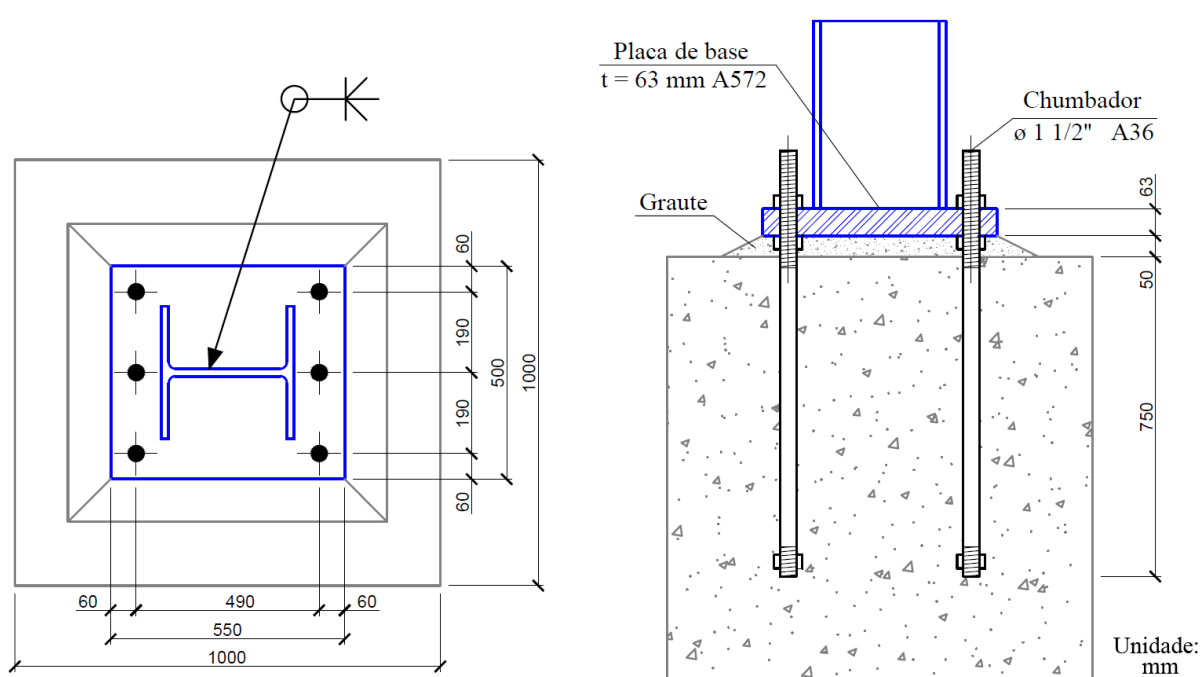
Ligação	Alma da viga apoiada									Solda		
	Esforço cortante			Momento fletor			Pressão de contato			Cisalhamento do metal da solda		
	$V_{Sd}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)	$S_d / R_d$	$M_{Sd}$ (kNcm)	$M_{Rd}$ (kNcm)	$S_d / R_d$	$F_{c,Sd}$ (kN)	$F_{c,Rd}$ (kN)	$S_d / R_d$	$f_{v,Sd}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{v,Rd}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$S_d / R_d$
Tipo 1	130,58	280,56	0,47	522,32	2336,16	0,22	55,74	85,34	0,65	8,20	21,56	0,38
Tipo 2	233,61	448,50	0,52	934,44	5161,67	0,18	69,34	114,30	0,61	11,01	21,56	0,51
Tipo 3	167,11	350,94	0,48	668,44	3469,63	0,19	71,34	99,06	0,72	10,53	21,56	0,49
Tipo 4	71,48	118,23	0,60	285,92	783,55	0,36	51,15	54,61	0,94	7,62	21,56	0,35

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.6.3 Ligação pilar-fundação

Na base dos pilares utilizou-se uma placa de base soldada ao perfil através de solda de entalhe com penetração total. A escolha das dimensões e número de chumbadores seguiu as recomendações da Gerdau Açoaminas (BAIÃO FILHO; SILVA, 2007). A figura 66 apresenta a ligação pilar-fundação.

Figura 66 – Ligação pilar-fundação



(fonte: elaborado pelo autor)

Conforme recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) e seus correspondentes itens normativos, verificou-se:

- a) a tensão de contato no concreto, item 6.6.5;
- b) a flexão da placa de base, item 5.5.2.3;
- c) a resistência ao corte dos chumbadores, item 6.3.3.2.

Cabe salientar que as solicitações mais críticas para o concreto, por exemplo, não são necessariamente as mais críticas para os chumbadores. Constatou-se que as excentricidades devidas à ação dos momentos fletores são pequenas e conseqüentemente toda a região de contato entre a placa de base e o concreto está comprimida. Nesta situação, conforme Pfeil e

Pfeil (2009, p. 251), adotam-se ancoragens construtivas. Considerou-se que o esforço cortante do pilar é transmitido unicamente por cisalhamento nos chumbadores, desprezando o atrito entre as superfícies de contato.

O quadro 47 apresenta a verificação da ligação.

Quadro 47 – Verificação da ligação pilar-fundação

Verificação	$S_d$	$R_d$	$S_d / R_d$
Tensão no concreto	1,98 kN/cm <sup>2</sup>	3,32 kN/cm <sup>2</sup>	0,60
Flexão da placa	158,92 kNcm	207,47 kNcm	0,77
Corte dos chumbadores	0,83 kN	135,12 kN	0,01

(fonte: elaborado pelo autor)

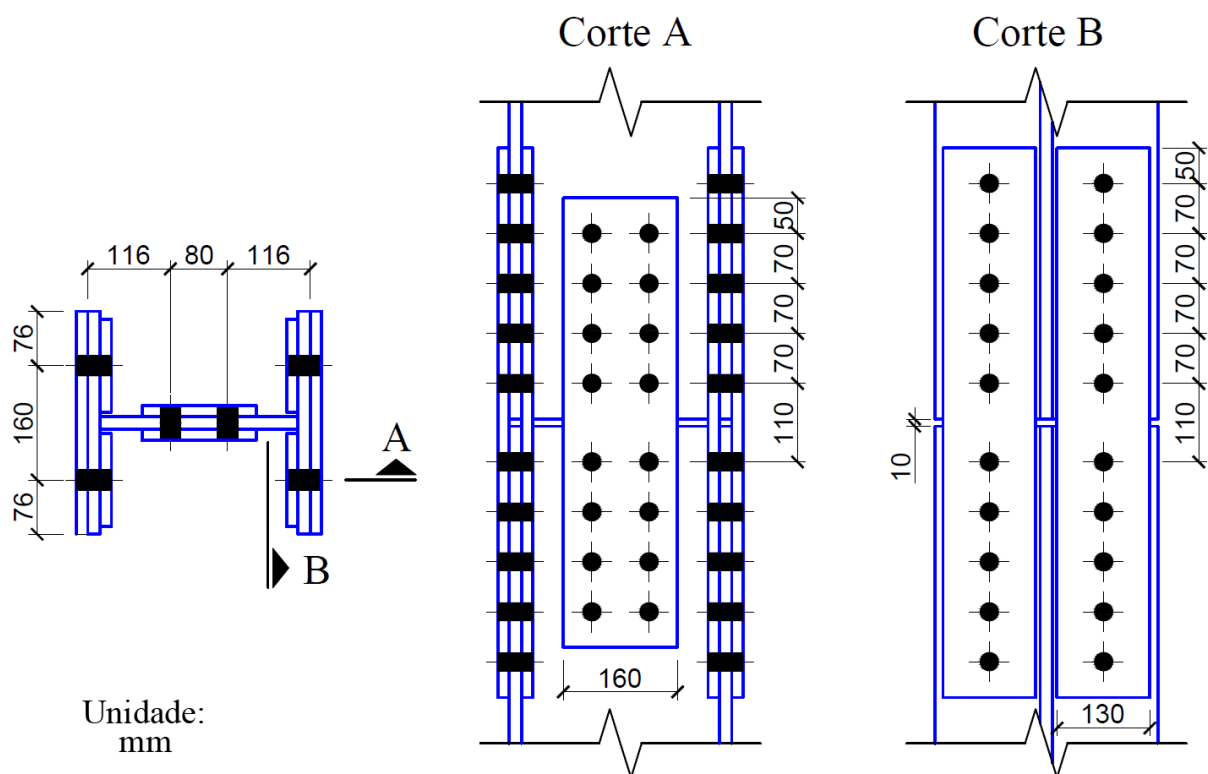
Constata-se que a relação entre a sollicitação e a resistência do concreto C35 é de 60%, indicando a possibilidade de adoção de um concreto com menor resistência. Nota-se bom aproveitamento da placa de base e que, conforme mencionado anteriormente, os chumbadores são utilizados por motivos construtivos, pois a sollicitação nos mesmos é pequena. Por último, salienta-se que, embora o atrito na interface entre a placa de base e o graute não tenha sido considerado, existe a possibilidade de que o máximo esforço horizontal atuante, cerca de 5 kN, seja resistido integralmente por ele.

