

PEDRO HENRIQUE QUEIROZ DE SOUZA

**AVALIAÇÃO DE CRITÉRIOS PARA VERIFICAÇÃO DE ESTADO-LIMITE DE
SERVIÇO DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL EXCESSIVO EM EDIFÍCIOS DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM ESTRUTURA DE AÇO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo

Coorientadores: José Luiz Rangel Paes
José Carlos Lopes Ribeiro

**VIÇOSA - MINAS GERAIS
2020**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

S729a
2020
Souza, Pedro Henrique Queiroz de, 1986-
Avaliação de critérios para verificação de estado-limite de
serviço de deslocamento horizontal excessivo em edifícios de
múltiplos pavimentos em estrutura de aço / Pedro Henrique
Queiroz de Souza. – Viçosa, MG, 2020.
159 f. : il. ; 29 cm.

Inclui apêndices.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 126-128.

1. Aço - Estruturas. 2. Deslocamento. 3. Desempenho.
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia
Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
II. Título.

CDD 22. ed. 624.1821


PEDRO HENRIQUE QUEIROZ DE SOUZA


**AVALIAÇÃO DE CRITÉRIOS PARA VERIFICAÇÃO DE ESTADO-LIMITE DE
SERVIÇO DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL EXCESSIVO EM EDIFÍCIOS DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM ESTRUTURA DE AÇO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 27 de fevereiro de 2020.

Assentimento:


Pedro Henrique Queiroz de Souza
Autor


Gustavo de Souza Veríssimo
Orientador

Aos meus pais por todo amor e carinho em
todos esses anos de caminhada.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por tudo.

Aos meus pais Aparecida e Jésus pelo apoio incondicional.

Às minhas avós Malvira (in Memoriam) e Ana (in Memoriam) que sempre me incentivaram.

À minha namorada Daiane, pelo amor, carinho, companheirismo e por trazer paz nos momentos mais difíceis dessa caminhada.

Aos meus irmãos Jessé, Natália e Malvira pelo apoio.

À minha amiga Nayara que me apoiou em vários momentos nessa caminhada, resolvendo problemas pessoais, profissionais e me auxiliando em diversas tarefas do dia a dia.

Aos meus orientadores José Luiz e Gustavo por entenderem minhas limitações, contribuírem de forma significativa para a conclusão desse trabalho e pelos grandes ensinamentos tanto no âmbito profissional como pessoal.

A Roberval Pimenta e José Carlos Ribeiro pelas contribuições ao trabalho.

Aos meus padrinhos Adir e Fátima por me acolherem desde quando fui pra Viçosa ainda na graduação.

Ao Ailton pela amizade, pelos conselhos e pelo apoio sempre.

Ao Adriano por toda a ajuda na realização do trabalho e por todos os momentos que compartilhamos ideias e discutimos soluções para os problemas da humanidade.

Ao meu amigo Cristiano que em 2016 me incentivou a iniciar essa caminhada.

Ao meu amigo Carlos Augusto que sempre fez tudo que estava em seu alcance para que eu conseguisse concluir o mestrado.

Aos meus amigos de Matipó: Custela, Testa, Rafael, Leo, Tiago, Diego Rapinha, Jojoca,, João, Fissura, Eduardinho, Chachá, Luquinha, Pê, Alcino, João Lúcio e Félix pelos momentos de descontração.

Aos meus amigos de Viçosa: Foguinho e Lucão pelas resenhas, pelos almoços e pela força que sempre me deram.

Aos meus colegas de mestrado, Lucas, Jaíne, Ricardo, Ana Carolina, Luis Felipe, Thiago, Gustavo, Marcinha que em algum momento do mestrado me ajudaram.

Ao pessoal da E2i Engenharia e da Faculdade do Futuro (Renatão e Érica principalmente).

A todos os meus professores, do pré-escolar até o mestrado, que são responsáveis por parte de quem eu sou hoje.

À Universidade Federal de Viçosa por ser minha segunda casa.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

“Aprender é a única coisa que a mente não se cansa, nunca tem medo e nunca se arrepende.”

(Leonardo da Vinci)

RESUMO

SOUZA, Pedro Henrique Queiroz de, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2020. **Avaliação de critérios para verificação de estado-limite de serviço de deslocamento horizontal excessivo em edifícios de múltiplos pavimentos em estrutura de aço.** Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo. Coorientadores: José Luiz Rangel Paes e José Carlos Lopes Ribeiro.

Os materiais utilizados nos sistemas de vedação de edifícios de múltiplos pavimentos, frequentemente estão sujeitos à fissuração. Uma das causas frequentes da fissuração das vedações é o surgimento de esforços de cisalhamento no seu plano devido aos deslocamentos horizontais provocados pela ação do vento. Para verificação do estado-limite de serviço de deslocamento horizontal excessivo podem ser adotados diferentes critérios, que são definidos por normas ou recomendações internacionais. O objetivo desse trabalho é avaliar critérios para verificação do estado-limite de serviço de deslocamento horizontal excessivo em edifícios de múltiplos pavimentos em estrutura de aço. Para desenvolvimento dos estudos foram considerados cinco sistemas estruturais e cinco alturas diferentes, o que resultou em dezessete modelos de pórtico plano e um total de cento e nove análises estruturais. Dentre os modelos concebidos, alguns possuem *outriggers*. As ações devidas ao vento foram determinadas em função de diferentes períodos de retorno. Para verificação do estado-limite de serviço de deslocamento horizontal excessivo foram avaliados os seguintes critérios: limitação do deslocamento no topo dos pilares em relação à base e interpavimento e limitação da distorção dos painéis de vedação devido ao efeito combinado dos deslocamentos horizontais e verticais dos nós. Os resultados mostraram que quando se considera o critério de deslocamento no topo e deslocamentos interpavimentos, os danos nos painéis de vedação são subestimados. Com base nos estudos realizados, concluiu-se que o critério que considera a distorção dos painéis de vedação devido ao efeito combinado dos deslocamentos horizontais e verticais dos nós é o que melhor representa o comportamento da estrutura em serviço, além de estar convergente com as normas nacionais e internacionais. Quando utilizados ventos com períodos de retorno de 20 e 10 anos para as análises de serviço, o acréscimo de peso necessário apenas para atendimento do ELS é mais coerente, principalmente em edifícios acima de dezesseis pavimentos. Por último, o trabalho evidenciou que para o projeto de edifícios de múltiplos pavimentos em estrutura de aço de grande altura, a escolha do sistema estrutural é um aspecto ainda mais importante.

Palavras-chave: Estrutura de aço. Deslocamento horizontal. Desempenho. Estado-limite de serviço.

ABSTRACT

SOUZA, Pedro Henrique Queiroz de, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2020. **Evaluation of criteria for verifying serviceability limit state of lateral drift in multi-story steel framed buildings.** Adviser: Gustavo de Souza Veríssimo. Co-advisers: José Luiz Rangel Paes and José Carlos Lopes Ribeiro.

The materials used in the nonstructural elements of multi-story buildings are often subject to cracking. One of the frequent causes of cracking of the nonstructural elements is the appearance of shearing forces in its plane due to lateral drift caused by the action of the wind. To check the serviceability limit state of lateral drift, different criteria can be adopted, which are defined by international standards or recommendations. The objective of this work is to evaluate criteria for verifying the serviceability limit state of lateral drift in multi-story framed buildings. For the development of the studies, five structural systems and five different heights were considered, which resulted in seventeen flat frame models and a total of one hundred and nine structural analyzes. Among the models designed, some have outriggers. The actions due to the wind were determined according to different mean recurrence interval. In order to verify the serviceability limit state of lateral drift, the following criteria were evaluated: limitation of displacement at the top of the columns in relation to the base and inter-story drift and limitation of distortion of the fence panels due to the combined effect of the horizontal and vertical displacements of the nodes. The results showed that when considering the criterion of displacement at the top and inter-story drift, the damage to the panels is underestimated. Based on the studies carried out, it was concluded that the criterion that considers the distortion of the fence panels due to the combined effect of the horizontal and vertical displacements of the nodes is the one that best represents the behavior of the structure in service, in addition to being in line with the trend of national and international standards related to verifying the performance of the building and its systems. When using winds with mean recurrence interval of 25 and 10 years for service analysis, the increase in weight required only comply with the ELS is more consistent, especially in buildings above sixteen floors. Finally, the work showed that for the design of multi-story steel framed buildings of great height, the choice of the structural system is an even more important aspect.

Keywords: Steel frame. Lateral drift. Performance. Serviceability limit state.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Deslocamentos horizontais provocados por forças horizontais em edifícios de dois ou mais pavimentos.	36
Figura 2 - Definição de uma <i>DDZ</i>	38
Figura 3 – Sistema estrutural tipo <i>Staggered Truss</i>	43
Figura 4 – Sistema estrutural tipo <i>outrigger and bell truss</i>	43
Figura 5 – Sistema estrutural tipo tubo com pilares periféricos.	44
Figura 6 - Funcionamento dos <i>outriggers</i>	45
Figura 7 – Posicionamento ideal para os <i>outriggers</i>	46
Figura 8 - Planta baixa do edifício estudado por Berding (2006).	47
Figura 9 - Elevações do edifício estudado por Berding (2006).	47
Figura 10 - <i>DDZs</i> analisadas no estudo de Berding (2006).	48
Figura 11 - Características do pórtico estudado por Aswegan, Charney e Jarret (2013).	50
Figura 12 – Resultados da análise realizada por Aswegan, Charney e Jarret (2013).	50
Figura 13 – Esquema unifilar em planta da estrutura do pavimento tipo do edifício considerado.	54
Figura 14 – Esquema estrutural em pórtico contraventado para os modelos com 4, 8, 16 e 24 pavimentos.	56
Figura 15 – Esquema estrutural em pórtico rígido para os modelos com 4, 8, 16 e 24 pavimentos.	56
Figura 16 – Esquema estrutural em pórtico enrijecido para os modelos com 4, 8, 16 e 24 pavimentos.	57
Figura 17 – Esquema estrutural em pórtico rígido com adição de <i>outrigger</i> para os modelos com 8 e 16 pavimentos.	57
Figura 18 – Esquema estrutural em pórtico contraventado com adição de <i>outrigger</i> para o modelo com 16 pavimentos.	58
Figura 19 – Esquema estrutural em pórtico contraventado com adição de <i>outrigger</i> para o modelo com 24 pavimentos.	58
Figura 20 – Esquema estrutural em pórtico contraventado com adição de <i>outrigger</i> para o modelo com 32 pavimentos.	59
Figura 21 – Identificação dos modelos estruturais	60
Figura 22 – Exemplos de identificação dos modelos estruturais.....	61
Figura 23 – Curvas de vento para diferentes períodos de retorno.	72

Figura 24 – Numeração dos nós dos pórticos.....	75
Figura 25 – Peso próprio médio em relação à altura para cada modelo.....	80
Figura 26 – Aspecto da planilha eletrônica elaborada para realização das verificações de ELS.	83
Figura 27 – Painel com distorção de $h/500$ conforme ABNT NBR 8800:2008.....	87
Figura 28 – Intensidade do dano / distorção por cisalhamento (<i>DMI</i>).....	89
Figura 29 – Relações entre pesos para ELS (DTO-50 e DHO-50) e ELU (ELU-50) obtidos para os modelos nas análises realizadas no Estudo 1.	93
Figura 30 – Relações entre os pesos dos modelos obtidos para as análises de serviço DTO-50 e DHO-50.	94
Figura 31 – Parcela do deslocamento devido às forças cortantes e deslocamento total na análise DTO-50.....	95
Figura 32 – Relações entre pesos para ELS e ELU obtidos para os modelos nas análises realizadas no Estudo 2.	97
Figura 33 – Tipos de distorção encontrados nos painéis de vedação para os sistemas estruturais adotados.	103
Figura 34 – Distorções do modelo PCV-16 para análise DDI-50.....	103
Figura 35 – Modelo PCV-16 para análise DDI-50, do 12º ao 16º pavimento.....	104
Figura 36 – Modelo PCV-16 do 12º ao 16º pavimento, com pilares alterados.....	105
Figura 37 – Distorções do modelo PCV-16 com pilares externos alterados.....	105
Figura 38 – Comparação entre os modelos com e sem <i>outrigger</i>	107
Figura 39 – Relação entre os pesos próprios obtidos nas análises DDI-50 e ELU-50 para os modelos com adição de <i>outrigger</i>	107
Figura 40 – Comparação entre um pavimento para PCV-16, com e sem <i>outrigger</i>	108
Figura 41 – Deslocamento nos modelos PCV-16 com e sem <i>outrigger</i> sobrepostos.....	109
Figura 42 – Relação entre os pesos obtidos nas análises DTO-20 e ELU-50.	111
Figura 43 – Relação entre as análises DTO-10 e ELU-50.	111
Figura 44 – Relação entre os pesos obtidos nas análises DDI-20 e ELU-50.	113
Figura 45 –Relação entre os pesos obtidos nas análises DDI-10 e ELU-50.	113
Figura 46 – Peso próprio dos modelos com e sem <i>outrigger</i> - DDI-20.	114
Figura 47 – Peso dos modelos com e sem <i>outrigger</i> obtidos na análise DDI-10.....	114
Figura 48 – Relação entre os pesos próprios – DDI-20 e ELU-50.....	115
Figura 49 – Relação entre os pesos próprios – DDI-10 e ELU-50.....	115
Figura 50 – Economia de aço pela utilização do critério DDI-20 frente ao critério DDI-50.	116

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais.	24
Quadro 2 - Vida útil de projeto (VUP) dos subsistemas do edifício	27
Quadro 3 – Critérios para verificação de serviço relacionada a deslocamento horizontal devido à ação do vento para normas e códigos internacionais.	31
Quadro 4 - Limites encontrados na literatura e códigos.	32
Quadro 5 – Deslocamentos horizontais máximos permitidos pela ABNT NBR 8800:2008 ...	34
Quadro 6 – Deslocamentos limites recomendados pela ABNT NBR 15.575-2:2013.....	35
Quadro 7 - Combinações de ações a serem utilizadas para ELS.....	35
Quadro 8 – Valores de <i>DDI</i> recomendados por Griffis (1993).	39
Quadro 9 - Valores mínimos para o fator estatístico S_3	41
Quadro 10 – Sistemas estruturais recomendados para edifícios altos em estruturas de aço. ...	42
Quadro 11 - Casos analisados no trabalho.....	51
Quadro 12 - Descrição dos modelos estudados.	60
Quadro 13 – Ações aplicadas nos modelos.	62
Quadro 14 - Parâmetros adotados para cálculo das forças de vento (ELU).	64
Quadro 15 - Parâmetros adotados para cálculo das forças de vento (ELS).....	68
Quadro 16 – Identificação das análises estruturais realizadas.....	73
Quadro 17 – Relação dos modelos e análises realizadas.	74
Quadro 18 – Descrição da verificação a ser realizada no Critério 01 – Análise DTO.....	81
Quadro 19 – Descrição da verificação a serem realizadas no Critério 02 – Análise DHO.	82
Quadro 20 – Descrição da verificação a serem realizadas no Critério 03 – Análise DDI.....	82
Quadro 21 – Premissas estabelecidas para o procedimento integrado proposto.	119
Quadro 22 - Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais.	119
Quadro 23 – Tipos de análise recomendados.	119
Quadro 24 – Critérios adotados para os ELS.	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Determinação do fator estatístico S_3	41
Tabela 2 - Resultados apresentados no estudo de Berding (2006).	48
Tabela 3 - Resultados para os Casos 1 e 2.	52
Tabela 4 - Relação altura e largura dos pórticos estudados.	55
Tabela 5 – Combinações de ações utilizadas no dimensionamento.	62
Tabela 6 – Fatores adotados para cálculo de F_a para $m = 50$ anos.	65
Tabela 7 – Forças de arrasto (F_a) para período de retorno de 50 anos.	66
Tabela 8 – Fatores adotados para cálculo de F_a para $m = 20$ anos.	68
Tabela 9 – Forças de arrasto (F_a) para período de retorno de 20 anos.	69
Tabela 10 – Fatores adotados para cálculo de F_a para $m = 10$ anos.	70
Tabela 11 – Forças de arrasto (F_a) para um período de retorno de 10 anos.	70
Tabela 12 – Forças de arrasto para diferentes períodos de retorno.	71
Tabela 13 - Deslocamento no topo obtido para as combinações últimas normais.	77
Tabela 14 – Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais	78
Tabela 15 – Peso próprio obtido para dimensionamento em ELU.	79
Tabela 16 – Intensidade do dano causado nos materiais para um $DMI = 0,200\%$	90
Tabela 17. Deslocamentos horizontais máximos estabelecidos para os modelos estruturais.	92
Tabela 18. Pesos finais dos modelos obtidos para a Estudo 1.	93
Tabela 19. Pesos finais dos modelos obtidos para o Estudo 2.	96
Tabela 20. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DTO-50 para o modelo PCV-16.	98
Tabela 21 – Intensidade do dano causado nos materiais para um $DMI = 0,260\%$	99
Tabela 22. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DTO-50 para o modelo PRI-16.	99
Tabela 23 – Intensidade do dano causado nos materiais para um $DMI = 0,312\%$	100
Tabela 24. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DTO-50 para o modelo PEN-16.	100
Tabela 25. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DDI-50 para o modelo PCV-16.	101
Tabela 26. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DDI-50 para PRI-16.	102
Tabela 27. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DDI-50 para PEN-16.	102
Tabela 28. Peso dos modelos para atendimento à análise DDI-50 (com <i>outrigger</i>).	106
Tabela 29. Peso dos modelos para atendimento às análises DTO-10, DTO-20 e DTO-50.	110
Tabela 30. Peso dos modelos para atendimento às análises DDI-50, DDI-20 e DDI-10.	112

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	16
1.1.	CONTEXTUALIZAÇÃO.....	16
1.2.	OBJETIVOS.....	18
1.2.1.	<i>Objetivo Geral.....</i>	<i>18</i>
1.2.2.	<i>Objetivos Específicos.....</i>	<i>18</i>
1.3.	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO TEMA.....	19
1.4.	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	20
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	21
2.1.	ASPECTOS RELEVANTES DA ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE AÇO.....	22
2.1.1.	<i>Tipos de Análise Estrutural.....</i>	<i>22</i>
2.1.2.	<i>Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais.....</i>	<i>23</i>
2.1.2.1.	<i>Força Nocional.....</i>	<i>26</i>
2.2.	IMPORTÂNCIA DA LIMITAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NO PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO.....	26
2.3.	CRITÉRIOS PARA AVALIAÇÃO DO ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE DESLOCAMENTO HORIZONTAL EXCESSIVO SEGUNDO AS NORMAS BRASILEIRAS E PUBLICAÇÕES INTERNACIONAIS.....	32
2.3.1.	<i>Critério de limitação do deslocamento no topo dos pilares em relação à base e deslocamentos interpavimentos.....</i>	<i>32</i>
2.3.1.1.	<i>Considerações preliminares.....</i>	<i>32</i>
2.3.1.2.	<i>Deslocamentos máximos.....</i>	<i>34</i>
2.3.1.3.	<i>Combinações de serviço prescritas pela ABNT NBR 8880:2008.....</i>	<i>35</i>
2.3.1.4.	<i>Determinação dos deslocamentos horizontais entre pisos consecutivos.....</i>	<i>36</i>
2.3.2.	<i>Critério de limitação da distorção dos painéis de vedação devido ao efeito combinado dos deslocamentos horizontais e verticais dos nós.....</i>	<i>37</i>
2.3.3.	<i>Considerações sobre as ações devidas ao vento para verificação dos ELS.....</i>	<i>39</i>
2.4.	SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA ESTABILIZAÇÃO DE EDIFÍCIOS ALTOS.....	42
2.4.1.	<i>Utilização de outriggers para redução dos deslocamentos horizontais de estruturas.....</i>	<i>44</i>
2.5.	ESTUDOS REALIZADOS POR OUTROS AUTORES SOBRE VERIFICAÇÃO DE ELS RELACIONADOS À AÇÃO DO VENTO.....	46

2.5.1. Berding (2006).....	46
2.5.2. Aswegan, Charney e Jarrret (2013)	49
2.5.3. Sakiyama (2015).....	51
3. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PLANOS EM CONDIÇÕES DE SERVIÇO	53
3.1. CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ESTRUTURAIS ADOTADOS	54
3.1.1. Relação altura / largura dos modelos	55
3.1.2. Esquemas estruturais dos modelos.....	55
3.1.3. Identificação dos modelos estruturais	59
3.1.4. Materiais utilizados	61
3.2. AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	62
3.2.1. Forças de arrasto do vento para diferentes períodos de retorno.....	63
3.2.1.1.Forças de arrasto para ELU	64
3.2.1.2.Forças de arrasto para ELS.....	67
3.3. ANÁLISE, DIMENSIONAMENTO E OBTENÇÃO DOS RESULTADOS	73
3.3.1. Definições dos tipos de análise estrutural e dimensionamentos realizados.....	73
3.3.2. Considerações sobre a análise no programa SAP 2000	75
3.3.3. Dimensionamento para ELU	76
3.3.3.1.Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais	77
3.3.3.2.Pesos próprios obtidos para os modelos dimensionados para ELU-50.....	79
3.3.4. Dimensionamento para ELS.....	80
3.3.4.1.Critério de estado-limite de serviço 01 - Análise DTO	80
3.3.4.2.Critério de estado-limite de serviço 02 - Análise DHO.....	81
3.3.4.3.Critério de estado-limite de serviço 03 - Análise DDI	82
3.3.4.4.Obtenção dos resultados das análises de estado-limite de serviço	82
3.3.5. Obtenção do índice DMI a partir de deslocamentos nodais	84
3.4. DEFINIÇÃO DO ÍNDICE DDI COMO CRITÉRIO PARA AVALIAÇÃO DOS MODELOS ESTRUTURAIS	87
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	91
4.1. ESTUDOS DE CASO	92
4.1.1. Estudo 1 – Comparação entre os resultados obtidos para as análises DTO-50 e DHO-50	92

4.1.2. Estudo 2 – Comparação entre os resultados obtidos na análise DTO-50 e DDI-50	96
4.1.3. Estudo 3 – Utilização de outriggers para melhoria do comportamento dos pórticos frente aos ELS.....	106
4.1.4. Estudo 4 – Verificação de ELS para ventos com período de retorno de 10 e 20 anos.....	110
4.2. RECOMENDAÇÃO DE PROCEDIMENTO INTEGRADO DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO O CRITÉRIO DDI/DMI.....	118
4.2.1. Recomendações de parâmetros a adotar nas análises.....	118
4.2.2. Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais.....	119
4.2.3. Análises a realizar.....	119
4.2.4. Limites adotados para avaliação dos ELS para estruturas de pequena e média deslocabilidade.....	120
5. CONCLUSÕES.....	121
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	121
5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	125
REFERÊNCIAS	126
APÊNDICE A - ESTUDO PRELIMINAR PARA DEFINIÇÃO DO VÃO LIVRE DOS MODELOS ESTRUTURAIS	129
APÊNDICE B – RESULTADOS DAS ANÁLISES REALIZADAS DE PARTE DOS MODELOS ESTUDADOS	131
B.1 – RESULTADOS PARA O MODELO PCV-16	131
B.2 – RESULTADOS PARA O MODELO PCV-16-OR.....	140
B.3 – RESULTADOS PARA O MODELO PRI-08	148
B.4 – RESULTADOS PARA O MODELO PEN-08.....	154

1

Introdução

1.1. Contextualização

A utilização de estruturas de aço nas obras brasileiras tem crescido nos últimos anos e isso tem promovido cada vez mais a formação de profissionais especializados na elaboração de projetos estruturais para esse fim.

Durante as últimas décadas, a evolução nos sistemas computacionais voltados para análise e dimensionamento de estruturas, principalmente ligados à modelagem por elementos finitos, fez com que as normas nacionais e internacionais se desenvolvessem e passassem a considerar modelos mais refinados, que, embora complexos, são capazes de representar melhor o real comportamento das estruturas, em relação às abordagens mais antigas.

A possibilidade de utilização de computadores para elaboração de projetos aliados à adoção de normas mais modernas, principalmente após o advento do Método dos Estados-Limites (MEL), fez com que os projetos atingissem relações entre segurança e economia mais satisfatórias.

Outro fator importante para elaboração de projetos mais econômicos foi a inserção no mercado de aços de maior resistência, com tensão de escoamento na faixa de 300 a 350 MPa. Assim, os estados-limites últimos (ELU), ligados ao colapso da estrutura, são atendidos com peças de seções transversais mais esbeltas, produzindo-se conseqüentemente estruturas mais

deslocáveis, uma vez que o módulo de elasticidade do aço permanece invariável em relação à resistência mecânica.

A ABNT NBR 8800:2008 “Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto – Procedimento” prescreve que é obrigatória a consideração dos efeitos de segunda ordem para todas as estruturas, exceto para as de pequena deslocabilidade que atendam às exigências estipuladas no item 4.9.7.1.4 desta norma. Conseqüentemente, a análise tornou-se mais complexa, fazendo com que os projetistas recorressem a programas computacionais que consigam calcular tais efeitos.

A Análise de Segunda Ordem (ASO) tem como objetivo a verificação da estabilidade global e local da estrutura, bem como a determinação dos esforços adicionais que podem vir a surgir na estrutura na posição deformada, para o dimensionamento dos elementos em ELU. Para avaliação dos estados-limites de serviço (ELS), podem ser realizadas análises de primeira ordem, exceto para as estruturas de grande deslocabilidade.

Nesse novo cenário, em que todos os projetos devem ser submetidos a uma análise mais complexa, há uma discussão em voga sobre os critérios e procedimentos a serem adotados para uma análise mais refinada da estrutura em situação de serviço, com propostas inovadoras de procedimentos para verificação de deslocamentos horizontais de pórticos e critérios relacionados às ações a considerar.

De acordo com Aswegan (2013), não há uma metodologia clara nos códigos internacionais, ficando a cargo do projetista decidir qual a melhor forma de avaliação de ELS relacionados a deslocamentos horizontais nos edifícios. Existem divergências em relação aos limites de deslocamento e em relação ao período de retorno associado à ação do vento para essa verificação, além de diversos outros fatores associados à modelagem da estrutura.

Segundo Sakiyama (2015), os ELS servem para avaliação da qualidade da edificação e estão associados a eventos não catastróficos. Quando um ELS é excedido, pode ocorrer desconforto para os usuários, perda da utilização do edifício devido aos danos sofridos, entre outros. Por isso, os ELS estão mais ligados a fatores econômicos do que à segurança estrutural.

Para Galambos e Ellingwood (1986), deformações excessivas podem causar fissuras visíveis nas paredes e empenamentos em pisos e coberturas, danos em elementos não estruturais, avarias

nos revestimentos, dificuldades ao abrir e fechar portas e janelas e, em casos extremos, o desenvolvimento de tensões adicionais nos elementos estruturais. Como as pessoas em geral não sabem sobre a diferença entre segurança (ELU) e desempenho (ELS) para as estruturas, esse comportamento é geralmente percebido como um sinal de colapso iminente, provocando desconforto e preocupação nos ocupantes do edifício.

Charney (1990) descreve que para uma melhor avaliação do desempenho em serviço, deveria haver uma metodologia baseada nos danos a elementos não estruturais e a consideração de fatores socioeconômicos para definição dos períodos de retorno para os ventos de projeto, além do estabelecimento de técnicas consistentes para modelagem matemática que representam uma melhor resposta da estrutura.

Neste trabalho, apresenta-se uma análise dos critérios utilizados para verificação de deslocamento horizontal comparando: sistemas estruturais; influência do período de retorno do vento e limites de deslocamento; com o objetivo de buscar uma melhor compreensão do comportamento real das estruturas e identificar a forma mais adequada para avaliação do desempenho em serviço dos edifícios.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é avaliar critérios para verificação do estado-limite de serviço de deslocamento horizontal excessivo em edifícios de múltiplos pavimentos em estrutura de aço.

1.2.2. Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo principal deste trabalho, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- i. obter um conjunto de modelos estruturais que representem casos usuais de edifícios de múltiplos pavimentos compostos por pórticos planos;
- ii. avaliar criticamente o valor das ações devidas ao vento em função do período de retorno e do dano esperado nos sistemas de vedação vertical, para efeitos de verificação do estado-limite de serviço de deslocamento horizontal excessivo;

- iii. verificar o estado-limite de serviço de deslocamento horizontal excessivo para os modelos selecionados de acordo com os seguintes critérios: limitação do deslocamento no topo dos pilares em relação à base e interpavimento e limitação da distorção dos painéis de vedação devido ao efeito combinado dos deslocamentos horizontais e verticais dos nós.

1.3. Justificativa e relevância do tema

Os materiais utilizados nas vedações possuem, em geral, boa resistência à compressão, entretanto, apresentam baixa resistência mecânica a esforços de tração e de cisalhamento, situações nas quais ficam sujeitos à fissuração. Uma das causas do aparecimento de esforços de cisalhamento nas vedações é a transmissão de esforços da estrutura devido a deslocamentos provocados pela ação do vento (CASTRO, 1999).

A ação do vento é apenas um dos motivos que geram manifestações patológicas nos elementos não estruturais, pois esses geralmente são projetados para uma vida útil inferior à dos elementos da estrutura. Como isso ocorre, para avaliação da estrutura em serviço (ELS) pode ser muito conservador considerar para o vento o mesmo período de retorno utilizado para verificar a segurança dos elementos estruturais (ELU). A consideração de período de retorno igual faz com que a estrutura de aço tenha acréscimo de peso para atendimento ao ELS em vários casos, principalmente quando são utilizados aços de alta resistência, tendo seu custo de construção elevado. Utilizar períodos de retorno de vento inferiores para ELS faria com que o investimento inicial fosse menor, já que os elementos não estruturais possuem durabilidade menor e os custos com manutenção do edifício são inevitáveis.

Como as normas brasileiras e internacionais não deixam muito clara a forma de verificação para ELS de deslocamentos horizontais excessivos, cada projetista adota um método próprio, que considera correto, e isso faz com que os projetos sejam divergentes, resultando ora em estruturas dimensionadas com aço em excesso, ora subdimensionadas. Como as estruturas de aço geralmente são leves, e em vários casos o ELS é preponderante, a falta de uma metodologia padrão prejudica, de certa forma, sua competitividade, principalmente em contextos onde predomina o uso do concreto armado e há uma resistência cultural em relação à utilização de novas tecnologias.

Apesar de existirem divergências em relação aos limites de deslocamentos a serem utilizados, às combinações de ações e ao período de retorno do vento, existe quase uma unanimidade, entre

projetistas e normas, que para avaliar deslocamentos horizontais basta limitar o deslocamento relativo entre os pisos de pavimentos adjacentes e o deslocamento no topo dos edifícios. Entretanto, limitar esses deslocamentos não é suficiente para garantir que não haverá esforços adicionais nos fechamentos, já que a deformação axial dos pilares também provoca distorção nos quadros e imprime esforços de tração e compressão nos elementos não estruturais conectados à estrutura. Para avaliar o comportamento da estrutura em serviço de forma mais realista é necessário considerar os deslocamentos verticais e horizontais de cada um dos vértices dos quadros que envolvem o fechamento.

Nesta pesquisa o que se procura é, por meio de análises comparativas entre vários modelos estudados, compreender o comportamento e evidenciar algumas características da estrutura para iluminar a discussão sobre o assunto e contribuir para que haja uma forma de verificação que seja adequada em termos técnicos e que possa ser padronizada, garantindo a qualidade da construção, e que não seja conservadora a ponto de impactar na competitividade do sistema construtivo.

1.4. Estrutura da dissertação

O presente trabalho foi estruturado em cinco capítulos.

No Capítulo 2, apresenta-se uma fundamentação teórica, contendo as principais referências sobre a avaliação dos deslocamentos horizontais em estruturas e alguns resultados de pesquisas anteriores.

No Capítulo 3 são apresentadas as características dos modelos estudados, as ações e combinações de ações adotadas, como foram realizadas as análises, os dimensionamentos e a forma como foram obtidos os resultados, e, por fim, alguns resultados que serviram como base para as análises de serviço que são propostas neste trabalho.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos para quatro estudos de caso analisados e uma recomendação de um procedimento integrado de análise e dimensionamento considerando o critério DDI/DMI.

No Capítulo 5 apresentam-se as conclusões gerais e as sugestões para pesquisas futuras.

2

Fundamentação Teórica

Neste capítulo, inicialmente apresentam-se alguns aspectos relevantes para a análise de estruturas de aço, levando em consideração os esforços de segunda ordem e as imperfeições geométricas e de material.

Em seguida, faz-se uma breve discussão sobre os assuntos relacionados à avaliação de desempenho em serviço das estruturas de aço, principalmente aqueles relacionados aos deslocamentos horizontais excessivos, com o objetivo de balizar os estudos realizados neste trabalho e apresentam-se os critérios relacionados aos estados-limites de serviço de deslocamento horizontal excessivo presentes nas normas e recomendações internacionais.