#### 7.6.4 Emendas de pilares

A emenda de pilares escolhida é composta por 56 parafusos de uma polegada de aço ASTM A325 e por talas de 15,88 mm de aço ASTM A36. A figura 67 apresenta a sua geometria.

Considerando-se o padrão de comprimentos encontrado no mercado para perfis laminados, definiu-se que a primeira emenda ocorre no quarto pavimento. A determinação das sollicitações atuantes no perfil de aço dos pilares mistos foi feita conforme item P.2.1.2 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 199). Como os pilares estão submetidos a pequenos momentos fletores e esforços cortantes, selecionou-se o pilar, misto ou metálico, que apresentou o maior esforço normal atuante no perfil.

Figura 67 – Emenda de pilar



(fonte: elaborado pelo autor)

A verificação das emendas seguiu as recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), verificou-se, conforme os respectivos itens normativos, a resistência:

- a) dos parafusos à força de cisalhamento, item 6.3.3.2;
- b) dos parafusos ao deslizamento, item 6.3.4.4;
- c) do perfil de aço e das talas à pressão de contato, item 6.3.3.3;
- d) das talas ao colapso por rasgamento, item 6.5.6;
- e) das talas à força axial de compressão, item 6.5.4;
- f) das talas ao cisalhamento, item 6.5.5.

O quadro 48 apresenta estas verificações.



Quadro 48 – Verificação das emendas dos pilares

Elemento	Estado-limite	$S_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$S_d / R_d$
Parafuso	Cisalhamento	113,93	247,72	0,46
	Deslizamento	79,75	105,93	0,75
Talas das mesas	Pressão de contato	56,97	143,41	0,40
	Colapso por rasgamento	476,37	1111,60	0,43
	Compressão	273,34	469,18	0,58
	Cisalhamento	0,13	281,51	0,01
Talas da alma	Pressão de contato	56,08	143,41	0,39
	Colapso por rasgamento	273,34	1358,62	0,20
	Compressão	476,37	577,45	0,82
	Cisalhamento	0,28	346,47	0,01
Perfil de aço	Pressão de contato	113,93	283,62	0,40

(fonte: elaborado pelo autor)

Observa-se que a ligação apresenta como ponto crítico a resistência à compressão das talas da alma. Verificou-se que a escolha do diâmetro dos parafusos foi determinada pela resistência ao deslizamento, considerada, neste trabalho, como um estado-limite de serviço. Em relação à força de protensão aplicada, deve-se respeitar o valor mínimo de 227 kN, conforme recomendação da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 94).

### 7.6.5 Contraventamento

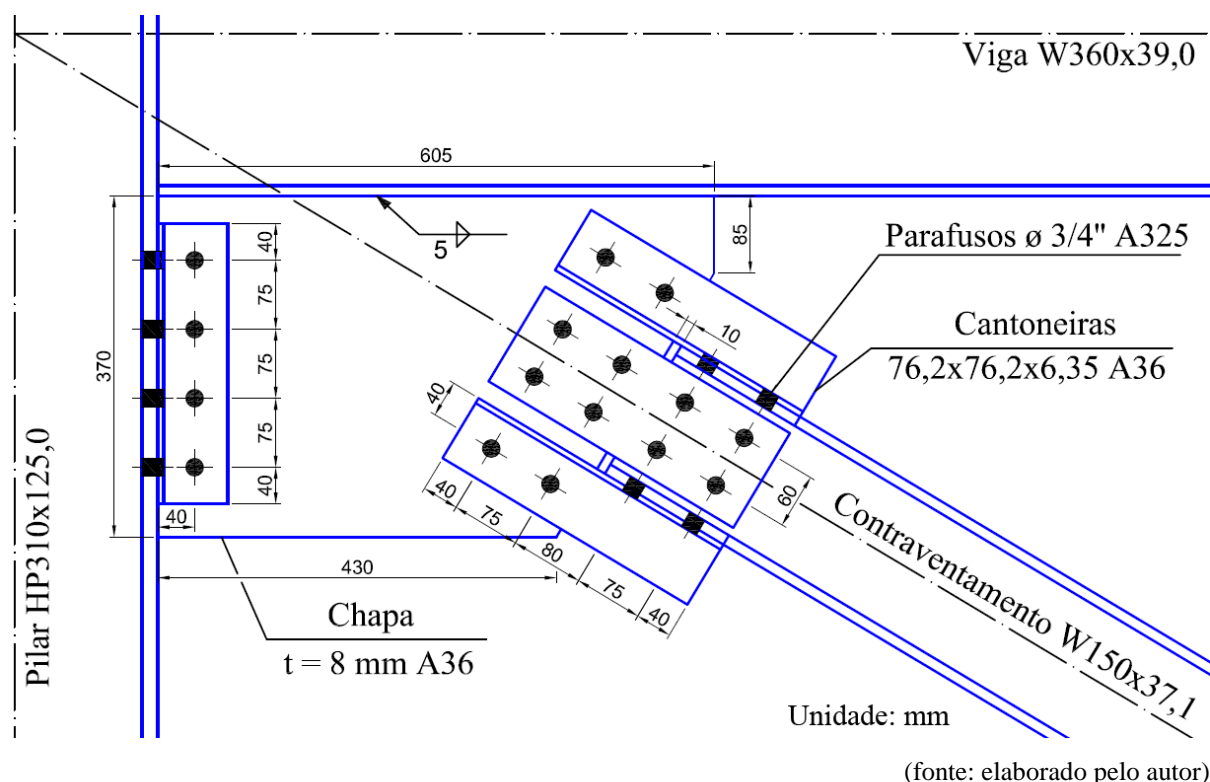
A última das ligações projetadas é a ligação do contraventamento em X, apresentada na figura 68.

Conforme recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), verificou-se, segundo os respectivos itens normativos, a resistência:

- a) dos parafusos ligados à barra de contraventamento à força cortante, item 6.3.3.2;
- b) dos parafusos ligados ao pilar à tração e cisalhamento combinados, item 6.3.3.4;
- c) das talas, das cantoneiras, do perfil e da chapa à pressão de contato, item 6.3.3.3;
- d) do metal da solda e do metal-base ao cisalhamento, item 6.2.5;

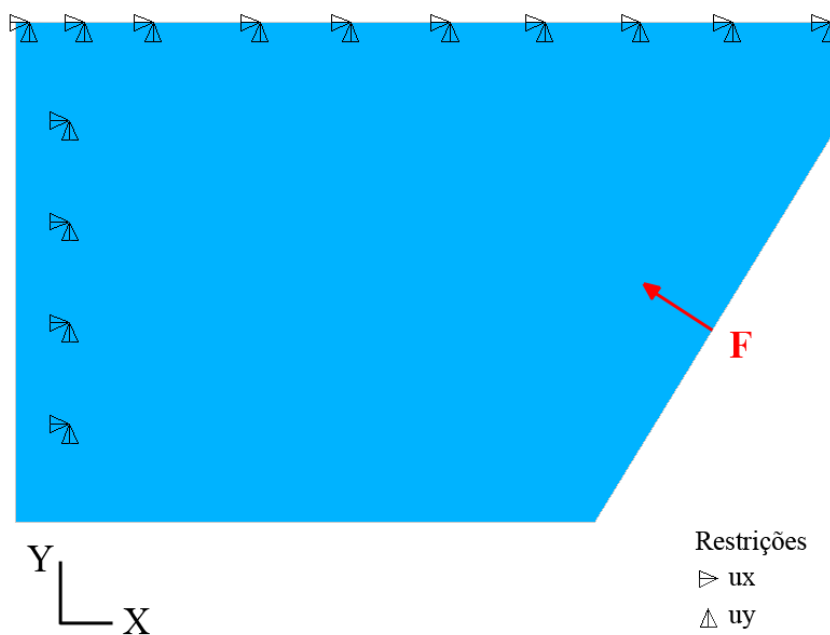
- e) das talas, das cantoneiras, da chapa e do perfil ao esforço axial de tração, item 5.2.2;
- f) das talas, da chapa e das cantoneiras ao esforço axial de compressão, item 6.5.4;
- g) das talas, das cantoneiras e da chapa ao colapso por rasgamento, item 6.5.6.

Figura 68 – Ligação do contraventamento



Para determinação da parcela da força absorvida pelos parafusos e pela solda modelou-se a chapa no ANSYS. Utilizou-se o elemento PLANE42, estado plano de tensões e análise linear elástica. As restrições e o carregamento aplicados são apresentados na figura 69.

Figura 69 – Restrições e carregamento da chapa do contraventamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Os quadros 49 e 50 apresentam as verificações desta ligação. Nota-se que o estado-limite de pressão de contato foi limitante para a chapa. Quanto aos parafusos e as cantoneiras, observa-se relação entre a sollicitação e a resistência máxima de 44% e 36% respectivamente, indicando a possibilidade de diminuição do diâmetro dos parafusos e na espessura da cantoneira.

Quadro 49 – Verificação da ligação do contraventamento

Elemento	Estado-limite	$S_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$S_d / R_d$
Parafusos das mesas	Cisalhamento	30,33	69,67	0,44
Parafusos da alma	Cisalhamento	19,09	69,67	0,27
Parafusos chapa-cantoneiras	Cisalhamento	36,32	139,34	0,26
Parafusos cantoneira-pilar	Cisalhamento	2,30	69,67	0,03
	Tração	22,03	130,64	0,17
	Cisalhamento e Tração	–	–	0,03
Talas	Tração	16,75	185,85	0,09
	Compressão	38,17	216,82	0,18
	Pressão de contato	9,54	54,98	0,17
	Rasgamento	38,17	330,86	0,12
Cantoneiras	Tração	26,61	169,40	0,16
	Compressão	60,65	162,62	0,37
	Pressão de contato	19,33	54,89	0,35
	Rasgamento	26,61	128,18	0,21
Perfil	Tração	139,92	1386,46	0,10
	Pressão de contato	19,09	80,11	0,24
Chapa	Rasgamento	139,92	619,16	0,23
	Pressão de contato	96,59	107,70	0,90
	Tração	139,92	780,54	0,18
	Compressão	318,95	780,54	0,41

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 50 – Verificação da solda da ligação do contraventamento

Elemento	Estado-limite	$S_d$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$R_d$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$S_d / R_d$
Solda	Cisalhamento do metal solda	6,26	21,56	0,23
	Cisalhamento do metal-base	4,42	18,82	0,24

(fonte: elaborado pelo autor)

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A combinação de perfis metálicos e concreto armado em um elemento estrutural mostrou-se interessante, aliando-se as virtudes e compensando as deficiências de cada material. As lajes com fôrmas de aço incorporada proporcionam rapidez construtiva pois dispensam fôrmas e escoramento. A consideração do concreto da laje como mesa colaborante das vigas, através do uso de conectores, aumenta consideravelmente a sua resistência. No caso dos pilares mistos, o uso de concreto entre as mesas do perfil metálico proporcionou aumento de 32% na sua resistência à compressão.

A configuração de laje *steel deck* escolhida mostrou-se adequada e atendeu aos critérios normativos referentes aos estados-limites últimos e de serviço, tanto na etapa da construção, quanto na etapa final. No que se refere às vigas mistas, a adoção de contraflecha para compensar os deslocamentos sofridos na etapa da construção, possibilitou que a relação entre a altura das vigas e o vão ficasse na ordem de 5% para as vigas principais e de 4% para as secundárias.

O consumo de aço para um pavimento tipo, sem incluir as ligações e os conectores, foi de 21.800 kg, sendo 45% deste para as vigas, 31% para as lajes e 24% para os pilares. Referente ao consumo de concreto de cada pavimento tipo obteve-se o volume de 47 m<sup>3</sup> para as lajes e de 24 m<sup>3</sup> para o núcleo. No total, o edifício projetado necessita de aproximadamente 330 toneladas de aço de perfis estruturais e de 1107 m<sup>3</sup> de concreto.

Na escolha do sistema de contraventamento, a consideração dos efeitos dinâmicos e a avaliação do conforto dos usuários mostraram-se essenciais para o edifício estudado. O núcleo, que inicialmente foi verificado quanto ao deslocamento no topo através da abordagem puramente estática, mostrou-se suficiente para o critério de deslocamento lateral excessivo, na análise dinâmica, porém insuficiente para o critério de conforto dos usuários. A adição de treliças em X na fachada da edificação e o aumento da espessura do núcleo mostraram-se eficientes para a diminuição da aceleração no topo da edificação.

Como sugestões para trabalhos futuros, sugere-se a adoção de outro sistema estrutural, por exemplo, um sistema totalmente treliçado, o estudo de um sistema estrutural que atenda a aceleração máxima estabelecida em Norma e o dimensionamento das armaduras do núcleo.