Para entendimento do comportamento global de estruturas de edifícios altos são apresentadas algumas estratégias para estabilização lateral desses, tendo como destaque a utilização de *outriggers*.

Por último, são mostrados três estudos realizados por outros autores, que ilustram alguns aspectos tratados neste trabalho.

2.1. Aspectos relevantes da análise de estruturas de aço

2.1.1. Tipos de Análise Estrutural

A análise estrutural é utilizada para determinar os esforços solicitantes, deslocamentos e deformações nas estruturas. Deve ser feita com um modelo que seja realista e permita representar a resposta das estruturas e dos materiais estruturais (ABNT NBR 8800:2008).

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, a análise estrutural pode ser classificada em análise global elástica (diagrama tensão-deformação elástico-linear) e análise global plástica (diagrama tensão-deformação rígido-plástico, elastoplástico perfeito ou elastoplástico não-linear). Geralmente as estruturas são calculadas por análise global elástica e os esforços resistentes para as seções transversais são avaliados considerando a plasticidade.

Segundo Fakury, Silva e Caldas (2016), a ABNT NBR 8800:2008 relata que a análise global plástica, que considera a não-linearidade material e as imperfeições iniciais de material, pode ser substituída por um procedimento simplificado que consiste em efetuar a análise global elástica reduzindo a rigidez à flexão e a rigidez axial de todas as barras para 80% dos valores originais. No caso das barras de aço, basta que elas sejam consideradas com um módulo de elasticidade reduzido $E_{a,red}$ igual a 80% de E_a .

Em relação aos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados considerando uma análise linear (Análise de Primeira Ordem), com base na geometria indeformada da estrutura, ou uma análise não linear (Análise de Segunda Ordem), que considera a geometria deformada da estrutura na análise.

A ABNT NBR 8800:2008 prescreve a obrigatoriedade de realizar a ASO global para todas as estruturas, exceto para estruturas de pequena deslocabilidade desde que atendam as seguintes exigências:

- a) as forças axiais solicitantes de cálculo de todas as barras cuja rigidez à flexão contribua para a estabilidade lateral da estrutura, em cada uma das combinações últimas de ações estipuladas nesta norma no item 4.7.7.2, não ultrapassem 50% da força axial correspondente ao escoamento da seção transversal dessas barras;
- b) os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às respectivas combinações, inclusive àquelas em que atuem ações variáveis devidas ao vento.

A não linearidade de material deve ser obrigatoriamente considerada na análise de estruturas de média e grande deslocabilidade. Para estruturas de pequena deslocabilidade pode ser desprezada na análise.

2.1.2. Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, as estruturas podem ser classificadas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais em estruturas de pequena deslocabilidade, média deslocabilidade e grande deslocabilidade.

Para se determinar a sensibilidade a deslocamentos laterais de uma estrutura, leva-se em consideração o coeficiente B_2 dado pela Eq. 1.

$$B_2 = \frac{u_2}{u_1} \quad (1)$$

onde:

- u_2 representa o deslocamento horizontal no topo de cada andar em relação à base do edifício obtido na Análise de Segunda Ordem (ASO);
- u_1 representa o deslocamento horizontal no topo de cada andar em relação à base do edifício obtido na Análise de Primeira Ordem (APO).

Para o parâmetro de classificação, será considerado o maior valor de B_2 obtido considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações estipuladas no item 4.7.7.2 da ABNT NBR 8800:2008.

Para a classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, as imperfeições iniciais de material, indicados em 4.9.7, não necessitam ser consideradas na análise. Porém, quando obtida a classificação da estrutura, as imperfeições de material devem ser consideradas para obtenção dos esforços solicitantes nas estruturas de média deslocabilidade e de grande deslocabilidade.

Por simplificação, para que não haja necessidade de alteração do módulo de elasticidade durante a realização das análises para ELU, as imperfeições iniciais de material podem ser consideradas nas análises a serem realizadas para classificação da estrutura, com a redução do módulo de elasticidade para 80% do módulo de elasticidade original.

Desse modo, a análise estrutural deve ser realizada conforme estabelecido no item 2.1.1 e a estrutura deve ser classificada avaliando os valores obtidos para os parâmetros B_2 , calculados a partir da Eq. 1, de acordo com o Quadro 1.

Quadro 1 - Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais.

Coefficiente para análise realizada com $E_a = 200.000 \text{ MPa}$	Coefficiente para análise realizada com $E_{a,red} = 160.000 \text{ MPa}$	Classificação da estrutura
$B_2 \leq 1,10$	$B_2 \leq 1,13$	Estrutura de pequena deslocabilidade
$1,10 \leq B_2 \leq 1,40$	$1,13 \leq B_2 \leq 1,55$	Estrutura de média deslocabilidade
$B_2 \geq 1,40$	$B_2 \geq 1,55$	Estrutura de grande deslocabilidade

Fonte: (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

Com isso, a classificação da estrutura poderá ser estabelecida tanto para análises realizadas com as rigidezes originais como para análises realizadas com as rigidezes reduzidas.

Os valores limites para o coeficiente B_2 considerando uma redução do módulo de elasticidade do aço podem ser deduzidos a partir da Eq. 2, extraída do anexo D da ABNT NBR 8800:2008. Essa Eq. calcula o coeficiente B_2 a partir dos resultados obtidos em uma análise de primeira ordem.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \cdot \frac{\Delta_h}{h} \cdot \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad (2)$$

onde:

$\sum N_{Sd}$ é a carga gravitacional total que atua no andar considerado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertençam a essas subestruturas;

$\sum H_{Sd}$ é a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar Δ_h ;

Δ_h é o deslocamento interpavimento no andar considerado obtido da análise de primeira ordem;

H é a altura do andar considerado;

R_s coeficiente de ajuste em função do sistema de contraventamento adotado.

Analisando-se as variáveis da Eq. 2, nota-se que a única variável dependente do módulo de elasticidade é Δ_h . Por se tratar de uma análise de primeira ordem e elástica, o valor de Δ_h é inversamente proporcional ao valor do módulo de elasticidade. Sendo assim, reduzindo-se o módulo de elasticidade para 80% do módulo original, os valores de deslocamento Δ_h sofrem uma ampliação de 25%.

Realizando-se uma análise com a mesma estrutura, todas as outras variáveis seriam constantes. Assim, pode-se reescrever a Expressão 2 conforme a Eq. 3.

$$B_2 = \frac{1}{1 - k\Delta_h} \quad (3)$$

onde:

Δ_h é o deslocamento entre dois pisos consecutivos obtido da análise de primeira ordem;

k é o coeficiente que depende do módulo de elasticidade utilizado na análise. Para $E = 200.000$ MPa, $k = 1$ e para $E = 160.000$ MPa, $k = 1,25$.

Considerando-se uma estrutura de pequena deslocabilidade, onde o valor de B_2 está no limite prescrito pela norma de 1,10 para utilização de módulo de elasticidade original. Pode-se obter o valor de Δ_h pela conforme mostrado na Eq. 4.

$$B_2 = \frac{1}{1 - k\Delta_h} = 1,10 \rightarrow \frac{1}{1 - 1 \cdot \Delta_h} = 1,10 \rightarrow \Delta_h = \frac{0,10}{1,10} \quad (4)$$

Substituindo-se o valor de Δ_h encontrado na Eq. 3, pode-se obter o novo valor de B_2 limite considerando-se um módulo de elasticidade reduzido.

$$B_2 = \frac{1}{1 - k\Delta_h} \rightarrow B_2 = \frac{1}{1 - 1,25 \cdot \Delta_h} \rightarrow B_2 = \frac{1}{1 - 1,25 \cdot \frac{0,10}{1,10}} \quad (5)$$

$$\rightarrow B_2 = 1,128 \rightarrow 1,13$$

Realizando-se as operações de modo análogo para as estruturas de média deslocabilidade obtém-se o novo valor de B_2 para um módulo de elasticidade reduzido, como mostrado nas Expressões 6 e 7.

$$B_2 = \frac{1}{1 - k\Delta_h} = 1,40 \rightarrow \frac{1}{1 - 1 \cdot \Delta_h} = 1,40 \rightarrow \Delta_h = \frac{0,40}{1,40} \quad (6)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - k\Delta_h} \rightarrow B_2 = \frac{1}{1 - 1,25 \cdot \Delta_h} \rightarrow B_2 = \frac{1}{1 - 1,25 \cdot \frac{0,40}{1,40}} \quad (7)$$

$$\rightarrow B_2 = 1,555 \rightarrow 1,55$$

2.1.2.1. Força Nocional

De acordo com a ABNT NBT 8800:2008, nas estruturas de pequena deslocabilidade e média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise, por meio da consideração, em cada andar, de um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior (deslocamento entre dois pisos consecutivos) de $h/333$, sendo h a altura do andar (distância entre eixos de vigas). Admite-se também que esses efeitos sejam levados em conta por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal equivalente, denominada aqui força nocional, igual a 0,3 % do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais, no andar considerado. Não é necessário somá-las às reações horizontais de apoio. Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser considerados independentemente em duas direções ortogonais em planta da estrutura. Além disso, esses efeitos podem ser entendidos como um carregamento lateral mínimo da estrutura, exceto nas estruturas de pequena deslocabilidade, se for utilizada a condição prevista em no item 4.9.7.1.4 da norma.

2.2. Importância da limitação dos deslocamentos horizontais no projeto de estruturas de aço

A avaliação do desempenho de edificações e seus sistemas é uma tendência atual no âmbito internacional e vem sendo incorporada em normas como a ABNT NBR 15.575-1:2013 “Edificações habitacionais – Desempenho”, com o objetivo de incentivar e balizar o desenvolvimento tecnológico e de dar suporte à avaliação técnica e econômica das inovações tecnológicas. As normas de desempenho tratam da definição de requisitos (qualitativos), critérios (quantitativos ou premissas) e métodos de avaliação.

A ABNT NBR 15.575-1:2013 define desempenho como o comportamento em uso de uma edificação e de seus sistemas. Os requisitos de desempenho expressam qualitativamente os atributos que a edificação habitacional e seus sistemas devem possuir (estrutura, cobertura, sistema de água e de esgotos etc.), a fim de que possam atender aos requisitos do usuário. Os critérios de desempenho são especificações quantitativas dos requisitos de desempenho, expressos em termos de quantidades mensuráveis, a fim de que possam ser objetivamente determinados (ou de qualidades que possam ser objetivamente determinadas).

A ABNT NBR 15.575-1:2013 define como Vida Útil de Projeto (VUP) como o período para o qual um sistema é projetado a fim de atender aos requisitos de desempenho estabelecidos, considerando o atendimento aos requisitos das normas aplicáveis, supondo a realização de manutenção conforme processos especificados no Manual de Isso, Operação e Manutenção. O item 14.2.1 da ABNT NBR 15.575-1:2013 define o valor teórico para a VUP para cada um dos subsistemas que o compõem. Os valores estão apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 - Vida útil de projeto (VUP) dos subsistemas do edifício

Subsistema do edifício	VUP mínima
Estrutura	50 anos
Pisos internos	13 anos
Vedação vertical externa	40 anos
Vedação vertical interna	20 anos
Cobertura	20 anos
Hidrossanitário	20 anos

Fonte: Adaptado de (SMITH, 2011)

Em normas de caráter prescritivo, como a ABNT NBR 8800:2008, são apresentados somente requisitos e critérios que uma estrutura deve atender para que se obtenha um nível de desempenho esperado, sem, contudo, definir métodos de avaliação como no caso de normas de desempenho.

De acordo com ABNT NBR 8800:2008, as verificações dos ELS servem para limitar deformações, deslocamentos e vibrações, para garantir durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, tendo como objetivo o conforto dos usuários e o bom funcionamento de máquinas e equipamentos.

Para estruturas de edifícios, uma das verificações necessárias diz respeito à limitação do deslocamento horizontal. Os deslocamentos horizontais são limitados para que sejam evitados danos nos elementos não estruturais, como por exemplo, revestimentos da fachada, paredes divisórias e de fechamento, etc. Por se tratar de uma verificação em serviço, os elementos estruturais geralmente se encontram no regime elástico. Porém, devido às características mecânicas de elementos não estruturais, principalmente paredes divisórias e elementos de vedação, que geralmente são frágeis, os mesmos podem sofrer danos irreversíveis caso os deslocamentos horizontais sejam elevados, o que gera custos com manutenção e reparos.

Galambos e Ellingwood (1986) dizem que as verificações de serviço devem estar incluídas no projeto estrutural de edifícios. Primeiramente, devem ser atendidos os estados-limites últimos, e a seguir verificados os deslocamentos nos pisos devido ao carregamento variável e o deslocamento lateral devido ao vento. Se os limites permitidos forem excedidos, devem-se reforçar os elementos até que os critérios sejam atendidos. Como são muitas condições de serviço para verificar, deve-se tratar cada uma delas de forma distinta. Acrescentar somente rigidez a uma estrutura nem sempre é uma solução que garanta o atendimento a todas as situações de projeto.

Há uma distinção entre os elementos estruturais e não estruturais para um edifício, porém, apesar de para o projeto serem categorias totalmente diferentes, no campo é produzida uma entidade única: o edifício. Para os usuários, é isso que será avaliado. Para o *AISC Steel Design Guide 3:2003 “Serviceability Design Considerations for Steel Buildings”*, a principal maneira de controlar a interação entre o revestimento e a estrutura é o isolamento, impedindo que esforços sejam transferidos da estrutura para outros elementos, quando ela se movimenta.

O deslocamento lateral de um edifício, segundo Taranath (2012) é um problema principalmente relacionado a ventos e sismos. Os limites de deslocamentos são impostos com o objetivo de reduzir os danos aos elementos não estruturais. Os principais deslocamentos a serem limitados são: deslocamento total no topo do edifício e o deslocamento relativo entre os andares consecutivos. Em alguns casos é necessário limitar o deslocamento entre os andares para um limite de 10 mm, porque alguns revestimentos não acomodam deslocamentos superiores.

Os projetos devem satisfazer às condições estabelecidas nas verificações para ELU e ELS. Os limites estabelecidos para ELU são claramente especificados nas normas dos Estados

Unidos da América (EUA), enquanto os limites para os ELS, por não serem catastróficos, geralmente estão relacionados às percepções e expectativas do proprietário, definindo um nível de qualidade da construção. Projetistas e proprietários devem entrar em consenso em relação aos limites estabelecidos, o que torna os benefícios frequentemente subjetivos e difíceis de quantificar (GRIFFIS, 1993).

Para Berding e Charney (2007), os códigos de construção estabelecem critérios padronizados para verificação de ELU, uma vez que esses se referem a questões de segurança à vida, enquanto para ELS não. Assim, há uma inconsistência em relação aos resultados obtidos para verificação de ELS. Para atestar isso, foi realizada uma pesquisa com profissionais da área nos EUA, e os resultados mostraram divergências consideráveis entre os engenheiros, quanto às ações utilizadas para o cálculo dos deslocamentos horizontais, na forma como esses deslocamentos são medidos, quais os critérios utilizados e quais os aspectos do comportamento estrutural que devem ou não ser incluídos nas análises.

De acordo com o ASCE 7-02 “*Minimum design load for buildings and other structures*” (2003), critérios que adotem deslocamentos laterais máximos entre 1/600 e 1/400 da altura do edifício ou da altura do pavimento, geralmente são suficientes para minimizar os danos às paredes e divisórias do edifício. Entretanto limites inferiores podem ter que ser adotados dependendo do revestimento.

Para Smith (2011), os códigos de construção foram escritos, tendo como base edifícios de baixo e médio porte. Para os edifícios mais altos, os sistemas estruturais geralmente são muito diferentes, com adição de estabilizadores para aumentar a resistência do edifício às ações laterais. Assim, os critérios de desempenho a deslocamentos horizontais fornecidos pelos códigos podem não atender a esses edifícios. Para isso, é necessário compreender a natureza dos deslocamentos horizontais e os seus efeitos no desempenho da estrutura e de todos os itens não estruturais anexados a ela.

Smith (2011) propõe maior liberdade para que sejam examinadas as questões relativas a esses critérios de desempenho e que eles sejam definidos caso a caso. Assim, divide-se a verificação e a análise dos ELS em grupos: revestimento e fachada; divisórias; acabamentos arquitetônicos; elevadores e conforto dos ocupantes.

Em sua pesquisa são apresentados os principais critérios adotados para verificação de serviço relacionada a deslocamentos horizontais adotados pelas normas, manuais e códigos de construções internacionais, que estão compilados no Quadro 3.

Quadro 3 – Critérios para verificação de serviço relacionada a deslocamento horizontal devido à ação do vento para normas e códigos internacionais.

Normas e códigos de acordo com a região ou país	Material estrutural	Critério para índice de deslocamento interpavimento	Critério para índice de deslocamento no topo
China			
JGJ3-2002 Technical specification for concrete structures of tall building	Concreto Mista	1/500	Não especificado
JGJ 99-98 Technical specification for steel structure of tall building	Aço	1/400	Não especificado
DG/TJ08-015-2004 Code for design of steel – concrete hybrid structures for high – rise buildings (Shanghai)	Mista	1/500	Não especificado
Hong Kong			
Code of practice on Wind Effects in Hong Kong 2004	Concreto Aço	Não especificado	Não especificado
Code of Practice for Structural use of Concrete 2004	Concreto	Não especificado	1/500
Code of Practice for Structural Use of Steel 2005	Aço	1/400	1/500
Países da União Européia			
Eurocode 3 ENV 1993-1-1:2005:	Aço	Não especificado	Não especificado
Reino Unido			
BS 5950 – structural steel in buildings	Aço	1/300	Não especificado
BS 8110 – structural use of concrete (limit applies unless partition, claddings have been specifically detailed ..)	Concreto	1/500	Não especificado
Estados Unidos da América			
ASCE 7-05 – Minimum design loads for buildings and other structures		Não especificado	Não especificado
Japão			
Guidelines for the Evaluation of Habitability to Building Vibration	Steel	(100 anos): 1/500 (500 anos): 1/200	Não especificado

Fonte: Adaptado de (SMITH, 2011)

Outras recomendações de normas e códigos nacionais e internacionais podem ser observadas no Quadro 4.

Quadro 4 - Limites encontrados na literatura e códigos.

Referência	Tipo	Deslocamento limite relativo interpavimento	Deslocamento limite no topo
ABNT NBR 6118:2014	Concreto	$h/850$	$H/1700$
ABNT NBR 8800:2008	Aço e Mista	$h/500$	$H/400$
ABNT NBR 15.575-2:2013	Geral	$h/500$ a $h/400$	$H/500$ a $H/400$
EN-1993:2010 – “Anexo nacional do Chipre”	Aço	$h/300$	$H/500$
SEI / ASCE 7-02	Aço	$h/600$ a $h/400$ 10 mm	$H/600$ a $H/400$
Structural Analyses and Design of Tall Buildings – Taranath (2012)	Aço	$h/500$ a $h/400$ 10 mm	$H/500$ a $H/400$
H é altura total do edifício			
h é a distância vertical entre dois pisos consecutivos			

Fonte: o Autor.

Para os casos encontrados, também há divergências entre os limites e em relação às combinações de ações a serem consideradas. Os parâmetros estabelecidos são sempre para os deslocamentos relativos interpavimento e para o deslocamento total no topo do edifício.

2.3. Critérios para avaliação do estado-limite de serviço de deslocamento horizontal excessivo segundo as normas brasileiras e publicações internacionais

2.3.1. Critério de limitação do deslocamento no topo dos pilares em relação à base e deslocamentos interpavimentos

2.3.1.1. Considerações preliminares

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003 “Ações e segurança nas estruturas”, estados-limites de serviço (ELS) são aqueles que comprometem a durabilidade da estrutura ou que por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos que podem impossibilitar a utilização normal da construção. Os estados-limites de serviço considerados por essa norma são:

- i) danos ligeiros ou localizados que afetam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- ii) deformações excessivas que afetam a durabilidade da construção ou seu aspecto estético;
- iii) vibração excessiva ou desconfortável.

A verificação dos estados-limites de uma estrutura está ligada à determinação dos deslocamentos e deformações sofridos por pilares, vigas e lajes, além de verificações quanto a vibrações ou qualquer outra ocorrência que afete a durabilidade, aparência e boa utilização dos usuários ou de equipamentos e máquinas que se apoiam na estrutura.

Segundo a ABNT 8800:2008, as condições usuais referentes aos ELS devem obedecer à Eq. 8.

$$S_{\text{ser}} \leq S_{\text{lim}} \quad (8)$$

onde:

S_{ser} representa os valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço;

S_{lim} representa os valores limites para esses efeitos.

Assim, é comum que, em algumas estruturas a rigidez conferida aos elementos durante o dimensionamento para o estado-limite último não seja suficiente para controlar os deslocamentos horizontais para as combinações de serviço, o que leva o projetista a enrijecer parte dos elementos da estrutura e conseqüentemente elevar o custo da obra.

Embora a ANBT NBR 8800:2008 determine para os projetistas limites de deslocamentos horizontais das estruturas de edifícios em aço, o método para determinação desses deslocamentos não é descrito de forma que facilite a interpretação objetiva por parte dos projetistas, dando margem a uma variedade de interpretações subjetivas.

Em seu anexo C, no item C.2.3., a ABNT NBR 8800:2008, prescreve que “o responsável técnico pelo projeto deve analisar criteriosamente cada situação e decidir se determinado deslocamento pode ser considerado um estado-limite reversível ou não”. Diz ainda que os estados-limites podem ser classificados como reversíveis e irreversíveis. Em elementos

estruturais que suportam componentes não sujeitos à fissuração e de comportamento elástico em serviço, pode-se considerar que os danos causados por deslocamentos excessivos são reversíveis, por exemplo, deslocamentos em vigas provocados pelas ações variáveis. Entretanto, em elementos que suportam componentes sujeitos à fissuração ou que em serviço podem sofrer deformações plásticas, devem-se entender os danos causados pelos deslocamentos excessivos como irreversíveis, como por exemplo, afetar o bom funcionamento de máquinas ou equipamentos, causar empoçamentos na cobertura, provocar fissuras em alvenarias, revestimentos ou divisórias.

2.3.1.2. Deslocamentos máximos

No anexo C da ABNT NBR 8800:2008 apresentam-se os critérios com os deslocamentos horizontais máximos que as estruturas devem atender para as verificações de ELS. Os critérios são apresentados no Quadro 5.

Quadro 5 – Deslocamentos horizontais máximos permitidos pela ABNT NBR 8800:2008

Critério a ser verificado	Verificação
Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$\delta_{calc} \leq \delta_{max} = H/400$
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$\delta_{calc} \leq \delta_{max} = h/500^1$
δ_{calc} é o deslocamento calculado para a combinação de serviço analisada δ_{max} é o deslocamento máximo permitido para o critério selecionado H é a altura total do edifício h é a distância vertical entre dois pisos consecutivos ¹ Deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado. Desprezar deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.	

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 – Anexo C

De acordo com o item C.2.1, do Anexo C da ABNT NBR 8800:2008, “em alguns casos, limites mais rigorosos podem ter que ser adotados, considerando, por exemplo, o uso da edificação, as características dos materiais de acabamento, o funcionamento adequado de equipamentos, questões de ordem econômica e a percepção de desconforto”.

De acordo com a ABNT NBR 15.575-2:2013 “Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais para o critério Estados-limites de serviço”, as estruturas devem atender as limitações de desempenho relacionadas ao requisito: “Deformações ou estado de fissuração do sistema estrutural”, com o objetivo de não ocasionar fissuras excessivas nos elementos de construção vinculados à estrutura e nem impedir o livre

funcionamento de elementos e componentes da edificação e nem repercutir no funcionamento das instalações.

No Quadro 6 apresentam-se as distorções máximas limites que podem ser provocadas por variações de temperatura ou ação do vento ou por recalque de fundações (deslocamentos totais) que a ABNT NBR 15.575-2:2013 recomenda para verificação do critério de estado-limite de serviço “Deformações ou estado de fissuração do sistema estrutural”.

Quadro 6 – Deslocamentos limites recomendados pela ABNT NBR 15.575-2:2013

Razão da limitação	Elemento	Deslocamento-limite
Destacamentos e fissuras em vedações	Paredes e/ou acabamentos rígidos	$L/500$ ou $h/500$
	Paredes e acabamentos flexíveis	$L/400$ ou $h/400$
L é o vão teórico do elemento estrutural h é a distância vertical entre dois pisos consecutivos		

Fonte: ABNT NBR 15.575-2:2013

2.3.1.3. Combinações de serviço prescritas pela ABNT NBR 8880:2008

Os deslocamentos devem ser calculados considerando as combinações de ações estabelecidas no item 4.7.7.3 da ABNT NBR 8880:2008 que estão apresentadas neste trabalho no Quadro 7.

Quadro 7 - Combinações de ações a serem utilizadas para ELS

Combinação de ação	Utilização
Combinação Quase Permanente $F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k})$	Efeitos de longa duração, aparência, deslocamentos excessivos que não provocam danos a outros componentes, como por exemplo, flechas em vigas que não suportam alvenarias, vigas secundárias do sistema de piso.
Combinação Frequente $F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k})$	Estados-limites reversíveis, incluindo conforto dos usuários, funcionamento de equipamentos, vibrações excessivas, movimentos horizontais que não comprometam a vedação, empoçamentos em coberturas e abertura de fissuras.
Combinação Rara $F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{1j} F_{Qj,k})$	Estados-limites irreversíveis, danos em componentes não estruturais, funcionamento adequado da estrutura, formação de fissuras e danos aos fechamentos.

Fonte: ABNT NBR 8880:2008

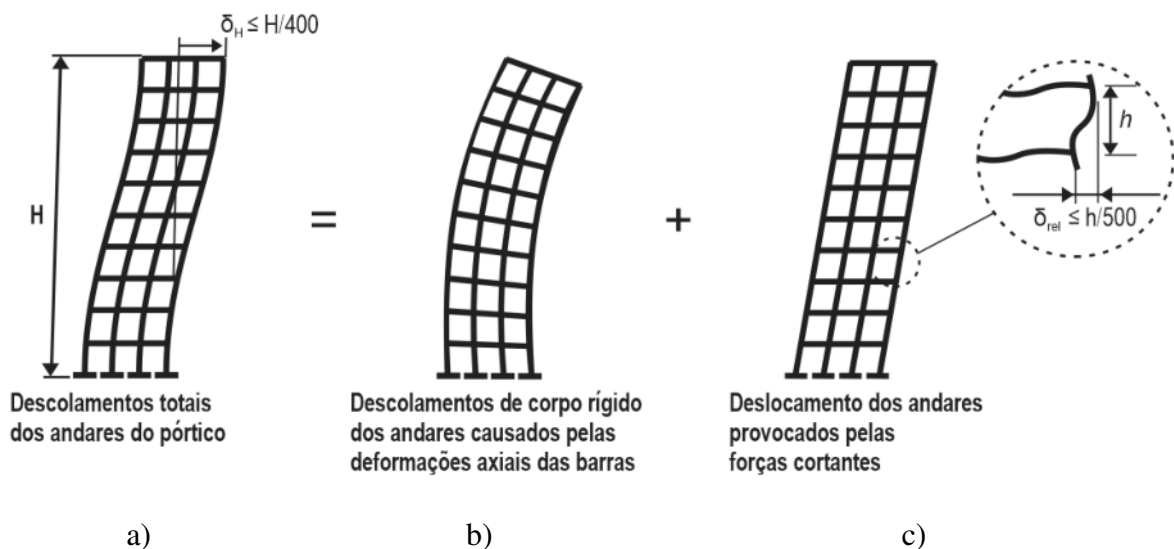
Para verificação de ELS não é necessário considerar as imperfeições iniciais geométricas e de material. A Análise de Segunda Ordem (ASO) também é dispensada para estruturas de pequena e média deslocabilidade, sendo necessária apenas para estruturas de grande deslocabilidade.

2.3.1.4. Determinação dos deslocamentos horizontais entre pisos consecutivos

De acordo com a nota “m” da tabela C.1 do anexo C da ABNT NBR 8800:2008, para cálculo do deslocamento horizontal entre dois pisos consecutivos, deve-se tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas. Na Figura 1 mostra-se:

- um pórtico com os deslocamentos totais;
- um pórtico com deslocamentos resultantes do movimento de corpo rígido dos andares causados pelas deformações axiais de pilares e vigas; e
- um pórtico com os deslocamentos provocados pelas forças cortantes que atuam nos andares.

Figura 1 - Deslocamentos horizontais provocados por forças horizontais em edifícios de dois ou mais pavimentos.



Fonte: (FAKURY, SILVA, CALDAS 2016)

Fakury, Silva e Caldas (2016), com base na Figura 1, descrevem que o deslocamento total será sempre maior do que o deslocamento provocado somente pelas forças cortantes atuantes no

andar considerado. Em função disso, considerar o deslocamento total de cada nó e limitá-lo a $h/500$, que é o limite prescrito pela ABNT NBR 8800:2008 é um procedimento mais conservador. Limitando o deslocamento entre pavimentos a esse limite, automaticamente a condição de deslocamento no topo do edifício é atendida, evitando realizar duas análises para cada modelo.

2.3.2. Critério de limitação da distorção dos painéis de vedação devido ao efeito combinado dos deslocamentos horizontais e verticais dos nós

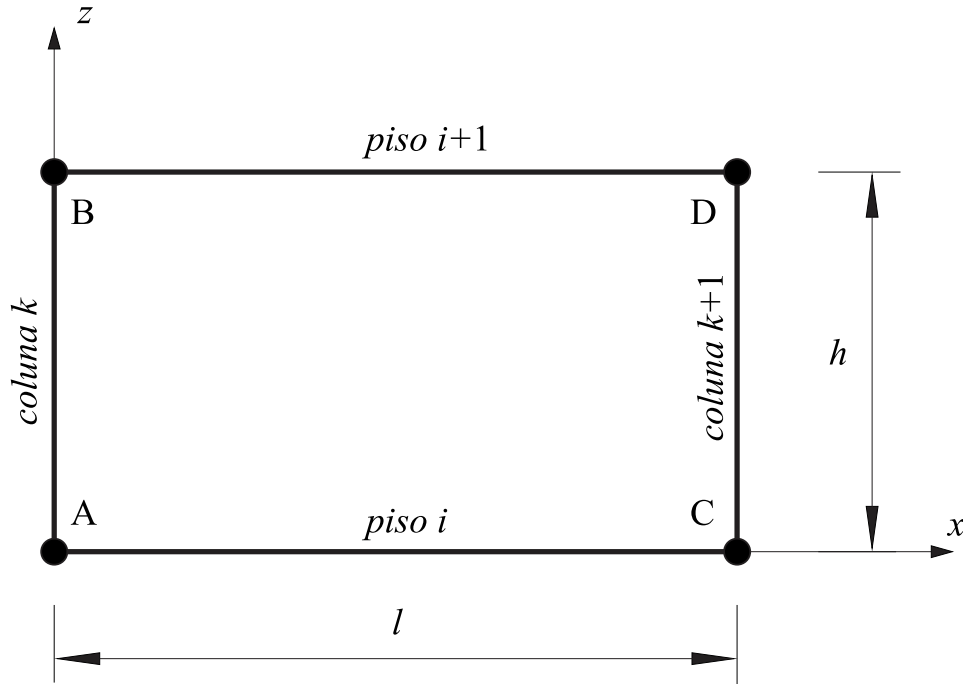
Charney (1990) propõe que, para uma melhor avaliação dos efeitos devido ao vento na verificação de ELS, sejam desenvolvidos critérios baseados nos danos aos elementos não estruturais. Para isso, deveriam ser criados para cada material, critérios claros em função da sua capacidade de absorver deformações sem sofrer danos (curvas de fragilidade), inclusive realizando novos programas de testes em materiais anteriormente não testados. Outro fator importante seria o estabelecimento de técnicas de modelagem matemática para produzir modelos que representam melhor a verdadeira resposta do edifício.

Em relação à modelagem matemática, Charney (1990) propõe a criação de um novo parâmetro, o “*Drift Damage Index*” (*DDI*), que é um índice numérico que pode ser calculado para cada material e é numericamente igual à distorção média por cisalhamento que ocorre em um painel retangular qualquer submetido a uma força de cisalhamento no plano. De forma complementar, Griffis (1993) define como “*Drift Measurement Index*” (*DMI*), a distorção média calculada em uma *DDZ* para cada painel do pórtico de um edifício submetido a ações horizontais. A *DDZ* (Figura 2) é limitada pelas vigas dos andares superior e inferior e pelos pilares adjacentes. Para cada *DDZ*, há um índice *DMI* que poderá ser verificado comparando-se com o *DDI* obtido para o material que é utilizado no fechamento desse painel (*DDZ*).

Assim, o *DDI* é um parâmetro que depende do material de fechamento escolhido para o painel e pode ser obtido através de ensaios de cisalhamento no plano (*racking tests*) ou indiretamente através de outros ensaios realizados ou modelagens numéricas. O *DMI* é o parâmetro calculado para cada painel (*DDZ*) da estrutura, depende dos esforços solicitantes, da geometria da estrutura e é obtido através da Eq. 9.