## REFERÊNCIAS

- ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. 2000. 277 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- ANSYS INC. **ANSYS Mechanical APDL** – release 15.0. Canonsburg, USA, 2013.
- ARAÚJO, J. M. de. Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio Grande, v. 6, n. 9, p. 29-37, nov. 2006.
- ARAÚJO, J. M. de. Análise do processo aproximado da NBR 6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio Grande, v. 7, n. 10, p. 1-10, jul. 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- \_\_\_\_\_. **NBR 5665**: cálculo do tráfego nos elevadores. Rio de Janeiro, 1983.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- \_\_\_\_\_. **NBR 9077**: saídas de emergência em edifícios. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- \_\_\_\_\_. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- \_\_\_\_\_. **NBR 14762**: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- BAIÃO FILHO, O. T.; SILVA, A. C. V. **Ligações para estruturas de aço**: guia prático para estruturas laminadas. 3. ed. São Paulo: Gerdau Açominas, 2007.
- COMPUTERS AND STRUCTURES INC. **ETABS**: integrated building design software. Berkeley, USA, 2013.
- DIAS, L. A. de M. **Estruturas de aço**: conceitos, técnicas e linguagem. 9. ed. São Paulo: Zigurate, 1997.
- DIVERSAKORE LLC. **Brief History of Composite Steel Construction**: tall buildings impossible without advances in technology. Atlanta, c2009a. Disponível em: <[http://www.diversakore.com/products\\_history.html](http://www.diversakore.com/products_history.html)>. Acesso em: 23 mar. 2014.

\_\_\_\_\_. **Brief History of Composite Steel Construction:** post WWII – 1950s. Atlanta, c2009b. Disponível em: <[http://www.diversakore.com/products\\_history.html](http://www.diversakore.com/products_history.html)><sup>2</sup>. Acesso em: 23 mar. 2014.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 1:** actions on structures – part 1-1: general actions – densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels, 2002.

\_\_\_\_\_. **Eurocode 2:** design of concrete structures – part 1-1: general rules and rules for buildings. Brussels, 2004a.

\_\_\_\_\_. **Eurocode 4:** design of composite steel and concrete structures – part 1-1: general rules and rules for buildings. Brussels, 2004b.

FABRIZZI, M. de A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço-concreto.** 2007. 233 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FIGUEIREDO, L. M. B. **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto.** 1998. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

FIGUEIREDO, L. M. B.; GONÇALVES, R. M. Comportamento de ligações mistas viga-pilar. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 9, n. 36, p. 95-116, 2007. Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova\\_versao/pdf/cee36.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee36.pdf)>. Acesso em: 24 maio 2014.

GERDAU S.A. **Perfis estruturais Gerdau:** tabela de bitolas. Porto Alegre, 2014. Disponível em:

<[http://www.comercialgerdau.com.br/produtos/download/16\\_Perfil\\_Estrutural\\_tabela\\_de\\_bitolas.pdf](http://www.comercialgerdau.com.br/produtos/download/16_Perfil_Estrutural_tabela_de_bitolas.pdf)>. Acesso em: 5 ago. 2014.

LEET, K. M.; UANG, C.; GILBERT, A. M. **Fundamentos da análise estrutural.** 3. ed. Porto Alegre: AMGH, 2010.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto:** princípios básicos da construção de pontes de concreto. 1. ed. (2. reimp.). Rio de Janeiro: Interciência, 1979 (reimpressão 2013). v. 6.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto:** princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 1. ed. (2. reimp.). Rio de Janeiro: Interciência, 1977 (reimpressão 2008). v. 1.

MARTHA, L. F. **FTOOL:** um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas – versão 3.00. Rio de Janeiro: PUCRJ, 2012. *Software* de análise bidimensional de estruturas. Disponível em: <<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>>. Acesso em: 20 ago. 2014.

---

<sup>2</sup> Estando no site <[http://www.diversakore.com/products\\_history.html](http://www.diversakore.com/products_history.html)>, clicar em “1950s” localizado na parte central da página, entre o título *Brief History of Composite Steel Construction* e a frase *Tall buildings impossible without advances in technology*.



METFORM. *Steel deck*. Betim, c2010. Disponível em: <[http://metform.com.br/downloads.php?arquivo=material/steel\\_deck/dados\\_tecnicos/steel\\_deck\\_metform.pdf](http://metform.com.br/downloads.php?arquivo=material/steel_deck/dados_tecnicos/steel_deck_metform.pdf)>. Acesso em: 4 ago. 2014.

NILSON, A. H.; DARWIN, D.; DOLAN, C. W. **Design of concrete structures**. 14th. New York: McGraw-Hill, c2010.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009 (reimpressão 2012).

PORTO ALEGRE. Departamento Municipal de Água e Esgotos. **Decreto n. 9369**, de 29 de dezembro de 1988. Regulamenta a Lei Complementar n. 170, de 31/12/87, alterada pela Lei Complementar n. 180, de 18/08/88 que estabelece normas para instalações hidrossanitárias e serviços públicos de abastecimento de água e esgotamento sanitário prestado pelo Departamento Municipal de Água e Esgotos. Porto Alegre, 1988. Disponível em: <[http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/dmae/usu\\_doc/cip9369-decreto.pdf](http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/dmae/usu_doc/cip9369-decreto.pdf)>. Acesso em: 2 ago. 2014.

\_\_\_\_\_. Secretaria Municipal de Obras e Viação. **Lei complementar n. 420**, de 1 de setembro de 1998. Institui o código de proteção contra incêndio de Porto Alegre e dá outras providências. Porto Alegre, 1998. Disponível em: <[http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/smov/usu\\_doc/incendio.pdf](http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/smov/usu_doc/incendio.pdf)>. Acesso em: 2 ago. 2014.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2012. v.1.

RAO, S. S. **Vibrações mecânicas**. 4. ed. São Paulo: Pearson, 2008.

SANTIAGO, A. K. **O uso do sistema *light steel framing* associado a outros sistemas construtivos como fechamento vertical externo não estrutural**. 2008. 153 f. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2008.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Boca Raton, USA: CRC, c2010.

\_\_\_\_\_. **Structural analysis and design of tall buildings: steel and composite construction**. Boca Raton, USA: CRC, c2012.

THYSSENKRUPP ELEVADORES. **Export**. Porto Alegre, 2013. Disponível em: <[http://www.thyssenkruppelevadores.com.br/pt-BR/produto/download/94\\_descritivo\\_tecnico\\_\\_grife\\_export.pdf](http://www.thyssenkruppelevadores.com.br/pt-BR/produto/download/94_descritivo_tecnico__grife_export.pdf)>. Acesso em: 15 jul. 2014.

## **APÊNDICE A – Forças devidas ao vento**

A NBR 6123 apresenta os procedimentos para o cálculo das forças devidas ao vento nas edificações. Segundo esta Norma, para edificações paralelepípedicas deve-se considerar (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 21):

- a) as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas [...];
- b) as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos da vizinhança.