Se conhecidos os deslocamentos x e y para cada um dos vértices da *DDZ*, é possível calcular a distorção média de cisalhamento ou o *DMI* do painel, a partir de funções de transformação deslocamento-distorção (Rockey *et al. apud* Charney, 1990).

Figura 2 - Definição de uma *DDZ*



Fonte: Sakiyama (2016) adaptado de Charney (1990)

$$DMI = \frac{(D_1 + D_2 + D_3 + D_4)}{2} \quad (9)$$

onde:

$D_1 = (x_B - x_A)/h$	Índice relativo ao deslocamento horizontal dos vértices A e B
$D_2 = (x_D - x_C)/h$	Índice relativo ao deslocamento horizontal dos vértices C e D.
$D_3 = (z_C - z_A)/l$	Índice relativo ao deslocamento vertical dos vértices A e C.
$D_4 = (z_D - z_B)/l$	Índice relativo ao deslocamento vertical dos vértices B e D.
h	Altura da DDZ.
l	Largura da DDZ.

Para efeitos de avaliação do desempenho de uma estrutura, deve-se calcular o *DMI* através de uma análise estrutural e compará-lo ao *DDI* relacionado ao material que será utilizado para preenchimento do painel estudado. A condição de serviço estará atendida se a Eq. 10 for satisfeita.

$$DMI \leq DDI \quad (10)$$

O Quadro 8 apresenta o *DDI* para alguns materiais de acordo com Griffis (1993) e foram obtidos através de correlações com resultados de ensaios publicados por Algan (1986).

Quadro 8 – Valores de *DDI* recomendados por Griffis (1993).

Aplicação	Material	<i>DDI</i> Recomendado
Revestimento Externo	Cerâmico	1/400
Revestimento Externo	Bloco de Concreto	1/600
Revestimento Externo	Gesso, Estuque	1/400
Revestimento Externo	Painéis pré-moldados de concreto	1/400
Revestimento Externo	Painéis arquitetônicos metálicos	1/100
Divisórias	Drywall	1/400
Divisórias	Bloco de concreto	1/667
Divisórias	Bloco cerâmico (<i>hollow clay brick</i>)	1/2000
Divisórias	Tijolo	1/1250
Elevadores	-	1/400

Fonte: (GRIFFIS, 1993).

2.3.3. Considerações sobre as ações devidas ao vento para verificação dos ELS

De acordo com Galambos e Ellingwood (1986), nos EUA, os critérios relacionados aos ELU são baseados em períodos de recorrência de 50 anos. Porém, considerar a mesma recorrência para ELS parece ser um requisito muito severo e pouco razoável. Para ele, o tempo médio de locação de salas em edifícios de escritório nos EUA é em torno de 8 anos e seria mais interessante que este fosse o período de retorno escolhido para verificações de ELS, já que as cargas de serviço estão intimamente relacionadas à manutenção do edifício.

Para Griffis (1993), submeter uma estrutura a uma carga que pode ocorrer apenas uma vez durante toda a vida útil da estrutura para verificação de ELS pode ser considerado um critério

rigoroso. Segundo o autor, a utilização de uma carga para ventos com período de recorrência de 10 anos para avaliação da estrutura em serviço seria mais coerente. Embora tenha-se tornado uma prática nos EUA avaliar os critérios de serviço com período de recorrência inferior a 50 anos, os critérios relacionados aos ELS foram formulados para ventos com esse período de retorno.

Charney e Berding (2007) realizaram uma pesquisa com diversos profissionais de engenharia dos EUA e avaliaram qual período de recorrência do vento era utilizado nas avaliações de ELS e ELU nos edifícios calculados por eles. Os resultados mostraram que 47% dos entrevistados usaram intervalos de recorrência diferentes para ELU e ELS. 40% usavam período de retorno do vento de 10 anos para ELS, e o restante usava de 50 ou 100 anos. As normas foram a fonte para consulta das ações devidas ao vento para 85% dos entrevistados. Apenas 15% dos entrevistados acordaram com o proprietário ou arquiteto qual o período de retorno que deveriam usar para as avaliações de serviço baseadas em cargas de vento.

Segundo os autores, o uso de cargas de vento de 50 ou 100 anos pode ser considerado conservador para os ELS quando são utilizados os limites (h ou $H/400$ a h ou $H/500$). Tais cargas não condizem com a premissa de que a principal razão para limitar deslocamentos horizontais é evitar danos aos componentes não estruturais.

Na ABNT NBR 6123:1988, “Forças devidas ao vento em edificações”, a velocidade básica do vento é definida para uma probabilidade de 63% de ser excedida em um período de retorno de 50 anos. Entretanto, é possível adotar período de retorno (m) diferente do estabelecido, para outras probabilidades de ocorrência (P_m), através de adoção de fator estatístico S_3 diferente do padronizado, com o auxílio da Eq. 11 ou da Tabela 1.

$$S_3 = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (11)$$

onde:

P_m representa a probabilidade de ocorrência do evento;

m representa o período de retorno em anos.

Tabela 1 – Determinação do fator estatístico S_3

m	Valores de S_3 para p_m					
	0,10	0,20	0,50	0,63	0,75	0,90
2	0,86	0,76	0,64	0,60	0,57	0,53
10	1,1	0,98	0,82	0,78	0,74	0,68
25	1,27	1,13	0,95	0,90	0,85	0,79
50	1,42	1,26	1,06	1,00	0,95	0,88
100	1,58	1,41	1,18	1,11	1,06	0,98
200	1,77	1,57	1,31	1,24	1,18	1,09

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Segundo o item 5.4 da ABNT NBR 6123:1988 os fatores S_3 considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios são calculados para o nível de probabilidade ($P_m = 0,63$) e vida útil ou período de retorno ($m = 50$ anos) e estão apresentados no Quadro 9. Na falta de norma específica ou de indicações correspondentes na norma de estruturas, esta tabela apresenta os valores mínimos a serem considerados nos projetos.

Quadro 9 - Valores mínimos para o fator estatístico S_3

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

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

O Quadro 9 torna possível a utilização de fator $S_3 = 0,88$ (painéis de vedação), para a verificação de deslocamentos horizontais em edifícios, uma vez que os deslocamentos horizontais são limitados para que não ocorram danos nos elementos de vedação.

2.4. Sistemas estruturais para estabilização de edifícios altos

De acordo com Taranath (2012), os sistemas estruturais para edifícios altos passaram por uma evolução dramática ao longo das duas décadas anteriores e nos anos 2010. Historicamente, os desenvolvimentos relacionados à forma estrutural foram realizados como uma resposta a tendências arquitetônicas emergentes no projeto de arranha-céus. Na década de 1980, predominaram os projetos de estilo internacional e arranha-céus modernistas, caracterizados por geometrias verticais prismáticas e repetitivas. Com o passar dos anos, a rígida disciplina da forma da torre externa foi substituída em muitos casos pelas modulações verticais altamente articuladas nas fachadas dos edifícios, características das atuais expressões de arranha-céus. Essa descontinuidade geral e a erosão da fachada externa levaram a uma nova geração de sistemas estruturais de edifícios altos que respondem aos requisitos mais flexíveis e pertencentes a uma estética arquitetônica cada vez mais variada.

Sistemas estruturais inovadores que envolvem *megaframes*, *superdiagonais*, sistemas de estabilização e núcleo de concreto de alta resistência, estruturas amortecidas por meio de articulações estão entre as composições, que representam uma etapa no desenvolvimento de sistemas estruturais para edifícios altos. Cada um dos sistemas estruturais se adequa a uma faixa de altura de edifícios. No Quadro 10 apresentam-se alguns sistemas estruturais recomendados de acordo com o porte do edifício, conforme Taranath (2012).

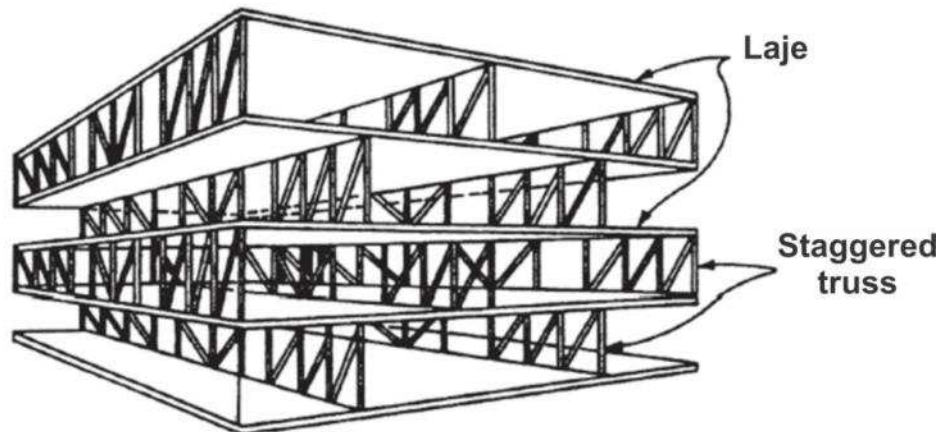
Quadro 10 – Sistemas estruturais recomendados para edifícios altos em estruturas de aço.

Sistema Estrutural Recomendado	Porte do Edifício
Pórticos com ligações semi-rígidas	10 a 15 andares
Pórticos rígidos	No máximo 25 andares
Pórticos contraventados	25 a 30 pavimentos
<i>Staggered Truss System</i>	No máximo 25 andares
Pórticos contraventados tipo (<i>excentric bracing</i>)	25 a 30 pavimentos
Sistema híbrido (pórtico com ligações rígidas contraventado)	40 a 50 andares
<i>Outrigger and belt truss system</i>	40 a 50 pavimentos
Tubo com pilares periféricos	50 a 60 pavimentos

Fonte: TARANATH (2012)

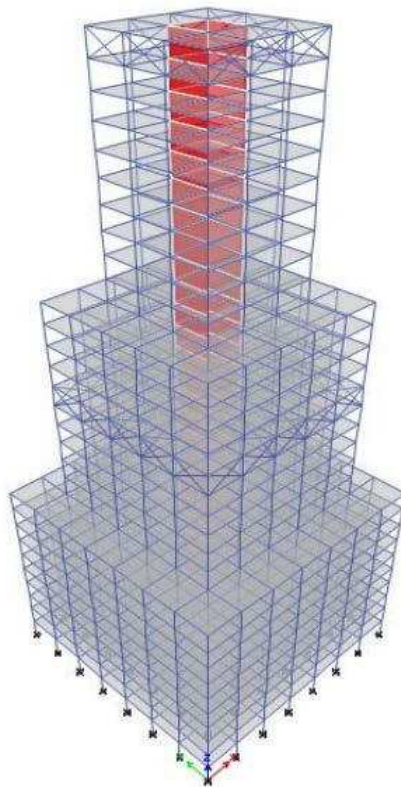
Nas Figuras 3 a 5 são apresentados alguns dos sistemas apresentados no Quadro 10.

Figura 3 – Sistema estrutural tipo *Staggered Truss*.



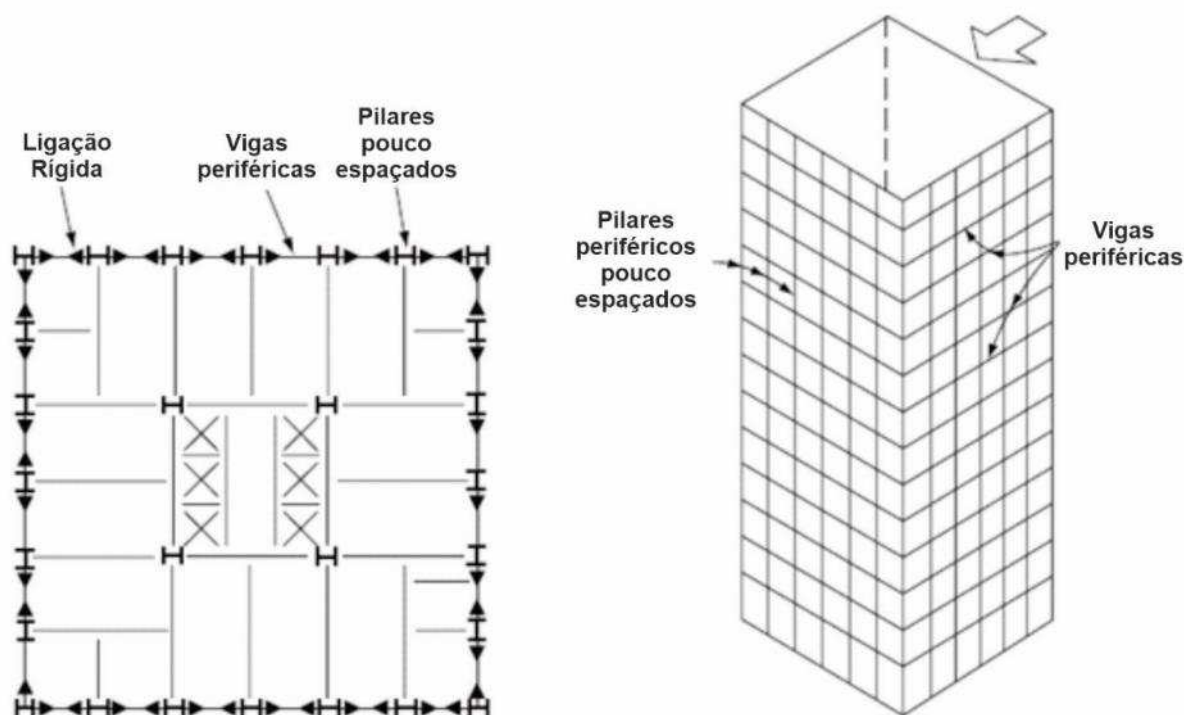
Fonte: TARANATH (2012)

Figura 4 – Sistema estrutural tipo *outrigger and bell truss*.



Fonte: PRASAD E KUMAR (2016)

Figura 5 – Sistema estrutural tipo tubo com pilares periféricos.



Fonte: PRASAD E KUMAR (2016)

2.4.1. Utilização de *outriggers* para redução dos deslocamentos horizontais de estruturas

Segundo Ribeiro (1990), *outriggers* são treliças horizontais que, ligadas rigidamente ao sistema de contraventamento do edifício, transmitem parte das ações horizontais para os pilares externos do edifício, contribuindo assim para uma redução significativa dos deslocamentos horizontais. Uma das desvantagens deste sistema é que as colunas situadas a sotavento deverão ter suas seções aumentadas, pois sofrerão um acréscimo considerável de compressão.

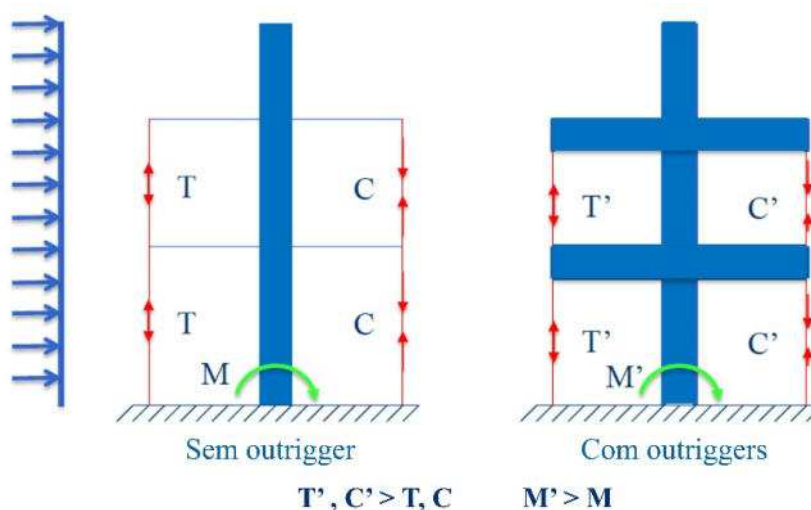
Ribeiro (1990) concluiu que quanto maior o número de *outriggers*, mantidas as demais propriedades constantes, maior a redução conseguida no deslocamento de topo. Entretanto, a taxa de redução cai rapidamente para um número maior que três *outriggers* introduzidos na estrutura. Observa-se, assim, que quatro desses dispositivos constituem o número máximo economicamente justificável.

Segundo Taranath (2012), os prédios modernos quase sempre possuem núcleos com elevador central (elementos de aço contraventados, ou núcleos rígidos de concreto) e grandes vãos sem colunas entre este e as colunas periféricas do edifício. Há uma melhoria na eficiência funcional

do edifício, porém as principais estruturas capazes de resistir ao tombamento do edifício ficam desconectadas reduzindo a resistência geral da estrutura às ações horizontais. Sem uma ligação entre essas estruturas, a resistência é igual à soma das resistências independentes de cada uma delas. A incorporação de *outriggers* nesse sistema conecta intimamente esses dois componentes promovendo uma ampliação da capacidade para resistir ao tombamento.

Na Figura 6 está representada a principal característica do *outrigger* que é uma redução do momento no núcleo central do edifício e conseqüentemente uma redução no deslocamento final do edifício. Goman (2016) explica que, como a distância entre o núcleo e a periferia do edifício geralmente é de 9 a 15 m, é muito difícil que as vigas dos pavimentos tenham rigidez suficiente para transmitir ações horizontais do núcleo para os pilares externos. Como normalmente edifícios altos possuem pavimentos técnicos, comumente desocupados, isso possibilita aos engenheiros utilizá-los para implantar esse sistema. Com isso uma parcela do momento de tombamento, que deveria ser totalmente absorvido pelo núcleo do edifício, é transformada em um binário, com esforços de tração a barlavento e compressão a sotavento, fazendo com que os pilares externos contribuam para a rigidez lateral do edifício de forma mais efetiva.

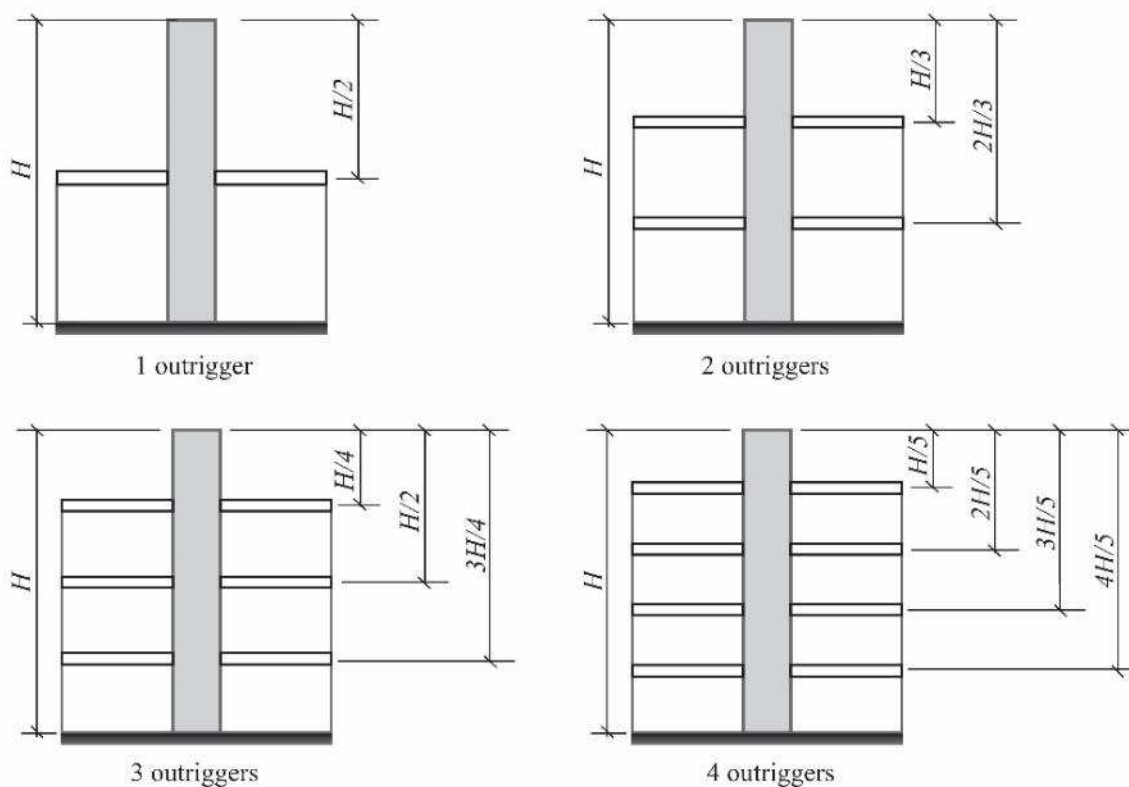
Figura 6 - Funcionamento dos *outriggers*.



Fonte: Adaptado de (GOMAN, 2016).

Durante os últimos anos foram realizados vários estudos sobre a eficiência desse sistema para estabilização de edifícios e foram propostas alturas de instalação e quantidades ótimas para os *outriggers*. Taranath (2012) propõe posições ideais para a instalação de um, dois, três e quatro *outriggers*. Na Figura 7 são mostradas as alturas ideais para posicionamento dessas estruturas.

Figura 7 – Posicionamento ideal para os outriggers.



Fonte: Adaptado de (TARANATH, 2012).

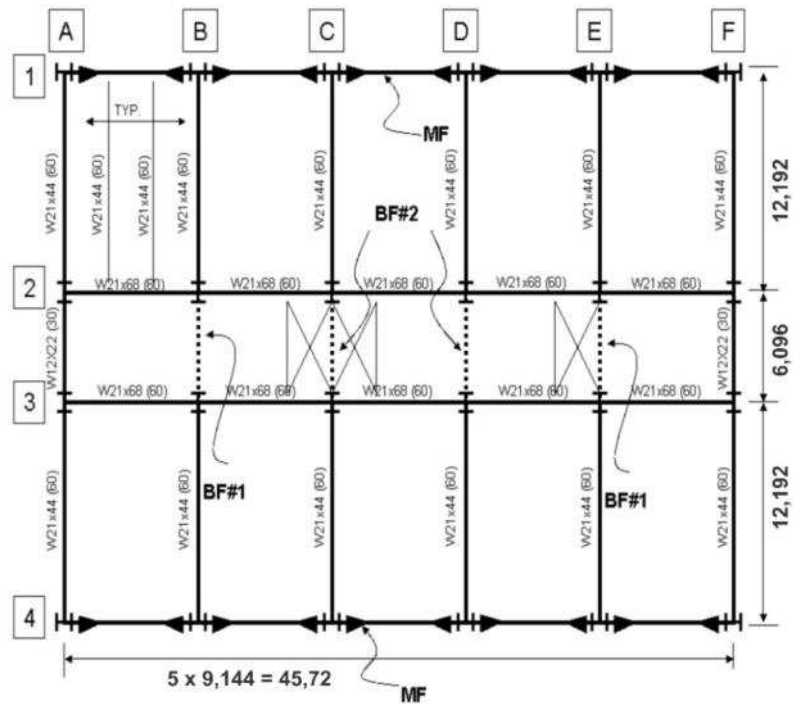
2.5. Estudos realizados por outros autores sobre verificação de ELS relacionados à ação do vento

2.5.1. Berding (2006)

Os parágrafos que seguem se referem à dissertação de mestrado apresentada por Berding (2006), intitulada “*Wind Drift Design of Steel Framed Buildings: An Analytical Study and a Survey of the Practice*” na “*Virginia Polytechnic Institute and State University*”.

Na Figura 8 é apresentada a planta adotada para o estudo de caso.

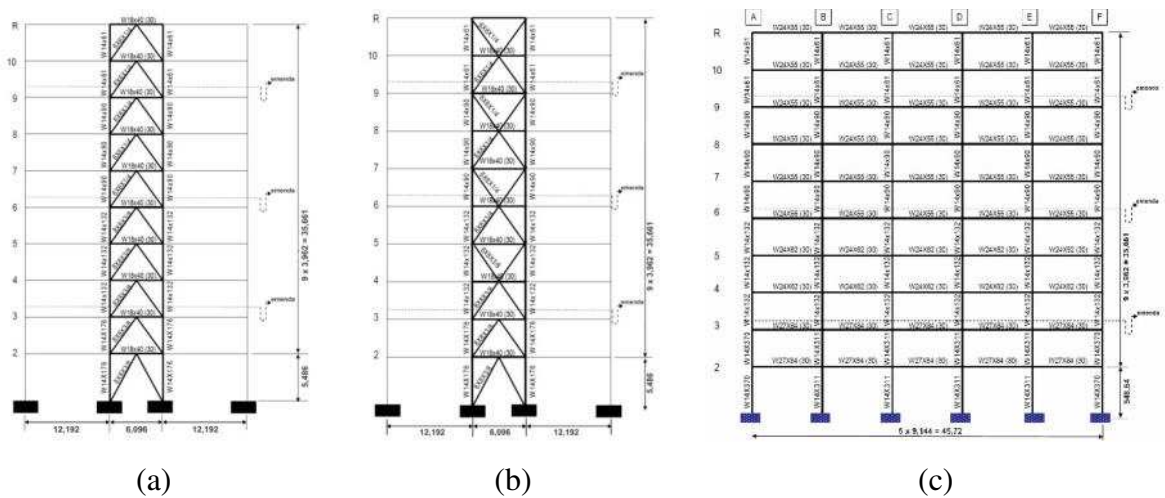
Figura 8 - Planta baixa do edifício estudado por Berding (2006).



Fonte: Adaptado de (BERDING, 2006)

Berding (2006) desenvolveu um modelo de um edifício de 10 pavimentos, sendo 30,47 m de largura e 45,72 m de comprimento, com altura total de 41,12m. O edifício possui um sistema estrutural contraventado no núcleo, na menor direção, conforme mostrado na Figura 9 (a) e (b) e com todas as ligações rígidas nas duas faces externas, na maior direção, o que pode-se observar na Figura 9 (c).

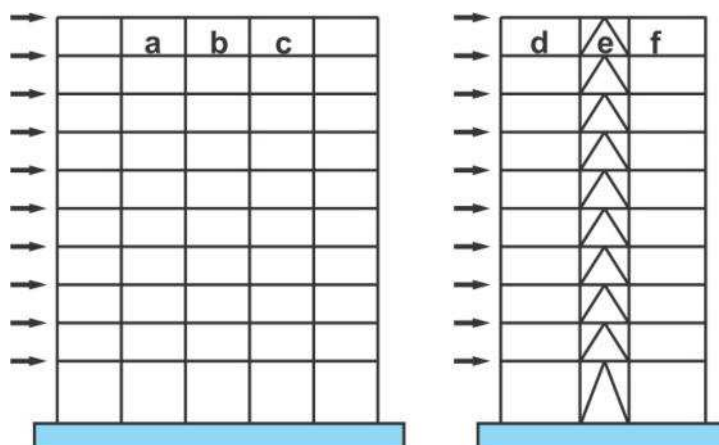
Figura 9 - Elevações do edifício estudado por Berding (2006).



Fonte: Adaptado de (BERDING, 2006)

O edifício foi calculado pelo MEL, utilizando a norma americana, para um vento com período de retorno de 50 anos na verificação dos ELU, e período de retorno de 10 anos para verificação de ELS. Nesse estudo foi analisada, em relação a deslocamentos horizontais, a influência dos seguintes parâmetros: fontes de deformação; efeitos de segunda ordem; efeito da ligação viga-coluna; influência da laje mista; cargas variáveis e a contribuição da rigidez dos elementos não estruturais. Além disso, também foram avaliados os *DMIs* para alguns quadros do edifício e compararam-se os resultados com os deslocamentos interpavimentos no mesmo andar. Com o auxílio da Figura 10 e da Tabela 2 podem ser observados os resultados apresentados pelo autor.

Figura 10 - *DDZs* analisadas no estudo de Berding (2006)



Fonte: Adaptado de (BERDING, 2006)

Tabela 2 - Resultados apresentados no estudo de Berding (2006).

<i>DDZ</i> analisada	Deslocamento interpavimento medido (I)	<i>DMI</i> (II)	(II) / (I)
a	0,000571	0,000179	0,31
b	0,000571	0,000983	1,72
c	0,000571	0,000561	0,98
d	0,001423	0,000596	0,42
e	0,001423	0,000767	0,54
f	0,001423	0,003563	2,5

Fonte: Adaptado de (BERDING, 2006)

Após a análise dos resultados o autor observou que os índices de deslocamento interpavimentos subestimam os danos nos quadros *b* e *f* e superestima os danos nos quadros *a*, *d* e *e*. O quadro *e* praticamente sofre rotação de corpo rígido, tendendo a sofrer pouco dano.

Na conclusão de seu trabalho, Berding alerta que o índice de deslocamento interpavimento que é comumente usado pelos projetistas para avaliar e limitar danos a componentes não estruturais, não é uma medida suficiente, pois não considera a parcela vertical da distorção dos painéis. A tensão de cisalhamento no material é a melhor medida de dano. Os exemplos expostos na sua dissertação demonstraram as deficiências dos índices de deslocamento interpavimentos.

2.5.2. Aswegan, Charney e Jarret (2013)

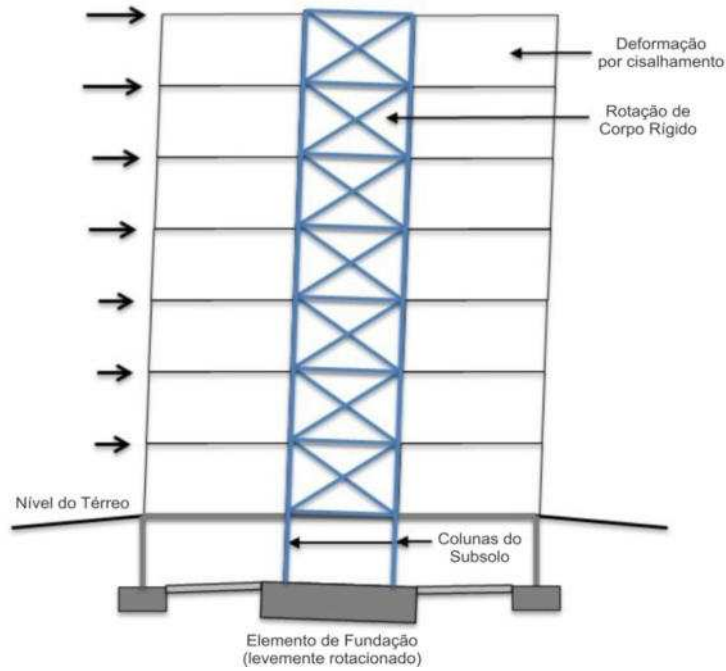
Os parágrafos que se seguem referem-se a um artigo dos autores Aswegan, Charney e Jarret (2013), intitulado “*Recommended Procedures for Damage Based Serviceability Design of Steel Buildings under Wind Loads*” na “*Virginia Polytechnic Institute and State University*”.

Nesse artigo os autores apresentam um procedimento recomendado para verificação de ELS relacionado aos danos provocados pelos ventos em elementos não estruturais, baseado nas tensões de cisalhamento e na fragilidade dos componentes, ao contrário dos métodos tradicionais que analisam apenas os deslocamentos entre pavimentos adjacentes.

O procedimento utilizado foi desenvolvido para avaliar os sistemas de fechamento e as paredes divisórias do edifício contra danos. Foi usada uma ampla base de dados sobre vento, com alguns intervalos médios de recorrência dos ventos de 10, 25 e 50 anos. A deformação a ser controlada tem relação direta com a tensão de cisalhamento nos componentes não estruturais. Utilizou-se um modelo tridimensional para realizar a análise estrutural. As tensões de cisalhamento limites foram baseadas no conceito de fragilidade estrutural, com uso de curvas de fragilidade baseadas em testes de laboratório. Modelou-se um edifício com 10 pavimentos com quadro central contraventado semelhante ao mostrado na Figura 11.

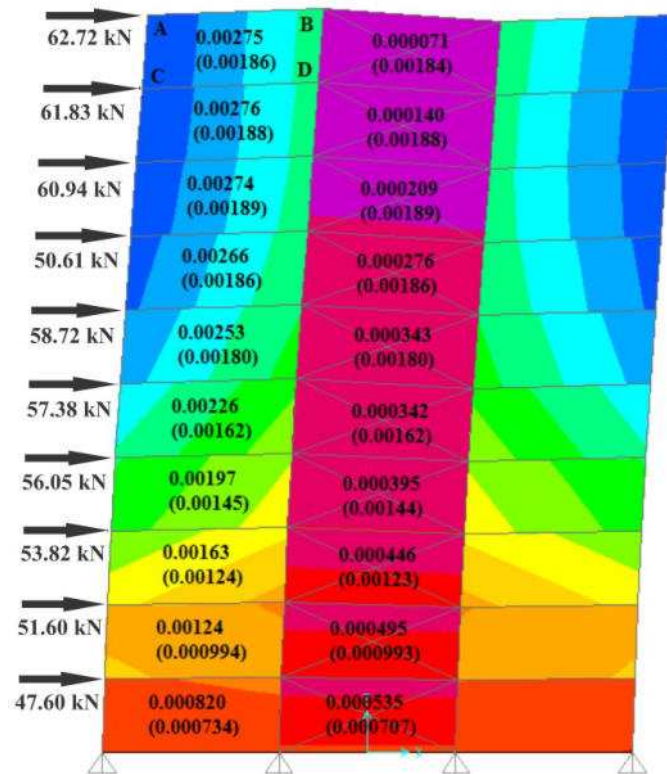
Os resultados da análise não são explicitados no artigo, porém a Figura 12 apresenta, para um determinado carregamento, as diferenças entre os índices de deslocamentos interpavimentos (números entre parênteses) e os índices *DMIs* para alguns quadros do pórtico. É possível observar as discrepâncias entre os dois resultados, em alguns casos subestimando os danos e em outros, superestimando.

Figura 11 - Características do pórtico estudado por Aswegan, Charney e Jarret (2013).



Fonte: Adaptado de (ASWEGAN, CHARNEY e JARRET, 2013)

Figura 12 – Resultados da análise realizada por Aswegan, Charney e Jarret (2013).



Fonte: Adaptado de (ASWEGAN, CHARNEY e JARRET, 2013)

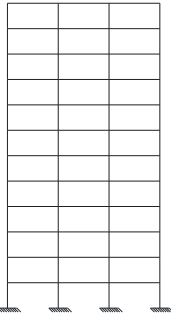
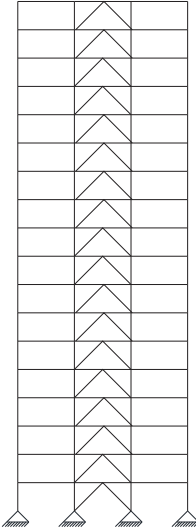
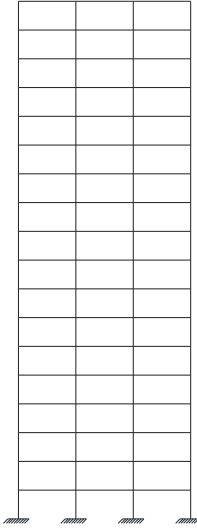
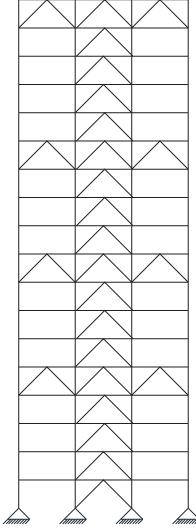
Com base nos resultados obtidos na pesquisa, os autores recomendam que para avaliar os danos nos componentes estruturais a deformação vertical dos quadros deve ser incluída na análise utilizando os índices *DMI* e *DDI*. Após a comparação entre *DMI* e *DDI* para cada quadro, o projetista deve decidir onde deve haver acréscimo de rigidez para controlar os danos.

2.5.3. Sakiyama (2015)

Os parágrafos que se seguem foram retirados da dissertação de mestrado apresentada por Sakiyama (2015), intitulada “Estratégia para otimização do dimensionamento de estruturas reticuladas planas de aço com base no controle de deslocamentos” na “Universidade Federal de Viçosa”.

O autor desenvolveu uma ferramenta computacional para otimizar o dimensionamento de edifícios em aço. Para isso, deslocamentos limites pré-determinados eram informados ao programa e pelo princípio dos trabalhos virtuais, as barras que contribuía mais para a rigidez do edifício eram identificadas e substituídas por perfis de maior seção, de forma que os deslocamentos medidos não ultrapassassem os limites estipulados. Neste trabalho foram analisados quatro modelos de pórticos distintos conforme apresentado no Quadro 11.

Quadro 11 - Casos analisados no trabalho

			
<p>Caso 1 – Pórtico rígido de 12 pavimentos.</p>	<p>Caso 2 – Pórtico contraventado de 18 pavimentos.</p>	<p>Caso 3 – Pórtico rígido de 18 pavimentos.</p>	<p>Caso 4 – Pórtico contraventado de 18 pavimentos.</p>

Fonte: (SAKIYAMA, 2015)

Na Tabela 3 é apresentada uma compilação dos resultados obtidos pelo autor para os pórticos analisados nos Casos 1 e 2.

Tabela 3 - Resultados para os Casos 1 e 2.

Andar	Caso 1		Caso 2	
	Índice de deslocamento interpavimento	<i>DMI</i>	Índice de deslocamento interpavimento	<i>DMI</i>
2-3	0,33	0,36	0,15	0,23
5-6	0,28	0,34	0,21	0,38
8-9	0,28	0,35	0,27	0,49
11-12	0,09	0,17	0,32	0,56
14-15	-	-	0,32	0,59
17-18	-	-	0,29	0,58

Fonte: (SAKIYAMA, 2015)

É possível observar que os resultados apresentados entre índices de deslocamentos interpavimentos e *DMI* são muito diferentes, o que corrobora com os resultados obtidos pelos autores citados nos itens 2.5.1 e 2.5.2 desse trabalho.

3

Estudo do comportamento de pórticos planos em condições de serviço

Neste Capítulo, primeiramente são apresentadas as características dos modelos estudados no trabalho, seus esquemas estruturais, forma de identificação e outros aspectos considerados relevantes.

Na sequência apresentam-se as ações e combinações de ações consideradas nas análises realizadas e as forças de vento calculadas para as diferentes alturas de modelos estruturais estudados.

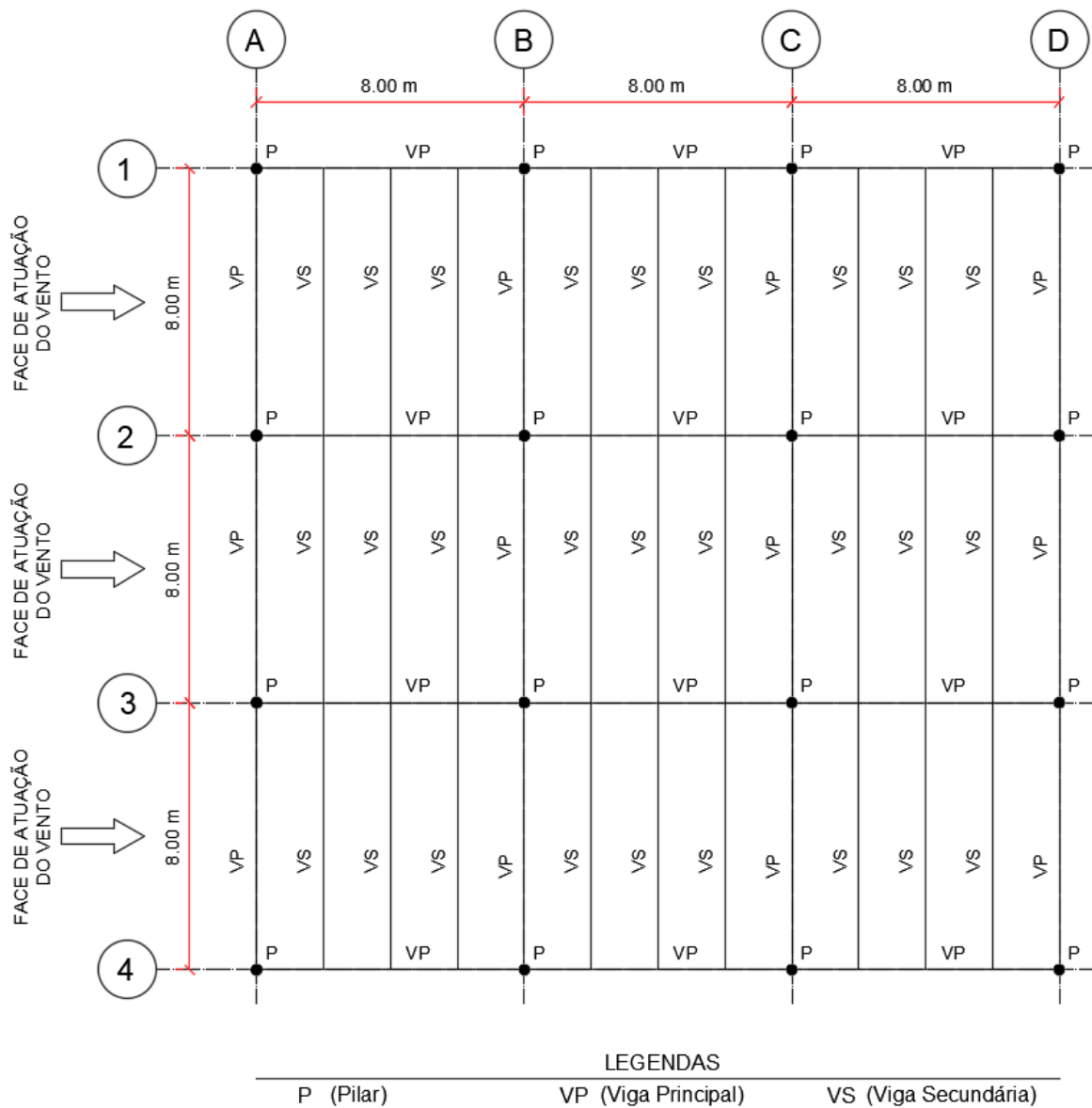
Também são definidas, neste capítulo, quais análises foram realizadas, com suas principais características e a forma como foram obtidos os resultados. Apresenta-se como foram realizados os dimensionamentos para ELU e ELS dos modelos estruturais, sua classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais e os pesos próprios obtidos para os modelos considerando apenas o dimensionamento para ELU. São mostrados alguns exemplos de cálculo de *DMI*.

Por fim apresenta-se a forma como foi definido o índice *DDI* para ser utilizado como um dos critérios de verificação de estado-limite de serviço.

3.1. Características dos modelos estruturais adotados

Para o desenvolvimento deste trabalho foram adotados modelos com cinco sistemas estruturais de pórticos planos com alturas variadas, a fim de se conseguir uma maior abrangência dos resultados e uma melhor compreensão do comportamento em relação a deslocamentos horizontais. Apesar dos sistemas estruturais serem diferentes, todos os modelos escolhidos foram derivados de uma única planta de referência. Na Figura 13 mostra-se um esquema unifilar em planta da estrutura do pavimento tipo do edifício considerado.

Figura 13 – Esquema unifilar em planta da estrutura do pavimento tipo do edifício considerado.



Fonte: o Autor.

Os pórticos escolhidos para as análises possuem as seguintes características:

- a) três vãos livres entre pilares de 8,00 m;
- b) altura entre eixos de pisos consecutivos de 3,00 m.

Para definir o vão livre entre pilares foi realizado um estudo preliminar considerando-se um pórtico plano de dois pavimentos e vão único de 4 m, 6 m e 8 m, na perspectiva de identificar aquele que conduz ao pior cenário de danos para os painéis de vedação vertical. Esse estudo é apresentado no Apêndice A e a partir dele decidiu-se adotar um vão de 8,00 m entre pilares para os modelos estruturais considerados no presente trabalho.

3.1.1. Relação altura / largura dos modelos

Na Tabela 4 são apresentadas as alturas (H), larguras (L) e relação altura / largura (H/L) dos modelos de pórtico considerados neste trabalho.

Tabela 4 - Relação altura e largura dos pórticos estudados.

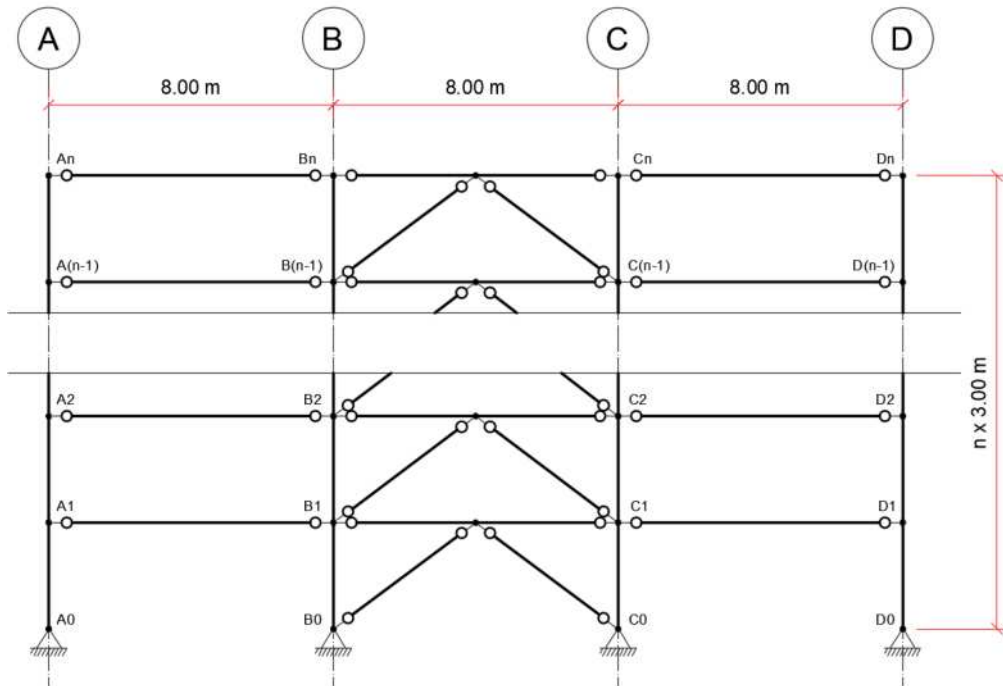
Número de Pavimentos	Altura (H) (m)	Largura (L) (m)	Relação H/L
04	12,00	24,00	0,50
08	24,00	24,00	1,00
16	48,00	24,00	2,00
24	72,00	24,00	3,00
32	96,00	24,00	4,00

Fonte: o Autor.

3.1.2. Esquemas estruturais dos modelos

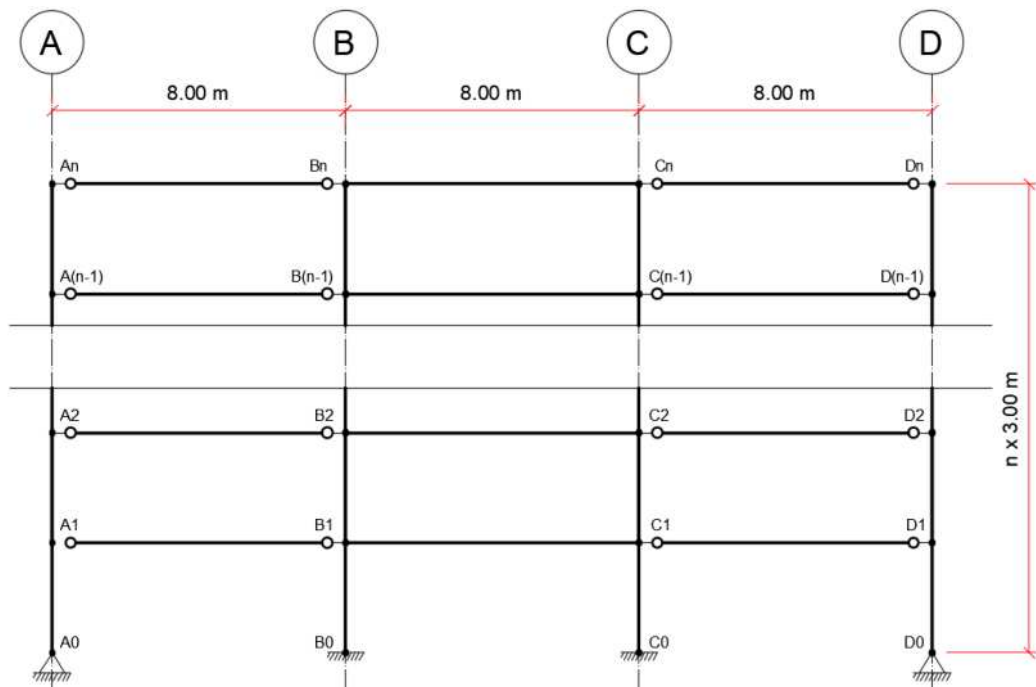
Nas Figuras 14 a 20 são apresentados os esquemas estruturais para os pórticos dos modelos considerados nos estudos realizados nesse trabalho.

Figura 14 – Esquema estrutural em pórtico contraventado para os modelos com 4, 8, 16 e 24 pavimentos.



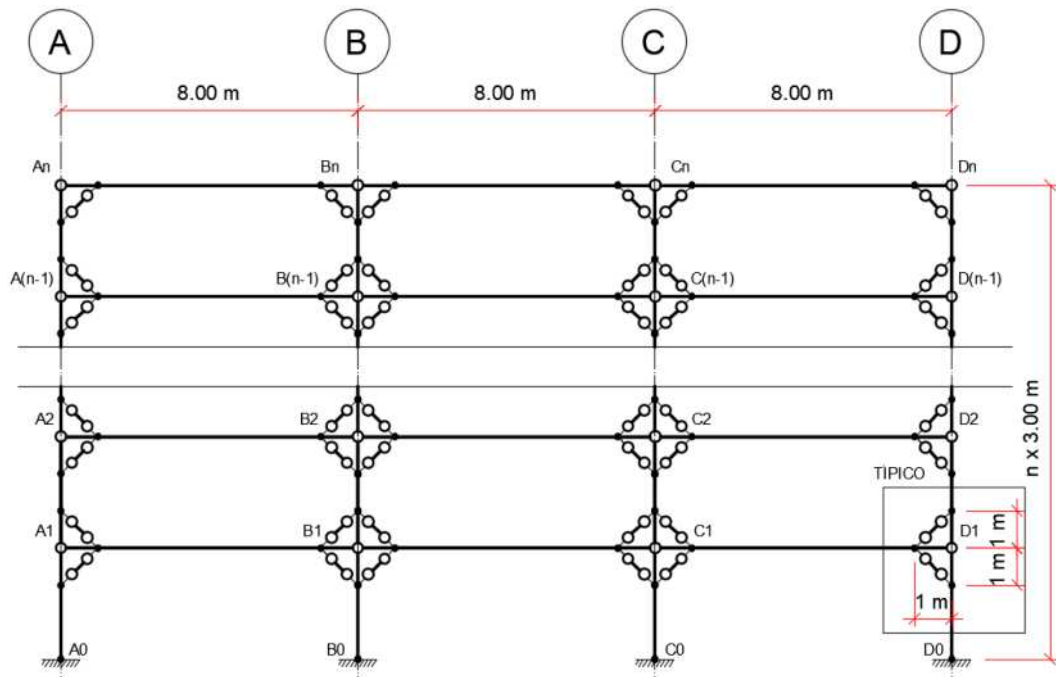
Fonte: o Autor.

Figura 15 – Esquema estrutural em pórtico rígido para os modelos com 4, 8, 16 e 24 pavimentos.



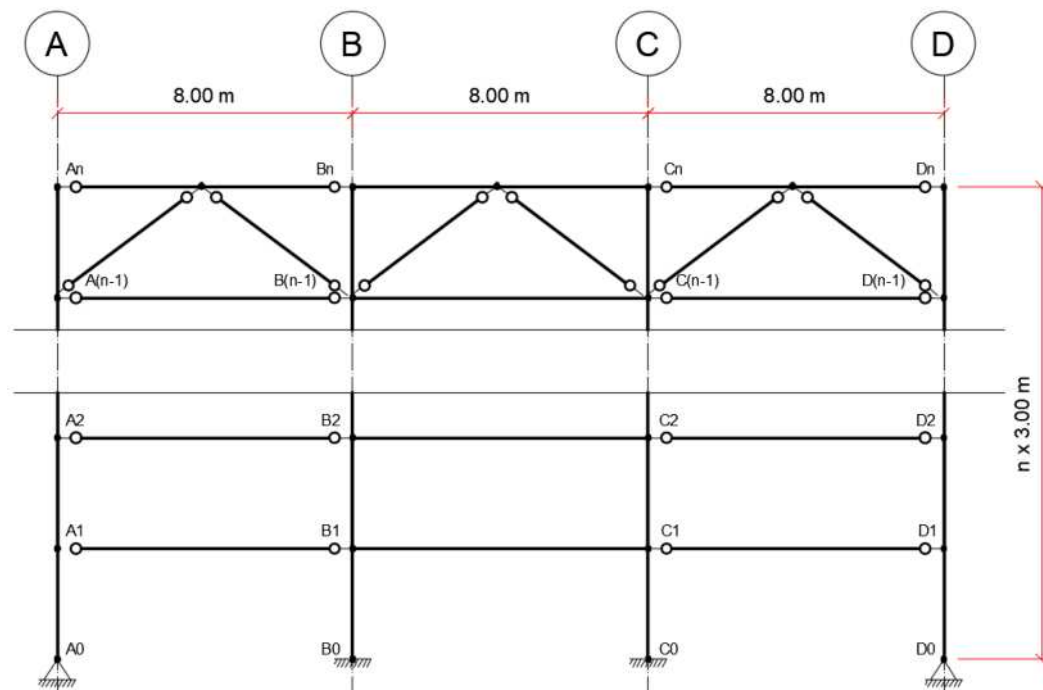
Fonte: o Autor.

Figura 16 – Esquema estrutural em pórtico enrijecido para os modelos com 4, 8, 16 e 24 pavimentos.



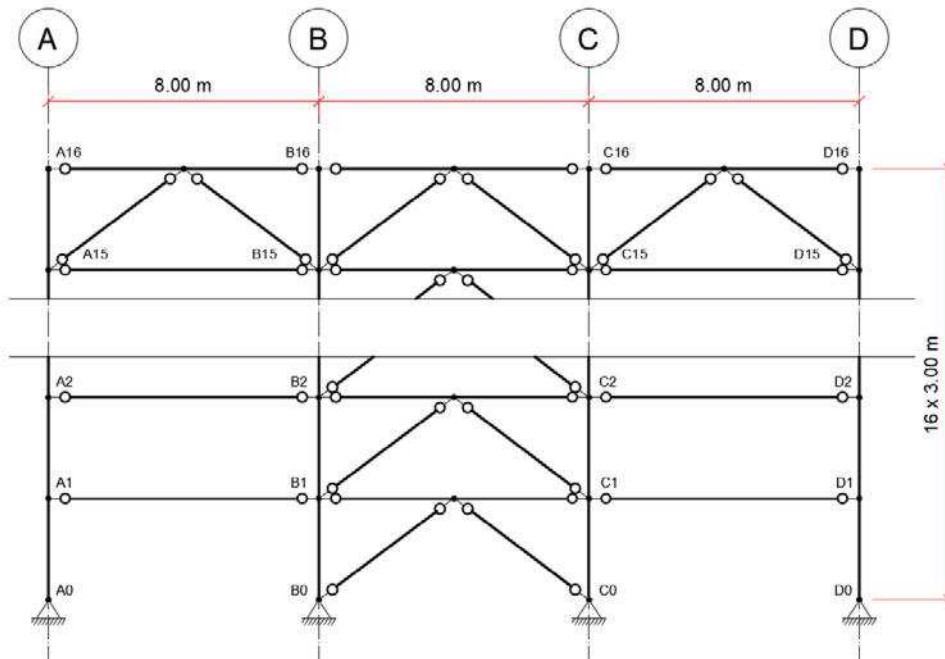
Fonte: o Autor.

Figura 17 – Esquema estrutural em pórtico rígido com adição de *outrigger* para os modelos com 8 e 16 pavimentos.



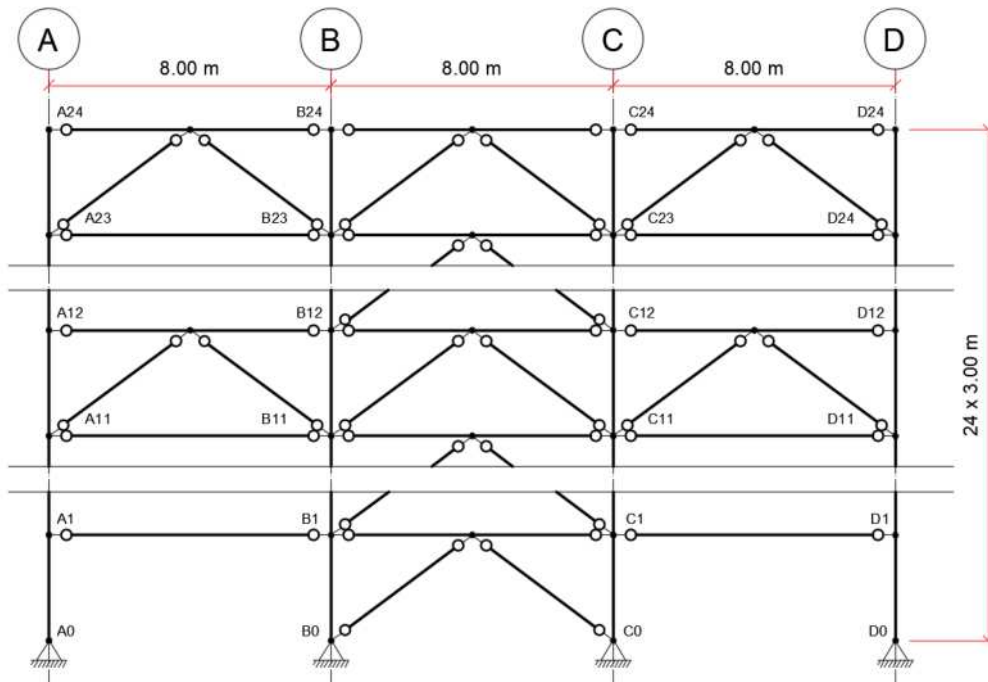
Fonte: o Autor.

Figura 18 – Esquema estrutural em pórtico contraventado com adição de *outrigger* para o modelo com 16 pavimentos.



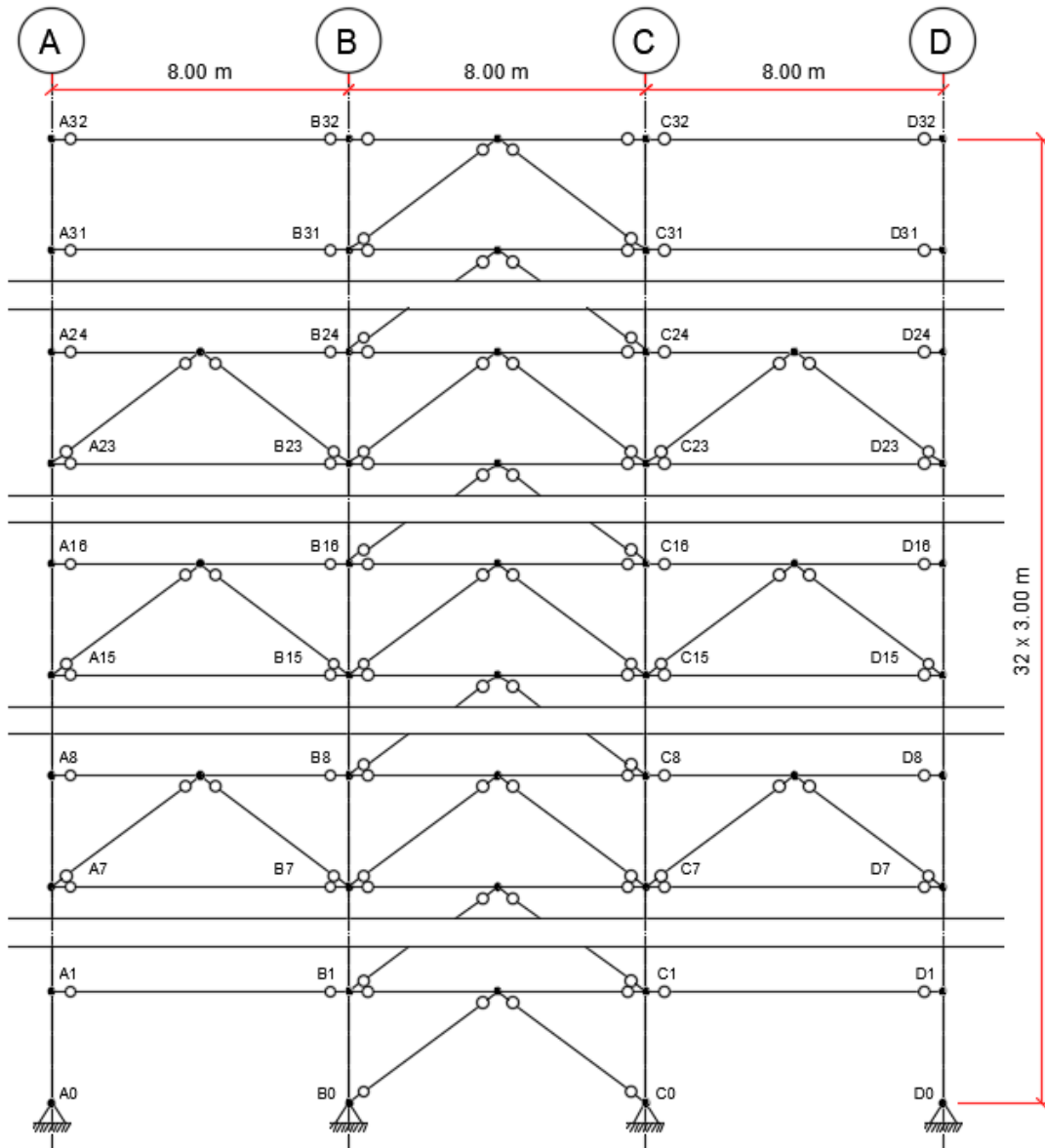
Fonte: o Autor.

Figura 19 – Esquema estrutural em pórtico contraventado com adição de *outrigger* para o modelo com 24 pavimentos.



Fonte: o Autor.

Figura 20 – Esquema estrutural em pórtico contraventado com adição de *outrigger* para o modelo com 32 pavimentos.

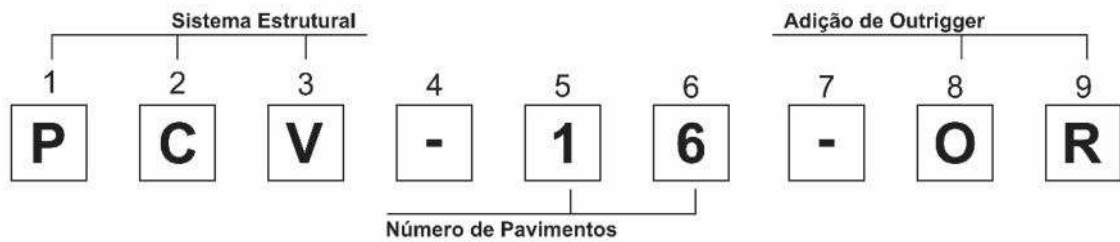


Fonte: o Autor

3.1.3. Identificação dos modelos estruturais

Os modelos estruturais foram identificados com seis ou nove caracteres, sendo: de 1 a 3, a referência ao sistema estrutural, seguido de um hífen no quarto caractere e mais dois caracteres (5 e 6), que representem o número de pavimentos. Os caracteres 7 a 9 só aparecem quando há adição de *outrigger* a um dos sistemas estruturais, sendo o caractere 7 outro hífen e os caracteres 8 e 9 as letras O e R respectivamente como uma sigla para *outrigger*. Na Figura 21 mostra-se um exemplo de identificação.

Figura 21 – Identificação dos modelos estruturais



Fonte: o Autor.

No Quadro 12 são apresentados os modelos de pórticos utilizados, com a abreviação utilizada nos três primeiros caracteres da identificação (sistema estrutural).

Quadro 12 - Descrição dos modelos estudados.

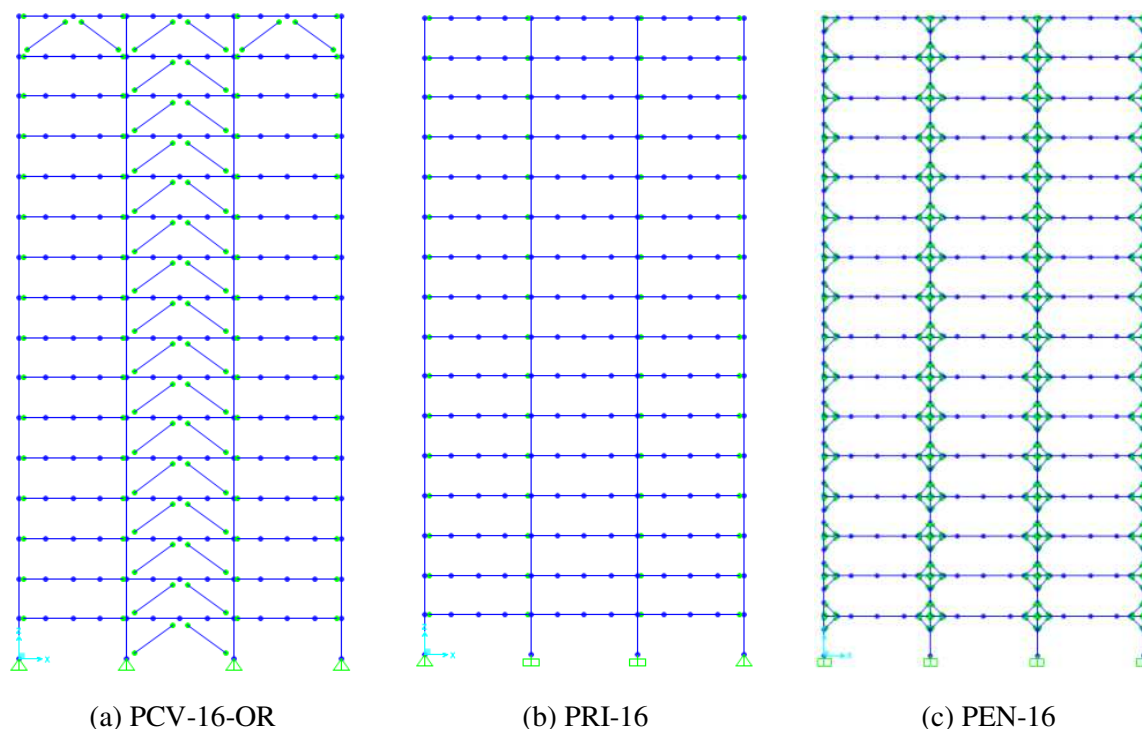
Sigla	Descrição do modelo
PCV	Pórtico com painéis centrais contraventados
PRI	Pórtico com painéis centrais com ligações rígidas
PEN	Pórticos com nós enrijecidos por mão francesa

Fonte: o Autor.