As forças devidas ao vento agindo perpendicularmente são calculadas pela fórmula AP-A1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5):

$$F = C q A \quad (\text{fórmula AP-A1})$$

Sendo:

$F$  = força de arrasto;

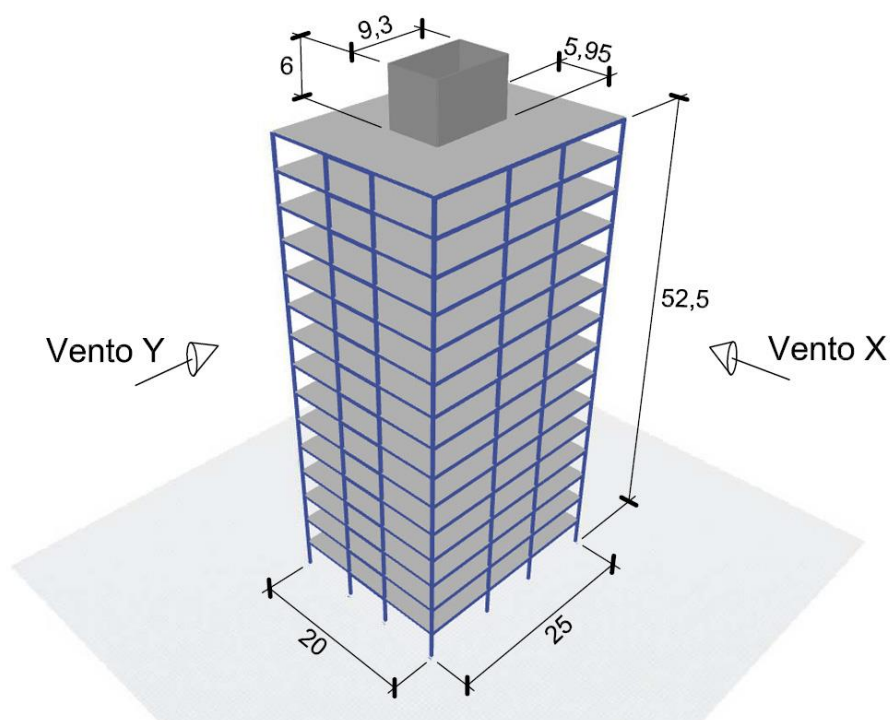
$C$  = coeficiente de arrasto;

$q$  = pressão dinâmica do vento;

$A$  = área frontal efetiva.

O coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas é obtido através da figura 4 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 20). Este coeficiente depende da relação entre as dimensões em planta da edificação e da relação entre a altura do edifício e a dimensão em planta perpendicular à direção do vento. A figura AP-A1 mostra as dimensões da edificação e as direções dos ventos consideradas.

Figura AP-A1 – Direções do vento



(fonte: adaptada de COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2013)

Os quadros AP-A1 e AP-A2 apresentam os parâmetros necessários para a determinação dos coeficientes de arrasto, assim como o seu valor.

Quadro AP-A1 – Coeficiente de arrasto para o vento y

Vento Y	
$l_1$ (m)	20,0
$l_2$ (m)	25,0
$h$ (m)	52,5
$l_1 / l_2$	0,8
$h / l_1$	2,6
C	1,2

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro AP-A2 – Coeficiente de arrasto para o vento x

Vento X	
$l_1$ (m)	25,0
$l_2$ (m)	20,0
$h$ (m)	52,5
$l_1 / l_2$	1,25
$h / l_1$	2,1
C	1,3

(fonte: elaborado pelo autor)

A NBR 6123 não apresenta um procedimento específico para a determinação da força de arrasto no volume superior de edifícios. Considerando-se que neste local formam-se vórtices que aumentam esta força, julgou-se adequado utilizar o coeficiente de arrasto calculado para a face do edifício acrescido do valor 0,2.

A pressão dinâmica do vento é calculada pela fórmula AP-A2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{fórmula AP-A2})$$

Sendo:

$q$  = pressão dinâmica, em  $\text{N/m}^2$ ;

$V_k$  = velocidade característica do vento, em m/s.

A velocidade característica do vento é dada pela fórmula AP-A3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula AP-A3})$$

Sendo:

$V_k$  = velocidade característica do vento;

$V_0$  = velocidade básica do vento;

$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$  = fator estatístico.

A velocidade básica do vento é, conforme NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6), “[...] [a] máxima velocidade média medida sobre três segundos, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano.”. Esta Norma apresenta um mapa de isopletras, indicando qual é a velocidade básica do vento para cada localidade do Brasil e, para Porto Alegre, a velocidade básica considerada foi de 46 m/s.

Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5), “O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as variações do relevo do terreno [...]”.

Considerou-se que a edificação está localizada em terreno plano e, para este caso, o fator  $S_1$  é igual a um.

O fator  $S_2$  leva em consideração as diferentes rugosidades dos terrenos, dividindo-as em cinco categorias. Também considera a variação da velocidade do vento com a altura da edificação acima do terreno e suas dimensões. Este fator é calculado pela fórmula AP-A4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 9):

$$S_2 = bF_r(z/10)^p \quad (\text{fórmula AP-A4})$$

Sendo:

$S_2$  = fator que depende da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno;

$b$  e  $p$  = parâmetros meteorológicos, dependem da maior dimensão da edificação e da rugosidade do terreno;

$F_r$  = fator de rajada;

$z$  = altura acima do nível do terreno, em metros.

Considerou-se que a edificação está localizada na margem do Guaíba, se enquadrando na categoria II de rugosidade do terreno. A altura do edifício é maior do que 50 metros, portanto a edificação é classificada, quanto às dimensões, na classe C. Com isto, os fatores  $b$ ,  $p$  e  $F_r$  valem, respectivamente, 1, 0,95 e 0,10.

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10) afirma que “O fator estatístico  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.”. Para edifícios comerciais este fator é igual a um.

O esforço de torção é calculado considerando-se que as forças oriundas da ação do vento ajam com uma excentricidade. Para edificações em locais sem efeitos de vizinhança, esta excentricidade é igual a 7,5% da dimensão da edificação em planta perpendicular à direção do vento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 21). Assim, para o vento incidindo na direção  $y$  a excentricidade vale 1,5 metros e 1,875 metros para a direção  $x$ . Para o volume superior, que apresenta dimensões menores, considerou-se o valor de 0,45

metros para a excentricidade na direção do vento y e 0,70 metros para a excentricidade na direção x.

Os valores obtidos para a força de arrasto (F) são apresentados nos quadros AP-A3 e AP-A4 para os ventos em y e x respectivamente.

Quadro AP-A3 – Forças de arrasto para o vento em y

Laje	z (m)	$S_2$	$V_k$ (m/s)	q (kPa)	A (m <sup>2</sup> )	F (kN)
Topo	58,5	1,13	52,14	1,667	8,93	20,83
Reservatório	55,5	1,13	51,87	1,649	26,78	61,82
Cobertura	52,5	1,12	51,58	1,631	35,00	68,50
15o. pavimento	49,0	1,11	51,23	1,609	70,00	135,13
14o. pavimento	45,5	1,11	50,85	1,585	70,00	133,14
13o. pavimento	42,0	1,10	50,44	1,560	70,00	131,02
12o. pavimento	38,5	1,09	50,01	1,533	70,00	128,76
11o. pavimento	35,0	1,08	49,53	1,504	70,00	126,33
10o. pavimento	31,5	1,07	49,01	1,473	70,00	123,70
9o. pavimento	28,0	1,05	48,44	1,438	70,00	120,82
8o. pavimento	24,5	1,04	47,80	1,400	70,00	117,63
7o. pavimento	21,0	1,02	47,07	1,358	70,00	114,06
6o. pavimento	17,5	1,00	46,22	1,309	70,00	109,98
5o. pavimento	14,0	0,98	45,20	1,252	70,00	105,18
4o. pavimento	10,5	0,95	43,91	1,182	70,00	99,30
3o. pavimento	7,0	0,92	42,17	1,090	70,00	91,56
2o. pavimento	3,5	0,86	39,34	0,949	70,00	79,71