Os sistemas estruturais descritos no Quadro 12 foram os escolhidos para este estudo por se apresentarem como boas alternativas para as construções em aço. O modelo estrutural do tipo PCV é o mais utilizado nos edifícios de aço brasileiros por apresentar todas as ligações rotuladas, sendo assim de fácil execução. A alternativa com o quadro central rígido, no caso do modelo tipo PRI é adotada sempre que, por algum motivo estético ou funcional, os contraventamentos não possam ser utilizados. Já os pórticos que possuem os nós enrijecidos por mãos-francesas foram escolhidos por terem sido observados como tendência internacional na industrialização da construção. Esse sistema é adotado em edifícios de construção modular da China, país que é hoje o maior produtor de aço do mundo e que tem construído diversos edifícios em tempo recorde. Um deles, o Edifício T30 Hotel, construído pela empresa *Broad Group*, foi construído em apenas 15 dias.

Na Figura 22, podem ser vistos três exemplos de pórticos e a identificação adotada para cada um deles: (a) PCV-16 - Modelo de pórtico contraventado de 16 pavimentos com adição de *outrigger*; (b) PRI-16 - Modelo de pórtico rígido de 16 pavimentos) e (c) PEN-16 - Modelo de pórtico enrijecido com 16 pavimentos).

Figura 22 – Exemplos de identificação dos modelos estruturais.



Fonte: o Autor.

3.1.4. Materiais utilizados

Para os modelos de pórtico deste trabalho (exceto para o modelo PCV-32-OR) foram considerados perfis soldados das séries CS, VS e CVS, com módulo de elasticidade padrão $E_{aço} = 200.000$ MPa e com aço USI-CIVIL-300, produzido pela USIMINAS, que possui resistência ao escoamento (f_y) de 300 MPa e resistência à ruptura (f_u) de 400MPa. Devido ao elevado número de pavimentos da maior parte dos modelos, optou-se pela utilização de perfis soldados no dimensionamento dos pórticos. A escolha do aço com resistência de 300 MPa, em vez do aço de 350 MPa deve-se ao fato de que quanto maior a resistência do aço, maior a possibilidade de haver incremento de material na estrutura para ELS, uma vez que os perfis dimensionados em ELU tendem a ficar com rigidez menor, reduzindo a rigidez global a esforços horizontais.

Para o modelo PCV-32-OR também foram utilizados os perfis soldados das séries CS, VS e CVS, com módulo de elasticidade padrão $E_{aço} = 200.000$ MPa, porém, os perfis foram dimensionados com aço USI-CIVIL-350, com $f_y = 350$ MPa e $f_u = 500$ MPa.

3.2. Ações e combinações de ações

O Quadro 13 contém os valores de ações considerados na análise dos pórticos planos para verificação de ELU e ELS.

Quadro 13 – Ações aplicadas nos modelos.

Nome da Ação	Sigla (tipo)	Valor da Ação
Peso próprio da laje e revestimento de piso	G ₁ (permanente)	3,50 kN/m ²
Peso próprio das vigas secundárias	G ₂ (permanente)	0,50 kN/m ²
Peso próprio das paredes e divisórias	G ₃ (permanente)	1,00 kN/m ²
Ações permanentes agrupadas	G (permanente)	5,00 kN/m ²
Ação devida à ocupação (escritórios)	Q (variável)	2,00 kN/m ²
Ação devida ao vento (escritórios)	W (variável)	Calculada para cada altura de modelo
Imperfeições Geométricas Iniciais	Fn (força nocional)	0,3% das cargas gravitacionais de cálculo

Fonte: o Autor.

A Tabela 5 contém os coeficientes de ponderação das ações considerados para as combinações de ações utilizadas na verificação dos pórticos para ELU e ELS.

Tabela 5 – Combinações de ações utilizadas no dimensionamento.

Combinação	G	Q	W	Fn
CN-1	1,40	1,50	0,84	-
CN-2	1,40	1,05	1,40	-
CN-3	1,00	-	1,40	-
CN-4	1,4	1,5	-	1,0
CS-1	1,00	-	1,00	-

Fonte: o Autor.

Foram criadas três combinações últimas normais, aqui denominadas CN-1, CN-2 e CN3, considerando: na primeira, a ação devida à ocupação como variável principal; na segunda, o vento como variável principal; na terceira o vento como variável principal e tanto a sobrecarga

quanto as ações permanentes como ações favoráveis. Para cada combinação última normal foram realizadas análises de primeira e segunda ordem. A combinação CN-4 considerou-se as imperfeições geométricas iniciais com a aplicação da força nocional, porém, devido à magnitude das ações do vento propostas neste trabalho, esta combinação não foi preponderante.

As cargas permanentes foram consideradas agrupadas com coeficiente de ponderação das ações normais de 1,4. Como as ações variáveis não foram agrupadas, para as devido ao uso e ocupação foi utilizado 1,5 e para as ações devidas ao vento 1,4.

Admitiu-se uma combinação rara de serviço (CS-1), já que os danos produzidos pelos ventos nos materiais de vedação, paredes divisórias e revestimento, podem ser considerados irreversíveis, conforme apresentado no Quadro 7.

3.2.1. Forças de arrasto do vento para diferentes períodos de retorno

Segundo o item 4 da ABNT NBR 6123:1988 as forças devidas ao vento em uma edificação devem ser calculadas separadamente para:

- i) elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc.)
- ii) partes da estruturas (telhados, paredes, etc.)
- iii) a estrutura como um todo.

A força global devida ao vento sobre uma edificação ou parte dela é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. A componente da força global na direção do vento é denominada força de arrasto e é obtida através da Eq. 12.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (12)$$

onde,

C_a é o coeficiente de arrasto;

A_e é a área frontal efetiva;

q é a pressão de vento calculada.

A pressão de vento é calculada pela Eq. 13.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (13)$$

onde,

V_k é a velocidade característica do vento, em (m/s)

A velocidade característica do vento é calculada a partir da velocidade básica de vento, obtida nas isoplefas fornecidas pela ABNT NBR 6123:1988 e é calculada pela Eq. 14.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (14)$$

onde,

V_0 é a velocidade básica de vento obtida nas isoplefas;

S_1 é o fator topográfico;

S_2 é o fator que depende da rugosidade do terreno, dimensão da edificação e da altura sobre o terreno;

S_3 é o fator estatístico, que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

3.2.1.1. Forças de arrasto para ELU

Para dimensionamento dos modelos para ELU foram adotados parâmetros mostrados no Quadro 14.

Quadro 14 - Parâmetros adotados para cálculo das forças de vento (ELU).

Parâmetro	Valores adotados (observação)
Período de retorno (m)	50 anos (vida útil de projeto)
Velocidade básica do vento (V_0)	50 m/s
Fator topográfico (S_1)	1,0 (terreno plano ou fracamente acidentado)
Fator que considera a rugosidade do terreno, dimensão da edificação e altura sobre o terreno (S_2)	Rugosidade (Categoria II) Classe B (4, 8 e 16 pavimentos) Classe C (24 e 32 pavimentos)
Fator estatístico (S_3)	1,0 (edificação para comércio)

Fonte: o Autor.

Na Tabela 6 mostram-se os fatores utilizados para o cálculo da força de arrasto (F_a) para cada altura de edifício. A partir dos fatores, foram calculadas as pressões aerodinâmicas e as forças de arrasto para cada andar, considerando a área de influência do nó em que foram aplicadas.

Tabela 6 – Fatores adotados para cálculo de F_a para $m = 50$ anos.

Número de pavimentos	Fatores adotados					
	b	F_r	p	C_a	S_1	S_3
04	1,00	0,98	0,09	1,00	1,00	1,00
08	1,00	0,98	0,09	1,14	1,00	1,00
16	1,00	0,98	0,09	1,25	1,00	1,00
24	1,00	0,95	0,10	1,32	1,00	1,00
32	1,00	0,95	0,10	1,36	1,00	1,00
b	Parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2 .					
F_r	Fator de rajada.					
P	Expoente da lei potencial de variação S_2 .					
C_a	Coeficiente de arrasto.					
S_1	Fator topográfico.					
S_3	Fator baseado em conceitos probabilísticos.					

Fonte: o Autor.

Na Tabela 7 são apresentados os resultados encontrados para as pressões aerodinâmicas e as forças de arrasto para um período de retorno $m = 50$ anos.

Tabela 7 – Forças de arrasto (F_a) para período de retorno de 50 anos.

Referência	04 pav.		08 pav.		16 pav.		24 pav.		32 pav.		
	h	q	F_a	q	F_a	q	F_a	q	F_a	q	F_a
	(m)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	(kN)
Pavimento 01	3,00	1185,04	28,44	1185,04	32,42	1185,04	35,55	1087,11	34,44	1087,11	35,48
Pavimento 02	6,00	1342,52	32,22	1342,52	36,73	1342,52	40,28	1248,76	39,56	1248,76	40,76
Pavimento 03	9,00	1444,16	34,66	1444,16	39,51	1444,16	43,32	1354,24	42,90	1354,24	44,20
Pavimento 04	12,00	1520,92	18,25	1520,92	41,61	1520,92	45,63	1434,45	45,44	1434,45	46,82
Pavimento 05	15,00	-	-	1583,25	43,32	1583,25	47,50	1499,91	47,52	1499,91	48,96
Pavimento 06	18,00	-	-	1636,07	44,76	1636,07	49,08	1555,62	49,28	1555,62	50,78
Pavimento 07	21,00	-	-	1682,10	46,02	1682,10	50,46	1604,32	50,82	1604,32	52,37
Pavimento 08	24,00	-	-	1723,02	23,57	1723,02	51,69	1647,74	52,20	1647,74	53,78
Pavimento 09	27,00	-	-	-	-	1759,94	52,80	1687,02	53,44	1687,02	55,06
Pavimento 10	30,00	-	-	-	-	1793,64	53,81	1722,95	54,58	1722,95	56,24
Pavimento 11	33,00	-	-	-	-	1824,67	54,74	1756,11	55,63	1756,11	57,32
Pavimento 12	36,00	-	-	-	-	1853,48	55,60	1786,93	56,61	1786,93	58,33
Pavimento 13	39,00	-	-	-	-	1880,37	56,41	1815,77	57,52	1815,77	59,27
Pavimento 14	42,00	-	-	-	-	1905,63	57,17	1842,88	58,38	1842,88	60,15
Pavimento 15	45,00	-	-	-	-	1929,44	57,88	1868,49	59,19	1868,49	60,99
Pavimento 16	48,00	-	-	-	-	1951,98	29,28	1892,76	59,96	1892,76	61,78
Pavimento 17	51,00	-	-	-	-	-	-	1915,85	60,69	1915,85	62,53
Pavimento 18	54,00	-	-	-	-	-	-	1937,88	61,39	1937,88	63,25
Pavimento 19	57,00	-	-	-	-	-	-	1958,95	62,06	1958,95	63,94
Pavimento 20	60,00	-	-	-	-	-	-	1979,15	62,70	1979,15	64,60
Pavimento 21	63,00	-	-	-	-	-	-	1998,55	63,31	1998,55	65,23
Pavimento 22	66,00	-	-	-	-	-	-	2017,23	63,91	2017,23	65,84
Pavimento 23	69,00	-	-	-	-	-	-	2035,25	64,48	2035,25	66,43
Pavimento 24	72,00	-	-	-	-	-	-	2052,65	32,51	2052,65	67,00
Pavimento 25	75,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2069,47	67,55
Pavimento 26	78,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2085,77	68,08
Pavimento 27	81,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2101,57	68,60
Pavimento 28	84,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2116,92	69,10
Pavimento 29	87,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2131,82	69,58
Pavimento 30	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2146,33	70,06
Pavimento 31	93,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2160,45	70,52
Pavimento 32	96,00	-	-	-	-	-	-	-	-	2174,21	35,48

Fonte: o Autor.

3.2.1.2. Forças de arrasto para ELS

Para a avaliação dos Estados Limites de Serviço (ELS), além das forças de vento calculadas para o período de retorno de 50 anos, conforme item 3.2.1.1, foram realizadas análises considerando forças de vento para período de retorno de 10 e 20 anos. O período de retorno de 10 anos foi considerado conforme proposto por pesquisadores dos EUA e o período de retorno de 20 anos é o período de retorno associado à verificação de painéis de vedação, conforme a Tabela 3 da ABNT NBR 6123:1988, apresentada nessa dissertação no item 2.3.3. A ABNT NBR 15.575:2013 prescreve que para verificação do sistema de vedação externa a vida útil de projeto seja superior a 40 anos e para o sistema de vedação interna superior a 20 anos.

O fator S_3 para um período de retorno de 10 anos, associado a uma probabilidade de 63% é calculado pela Eq. 15. O valor adotado é o proposto pela ABNT NBR 6123:1988 $S_3 = 0,78$.

$$S_3 = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - 0,63)}{10} \right]^{-0,157} = 0,775 \quad (15)$$

O fator S_3 para um período de retorno de 20 anos, associado a uma probabilidade de 63% é calculado pela Eq. 16. O valor adotado nas análises é o proposto pela ABNT NBR 6123:1988 com $S_3 = 0,88$.

$$S_3 = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - 0,63)}{20} \right]^{-0,157} = 0,865 \quad (16)$$

O fator S_3 para um período de retorno de 40 anos, associado a uma probabilidade de 63% é calculado pela Eq. 17. Como o valor calculado é muito próximo do valor para o vento de 50 anos, as forças de arrasto adotadas são referentes ao período de retorno de 50 anos, com $S_3 = 1,0$.

$$S_3 = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - 0,63)}{40} \right]^{-0,157} = 0,965 \quad (17)$$

Os parâmetros adotados para cálculo das forças de arrasto do vento na verificação de ELS estão compilados no Quadro 15. As verificações serão realizadas para ventos com períodos de retorno associados a 10, 20 e 50 anos.

Quadro 15 - Parâmetros adotados para cálculo das forças de vento (ELS).

Parâmetro	Valores adotados (observação)
Período de retorno (m)	10 anos (conforme proposto por Griffis) 20 anos (conforme Tabela 3 da ABNT NBR 6123:1988 e Sistema de vedação vertical interna, conforme ABNT NBR 15.575:2013-Parte1) 50 anos (Sistema de vedação vertical externa, conforme ABNT NBR 15.575:2013-Parte1)
Velocidade básica do vento (V_0)	50 m/s
Fator topográfico (S_1)	1,0 (terreno plano ou fracamente acidentado)
Fator que considera a rugosidade do terreno, dimensão da edificação e altura sobre o terreno (S_2)	Rugosidade (Categoria II) Classe B (4, 8 e 16 pavimentos) Classe C (24 e 32 pavimentos)
Fator estatístico (S_3)	10 anos (0,78) 20 anos (0,88) 50 anos (1,00)

Fonte: o Autor.

Na Tabela 8 apresentam-se os fatores adotados para cálculo da pressão aerodinâmica e da força de arrasto do vento um período de retorno $m = 20$ anos.

Tabela 8 – Fatores adotados para cálculo de F_a para $m = 20$ anos.

Número de pavimentos	Fatores adotados					
	b	F_r	p	C_a	S_1	S_3
04	1,00	0,98	0,09	1,00	1,00	0,88
08	1,00	0,98	0,09	1,14	1,00	0,88
16	1,00	0,98	0,09	1,25	1,00	0,88
24	1,00	0,95	0,10	1,32	1,00	0,88
32	1,00	0,95	0,10	1,36	1,00	0,88
b	Parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2 .					
F_r	Fator de rajada.					
p	Expoente da lei potencial de variação S_2 .					
C_a	Coeficiente de arrasto.					
S_1	Fator topográfico.					
S_3	Fator baseado em conceitos probabilísticos.					

Fonte: o Autor.

Na Tabela 9 são apresentados os resultados encontrados para as pressões aerodinâmicas e as forças de arrasto aplicadas em cada andar nos modelos estruturais para um período de retorno $m = 20$ anos.

Tabela 9 – Forças de arrasto (F_a) para período de retorno de 20 anos.

Referência	04 pav.		08 pav.		16 pav.		24 pav.		32 pav.		
	h	q	F_a	q	F_a	q	F_a	q	F_a	q	F_a
	(m)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	(kN)
Pavimento 01	3,00	917,70	22,02	917,70	25,11	917,70	27,53	841,85	26,67	841,85	27,48
Pavimento 02	6,00	1039,65	24,95	1039,65	28,44	1039,65	31,19	967,04	30,64	967,04	31,56
Pavimento 03	9,00	1118,36	26,84	1118,36	30,60	1118,36	33,55	1048,72	33,22	1048,72	34,23
Pavimento 04	12,00	1177,80	14,13	1177,80	32,22	1177,80	35,34	1110,83	35,19	1110,83	36,26
Pavimento 05	15,00	-	-	1226,07	33,55	1226,07	36,78	1161,53	36,80	1161,53	37,91
Pavimento 06	18,00	-	-	1266,97	34,66	1266,97	38,01	1204,67	38,16	1204,67	39,32
Pavimento 07	21,00	-	-	1302,62	35,64	1302,62	39,08	1242,39	39,36	1242,39	40,56
Pavimento 08	24,00	-	-	1334,31	18,25	1334,31	40,03	1276,01	40,42	1276,01	41,65
Pavimento 09	27,00	-	-	-	-	1362,90	40,89	1306,43	41,38	1306,43	42,64
Pavimento 10	30,00	-	-	-	-	1388,99	41,67	1334,25	42,27	1334,25	43,55
Pavimento 11	33,00	-	-	-	-	1413,03	42,39	1359,93	43,08	1359,93	44,39
Pavimento 12	36,00	-	-	-	-	1435,33	43,06	1383,80	43,84	1383,80	45,17
Pavimento 13	39,00	-	-	-	-	1456,16	43,68	1406,13	44,54	1406,13	45,90
Pavimento 14	42,00	-	-	-	-	1475,72	44,27	1427,13	45,21	1427,13	46,58
Pavimento 15	45,00	-	-	-	-	1494,16	44,82	1446,96	45,84	1446,96	47,23
Pavimento 16	48,00	-	-	-	-	1511,62	22,67	1465,75	46,43	1465,75	47,84
Pavimento 17	51,00	-	-	-	-	-	-	1483,64	47,00	1483,64	48,42
Pavimento 18	54,00	-	-	-	-	-	-	1500,69	47,54	1500,69	48,98
Pavimento 19	57,00	-	-	-	-	-	-	1517,01	48,06	1517,01	49,52
Pavimento 20	60,00	-	-	-	-	-	-	1532,65	48,55	1532,65	50,03
Pavimento 21	63,00	-	-	-	-	-	-	1547,68	49,03	1547,68	50,51
Pavimento 22	66,00	-	-	-	-	-	-	1562,15	49,49	1562,15	50,99
Pavimento 23	69,00	-	-	-	-	-	-	1576,10	49,93	1576,10	51,44
Pavimento 24	72,00	-	-	-	-	-	-	1589,57	25,18	1589,57	51,88
Pavimento 25	75,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1602,60	52,31
Pavimento 26	78,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1615,22	52,72
Pavimento 27	81,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1627,46	53,12
Pavimento 28	84,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1639,34	53,51
Pavimento 29	87,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1650,89	53,88
Pavimento 30	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1662,12	54,25
Pavimento 31	93,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1673,05	54,61
Pavimento 32	96,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1683,71	27,48

Fonte: o Autor.

Na Tabela 10 apresentam-se os fatores adotados para cálculo da pressão aerodinâmica e da força de arrasto do vento para um período de retorno $m = 10$ anos.

Tabela 10 – Fatores adotados para cálculo de F_a para $m = 10$ anos.

Número de pavimentos	Fatores adotados					
	b	F_r	p	C_a	S_1	S_3
04	1,00	0,98	0,09	1,00	1,00	0,78
08	1,00	0,98	0,09	1,14	1,00	0,78
16	1,00	0,98	0,09	1,25	1,00	0,78
24	1,00	0,95	0,10	1,32	1,00	0,78
32	1,00	0,95	0,10	1,36	1,00	0,78
b	Parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2 .					
F_r	Fator de rajada.					
p	Expoente da lei potencial de variação S_2 .					
C_a	Coeficiente de arrasto.					
S_1	Fator topográfico.					
S_3	Fator baseado em conceitos probabilísticos.					

Fonte: o Autor.

Na Tabela 11 são apresentados os resultados encontrados para as pressões aerodinâmicas e as forças de arrasto aplicadas em cada andar nos modelos estruturais para uma velocidade básica para um período de retorno $m = 10$ anos.

Tabela 11 – Forças de arrasto (F_a) para um período de retorno de 10 anos.

Referência	h (m)	04 pav.		08 pav.		16 pav.		24 pav.		32 pav.	
		q (N/m ²)	F_a (kN)	q (N/m ²)	F_a (kN)	q (N/m ²)	F_a (kN)	q (N/m ²)	F_a (kN)	q (N/m ²)	F_a (kN)
		Pavimento 01	3,00	720,98	17,30	720,98	19,72	720,98	21,63	661,40	20,95
Pavimento 02	6,00	816,79	19,60	816,79	22,35	816,79	24,51	759,74	24,07	759,74	24,80
Pavimento 03	9,00	878,63	21,09	878,63	24,04	878,63	26,36	823,92	26,10	823,92	26,89
Pavimento 04	12,00	925,33	11,10	925,33	25,32	925,33	27,76	872,72	27,65	872,72	28,49
Pavimento 05	15,00	-	-	963,25	26,36	963,25	28,90	912,55	28,91	912,55	29,79
Pavimento 06	18,00	-	-	995,38	27,23	995,38	29,86	946,44	29,98	946,44	30,89
Pavimento 07	21,00	-	-	1023,39	28,00	1023,39	30,70	976,07	30,92	976,07	31,86
Pavimento 08	24,00	-	-	1048,29	14,34	1048,29	31,45	1002,49	31,76	1002,49	32,72
Pavimento 09	27,00	-	-	-	-	1070,75	32,12	1026,38	32,51	1026,38	33,50
Pavimento 10	30,00	-	-	-	-	1091,25	32,74	1048,24	33,21	1048,24	34,22
Pavimento 11	33,00	-	-	-	-	1110,13	33,30	1068,41	33,85	1068,41	34,87
Pavimento 12	36,00	-	-	-	-	1127,66	33,83	1087,17	34,44	1087,17	35,49
Pavimento 13	39,00	-	-	-	-	1144,02	34,32	1104,71	35,00	1104,71	36,06
Pavimento 14	42,00	-	-	-	-	1159,38	34,78	1121,21	35,52	1121,21	36,60
Pavimento 15	45,00	-	-	-	-	1173,87	35,21	1136,79	36,01	1136,79	37,11

Continua...

Tabela 11 – Forças de arrasto (F_a) para um período de retorno de 10 anos (*continuação*).

Referência		04 pav.	08 pav.	16 pav.	24 pav.	32 pav.	Referência		04 pav.	08 pav.	16 pav.	
	h	q	F_a	q	F_a	q		F_a	q	F_a	Q	F_a
	(m)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)		(m)	(N/m ²)	(kN)	(N/m ²)	
Pavimento 16	48,00	-	-	-	-	1187,59	17,81	1151,56	36,48	1151,56	37,59	
Pavimento 17	51,00	-	-	-	-	-	-	1165,60	36,92	1165,60	38,04	
Pavimento 18	54,00	-	-	-	-	-	-	1179,01	37,35	1179,01	38,48	
Pavimento 19	57,00	-	-	-	-	-	-	1191,82	37,76	1191,82	38,90	
Pavimento 20	60,00	-	-	-	-	-	-	1204,11	38,15	1204,11	39,30	
Pavimento 21	63,00	-	-	-	-	-	-	1215,92	38,52	1215,92	39,69	
Pavimento 22	66,00	-	-	-	-	-	-	1227,29	38,88	1227,29	40,06	
Pavimento 23	69,00	-	-	-	-	-	-	1238,25	39,23	1238,25	40,42	
Pavimento 24	72,00	-	-	-	-	-	-	1248,83	19,78	1248,83	40,76	
Pavimento 25	75,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1259,07	41,10	
Pavimento 26	78,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1268,98	41,42	
Pavimento 27	81,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1278,60	41,74	
Pavimento 28	84,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1287,93	42,04	
Pavimento 29	87,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1297,00	42,33	
Pavimento 30	90,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1305,83	42,62	
Pavimento 31	93,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1314,42	42,90	
Pavimento 32	96,00	-	-	-	-	-	-	-	-	1322,79	21,59	

Fonte: o Autor.

Para períodos de retorno diferentes, a alteração da força de arrasto se dá pela variação do parâmetro estatístico S_3 , porém, essa relação não é direta. Na Tabela 12 são apresentadas F_a e S_3 em função do período de retorno para os modelos de 04 pavimentos.

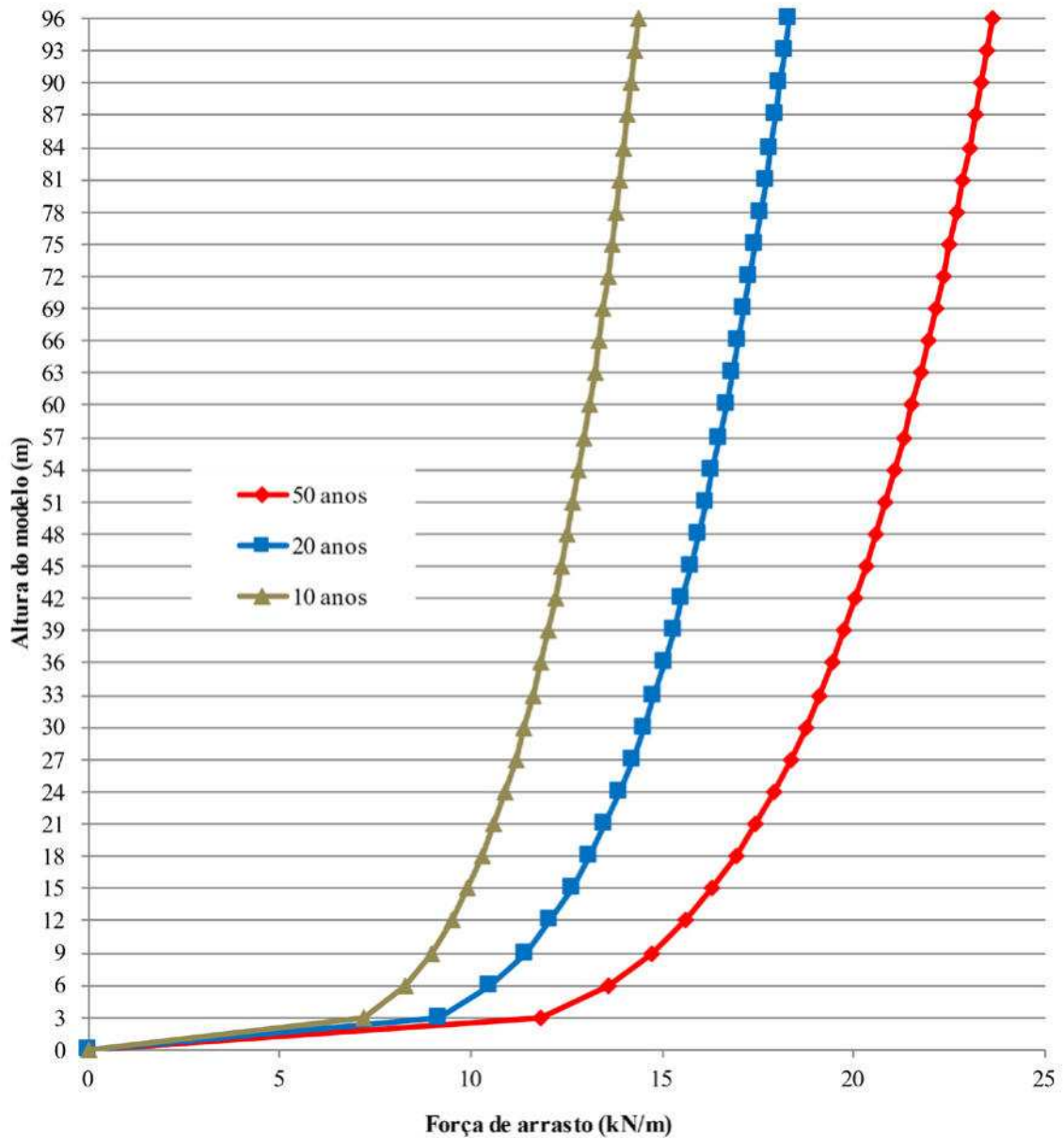
Tabela 12 – Forças de arrasto para diferentes períodos de retorno.

Pavimento	F_a			S_3			(II)/(I)	(III)/(I)
	Período de Retorno			Período de Retorno				
	50 anos (I)	10 anos (II)	22 anos (III)	50 anos	10 anos	22 anos		
01	28,44	17,30	22,02	1,00	0,78	0,88	0,61	0,77
02	32,22	19,60	24,95	1,00	0,78	0,88	0,61	0,77
03	34,66	21,09	26,84	1,00	0,78	0,88	0,61	0,77
04	18,25	11,10	14,13	1,00	0,78	0,88	0,61	0,77

Fonte: o Autor.

Na Figura 23 estão representadas as curvas de vento para diferentes períodos de retorno para os modelos com trinta e dois pavimentos. Se tomada como referência a força de arrasto para o período de retorno de 50 anos, o valor da força para 20 anos é 22,5% menor e para 10 anos, 39% menor. Evidentemente, a magnitude dessas reduções é considerável.

Figura 23 – Curvas de vento para diferentes períodos de retorno.



Fonte: o Autor.

3.3. Análise, dimensionamento e obtenção dos resultados

3.3.1. Definições dos tipos de análise estrutural e dimensionamentos realizados

Para desenvolvimento do estudo do comportamento dos pórticos planos, foi necessário realizar diversos tipos de análise estrutural, com variação da pressão do vento para diferentes períodos de retorno e dos critérios para verificação de estados limites de serviço.

As análises estão identificadas e acompanhadas de uma breve descrição do objetivo proposto no Quadro 16.

Quadro 16 – Identificação das análises estruturais realizadas.

Sigla	Objetivo da Análise Estrutural
ELU-50	Dimensionamento para atender aos ELU, considerando vento com período de retorno de 50 anos.
DTO-50	Dimensionamento para atender o ELS, considerando os deslocamentos totais dos nós da estrutura, para vento com período de retorno de 50 anos.
DHO-50	Dimensionamento para atender o ELS, considerando o que prescreve a ABNT NBR 8800:2008, para vento com período de retorno de 50 anos.
DDI-50	Dimensionamento para atender o ELS, considerando o atendimento ao DDI proposto, para vento com período de retorno de 50 anos.
DTO-20	Dimensionamento para atender o ELS, considerando os deslocamentos totais dos nós da estrutura, para vento com período de retorno de 20 anos.
DDI-20	Dimensionamento para atender o ELS, considerando o atendimento ao DDI proposto, para vento com período de retorno de 20 anos.
DTO-10	Dimensionamento para atender o ELS, considerando os deslocamentos totais dos nós da estrutura, para vento com período de retorno de 10 anos.
DDI-10	Dimensionamento para atender o ELS, considerando o atendimento ao DDI proposto, para vento com período de retorno de 10 anos.

Fonte: o Autor.

A realização das análises dos modelos estruturais seguiu a seguinte metodologia:

- a) lançamento dos modelos estruturais no SAP 2000, com geometria e as ações externas;
- b) análise e dimensionamento dos perfis para ELU;
- c) exportação dos dados de deslocamentos a serem avaliados para o Excel;
- d) comparação dos dados extraídos do SAP 2000 com os limites estabelecidos no Excel;
- e) alteração dos perfis para atendimento ao ELS requerido.

Os passos (c) a (e) se repetiam até que toda a estrutura atendesse ao ELS avaliado.

No Quadro 14 apresenta-se a relação de modelos estruturais estudados, suas características e análises realizadas nesse trabalho. No total foram realizadas 109 análises para 17 modelos de pórticos planos.

Quadro 17 – Relação dos modelos e análises realizadas.

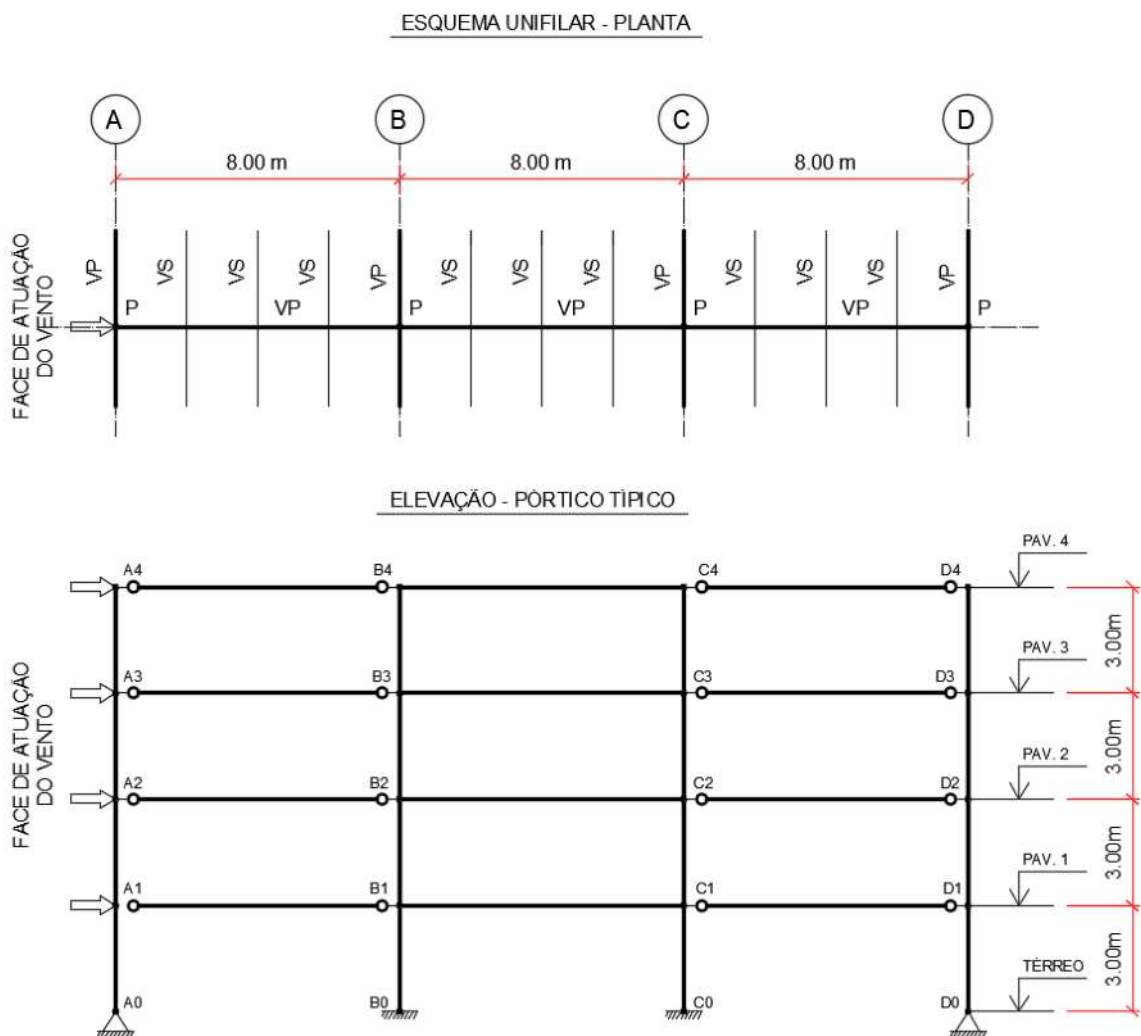
Modelo	Outrigger	Material	Sistema Estrutural	Análises realizadas							
				ELU-50	DTO-50	DHO-50	DDI-50	DTO-20	DDI-20	DTO-10	DDI-10
PCV-04	NÃO	USI-CIVIL-300	Contraventado	X	X	X	X	X	X	X	X
PCV-08	NÃO	USI-CIVIL-300	Contraventado	X	X	X	X	X	X	X	X
PCV-16	NÃO	USI-CIVIL-300	Contraventado	X	X	X	X	X	X	X	X
PCV-16-OR	SIM	USI-CIVIL-300	Contraventado	X			X		X		X
PCV-24	NÃO	USI-CIVIL-300	Contraventado	X	X	X	X	X	X	X	X
PCV-24-OR	SIM	USI-CIVIL-300	Contraventado	X			X		X		X
PCV-32-OR	SIM	USI-CIVIL-350	Contraventado	X			X		X		X
PRI-04	NÃO	USI-CIVIL-300	Rígido	X	X	X	X	X	X	X	X
PRI-08	NÃO	USI-CIVIL-300	Rígido	X	X	X	X	X	X	X	X
PRI-08-OR	SIM	USI-CIVIL-300	Rígido	X			X		X		X
PRI-16	NÃO	USI-CIVIL-300	Rígido	X	X	X	X	X	X	X	X
PRI-16-OR	SIM	USI-CIVIL-300	Rígido	X			X		X		X
PRI-24	NÃO	USI-CIVIL-300	Rígido	X							
PEN-04	NÃO	USI-CIVIL-300	Enrijecido	X	X	X	X	X	X	X	X
PEN-08	NÃO	USI-CIVIL-300	Enrijecido	X	X	X	X	X	X	X	X
PEN-16	NÃO	USI-CIVIL-300	Enrijecido	X	X	X	X	X	X	X	X
PEN-24	NÃO	USI-CIVIL-300	Enrijecido	X	X	X	X	X	X	X	X

Fonte: o Autor.

3.3.2. Considerações sobre a análise no programa SAP 2000

Para que houvesse uma correspondência entre o SAP 2000 e a planilha criada no Excel para avaliação dos ELS, todos os nós de interesse foram renomeados no modelo, criando uma conexão inequívoca com as formulações na planilha. Na Figura 24 apresenta-se a forma como os nós dos modelos foram nomeados de acordo com os eixos da planta base de referência e conforme o andar em um modelo de pórtico rígido de quatro pavimentos (PRI-04). Para todos os modelos seguiu-se a mesma sistemática de numeração.

Figura 24 – Numeração dos nós dos pórticos



Fonte: o Autor.

3.3.3. Dimensionamento para ELU

Para o dimensionamento dos modelos para atendimento aos ELU, os elementos estruturais nos pórticos foram divididos em grupos de quatro pavimentos, considerando que as emendas dos pilares ocorrem a cada 12 m. Com esse processo, os perfis dos andares mais altos, principalmente pilares e estruturas de contraventamento ficaram mais leves em relação aos andares mais baixos. Por se tratar de um dado importante para a avaliação do projetista, a classificação das estruturas quanto à sensibilidade dos deslocamentos horizontais foi realizada para todos os modelos, conforme descrito no item 2.1.2, considerando o módulo de elasticidade reduzido.

O programa computacional SAP 2000 permite ao usuário escolher quais as combinações de ações que serão usadas para o dimensionamento. A partir disso, o software divide todas as barras da estrutura em vários trechos, de acordo com a necessidade, e para cada trecho são verificados os ELU para todos os esforços solicitantes máximos obtidos de cada combinação inserida, inclusive se houver esforços combinados, a interação entre os esforços já é computada. Nas barras de vigas, onde há travamento contínuo no topo provocado pelas lajes, é selecionada a opção “*lateral bracing*” e, assim, para aquele trecho, o programa assume que a Flambagem Lateral com Torção (FLT) para momentos fletores positivos é inexistente.

O programa possui uma escala de cores para auxiliar o usuário na avaliação de cada uma das barras. Entretanto, para que a verificação fique mais segura, pode-se selecionar a opção “*display design info*”, que mostra para todas as barras, a relação entre os esforços solicitantes e os esforços resistentes, ficando o dimensionamento atendido se para todas as barras esse índice for inferior a 1,00.

Após a primeira tentativa de dimensionamento é possível colocar o programa no modo “*Alive*”, assim, após serem substituídos os perfis, há uma reavaliação automática. Para todos os modelos em que os perfis não passaram ou estavam com índices muito baixos, os perfis foram substituídos até que o pórtico atendesse aos ELU e a relação entre economia e segurança da estrutura fosse considerada satisfatória.

3.3.3.1. Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

Na Tabela 13 são apresentados os maiores valores de B_2 obtidos pela relação entre os deslocamentos resultantes das análises de primeira e segunda ordem no topo de cada andar dos modelos, para as combinações últimas normais propostas.

Tabela 13 - Deslocamento no topo obtido para as combinações últimas normais.

Modelo	Combinação CN-1			Combinação CN-2			Combinação CN-3			Adotada
	u_1	u_2	B_2	u_1	u_2	B_2	u_1	u_2	B_2	B_2
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
PCV-04	2,15	2,20	1,02	3,77	3,84	1,02	3,88	3,92	1,01	1,02
PCV-08	13,76	14,29	1,04	23,14	23,93	1,03	23,26	23,61	1,02	1,04
PCV-16	82,42	89,49	1,09	137,56	147,68	1,07	137,68	142,15	1,03	1,09
PCV-16-OR	71,82	77,34	1,08	118,95	126,84	1,07	118,50	121,99	1,03	1,08
PCV-24	219,94	250,83	1,14	366,77	410,81	1,12	366,89	386,04	1,05	1,14
PCV-24-OR	145,45	159,15	1,09	241,44	261,08	1,08	240,90	249,57	1,04	1,09
PCV-32-OR	281,82	318,65	1,13	469,88	522,30	1,11	469,98	492,68	1,05	1,13
PRI-04	15,99	18,42	1,15	27,03	30,49	1,13	27,25	28,74	1,05	1,15
PRI-08	48,53	56,02	1,15	81,18	91,95	1,13	81,36	85,92	1,06	1,15
PRI-08-OR	45,10	51,82	1,15	74,42	84,09	1,13	73,99	78,11	1,06	1,15
PRI-16	142,47	167,10	1,17	237,75	272,55	1,15	237,93	252,61	1,06	1,17
PRI-16-OR	130,63	151,40	1,16	216,07	245,46	1,14	216,07	227,60	1,05	1,16
PRI-24*	250,84	294,33	1,17	418,34	479,91	1,15	418,51	444,67	1,06	1,17
PEN-04	7,50	8,17	1,09	13,34	14,30	1,07	13,84	14,26	1,03	1,09
PEN-08	35,71	40,09	1,12	60,40	66,72	1,10	60,93	63,66	1,04	1,12
PEN-16	123,20	142,38	1,16	206,36	233,53	1,13	206,97	218,56	1,06	1,16
PEN-24	229,13	266,60	1,16	383,03	436,10	1,14	383,71	406,36	1,06	1,16

Nota: *O pórtico PRI-24 não foi dimensionado para ELU considerando as combinações de ações propostas, pois os pilares da estrutura de contraventamento não atenderam aos esforços solicitantes com os maiores perfis das séries CS e CVS.

Fonte: o Autor.

Na Tabela 14 são apresentadas as classificações quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais (deslocabilidade), conforme proposto por Fakury, Silva e Caldas (2016), considerando na análise a redução da rigidez das barras para simular os efeitos de não-linearidade de material (imperfeições iniciais).

Tabela 14 – Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

Modelo	B_2	Classificação
PCV-04	1,02	Pequena deslocabilidade
PCV-08	1,04	Pequena deslocabilidade
PCV-16	1,09	Pequena deslocabilidade
PCV-16-OR	1,08	Pequena deslocabilidade
PCV-24	1,14	Média deslocabilidade
PCV-24-OR	1,09	Pequena deslocabilidade
PCV-32-OR	1,13	Pequena deslocabilidade
PRI-04	1,15	Média deslocabilidade
PRI-08	1,15	Média deslocabilidade
PRI-08-OR	1,15	Média deslocabilidade
PRI-16	1,17	Média deslocabilidade
PRI-16-OR	1,16	Média deslocabilidade
PRI-24*	1,17	Média deslocabilidade
PEN-04	1,09	Pequena deslocabilidade
PEN-08	1,12	Pequena deslocabilidade
PEN-16	1,16	Média deslocabilidade
PEN-24	1,16	Média deslocabilidade

Nota: O pórtico PRI-24 não foi dimensionado para ELU considerando as combinações de ações propostas, pois os pilares da estrutura de contraventamento não atenderam aos esforços solicitantes com os maiores perfis das séries CS e CVS.

Fonte: o Autor.

Observa-se que, os pórticos contraventados (PCV) são menos deslocáveis o que reduz os esforços oriundos dos efeitos de segunda ordem. A colocação de *outriggers* reduz os efeitos de segunda ordem nas estruturas, e essa redução é mais sensível nos pórticos mais altos. Todos os pórticos do tipo (PRI) sem adição de *outrigger* foram classificados como de média deslocabilidade. O pórtico rígido de 24 pavimentos (PRI-24) não foi dimensionado, pois os perfis disponíveis no catálogo não atendiam aos esforços solicitantes. Não houve estruturas classificadas como de grande deslocabilidade.

Para a ABNT NBR 8800:2008, se as estruturas são classificadas como de pequena deslocabilidade para cálculo dos esforços não é necessária a consideração das imperfeições de material na obtenção dos esforços solicitantes. Neste trabalho, por simplificação, as imperfeições de material foram consideradas para todos os modelos.

3.3.3.2. Pesos próprios obtidos para os modelos dimensionados para ELU-50

Os pesos próprios das estruturas obtidos para os modelos no dimensionamento para ELU são mostrados na Tabela 15.

Tabela 15 – Peso próprio obtido para dimensionamento em ELU.

Modelo	Outrigger	Aço Utilizado	ELU (I)	Altura (II)	Relação Peso / Altura (I/II)
			(kg)	(m)	(kg/m)
PCV-04	NÃO	USICIVIL-300	11194,00	12,00	932,83
PCV-08	NÃO	USICIVIL-300	25314,00	24,00	1054,75
PCV-16	NÃO	USICIVIL-300	64874,00	48,00	1351,54
PCV-16-OR	SIM	USICIVIL-300	66024,00	48,00	1375,50
PCV-24	NÃO	USICIVIL-300	128402,00	72,00	1783,36
PCV-24-OR	SIM	USICIVIL-300	140766,00	72,00	1955,08
PCV-32-OR	SIM	USICIVIL-350	216000,00	96,00	2250,00
PRI-04	NÃO	USICIVIL-300	12032,00	12,00	1002,67
PRI-08	NÃO	USICIVIL-300	30160,00	24,00	1256,67
PRI-08-OR	SIM	USICIVIL-300	35070,00	24,00	1461,25
PRI-16	NÃO	USICIVIL-300	80826,00	48,00	1683,88
PRI-16-OR	SIM	USICIVIL-300	85122,00	48,00	1773,38
PRI-24	NÃO	USICIVIL-300	*	96,00	*
PEN-04	NÃO	USICIVIL-300	10258,00	12,00	854,83
PEN-08	NÃO	USICIVIL-300	25214,00	24,00	1050,58
PEN-16	NÃO	USICIVIL-300	72074,00	48,00	1501,54
PEN-24	NÃO	USICIVIL-300	142760,00	72,00	1982,78

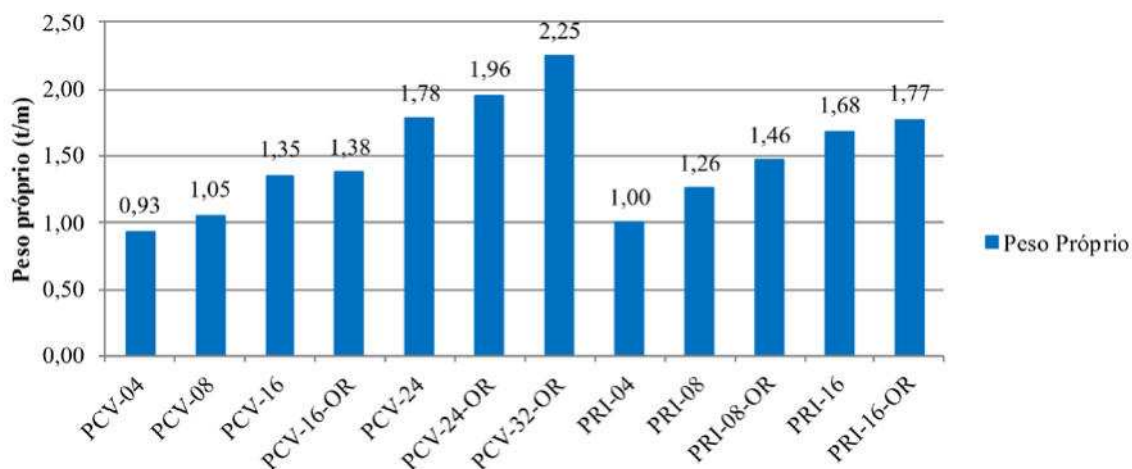
Nota: O pórtico PRI-24 não foi dimensionado para ELU considerando as combinações de ações propostas, pois os pilares da estrutura de contraventamento não atenderam aos esforços solicitantes com os maiores perfis das séries CS e CVS.

Fonte: o Autor.

O peso próprio dos pórticos aumenta significativamente com altura devido ao fato dos pilares de andares inferiores suportarem maior carga. Alguns modelos, principalmente os mais deslocáveis, também sofreram aumento de peso devido ao acréscimo de esforços provocado pela análise global de segunda ordem.

Na Figura 25 apresenta-se o quanto de peso próprio por unidade de comprimento (m) de altura é necessário para o dimensionamento em ELU de cada um dos edifícios.

Figura 25 – Peso próprio médio em relação à altura para cada modelo.



Fonte: o Autor.

Para as mesmas alturas (exceto para 04 pavimentos), o pórtico contraventado (PCV) sempre apresenta o menor peso próprio, seguido pelo pórtico enrijecido (PEN). Até 08 pavimentos, os dois sistemas estruturais apresentam resultados parecidos. Apenas o pórtico rígido não apresentou solução para uma das alturas propostas (24 m). O modelo PCV-32 apresentou acréscimo de peso por unidade de comprimento considerável em relação ao de 24 pavimentos, mesmo tendo sido dimensionado com aço de resistência superior.

3.3.4. Dimensionamento para ELS

Os Estados-limites de serviço propostos nas análises foram avaliados baseados em três critérios que foram considerados nas análises DTO, DHO e DDI.

3.3.4.1. Critério de estado-limite de serviço 01 - Análise DTO

Por meio da análise DTO considera-se o movimento lateral total do edifício, computando-se a soma dos efeitos de movimento de corpo rígido e do deslocamento horizontal provocado pelas forças aplicadas nos andares. É o critério comumente adotado no meio técnico brasileiro. Como são computadas todas as fontes de deformação do edifício, este critério é considerado mais rigoroso que o prescrito no Anexo C da ABNT NBR 8800:2008.

No Quadro 18 apresenta-se a forma de verificação desse critério. Como são considerados os deslocamentos totais, atendendo-se o critério de deslocamento interpavimento atende-se também o critério relacionado ao deslocamento no topo $\delta_{max} = H/400$, também prescrito no Anexo C da ABNT NBR 8800:2008.

Quadro 18 – Descrição da verificação a ser realizada no Critério 01 – Análise DTO.

Critério a ser verificado	Verificação
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$\delta_{calc} \leq \delta_{max} = h/500$
δ_{calc} é o deslocamento calculado para a combinação de serviço analisada δ_{max} é o deslocamento máximo permitido para o critério selecionado h é a distância vertical entre dois pisos consecutivos	

Fonte: o Autor

3.3.4.2. Critério de estado-limite de serviço 02 - Análise DHO

Para verificação deste critério é necessário realizar duas análises, denominadas de análise DHO, a fim de simplificar a apresentação dos resultados.

A primeira análise é realizada para verificar o critério “deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos” e consideram-se apenas os deslocamentos horizontais provocados pelas forças cortantes aplicadas em cada andar. Neste caso, são desprezados os deslocamentos produzidos pelo movimento de corpo rígido, que são provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas do edifício. Para realização desta análise, as rigidezes axiais das barras de vigas e pilares foram alteradas, fazendo-se com que $EA_{adotada} = 10.000 EA_{original}$. As rigidezes de barras inclinadas (contraventamentos e mão-francesas) permaneceram inalteradas.

Na segunda análise verifica-se o critério “deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base”, considerando-se os deslocamentos totais dos nós, que é a soma dos efeitos de movimento de corpo rígido e do deslocamento horizontal provocado pelas forças aplicadas nos andares.

No Quadro 19 apresenta-se a forma de verificação deste critério. Primeiramente o modelo foi analisado para o critério “deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos” tendo as rigidezes axiais de vigas e pilares alteradas. A seguir realizou-se a análise para o critério “deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base”, com as rigidezes originais reestabelecidas.

Quadro 19 – Descrição da verificação a serem realizadas no Critério 02 – Análise DHO.

Critério a ser verificado	Verificação
Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$\delta_{calc} \leq \delta_{max} = H/400$
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$\delta_{calc} \leq \delta_{max} = h/500^1$
δ_{calc} é o deslocamento calculado para a combinação de serviço analisada δ_{max} é o deslocamento máximo permitido para o critério selecionado H é a altura total do edifício h é a distância vertical entre dois pisos consecutivos ¹ Deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado. Desprezar deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.	

Fonte: o Autor

3.3.4.3. Critério de estado-limite de serviço 03 - Análise DDI

Por meio da análise DDI considera-se a interação entre os deslocamentos verticais e horizontais que provocam distorção nos painéis de vedação do pórtico. O critério a ser verificado foi o proposto por Griffis (1993), conforme descrito no item 2.3.2, e foi estabelecido neste trabalho considerando-se uma distorção limite (*DDI*) para os painéis de vedação, conforme apresentado no item 3.4.

Quadro 20 – Descrição da verificação a serem realizadas no Critério 03 – Análise DDI.

Critério a ser verificado	Verificação
Distorção média dos painéis de vedação	$DMI \leq DDI$
DMI é a distorção média calculada para cada painel do pórtico, conforme Eq. 3. DDI é a distorção limite definida no item 3.4.	

Fonte: o Autor

3.3.4.4. Obtenção dos resultados das análises de estado-limite de serviço

Para a avaliação do atendimento ao ELS, os resultados do SAP 2000 foram exportados para o Excel, utilizando a função do SAP 2000 “*display/show tabels/ export current tabel to Excel*”, selecionando para exportação na opção “*select load cases*” apenas a combinação de serviço CS-1 e marcando o item “*Analysis Results/ joint output/ Displacement/ Table: joint displacement*”. Os dados de deslocamentos nas direções vertical e horizontal foram exportados para o Excel e os nós aparecem, na planilha exportada, renomeados conforme a alteração realizada no modelo no SAP 2000.

Dentro do Excel, utilizando a função “*procv*”, os nós são relacionados com a planilha de dados de entrada, que para cada análise é substituída pela planilha exportada pelo SAP 2000.

Na Figura 26 consta um trecho de um pavimento na planilha do Excel. As células em amarelo referem-se às numerações dos nós e são elas que fazem a ligação entre a planilha e os dados de entrada. Em cada vértice do painel são tomados automaticamente os deslocamentos nodais horizontais e verticais respectivamente. A partir desses dados são realizados os cálculos para o critério que se pretende verificar ($DDI \leq DMI$).

Figura 26 – Aspecto da planilha eletrônica elaborada para realização das verificações de ELS.

A4	2,5686 -2,3956	B4	2,5049 -2,8288	C4	2,2506 -3,0789	D4	2,2542 -2,3956																																									
<table border="1" style="background-color: #e6f2ff;"> <tr><td>D_1</td><td>0,00023</td></tr> <tr><td>D_2</td><td>0,00025</td></tr> <tr><td>D_3</td><td>-0,00005</td></tr> <tr><td>D_4</td><td>-0,00005</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">DDI</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">0,01823%</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">OK</td></tr> </table>		D_1	0,00023	D_2	0,00025	D_3	-0,00005	D_4	-0,00005	DDI		0,01823%		OK		<table border="1" style="background-color: #e6f2ff;"> <tr><td>D_1</td><td>0,00025</td></tr> <tr><td>D_2</td><td>-0,00008</td></tr> <tr><td>D_3</td><td>-0,00003</td></tr> <tr><td>D_4</td><td>-0,00003</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">DDI</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">0,005%</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">OK</td></tr> </table>		D_1	0,00025	D_2	-0,00008	D_3	-0,00003	D_4	-0,00003	DDI		0,005%		OK		<table border="1" style="background-color: #e6f2ff;"> <tr><td>D_1</td><td>-0,00008</td></tr> <tr><td>D_2</td><td>-0,00008</td></tr> <tr><td>D_3</td><td>0,00008</td></tr> <tr><td>D_4</td><td>0,00009</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">DDI</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">0,001%</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">OK</td></tr> </table>		D_1	-0,00008	D_2	-0,00008	D_3	0,00008	D_4	0,00009	DDI		0,001%		OK		h 3000
D_1	0,00023																																															
D_2	0,00025																																															
D_3	-0,00005																																															
D_4	-0,00005																																															
DDI																																																
0,01823%																																																
OK																																																
D_1	0,00025																																															
D_2	-0,00008																																															
D_3	-0,00003																																															
D_4	-0,00003																																															
DDI																																																
0,005%																																																
OK																																																
D_1	-0,00008																																															
D_2	-0,00008																																															
D_3	0,00008																																															
D_4	0,00009																																															
DDI																																																
0,001%																																																
OK																																																
I 8000		I 8000		I 8000																																												
A3	1,8921 -2,1571	B3	1,7652 -2,5834	C3	2,4866 -2,8333	D3	2,4792 -2,1571																																									

Fonte: o Autor.

Para avaliação dos resultados é sempre necessário que sejam alimentados dois pavimentos consecutivos. Assim as células do Excel são preenchidas em todos os vértices do modelo avaliado, com os valores dos deslocamentos verticais e horizontais obtidos no SAP 2000, e faz os cálculos tanto para os deslocamentos interpavimentos, comparando os dados com os deslocamentos limites, como para os *DMIs*, comparando os resultados com o *DDI* proposto dentro de cada painel limitado por 4 nós.

Para a avaliação dos deslocamentos interpavimento, em todos os modelos foram considerados os deslocamentos horizontais obtidos nos nós $D(n)$ e $D(n-1)$, sendo (n) o andar considerado na avaliação.

Para o cálculo do *DMI*, foram considerados todos os deslocamentos verticais e horizontais, para cada painel avaliado. Os painéis são limitados horizontalmente pelos pilares vizinhos (linhas de eixos A, B, C e D) e verticalmente pelos pisos dos andares adjacentes (n) e $(n-1)$.

Para a análise DTO, após o dimensionamento para ELU ser realizado, o módulo de elasticidade deve ser alterado de forma que o programa não considere as imperfeições iniciais para o cálculo dos deslocamentos. No Excel, os deslocamentos interpavimentos foram limitados a $h/500$, eliminando a necessidade da verificação para deslocamento no topo do edifício, pois esta

condição é automaticamente atendida, já que pela ABNT NBR 8800:2008, o deslocamento no topo deve ser limitado a $H/400$.

Para a análise (DHO), além de alterar no SAP 2000 o módulo de elasticidade para o original, há um segundo passo antes da realização da análise de serviço. Após selecionar todas as barras correspondentes a pilares e vigas no modelo, na opção “*assign / frames / property modifiers*” preenche-se o campo “*cross section (Axial) Area*” com o valor de 10.000. Essa operação deixa a rigidez axial dos pilares e vigas muito alta, o que impede deformações provocadas por tração e compressão nessas barras, anulando a movimentação de corpo rígido dos nós do edifício, sobrando apenas o movimento provocado pela força horizontal. No Excel, os deslocamentos interpavimentos obtidos são comparados ao limite $h/500$ estabelecido na ABNT NBR 8800:2008.

O modelo com as rigidezes axiais aumentadas serve apenas para verificação do deslocamento interpavimentos. Para verificação do deslocamento no topo do edifício, deve-se realizar nova análise e retornar a rigidez axial original para os pilares e vigas. O deslocamento no topo medido é comparado ao limite de $H/400$, estabelecido pela norma.

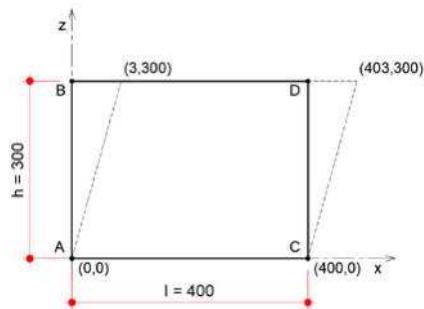
Para a análise DDI, os passos realizados no SAP 2000 são idênticos aos da análise DTO. Basta apenas alterar a rigidez das barras para a rigidez original, realizar a análise e exportar os dados para o Excel. Os *DMIs* calculados foram comparados com o limite definido para os *DDIs* no item 3.4.

3.3.5. Obtenção do índice DMI a partir de deslocamentos nodais

As distorções nos painéis dependem do sistema estrutural e do sentido em que as forças devidas ao vento foram aplicadas. Para melhorar a compreensão e a avaliação do comportamento das estruturas, as distorções foram classificadas por tipo, de acordo com a origem dos deslocamentos que as formam.

A seguir é apresentado um exemplo numérico para cada tipo de distorção. Os tipos 1 e 2 não ocorrem na prática, já que as forças horizontais sempre provocam distorção na vertical. Os tipos 3 e 4 ocorrem na prática, porém são provocadas ou por variação de temperatura ou por recalque diferencial, já que não há distorção horizontal. Os tipos 5 a 10 podem ocorrer para quaisquer das ações mencionadas.