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro AP-A4 – Forças de arrasto para o vento em x

Laje	z (m)	$S_2$	$V_k$ (m/s)	q (kPa)	A (m <sup>2</sup> )	F (kN)
Topo	58,5	1,13	52,14	1,667	13,95	34,88
Reservatório	55,5	1,13	51,87	1,649	41,85	103,53
Cobertura	52,5	1,12	51,58	1,631	43,75	92,76
15o. pavimento	49,0	1,11	51,23	1,609	87,50	182,98
14o. pavimento	45,5	1,11	50,85	1,585	87,50	180,29
13o. pavimento	42,0	1,10	50,44	1,560	87,50	177,43
12o. pavimento	38,5	1,09	50,01	1,533	87,50	174,37
11o. pavimento	35,0	1,08	49,53	1,504	87,50	171,08
10o. pavimento	31,5	1,07	49,01	1,473	87,50	167,51
9o. pavimento	28,0	1,05	48,44	1,438	87,50	163,61
8o. pavimento	24,5	1,04	47,80	1,400	87,50	159,30
7o. pavimento	21,0	1,02	47,07	1,358	87,50	154,46
6o. pavimento	17,5	1,00	46,22	1,309	87,50	148,93
5o. pavimento	14,0	0,98	45,20	1,252	87,50	142,43
4o. pavimento	10,5	0,95	43,91	1,182	87,50	134,47
3o. pavimento	7,0	0,92	42,17	1,090	87,50	123,99
2o. pavimento	3,5	0,86	39,34	0,949	87,50	107,94

(fonte: elaborado pelo autor)



## **APÊNDICE B – Verificação das vigas metálicas**

As verificações das vigas metálicas foram feitas conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). As verificações realizadas, e seus respectivos itens normativos, são:

- a) resistência ao momento fletor, item 5.4.2;
- b) resistência à flambagem lateral com torção, item 5.4.2 e anexo G;
- c) flambagem local da mesa, anexo G;
- d) flambagem local da alma, anexo G;
- e) resistência ao esforço cortante, item 5.4.3.

O quadro AP-B1 apresenta as solicitações e as verificações dos estados-limites últimos. Como o mecanismo resistente é o mesmo na fase de construção e na fase final, verificou-se somente a resistência na etapa final.

Quadro AP-B1 – Verificação da resistência das vigas metálicas

Viga	Momento Fletor			Esforço Cortante		
	$S_d$ (kNm)	$R_d$ (kNm)	$S_d / R_d$	$S_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$S_d / R_d$
VM1	2,24	36,78	0,06	4,00	153,74	0,03
VM2	4,48	45,83	0,10	6,00	153,74	0,04
VM3	32,84	78,98	0,42	29,41	321,41	0,09
VM4	72,67	187,96	0,39	81,79	431,78	0,19

(fonte: elaborado pelo autor)

O quadro AP-B2 apresenta a verificação do estado-limite de serviço de deformação excessiva.

Quadro AP-B2 – Verificação do deslocamento das vigas metálicas

Viga	Deslocamento (mm)	Deslocamento / Deslocamento limite
VM1	0,3	0,05
VM2	0,6	0,09
VM3	7,7	0,48
VM4	11,0	0,69

(fonte: elaborado pelo autor)

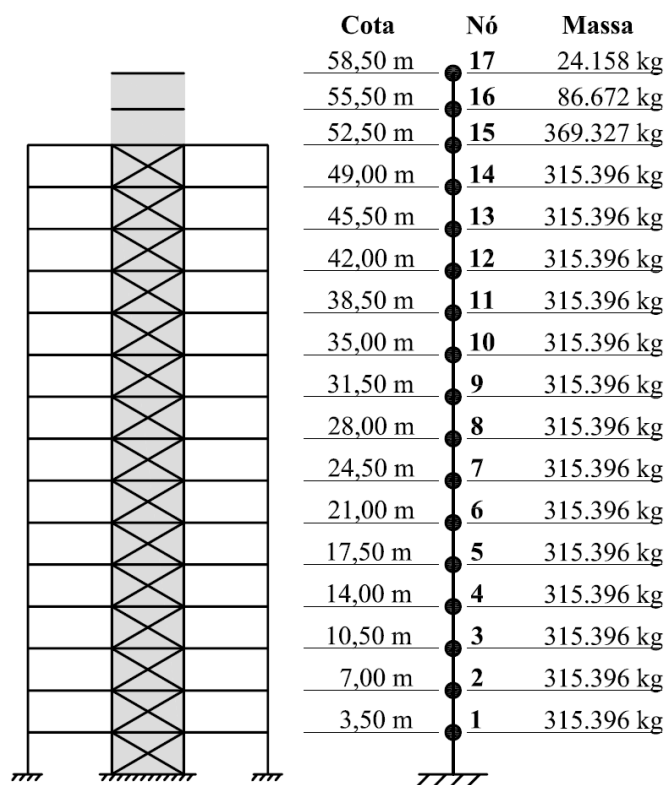
As vigas VM1 e VM2 são vigas com funções construtivas, somente para sustentar paredes no núcleo e apresentaram baixa relação entre a solicitação e a resistência. O critério que determinou as seções das vigas VM3 e VM4 foi o deslocamento máximo, uma vez que o uso

de um perfil inferior, dentro da padronização adotada, resultaria numa flecha além do permitido.

## **APÊNDICE C – Resposta dinâmica da estrutura**

A determinação da resposta dinâmica da estrutura final foi feita conforme o capítulo 9 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). O modelo discreto da estrutura é apresentado na figura AP-C1.

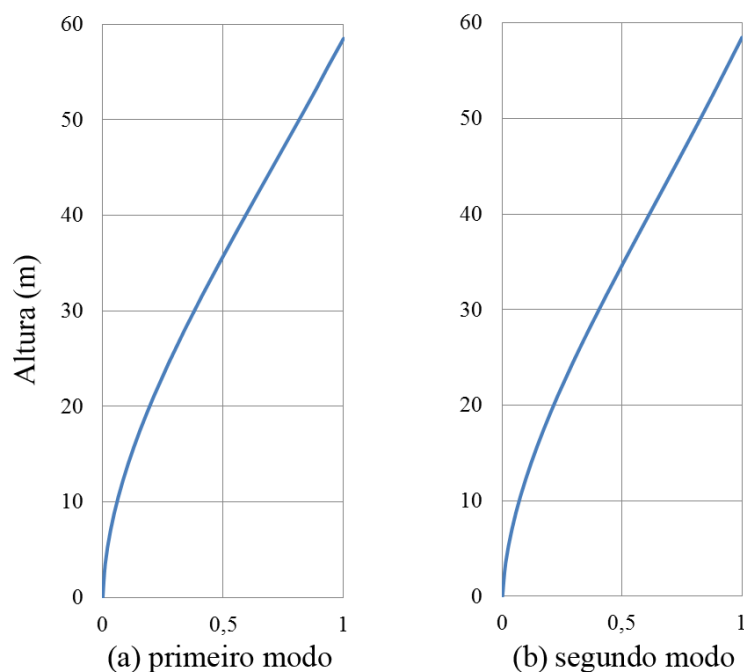
Figura AP-C1 – Modelo discreto da estrutura



(fonte: elaborado pelo autor)

A primeira frequência natural da estrutura é de 0,57 Hz e a segunda é de 0,77 Hz, suas respectivas formas modais são apresentadas na figura AP-C2.

Figura AP-C2 – Formas modais



(fonte: elaborado pelo autor)

## AP-C.1 PRIMEIRO MODO

A seguir apresenta-se a resposta da estrutura referente ao primeiro modo de vibração livre, correspondente ao vento em x.

### AP-C.1.1 Tempo de retorno de 50 anos

O quadro e a tabela a seguir apresentam a determinação da resposta dinâmica para um vento com período de retorno de 50 anos.

Quadro AP-C1 – Parâmetros para o cálculo da resposta dinâmico referente ao primeiro modo e tempo de retorno de 50 anos

$V_0$ (m/s)	46,0	$\bar{q}_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,617	$A_0$ (m <sup>2</sup> )	1324,6	$f_1$ (Hz)	0,57
$S_1$	1,00	$z_r$ (m)	10	$m_0$ (kg)	4895696	$\bar{V}_p/(f_1 \cdot L)$	0,031
$S_3$	1,00	$L$ (m)	1800	$p$	0,15	$\xi$	1,20
$\bar{V}_p$ (m/s)	31,7	$L_1$ (m)	25	$b$	1,00	$F_H$ (kN)	<b>5736,95</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C1 – Cálculo da resposta dinâmico referente ao primeiro modo e tempo de retorno de 50 anos

$z_i$ (m)	$x_i$	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$m_i$ (kg)	$C_{ai}$	$\bar{X}_i$ (kN)	$\hat{X}_i$ (kN)	$X_i$ (kN)	$Y_i$ (kN)
3,50	0,0044	87,50	315396	1,30	51,27	1,61	52,88	0,54
7,00	0,0139	87,50	315396	1,30	63,12	5,15	68,27	1,72
10,50	0,0281	87,50	315396	1,30	71,28	10,39	81,67	3,46
14,00	0,0463	87,50	315396	1,30	77,71	17,10	94,81	5,70
17,50	0,0679	87,50	315396	1,30	83,09	25,11	108,20	8,37
21,00	0,0926	87,50	315396	1,30	87,76	34,24	122,00	11,41
24,50	0,1200	87,50	315396	1,30	91,91	44,34	136,25	14,78
28,00	0,1495	87,50	315396	1,30	95,67	55,25	150,92	18,42
31,50	0,1808	87,50	315396	1,30	99,11	66,81	165,92	22,27
35,00	0,2134	87,50	315396	1,30	102,29	78,87	181,16	26,29
38,50	0,2470	87,50	315396	1,30	105,26	91,29	196,55	30,43
42,00	0,2812	87,50	315396	1,30	108,04	103,93	211,98	34,64
45,50	0,3157	87,50	315396	1,30	110,67	116,69	227,36	38,90
49,00	0,3503	87,50	315396	1,30	113,16	129,47	242,63	43,16
52,50	0,3848	43,75	369327	1,30	57,76	166,53	224,29	55,51
55,50	0,4083	41,85	86672	1,50	64,83	41,47	106,30	13,82
58,50	0,4375	13,95	24158	1,50	21,95	12,39	34,34	4,13
<b>Totais:</b>	<b>1,0000</b>	<b>1324,550</b>	<b>4895696</b>	-	1404,88	1000,64	2405,53	333,55

(fonte: elaborado pelo autor)

Aplicou-se a força dinâmica total no modelo do ETABS e obteve-se o deslocamento máximo de 6,5 centímetros. Este valor corresponde a uma relação de H/900 e satisfaz as exigências normativas sobre deslocamento máximo.

### AP-C.1.2 Tempo de retorno de 10 anos

O quadro e a tabela a seguir apresentam o cálculo da força devida ao vento considerando um evento em média a cada 10 anos.

Quadro AP-C2 – Parâmetros para o cálculo da resposta dinâmico referente ao primeiro modo e tempo de retorno de 10 anos

$V_0$ (m/s)	46,0	$\bar{q}_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,376	$A_0$ (m <sup>2</sup> )	1324,6	$f_1$ (Hz)	0,57
$S_1$	1,00	$z_r$ (m)	10	$m_0$ (kg)	4895696	$\bar{V}_p/(f_1.L)$	0,024
$S_3$	0,78	$L$ (m)	1800	$p$	0,15	$\xi$	1,12
$\bar{V}_p$ (m/s)	24,8	$L_1$ (m)	25	$b$	1,00	$F_H$ (kN)	3257,67

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C2 – Cálculo da resposta dinâmico referente ao primeiro modo e tempo de retorno de 10 anos

$z_i$ (m)	$x_i$	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$m_i$ (kg)	$C_{ai}$	$\bar{X}_i$ (kN)	$\hat{X}_i$ (kN)	$X_i$ (kN)
3,50	0,0044	87,50	315396	1,30	31,19	0,92	32,11
7,00	0,0139	87,50	315396	1,30	38,40	2,93	41,33
10,50	0,0281	87,50	315396	1,30	43,37	5,90	49,27
14,00	0,0463	87,50	315396	1,30	47,28	9,71	56,99
17,50	0,0679	87,50	315396	1,30	50,55	14,26	64,81
21,00	0,0926	87,50	315396	1,30	53,39	19,44	72,84
24,50	0,1200	87,50	315396	1,30	55,92	25,18	81,10
28,00	0,1495	87,50	315396	1,30	58,21	31,37	89,58
31,50	0,1808	87,50	315396	1,30	60,30	37,94	98,24
35,00	0,2134	87,50	315396	1,30	62,24	44,79	107,02
38,50	0,2470	87,50	315396	1,30	64,04	51,84	115,88
42,00	0,2812	87,50	315396	1,30	65,73	59,02	124,75
45,50	0,3157	87,50	315396	1,30	67,33	66,26	133,59
49,00	0,3503	87,50	315396	1,30	68,85	73,52	142,37
52,50	0,3848	43,75	369327	1,30	35,14	94,56	129,70
55,50	0,4083	41,85	86672	1,50	39,44	23,55	62,99
58,50	0,4375	13,95	24158	1,50	13,36	7,03	20,39
<b>Totais:</b>	<b>1,0000</b>	<b>1324,550</b>	<b>4895696</b>	-	<b>854,73</b>	<b>568,21</b>	<b>1422,94</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Aplicando-se a parcela flutuante da força no modelo do ETABS obteve-se o deslocamento de 1,4 cm no 15o. pavimento, o que corresponde a uma aceleração máxima de 0,18 m/s<sup>2</sup>.

## AP-C.2 SEGUNDO MODO

A seguir apresenta-se a resposta da estrutura referente ao segundo modo de vibração livre, correspondente ao vento em y.

### AP-C.2.1 Tempo de retorno de 50 anos

O quadro AP-C3 e a tabela AP-C3 apresentam a determinação da resposta dinâmica para um vento com período de retorno de 50 anos.