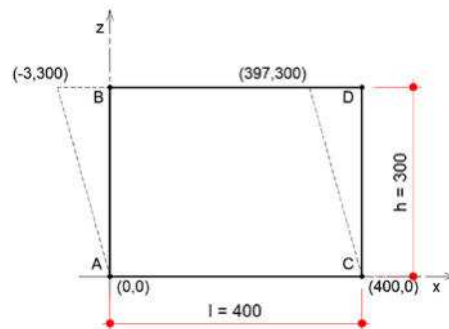
Exemplo 01 – Painéis com distorção puramente horizontal

(a) Positiva
TIPO 1

$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

$$DMI = \frac{\frac{3 - 0}{300} + \frac{403 - 400}{300} + \frac{0 - 0}{400} + \frac{300 - 300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{0,01 + 0,01 + 0 + 0}{2} = 0,01$$

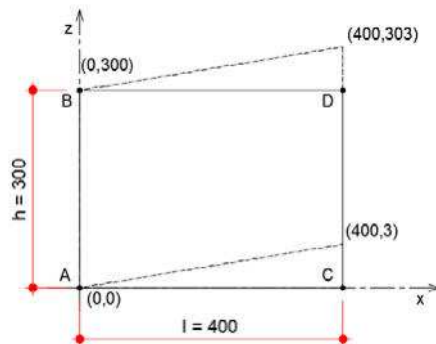
(b) Negativa
TIPO 2

$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

$$DMI = \frac{\frac{-3 - 0}{300} + \frac{397 - 400}{300} + \frac{0 - 0}{400} + \frac{300 - 300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{-0,01 - 0,01 + 0 + 0}{2} = -0,01$$

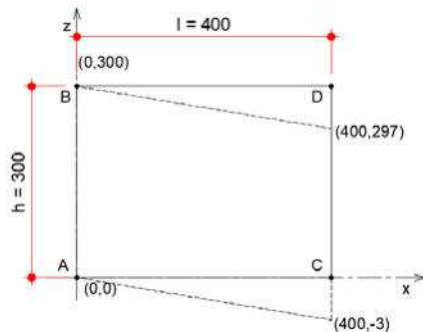
Exemplo 02 – Painéis com distorção puramente vertical

(a) Positiva
TIPO 3

$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

$$DMI = \frac{\frac{0 - 0}{300} + \frac{400 - 400}{300} + \frac{3 - 0}{400} + \frac{303 - 300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{0 + 0 + 0,0075 + 0,0075}{2} = 0,0075$$

(b) Negativa
TIPO 4

$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

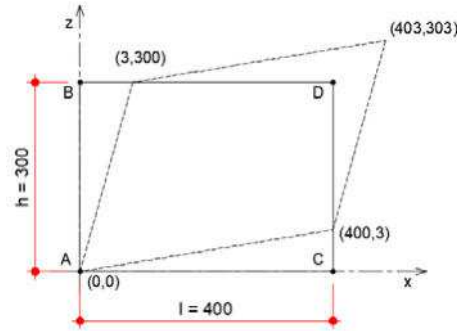
$$DMI = \frac{\frac{0 - 0}{300} + \frac{400 - 400}{300} + \frac{-3 - 0}{400} + \frac{297 - 300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{0 + 0 - 0,0075 - 0,0075}{2} = -0,0075$$

Exemplo 03 – Painéis com distorções verticais e horizontais com sinais idênticos

(a) Positiva vertical com
positiva horizontal

TIPO 5



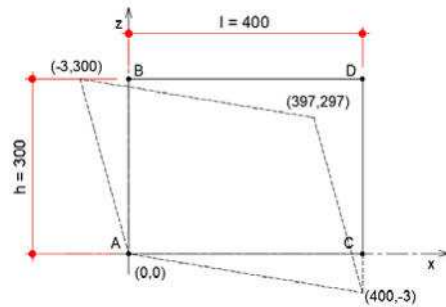
$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

$$DMI = \frac{\frac{3-0}{300} + \frac{403-400}{300} + \frac{3-0}{400} + \frac{303-300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{0,01 + 0,01 + 0,0075 + 0,0075}{2} = 0,0175$$

(b) Negativa vertical com
negativa horizontal

TIPO 6



$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

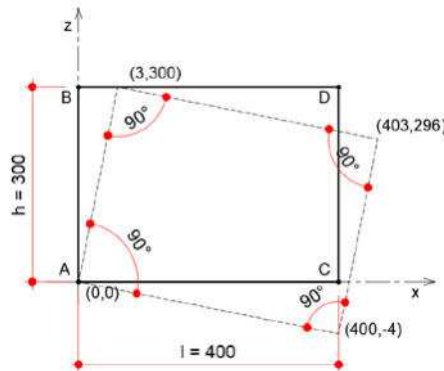
$$DMI = \frac{\frac{-3-0}{300} + \frac{397-400}{300} + \frac{-3-0}{400} + \frac{297-300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{-0,01 - 0,01 - 0,0075 - 0,0075}{2} = -0,0175$$

Exemplo 04 – Painéis com distorções verticais e horizontais numericamente iguais e com sinais contrários (movimento de corpo rígido)

(a) Positiva horizontal com
negativa vertical

TIPO 7



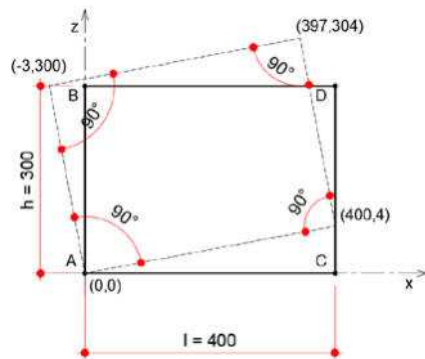
$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

$$DMI = \frac{\frac{3-0}{300} + \frac{403-400}{300} + \frac{-4-0}{400} + \frac{296-300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{0,01 + 0,01 - 0,01 - 0,01}{2} = 0$$

(b) Negativa horizontal com
positiva vertical

TIPO 8



$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

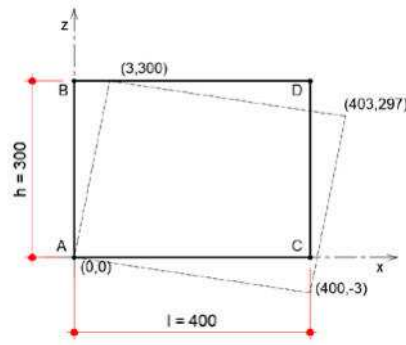
$$DMI = \frac{\frac{-3-0}{300} + \frac{397-400}{300} + \frac{4-0}{400} + \frac{304-300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{-0,01 - 0,01 + 0,01 + 0,01}{2} = 0$$

Exemplo 05 – Painéis com distorções verticais e horizontais com sinais contrários

(a) Positiva horizontal com negativa vertical

TIPO 9



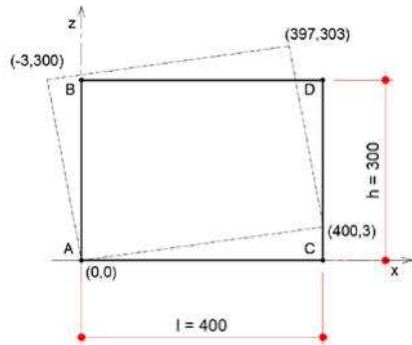
$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

$$DMI = \frac{\frac{3 - 0}{300} + \frac{403 - 400}{300} + \frac{-3 - 0}{400} + \frac{297 - 300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{0,01 + 0,01 - 0,0075 - 0,0075}{2} = 0,0025$$

(b) Negativa horizontal com positiva vertical

TIPO 10



$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

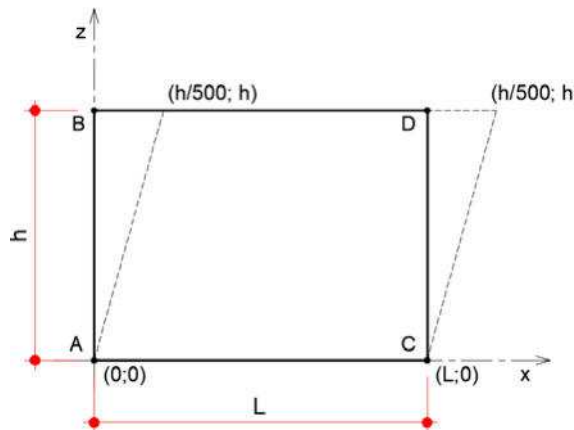
$$DMI = \frac{\frac{-3 - 0}{300} + \frac{397 - 400}{300} + \frac{3 - 0}{400} + \frac{303 - 300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{-0,01 - 0,01 + 0,0075 + 0,0075}{2} = -0,0025$$

3.4. Definição do índice DDI como critério para avaliação dos modelos estruturais

Como critério para o estado-limite de serviço DDI, foi definido um *DDI* considerando uma distorção de um painel sujeito ao deslocamento interpavimentos máximo permitido pelo critério estabelecido na ABNT NBR 8800:2008 e pela ABNT NBR 15.575-2013 (Figura 27), de $h/500$, conforme apresentado na Eq. 18.

Figura 27 – Painel com distorção de $h/500$ conforme ABNT NBR 8800:2008.



Fonte: o Autor.

$$DDI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{L} + \frac{z_D - z_B}{L}}{2} \quad (18)$$

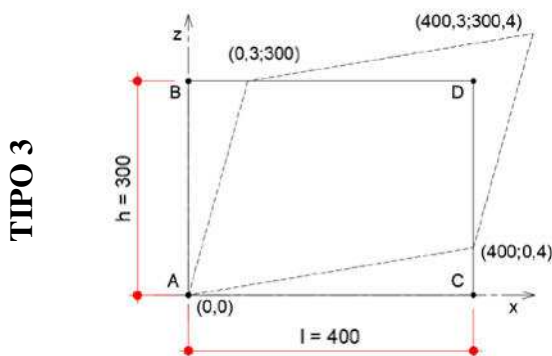
$$DDI = \frac{\frac{\left(\frac{h}{500}\right) - 0}{h} + \frac{\left(\frac{h}{500}\right) - 0}{h} + \frac{0 - 0}{L} + \frac{L - L}{L}}{2}$$

$$DDI = \frac{0,002 + 0,002 - 0 - 0}{2} = 0,002 = 0,200\%$$

O que se pretende neste caso é limitar o efeito provocado pela soma das distorções vertical e horizontal para o limite proposto pela norma para a distorção puramente horizontal.

Como o que gera tensões adicionais no fechamento é o cisalhamento no plano, *DMIs* numericamente iguais em módulo, produzem os mesmos danos nos materiais de vedação. Os exemplos abaixo contêm quadros com distorções verticais e horizontais cujos *DMIs* são numericamente iguais ao *DDI* proposto.

Exemplo 1 – Painel com parcela referente à distorção horizontal menor que 0,200%

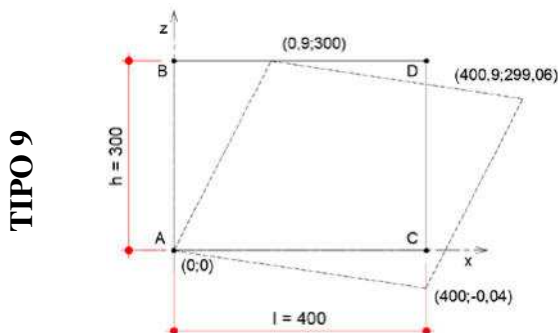


$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

$$DMI = \frac{\frac{0,3 - 0}{300} + \frac{400,3 - 400}{300} + \frac{0,4 - 0}{400} + \frac{300,4 - 300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{0,001 + 0,001 + 0,001 + 0,001}{2} = 0,002 = 0,200\%$$

Exemplo 2 – Painel com parcela referente à distorção horizontal maior que 0,200%

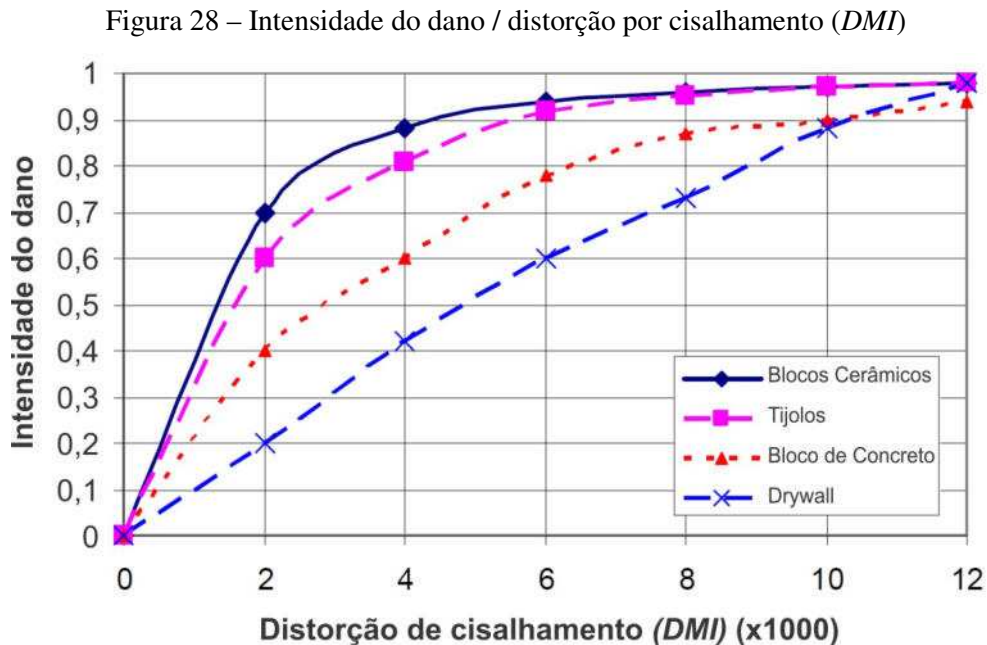


$$DMI = \frac{\frac{x_B - x_A}{h} + \frac{x_D - x_C}{h} + \frac{z_C - z_A}{l} + \frac{z_D - z_B}{l}}{2}$$

$$DMI = \frac{\frac{0,9 - 0}{300} + \frac{400,9 - 400}{300} + \frac{-0,4 - 0}{400} + \frac{299,6 - 300}{400}}{2}$$

$$DMI = \frac{0,003 + 0,003 - 0,001 - 0,001}{2} = 0,002 = 0,200\%$$

Na Tabela 16 indica-se o quanto um *DMI* de 0,200%, representa de intensidade de dano em alguns materiais, de acordo com Griffis (1990) e Berding (2006), calculados a partir do gráfico apresentado na Figura 28.



Fonte: Adaptado de Griffis (1990) e Berding (2006).

De acordo com Algan (1982), em uma escala de 0 a 100%, os danos até 30% podem ser considerados imperceptíveis, de 30% a 50% moderados, de 50% a 70% substanciais e acima de 70% os danos podem ser considerados irreversíveis e a o painel deverá ser reconstruído ou substituído. Quanto maior a intensidade de dano sofrida pelo painel, maior o custo de reparação. Para Berding (2006), o ideal é que o *DDI* adotado seja coerente com o material de fechamento de forma que a intensidade de dano seja inferior a 30%.

Neste trabalho, foi adotado um valor de *DDI* associado ao limite para os deslocamentos horizontais relativos entre dois pavimentos consecutivos conforme proposto pela ABNT NBR 8800:2008. Assim, a intensidade de dano assumida como limite para os materiais de fechamento para alguns materiais ultrapassam o valor de 30% recomendado conforme pode ser observado na Tabela 16.

Tabela 16 – Intensidade do dano causado nos materiais para um $DMI = 0,200\%$

Material	Intensidade do dano
Drywall	20%
Blocos de Concreto	40%
Tijolos	60%
Blocos cerâmicos	70%

Fonte: o Autor.

4

Resultados e discussão

Os resultados deste trabalho foram divididos em 4 estudos que são apresentados neste capítulo. No primeiro estudo, são apresentados os resultados, análises comparativas e discussões para as análises estruturais DTO-50 e DHO-50. No segundo estudo, são apresentados os resultados, análises comparativas e discussões para as análises estruturais DDI-50 e DTO-50. No terceiro estudo são apresentados os resultados, análises comparativas e discussões para as análises estruturais DTO-50 e DDI-50 com ênfase nas estruturas com adição de *outrigger*. No quarto estudo são apresentados os resultados, análises comparativas e discussões para as análises estruturais DDI-20, DDI-10, DTO-20 e DTO-10. Ao final deste capítulo são propostas recomendações para realização de um procedimento integrado de análise e dimensionamento considerando o critério *DDI/DMI*.

4.1. Estudos de caso

4.1.1. Estudo 1 – Comparação entre os resultados obtidos para as análises DTO-50 e DHO-50

Neste estudo faz-se uma comparação dos resultados obtidos por meio da análise DHO-50, prescrita na ABNT NBR 8800:2008, com a análise DTO-50, proposta por Fakury, Silva e Caldas (2016) e comumente utilizada no meio técnico brasileiro.

Na Tabela 17 são apresentados os deslocamentos máximos permitidos para cada modelo, considerando os critérios estabelecidos.

Tabela 17. Deslocamentos horizontais máximos estabelecidos para os modelos estruturais.

Número de pavimentos	Identificação da análise estrutural	Critério	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)
04	DTO-50	Deslocamento interpavimentos	6
	DHO-50	Deslocamento no topo	30
		Deslocamento interpavimentos	6
08	DTO-50	Deslocamento interpavimentos	6
	DHO-50	Deslocamento no topo	60
		Deslocamento interpavimentos	6
16	DTO-50	Deslocamento interpavimentos	6
	DHO-50	Deslocamento no topo	120
		Deslocamento interpavimentos	6
24	DTO-50	Deslocamento interpavimentos	6
	DHO-50	Deslocamento no topo	180
		Deslocamento interpavimentos	6

Fonte: o Autor.

Na Tabela 18 são apresentados os resultados obtidos para pesos próprios dos modelos estruturais dimensionados nas análises ELU-50, DTO-50 e DHO-50. Como o modelo PRI-24 não pode ser dimensionado para ELU, ele foi excluído da tabela. Não foi possível dimensionar o pórtico PCV-24 para a análise DTO-50, mesmo substituindo, todos os perfis da estrutura de contraventamento, pelos mais pesados da série de perfis soldados CS considerada, o deslocamento horizontal interpavimentos máximo continuou sendo ultrapassado.

Tabela 18. Pesos finais dos modelos obtidos para a Estudo 1.

Sistema Estrutural	ELU (I)	DTO-50 (II)	DHO-50 (III)	(II)/(I)	(III)/(I)	(II)/(III)
	(kg)	(kg)	(kg)			
PCV-04	11194,00	11194,00	11194,00	1,00	1,00	1,00
PCV-08	25314,00	25314,00	25314,00	1,00	1,00	1,00
PCV-16	64874,00	64874,00	64874,00	1,00	1,00	1,00
PCV-24	128402,00	*	167996,00	*	1,31	*
PRI-04	12032,00	12032,00	12032,00	1,00	1,00	1,00
PRI-08	30160,00	31838,00	31030,00	1,06	1,03	1,03
PRI-16	80826,00	98266,00	95350,00	1,22	1,18	1,03
PEN-04	10258,00	10258,00	10258,00	1,00	1,00	1,00
PEN-08	25214,00	28166,00	27366,00	1,12	1,09	1,03
PEN-16	72074,00	102664,00	102296,00	1,42	1,42	1,00
PEN-24	142760,00	230648,00	209878,00	1,62	1,47	1,10

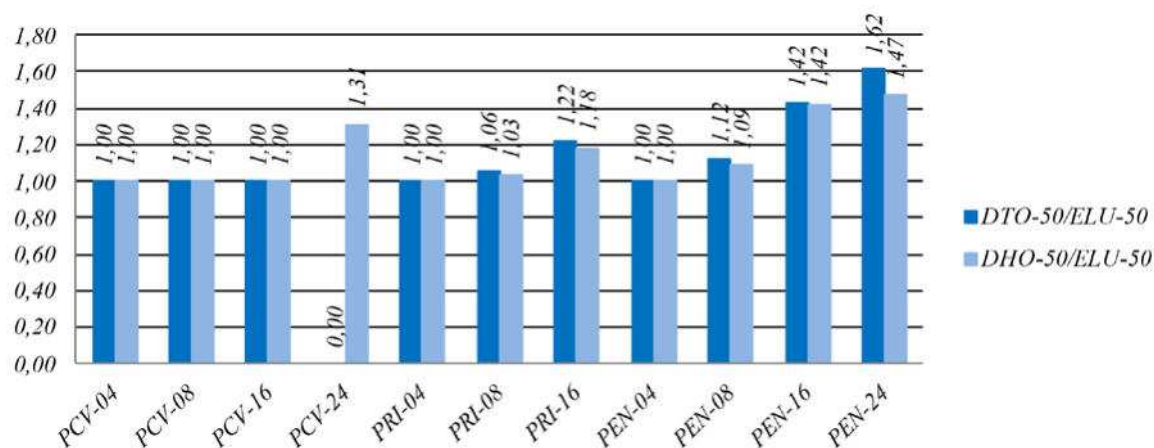
Notas:

* O modelo não atende aos critérios estabelecidos na análise estrutural.

Fonte: o Autor.

Na Figura 29 são apresentadas as razões entre os pesos obtidos para as análises de serviço DTO-50 e DHO-50 em relação aos pesos obtidos na análise ELU-50.

Figura 29 – Relações entre pesos para ELS (DTO-50 e DHO-50) e ELU (ELU-50) obtidos para os modelos nas análises realizadas no Estudo 1.



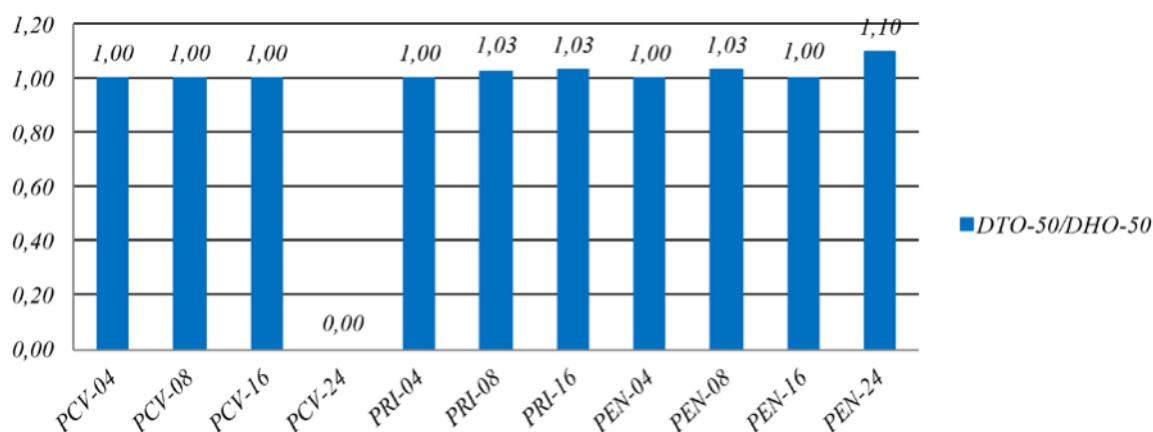
Fonte: o Autor.

Observa-se que para os pórticos contraventados até 16 pavimentos, não é necessário enrijecer a estrutura para atender aos ELS, o que também ocorre para todos os pórticos de quatro

pavimentos. Os pórticos enrijecidos (PEN) foram os que necessitaram de maior acréscimo de aço para atendimento aos ELS verificados.

Na Figura 30 são apresentadas as relações entre os pesos obtidos para as análises de serviço DTO-50 e DHO-50.

Figura 30 – Relações entre os pesos dos modelos obtidos para as análises de serviço DTO-50 e DHO-50.



Fonte: o Autor.

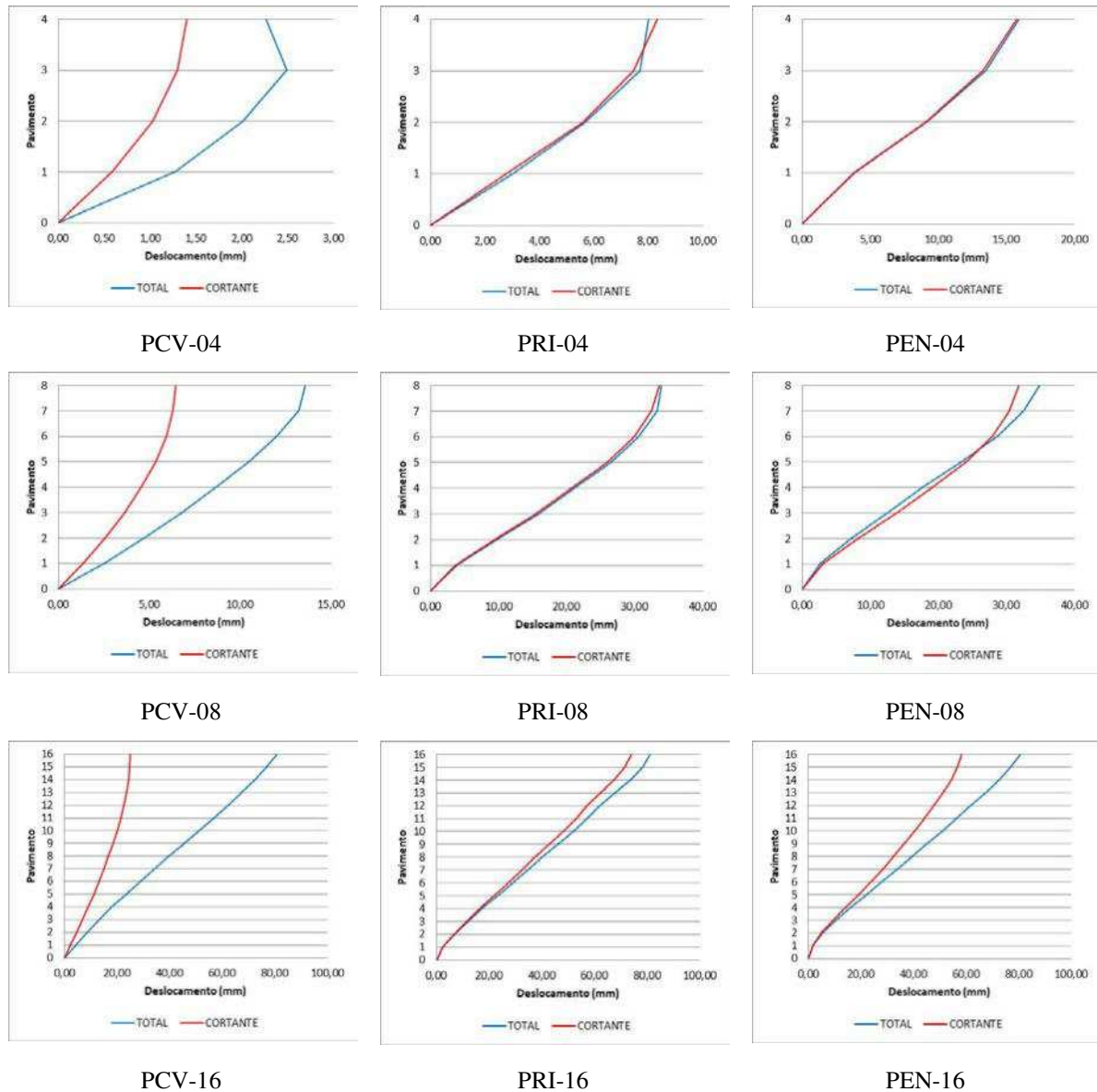
Na Figura 30 é possível observar que os pesos entre as análises DTO-50 e DHO-50 para todos os pórticos que puderam ser dimensionados são muito parecidos. Em todos os casos, a análise DTO-50 apresentou pesos iguais ou ligeiramente superiores à análise DHO-50, o que indica que é ligeiramente antieconômico realizá-la.

Realizar a análise DHO-50 é mais trabalhoso, conforme mencionado por Fakury, Silva e Caldas (2017) e comprovado neste trabalho. A análise DHO-50 em alguns casos pode não apresentar economia, o que talvez justifique a opção pela análise DTO-50.

O fato do modelo PCV-24 ter podido ser dimensionado apenas para a análise DHO-50 não sugere que a análise DTO-50 seja um critério ruim. A análise DHO-50 não capta deslocamentos provocados pelo movimento de corpo rígido que é muito acentuado nesse modelo, enquanto a análise DTO-50 computa esses deslocamentos. Isso indica que a discussão sobre qual critério utilizar deve ser aprofundada no meio técnico e que mais estudos de caso como esse sejam realizados.

Na Figura 31 apresentam-se comparações entre os deslocamentos totais obtidos para a análise DTO-50 e os deslocamentos provocados exclusivamente pelas forças cortantes (desprezando o deslocamento de corpo rígido) na mesma análise.

Figura 31 – Parcela do deslocamento devido às forças cortantes e deslocamento total na análise DTO-50.



Fonte: o Autor.

Em modelos de maior altura, percebe-se que há uma tendência de que a análise DTO-50 não mais permita obter uma solução economicamente viável, pois a partir de certo número de pavimentos, o deslocamento de corpo rígido do edifício fica mais pronunciado e o limite proposto fica difícil de ser atendido.

Nos pórticos contraventados (PCV) a parcela devida às forças cortantes são muito menores em relação ao deslocamento total do que para os outros modelos, o que indica que para esses modelos a maior fonte para os deslocamentos é o movimento de corpo rígido provocado pelas deformações axiais de vigas e pilares. Para os pórticos até 16 pavimentos isso não influenciou o peso final do modelo, pois os pórticos foram dimensionados com o mesmo peso obtidos para atendimento ao ELU. Porém, para o pórtico de 24 pavimentos isso foi determinante para que o pórtico não pudesse ser dimensionado na análise DTO-50 e atendesse aos deslocamentos máximos na análise DHO-50.

4.1.2. Estudo 2 – Comparação entre os resultados obtidos na análise DTO-50 e DDI-50

Neste estudo faz-se uma comparação da análise DTO-50 proposta por Fakury, Silva e Caldas (2016) e comumente utilizada no meio técnico brasileiro com a análise DDI-50, proposta por Charney (1990).

Para a análise DTO-50 foram considerados os mesmos parâmetros adotados no Estudo 1. Para a análise DDI-50 foram calculados os *DMIs* para todos os painéis dos pórticos e esses foram avaliados para um $DDI = 0,200\%$, conforme proposto no item 3.4. Na Tabela 19 são apresentados os pesos finais obtidos após o dimensionamento para ELS nas análises DTO-50 e DDI-50 e suas relações com os pesos obtidos para ELU e entre si.

Tabela 19. Pesos finais dos modelos obtidos para o Estudo 2.

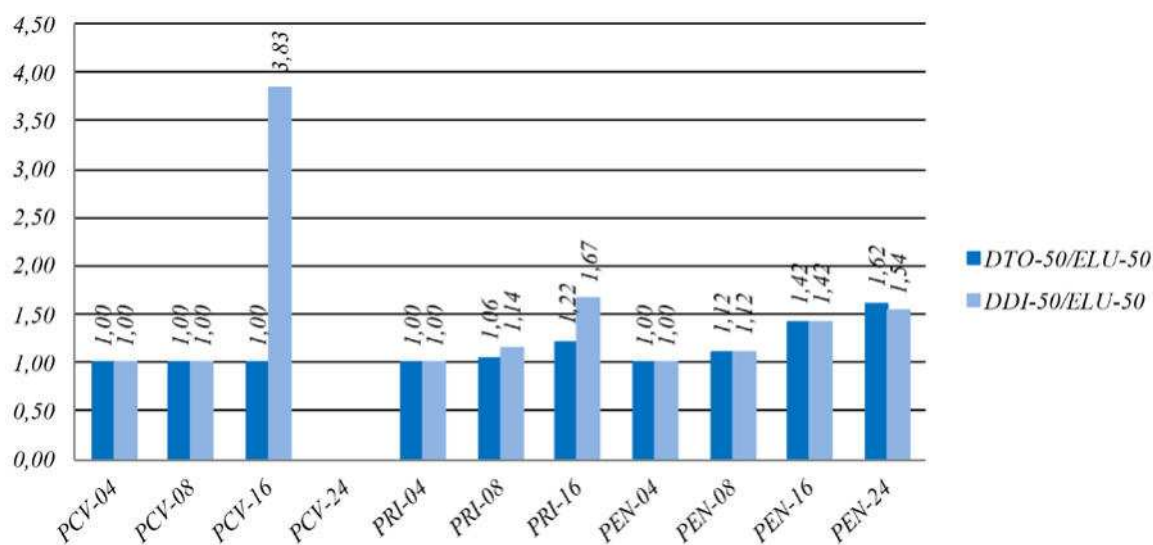
Modelo	ELU-50	DTO-50	DDI-50	(II)/(I)	(III)/(I)	(III)/(II)
	(I)	(II)	(III)			
	(kg)	(kg)	(kg)			
PCV-04	11194,00	11194,00	11194,00	1,00	1,00	1,00
PCV-08	25314,00	25314,00	25314,00	1,00	1,00	1,00
PCV-16	64874,00	64874,00	248608,00	1,00	3,83	3,83
PCV-24	128402,00	*	*	*	*	*
PRI-04	12032,00	12032,00	12032,00	1,00	1,00	1,00
PRI-08	30160,00	31838,00	34388,00	1,06	1,14	1,08
PRI-16	80826,00	98266,00	134595,60	1,22	1,67	1,37
PEN-04	10258,00	10258,00	10258,00	1,00	1,00	1,00
PEN-08	25214,00	28166,00	28166,00	1,12	1,12	1,00
PEN-16	72074,00	102664,00	102664,00	1,42	1,42	1,00
PEN-24	142760,00	230648,00	219824,00	1,62	1,54	0,95

Notas: O modelo PCV-24 não atende aos critérios estabelecidos na análise estrutural.

Fonte: o Autor.

Não foi possível dimensionar o pórtico PCV-24 para a análise DDI-50, assim como já havia ocorrido para a análise DTO-50, mesmo substituindo todos os perfis da estrutura de contraventamento, pelos mais pesados da série de perfis soldados CS considerada, o DDI continuou sendo ultrapassado. Os motivos que levaram o pórtico a não atender os limites, porém, são sensivelmente diferentes. Na Figura 32 apresentam-se as razões entre os pesos dos modelos obtidos nas análises DTO-50 e DDI-50 em relação à análise DTO-50.

Figura 32 – Relações entre pesos para ELS e ELU obtidos para os modelos nas análises realizadas no Estudo 2.



Fonte: o Autor.

No caso da análise DTO-50, como já expressado no Estudo 1, a parcela dos deslocamentos devidos ao efeito de corpo rígido é o que eleva os valores de deslocamentos horizontais e dificulta o atendimento aos limites propostos. Para a análise DDI-50, ocorre que a rigidez dos contraventamentos presentes nos painéis centrais do edifício impedem as suas distorções fazendo com que ele sofra praticamente um movimento de corpo rígido, sem deformação das barras. Isso promove uma ampliação das distorções nos painéis periféricos ligados aos painéis centrais dificultando assim o enquadramento dos *DMIs* ao valor de *DDI* estabelecido.

Para os pórticos contraventados esse efeito é tão prejudicial que o modelo PCV-16 que atendeu às análises DTO-50 e DHO-50 (Estudo 1), com os mesmos pesos obtidos para o atendimento aos ELU, só teve os *DMIs* dos painéis enquadrados no limite de *DDI* estabelecido com um acréscimo de quase três vezes o peso obtido para ELU.

As análises demonstram claramente que no dimensionamento para análise DDI-50, os modelos anteriormente obtidos na análise DTO-50 tiveram que sofrer acréscimo de peso, exceto para os modelos: PCV-04; PCV-08; PEN-04 e PRI-04. Atender aos limites propostos na análise DDI-50 para os pórticos enrijecidos exige modelos iguais ou mais leves que para a análise DTO-50. Nos pórticos acima de 16 pavimentos, o dimensionamento exige um grande acréscimo de peso na estrutura, para atender o ELS considerando o *DDI*.

Na Tabela 20 estão apresentados os resultados obtidos para os índices de deslocamento interpavimento e *DMIs* na análise DTO-50 para o modelo PCV-16.