Quadro AP-C3 – Parâmetros para o cálculo da resposta dinâmico referente ao segundo modo e tempo de retorno de 50 anos

$V_0$ (m/s)	46,0	$\bar{q}_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,617	$A_0$ (m <sup>2</sup> )	1050,7	$f_2$ (Hz)	0,77
$S_1$	1,00	$z_r$ (m)	10	$m_0$ (kg)	4895696	$\bar{V}_p/(f_2.L)$	0,023
$S_3$	1,00	$L$ (m)	1800	$p$	0,15	$\xi$	1,11
$\bar{V}_p$ (m/s)	31,7	$L_1$ (m)	25	$b$	1,00	$F_H$ (kN)	<b>3861,49</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C3 – Cálculo da resposta dinâmico referente ao segundo modo e tempo de retorno de 50 anos

$z_i$ (m)	$x_i$	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$m_i$ (kg)	$C_{ai}$	$\bar{X}_i$ (kN)	$\hat{X}_i$ (kN)	$X_i$ (kN)	$Y_i$ (kN)
3,50	0,0057	70,00	315396	1,20	37,86	1,41	39,27	0,47
7,00	0,0169	70,00	315396	1,20	46,61	4,20	50,81	1,40
10,50	0,0325	70,00	315396	1,20	52,64	8,08	60,72	2,69
14,00	0,0518	70,00	315396	1,20	57,38	12,89	70,28	4,30
17,50	0,0744	70,00	315396	1,20	61,36	18,50	79,86	6,17
21,00	0,0996	70,00	315396	1,20	64,81	24,77	89,58	8,26
24,50	0,1270	70,00	315396	1,20	67,87	31,60	99,48	10,53
28,00	0,1563	70,00	315396	1,20	70,65	38,88	109,53	12,96
31,50	0,1869	70,00	315396	1,20	73,19	46,49	119,68	15,50
35,00	0,2185	70,00	315396	1,20	75,54	54,35	129,89	18,12
38,50	0,2506	70,00	315396	1,20	77,73	62,35	140,08	20,78
42,00	0,2831	70,00	315396	1,20	79,79	70,42	150,20	23,47
45,50	0,3154	70,00	315396	1,20	81,73	78,47	160,20	26,16
49,00	0,3475	70,00	315396	1,20	83,56	86,44	170,01	28,81
52,50	0,3790	35,00	369327	1,20	42,66	110,40	153,06	36,80
55,50	0,4053	26,78	86672	1,40	38,72	27,71	66,42	9,24
58,50	0,4315	8,93	24158	1,40	13,12	8,22	21,34	2,74
<b>Totais:</b>	<b>1,0000</b>	<b>1050,71</b>	<b>4895696</b>	-	<b>1025,20</b>	<b>685,20</b>	<b>1710,40</b>	<b>228,40</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Em seguida, aplicou-se a força total no modelo do ETABS e obteve-se o deslocamento de 2,4 cm no topo da edificação.

### AP-C.2.2 Tempo de retorno de 10 anos

O quadro e a tabela a seguir apresentam o cálculo da força devida ao vento considerando um evento em média a cada 10 anos.

Quadro AP-C4 – Parâmetros para o cálculo da resposta dinâmico referente ao segundo modo e tempo de retorno de 10 anos

$V_0$ (m/s)	46,0	$\bar{q}_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	0,376	$A_0$ (m <sup>2</sup> )	1050,7	$f_2$ (Hz)	0,77
$S_1$	1,00	$z_r$ (m)	10	$m_0$ (kg)	4895696	$\bar{V}_p/(f_2 \cdot L)$	0,018
$S_3$	0,78	$L$ (m)	1800	$p$	0,15	$\xi$	1,06
$\bar{V}_p$ (m/s)	24,8	$L_1$ (m)	25	$b$	1,00	$F_H$ (kN)	<b>2243,51</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela AP-C4 – Cálculo da resposta dinâmico referente ao segundo modo e tempo de retorno de 10 anos

$z_i$ (m)	$x_i$	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$m_i$ (kg)	$C_{ai}$	$\bar{X}_i$ (kN)	$\hat{X}_i$ (kN)	$X_i$ (kN)
3,50	0,0057	70,00	315396	1,20	23,03	0,82	23,85
7,00	0,0169	70,00	315396	1,20	28,36	2,44	30,80
10,50	0,0325	70,00	315396	1,20	32,03	4,70	36,72
14,00	0,0518	70,00	315396	1,20	34,91	7,49	42,40
17,50	0,0744	70,00	315396	1,20	37,33	10,75	48,08
21,00	0,0996	70,00	315396	1,20	39,43	14,39	53,82
24,50	0,1270	70,00	315396	1,20	41,29	18,36	59,66
28,00	0,1563	70,00	315396	1,20	42,98	22,59	65,57
31,50	0,1869	70,00	315396	1,20	44,53	27,01	71,54
35,00	0,2185	70,00	315396	1,20	45,96	31,58	77,54
38,50	0,2506	70,00	315396	1,20	47,29	36,23	83,52
42,00	0,2831	70,00	315396	1,20	48,54	40,91	89,45
45,50	0,3154	70,00	315396	1,20	49,72	45,59	95,31
49,00	0,3475	70,00	315396	1,20	50,84	50,22	101,06
52,50	0,3790	35,00	369327	1,20	25,95	64,14	90,09
55,50	0,4053	26,78	86672	1,40	23,56	16,10	39,65
58,50	0,4315	8,93	24158	1,40	7,98	4,78	12,76
<b>Totais:</b>	<b>1,0000</b>	<b>1050,710</b>	<b>4895696</b>	-	<b>623,73</b>	<b>398,10</b>	<b>1021,83</b>

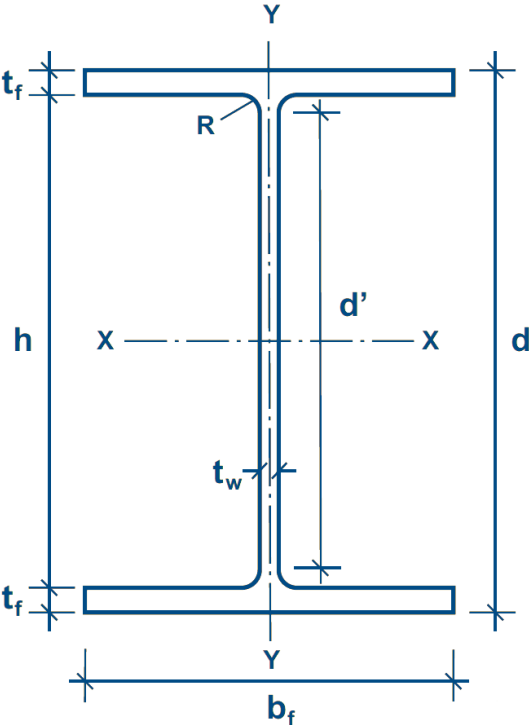
(fonte: elaborado pelo autor)

Aplicando-se a parcela flutuante da força no modelo do ETABS obteve-se o deslocamento de 5,3 mm no 15o. pavimento, o que corresponde a uma aceleração máxima de 0,12 m/s<sup>2</sup>.

## **ANEXO A – Tabela de perfis estruturais**

(GERDAU S.A., 2014)

Figura AN-A1 – Geometria da seção transversal



(fonte: GERDAU S.A., 2014, p. 1)