Tabela 20. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DTO-50 para o modelo PCV-16.

Pavimento			<i>DMI</i>			Índice de deslocamento Interpavimento (δ_{calc}/h)
			Painel AB	Painel BC	Painel CD	
0	-	1	0,134%	0,126%	0,146%	0,145%
1	-	2	0,159%	0,118%	0,154%	0,146%
2	-	3	0,179%	0,112%	0,165%	0,152%
3	-	4	0,196%	0,107%	0,178%	0,161%
4	-	5	0,218%	0,109%	0,196%	0,174%
5	-	6	0,233%	0,104%	0,207%	0,180%
6	-	7	0,243%	0,096%	0,211%	0,182%
7	-	8	0,248%	0,088%	0,214%	0,184%
8	-	9	0,257%	0,084%	0,221%	0,194%
9	-	10	0,260%	0,074%	0,223%	0,192%
10	-	11	0,259%	0,064%	0,219%	0,186%
11	-	12	0,255%	0,054%	0,215%	0,179%
12	-	13	0,255%	0,050%	0,217%	0,177%
13	-	14	0,242%	0,037%	0,210%	0,165%
14	-	15	0,229%	0,023%	0,197%	0,150%
15	-	16	0,225%	0,009%	0,172%	0,120%

Nota: Os resultados destacados em amarelo não atendem ao critério de $DMI \leq DDI = 0,200\%$.

Fonte: o Autor.

Para o modelo PCV-16, o atendimento à análise DTO-50 não garantiu que o critério referente ao *DDI* fosse atendido. No painel AB entre os andares 9 e 10 essa distorção foi de 0,260%. Na Tabela 21 apresentam-se os danos em materiais de vedação provocados por essa distorção de acordo com as curvas apresentadas na Figura 28. Pode-se observar que o dano é maior que o limite apresentado na Tabela 16.

Tabela 21 – Intensidade do dano causado nos materiais para um $DMI = 0,260\%$.

Material	Intensidade do dano
Drywall	30%
Blocos de Concreto	50%
Tijolos	72%
Blocos cerâmicos	82%

Fonte: o Autor.

Na Tabela 22 estão apresentados os resultados obtidos para os índices de deslocamento interpavimento e $DMIs$ na análise DTO-50 para o modelo PRI-16.

Tabela 22. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DTO-50 para o modelo PRI-16.

Pavimento			DMI			Índice de deslocamento Interpavimento (δ_{calc}/h)
			Painel AB	Painel BC	Painel CD	
0	-	1	0,069%	0,055%	0,060%	0,062%
1	-	2	0,144%	0,114%	0,123%	0,125%
2	-	3	0,193%	0,144%	0,162%	0,166%
3	-	4	0,221%	0,155%	0,179%	0,185%
4	-	5	0,243%	0,159%	0,187%	0,196%
5	-	6	0,255%	0,152%	0,182%	0,196%
6	-	7	0,263%	0,144%	0,174%	0,194%
7	-	8	0,271%	0,137%	0,167%	0,191%
8	-	9	0,284%	0,135%	0,162%	0,193%
9	-	10	0,295%	0,132%	0,153%	0,193%
10	-	11	0,299%	0,123%	0,139%	0,187%
11	-	12	0,300%	0,114%	0,124%	0,179%
12	-	13	0,312%	0,118%	0,124%	0,185%
13	-	14	0,307%	0,104%	0,106%	0,172%
14	-	15	0,286%	0,078%	0,077%	0,147%
15	-	16	0,266%	0,054%	0,046%	0,119%

Nota: Os resultados destacados em amarelo não atendem ao critério de $DMI \leq DDI = 0,200$.

Fonte: o Autor.

Para o modelo PRI-16, o atendimento à análise DTO-50 também não garantiu que o critério referente ao DDI fosse atendido. Porém o comportamento do pórtico não é o mesmo porque apenas os painéis a barlavento ultrapassaram os limites estabelecidos para DDI . No painel AB entre os andares 12 e 13 distorção foi de 0,312 %. Na Tabela 23 apresentam-se os danos em materiais de vedação provocados por essa distorção de acordo com as curvas apresentadas na Figura 28.

Tabela 23 – Intensidade do dano causado nos materiais para um $DMI = 0,312\%$.

Material	Intensidade do dano
Drywall	35%
Blocos de Concreto	55%
Tijolos	75%
Blocos cerâmicos	85%

Fonte: o Autor.

Na Tabela 24 estão apresentados os resultados obtidos para os índices de deslocamento interpavimento e $DMIs$ na análise DTO-50 para o modelo PEN-16.

Tabela 24. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DTO-50 para o modelo PEN-16.

Pavimento			DMI			Índice de deslocamento Interpavimento (δ_{calc}/h)
			Painel AB	Painel BC	Painel CD	
0	-	1	0,066%	0,072%	0,075%	0,076%
1	-	2	0,141%	0,152%	0,155%	0,157%
2	-	3	0,154%	0,170%	0,170%	0,170%
3	-	4	0,150%	0,170%	0,170%	0,170%
4	-	5	0,164%	0,189%	0,188%	0,190%
5	-	6	0,168%	0,195%	0,192%	0,197%
6	-	7	0,156%	0,186%	0,182%	0,189%
7	-	8	0,144%	0,175%	0,170%	0,179%
8	-	9	0,160%	0,195%	0,190%	0,200%
9	-	10	0,159%	0,196%	0,191%	0,199%
10	-	11	0,135%	0,176%	0,173%	0,180%
11	-	12	0,116%	0,158%	0,155%	0,161%
12	-	13	0,143%	0,187%	0,186%	0,191%
13	-	14	0,148%	0,194%	0,194%	0,198%
14	-	15	0,097%	0,148%	0,152%	0,157%
15	-	16	0,054%	0,095%	0,088%	0,086%

Fonte: o Autor.

Para o modelo PEN-16, o atendimento à análise DTO-50 garantiu que o critério referente ao DDI fosse atendido para todos os painéis do pórtico. Observa-se uma maior homogeneidade nos resultados obtidos para DMI quando comparados os painéis do mesmo andar. Isso ocorre porque nos pórticos enrijecidos (PEN) todos os pilares contribuem para o contraventamento do edifício, enquanto nos outros modelos (PCV e PRI), apenas os pilares centrais possuem essa função.

A análise DTO-50 é a comumente utilizada pelos projetistas; portanto, se for considerado que um $DDI = 0,200\%$ é o ideal para verificação de serviço, os pórticos do tipo (PCV) e (PRI) estão

sendo subdimensionados pelos critérios utilizados hoje nos projetos. Entretanto, deve-se salientar que o limite proposto neste trabalho ainda não foi objeto de campanhas experimentais e, apesar de servir de parâmetro para as análises ainda deve ser calibrado considerando-se as características de cada material de vedação, através de ensaios de cisalhamento no plano do tipo “*racking tests*”. Além disso, alguns tipos de vedação não são fixos à estrutura e acomodam certas deformações, o que reduz a possibilidade de sofrerem danos causados pelas movimentações da estrutura.

Nas Tabelas 25 a 27 são apresentados os resultados obtidos para os *DMIs* e os índices de deslocamento interpavimento obtidos na análise DDI-50 para os pórticos de 16 pavimentos.

Tabela 25. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DDI-50 para o modelo PCV-16.

Pavimento			DMI			Índice de deslocamento Interpavimento (δ_{calc}/h)
			Painel AB	Painel BC	Painel CD	
0	-	1	0,014%	0,000%	0,016%	0,012%
1	-	2	0,039%	0,001%	0,039%	0,026%
2	-	3	0,061%	0,001%	0,062%	0,041%
3	-	4	0,080%	0,002%	0,081%	0,054%
4	-	5	0,097%	0,000%	0,099%	0,065%
5	-	6	0,115%	0,001%	0,119%	0,078%
6	-	7	0,130%	0,001%	0,135%	0,089%
7	-	8	0,141%	0,002%	0,148%	0,097%
8	-	9	0,151%	0,000%	0,160%	0,104%
9	-	10	0,161%	0,001%	0,173%	0,112%
10	-	11	0,168%	0,001%	0,184%	0,118%
11	-	12	0,172%	0,001%	0,191%	0,122%
12	-	13	0,176%	0,001%	0,195%	0,124%
13	-	14	0,180%	0,001%	0,197%	0,112%
14	-	15	0,181%	0,001%	0,197%	0,118%
15	-	16	0,181%	0,000%	0,195%	0,122%

Fonte: o Autor.

Tabela 26. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DDI-50 para PRI-16.

Pavimento			DMI			Índice de deslocamento Interpavimento (δ_{calc}/h)
			Painel AB	Painel BC	Painel CD	
0	-	1	0,054%	0,042%	0,048%	0,049%
1	-	2	0,103%	0,077%	0,089%	0,088%
2	-	3	0,135%	0,092%	0,114%	0,113%
3	-	4	0,154%	0,096%	0,126%	0,125%
4	-	5	0,166%	0,095%	0,131%	0,131%
5	-	6	0,173%	0,091%	0,133%	0,132%
6	-	7	0,179%	0,086%	0,132%	0,132%
7	-	8	0,183%	0,082%	0,132%	0,132%
8	-	9	0,189%	0,081%	0,132%	0,134%
9	-	10	0,192%	0,079%	0,132%	0,134%
10	-	11	0,190%	0,073%	0,127%	0,130%
11	-	12	0,184%	0,073%	0,119%	0,122%
12	-	13	0,178%	0,052%	0,107%	0,107%
13	-	14	0,171%	0,041%	0,093%	0,093%
14	-	15	0,165%	0,031%	0,080%	0,080%
15	-	16	0,159%	0,023%	0,069%	0,069%

Fonte: o Autor.

Tabela 27. Índices de deslocamentos obtidos para a análise DDI-50 para PEN-16.

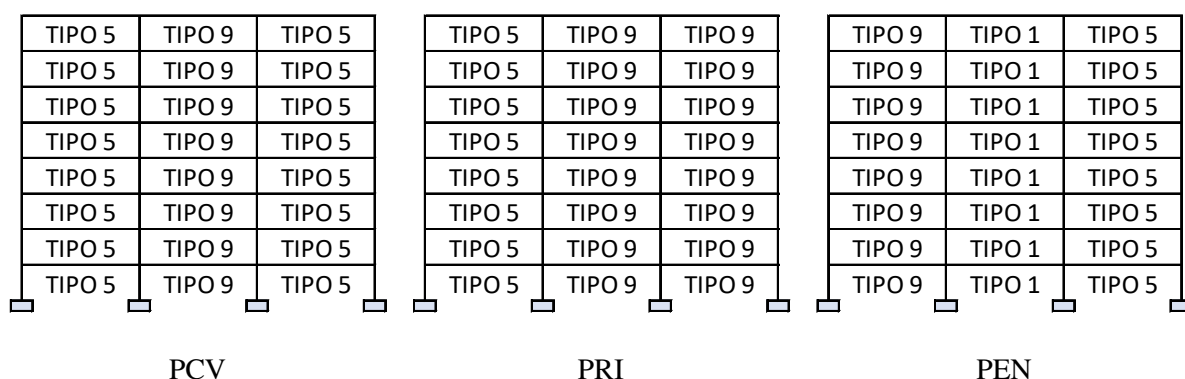
Pavimento			DMI			Índice de deslocamento Interpavimento (δ_{calc}/h)
			Painel AB	Painel BC	Painel CD	
0	-	1	0,066%	0,072%	0,075%	0,076%
1	-	2	0,141%	0,152%	0,155%	0,157%
2	-	3	0,154%	0,170%	0,170%	0,170%
3	-	4	0,150%	0,170%	0,170%	0,170%
4	-	5	0,164%	0,189%	0,188%	0,190%
5	-	6	0,168%	0,195%	0,192%	0,197%
6	-	7	0,156%	0,186%	0,182%	0,189%
7	-	8	0,144%	0,175%	0,170%	0,179%
8	-	9	0,160%	0,195%	0,190%	0,200%
9	-	10	0,159%	0,196%	0,191%	0,199%
10	-	11	0,135%	0,176%	0,173%	0,180%
11	-	12	0,116%	0,158%	0,155%	0,161%
12	-	13	0,143%	0,187%	0,186%	0,191%
13	-	14	0,148%	0,194%	0,194%	0,198%
14	-	15	0,097%	0,148%	0,152%	0,157%
15	-	16	0,054%	0,095%	0,088%	0,086%

Fonte: o Autor.

Para os modelos estudados (PCV-16, PRI-16 e PEN-16), o atendimento à análise DDI-50 garantiu que o critério referente ao índice de deslocamento interpavimento fosse atendido para todos os andares dos pórticos. A distorção dos painéis varia de acordo com o sistema estrutural

e pode gerar maior ou menor dificuldade de atendimento aos critérios de deslocamento estabelecidos. Na Figura 33 são apresentados os tipos de distorções encontradas nos painéis de acordo com os exemplos numéricos apresentados no item 3.3.5 desse trabalho.

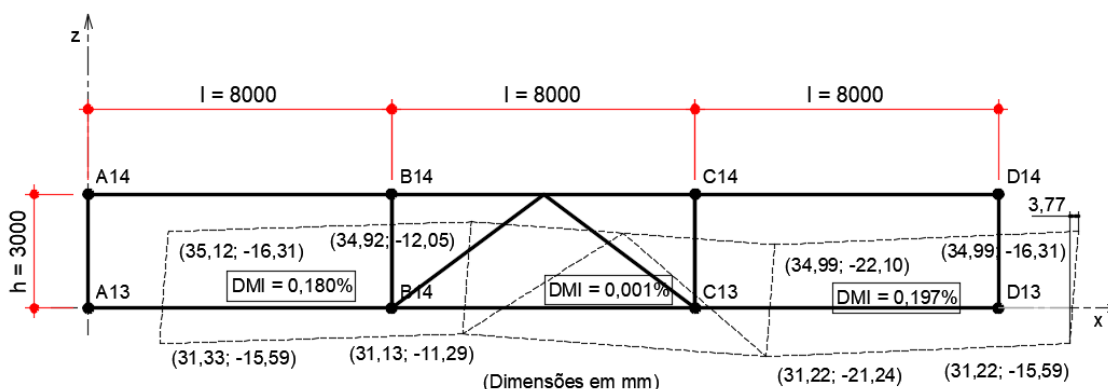
Figura 33 – Tipos de distorção encontrados nos painéis de vedação para os sistemas estruturais adotados.



Fonte: o Autor.

Os tipos de distorção mostrados na Figura 33 dependem apenas do sistema estrutural adotado em cada um dos modelos. Independentemente do número de pavimentos e das ações horizontais, o comportamento é sempre o mesmo. Em alguns casos, para o pórtico contraventado (PCV-08), no quadro central as distorções verticais e horizontais são praticamente idênticas numericamente e de sinais contrários, promovendo praticamente uma distorção nula. O pórtico contraventado (PCV) em particular possui grande dificuldade para atendimento ao *DDI* estabelecido. Na Figura 34 ilustram-se as distorções entre o 13º e 14º pavimentos do modelo PCV-16, para a análise DDI-50.

Figura 34 – Distorções do modelo PCV-16 para análise DDI-50



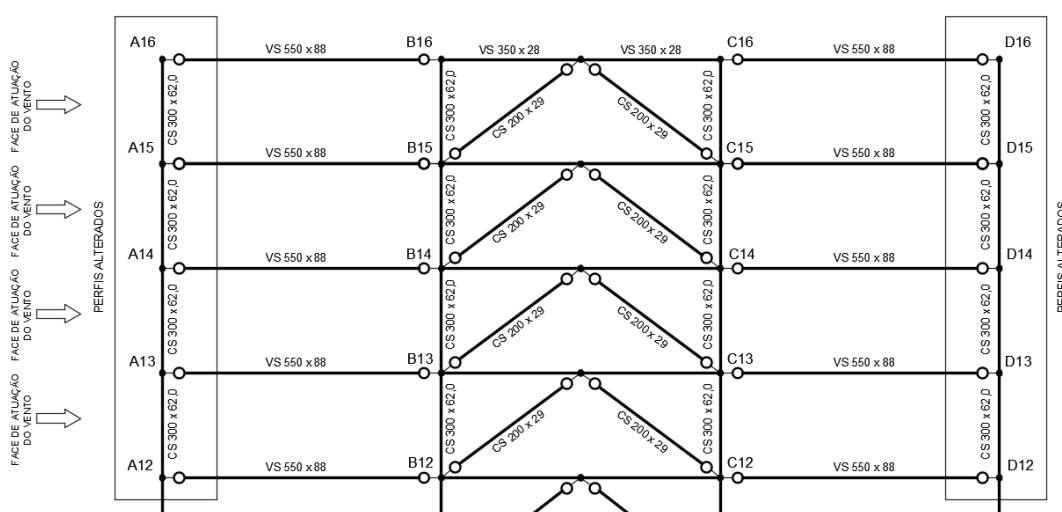
Fonte: o Autor.

Os *DMIs* nos painéis AB e CD já estão próximos ao limite estabelecido de 0,200% para a análise DDI-50. No centro praticamente há deslocamento de corpo rígido. Como a região central é a responsável por contraventar o edifício, as distorções nos painéis externos são agravadas em consequência do giro do painel contraventado. Mesmo com deslocamento interpavimento bem abaixo do limite ($3,77 \text{ mm} < 6,00 \text{ mm}$), o pórtico apresenta comportamento que dificulta o atendimento ao limite de *DDI*, pois há uma distorção vertical positiva exagerada nos quadros externos.

Comumente, para enquadrar os *DMIs* no limite de *DDI* estabelecido, deve-se reduzir o giro da região central ou alterar os perfis dos pilares externos. Para reduzir o giro da seção central, devem-se aumentar os pilares ou os contraventamentos, porém isso acarreta em estruturas muito pesadas dependendo do caso.

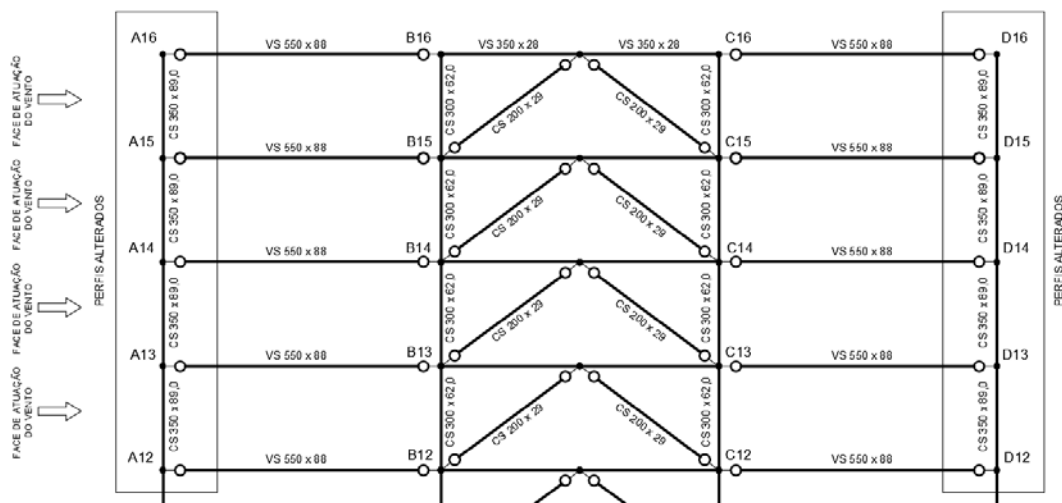
A outra solução é alterar os pilares externos. Aumentar a seção dos pilares a barlavento promove uma redução na distorção vertical do painel a barlavento (AB), enquanto aumentar a sotavento provoca ampliação da distorção do painel a sotavento (CD) e o contrário também é válido. Para mostrar esse efeito, alteraram-se os perfis dos pilares a barlavento e a sotavento dos pisos 12 a 16 do modelo PCV-16 mostrado na Figura 34. Na Figura 35 apresenta-se o modelo PCV-16 para a análise DDI-50, que atendeu ao limite de *DDI* estabelecido. Na Figura 36 apresenta-se o mesmo pórtico, porém com os perfis dos pilares externos alterados, conforme proposto.

Figura 35 – Modelo PCV-16 para análise DDI-50, do 12º ao 16º pavimento



Fonte: o Autor.

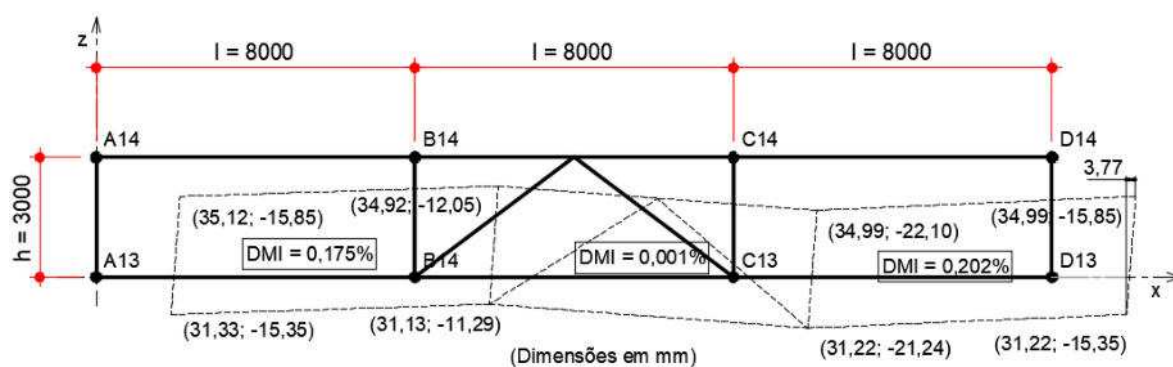
Figura 36 – Modelo PCV-16 do 12º ao 16º pavimento, com pilares alterados



Fonte: o Autor.

Na engenharia é comum que para o atendimento a um limite estabelecido, aumente-se a dimensão das seções transversais de elementos estruturais. No caso analisado, os perfis de pilares externos CS 300 x 62,0, que já atendiam aos limites estabelecidos, foram substituídos por CS 350 x 89,0. Os resultados de *DMIs* para o mesmo andar mostrado na Figura 34 são mostrados na Figura 37.

Figura 37 – Distorções do modelo PCV-16 com pilares externos alterados



Fonte: o Autor.

Observa-se que houve uma redução no *DMI* no quadro AB e aumento no quadro CD, ultrapassando o *DDI* de 0,200% estabelecido. O que indica que o processo de dimensionamento para a análise *DDI*, levando em conta esse sistema estrutural, é de grande complexidade, não bastando apenas aumentar a inércia dos perfis.

4.1.3. Estudo 3 – Utilização de *outriggers* para melhoria do comportamento dos pórticos frente aos ELS

Originalmente os *outriggers* são utilizados para ampliar a rigidez lateral da estrutura para que ela resista aos esforços horizontais devidos ao vento e aos sismos. Sua utilização nos sistemas estruturais reduz os deslocamentos horizontais e a parcela do momento de tombamento que é resistida pelo núcleo da estrutura, tendo como consequência a redução na deslocabilidade do edifício. Nesses casos, o objetivo principal é a melhoria da estabilidade global para atendimento ao ELU quando os deslocamentos de corpo rígido do núcleo de contraventamento (efeito *cantilever*) ficam muito acentuados, dificultando a estabilização do edifício. Segundo Taranath (2012), a utilização de *outrigger* como estrutura de estabilização é mais eficiente para edifícios entre 40 e 50 pavimentos. Sua utilização em edifícios mais baixos não reduz tão significativamente os deslocamentos horizontais, pois esses edifícios são geralmente pouco deslocáveis.

Como mostrado no Estudo 2, há certa dificuldade para atender ao limite *DDI* proposto para pórticos contraventados e rígidos acima de 16 pavimentos, ou seja, há consumo excessivo de aço para atendimento ao ELS, considerando esse critério. Para pórticos acima de 24 pavimentos, para atender ao ELS é necessário aumentar muito o peso da estrutura tanto para análise DTO-50 quanto para a análise DDI-50. Inclusive, o modelo PCV-24 não atendeu aos limites estabelecidos em ambas as análises. Neste estudo foram elaborados modelos de pórticos contraventados e rígidos com adições de *outrigger* na tentativa de atender à análise DDI-50 com modelos mais leves que os modelos convencionais. Na Tabela 28 são apresentados os pesos obtidos para a análise DDI-50 para os modelos com e sem *outrigger*.

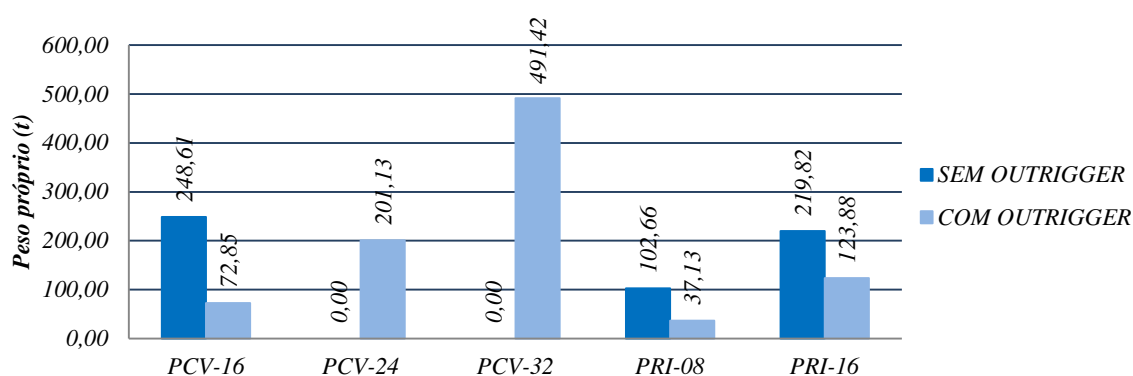
Tabela 28. Peso dos modelos para atendimento à análise DDI-50 (com *outrigger*)

Modelo	ELU-50 (kg)		DDI-50 (kg)		(IV/III)	(IV/II)	B ₂	
	Sem <i>outrigger</i> (I)	Com <i>outrigger</i> (II)	Sem <i>outrigger</i> (III)	Com <i>outrigger</i> (IV)			Sem <i>outrigger</i>	Com <i>outrigger</i>
PCV-16	64874,00	66024,00	248608,00	72850,00	0,29	1,10	1,09	1,08
PCV-24	128402,00	140766,00	-	201128,00	-	1,43	1,14	1,09
PCV-32	-	216000,00	-	491424,00	-	2,28		1,13
PRI-08	30160,00	35070,00	102664,00	37126,00	0,36	1,06	1,15	1,15
PRI-16	80226,00	85122,00	219824,00	123882,00	0,56	1,46	1,17	1,16

Fonte: o Autor.

Os resultados obtidos mostraram que a adição de *outrigger* leva a uma estrutura consideravelmente mais leve para todos os modelos apresentados. Os modelos estruturais PCV-24 e PCV-32 que não atendiam à análise DDI-50 sem *outrigger* passaram a atender. É possível observar também que só há redução significativa do coeficiente B2 para o modelo PCV-24. Na Figura 38 mostra-se mais claramente que para atendimento à análise DDI-50, os pórticos com adição de *outrigger* são consideravelmente mais eficientes que os convencionais consequentemente sua adição ao sistema estrutural geraria economia substancial às construções.

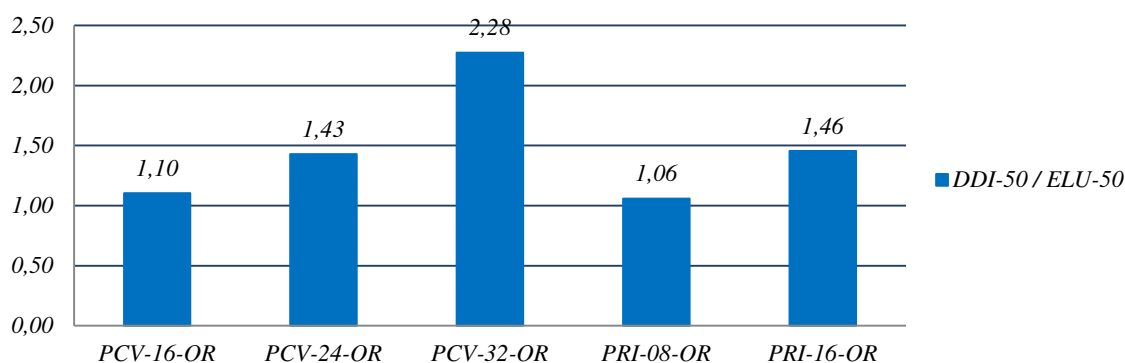
Figura 38 – Comparação entre os modelos com e sem *outrigger*.



Fonte: o Autor.

Na Figura 39 são apresentadas as relações entre os pesos obtidos na análise DDI-50 e ELU-50 para os modelos com adição de *outrigger*. Observa-se que para os modelos PCV-16-OR e PRI-08-OR o acréscimo de peso para atendimento à análise DDI-50 é muito pequeno. Para os outros modelos apesar da redução significativa da relação entre ELS e ELU, ainda há muito acréscimo de aço na estrutura.

Figura 39 – Relação entre os pesos próprios obtidos nas análises DDI-50 e ELU-50 para os modelos com adição de *outrigger*.

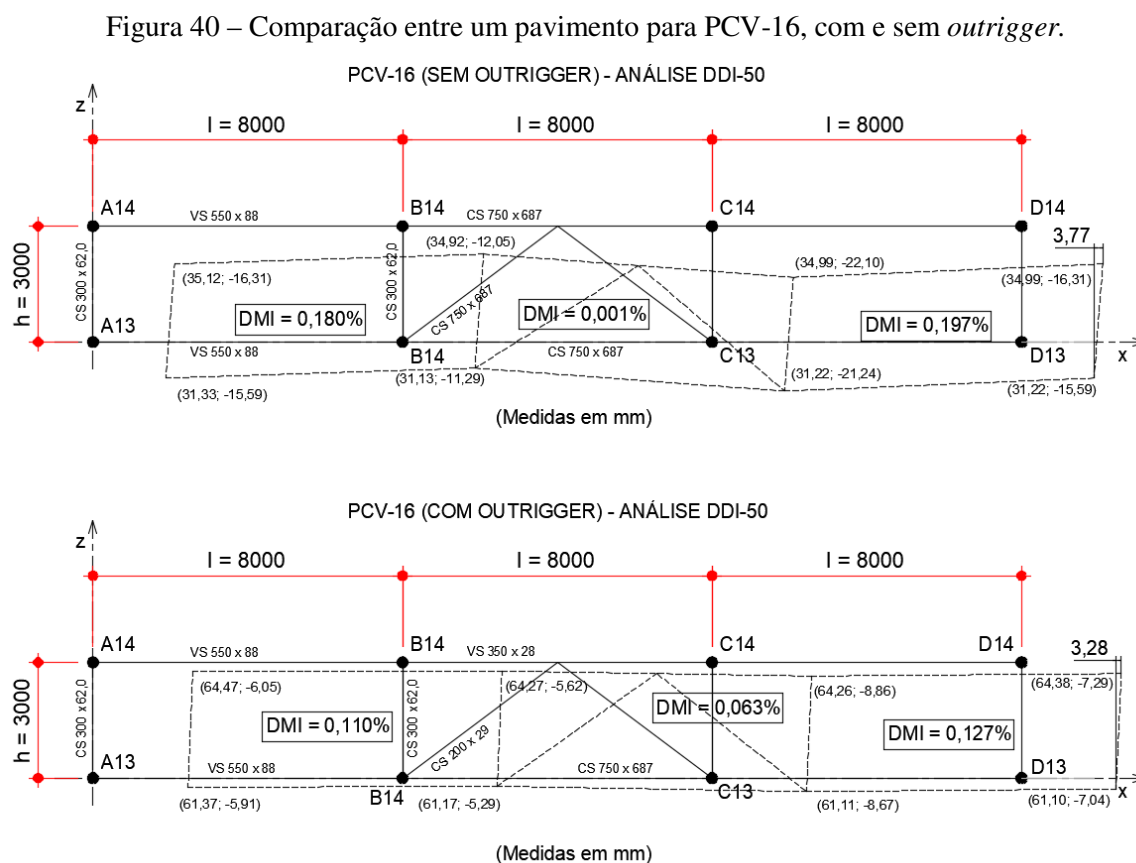


Fonte: o Autor

Em termos funcionais ou estéticos a adição de *outrigger* pode causar transtorno para a utilização do edifício, entretanto, mostra-se uma alternativa bastante interessante para a redução dos efeitos de distorção dos painéis nos pórticos contraentados e rígidos estudados nesse trabalho.

Para os modelos PRI-08-OR e PCV-16-OR a economia de aço foi significativa. Nesses modelos os *outriggers* foram colocados no último andar do pórtico. Uma alternativa interessante seria o posicionamento acima da última laje do edifício, o que não reduziria sua viabilidade técnica e resolveria os problemas estéticos e funcionais.

Na Figura 40 são mostradas as diferenças entre os modelos com e sem *outrigger* para o pórtico contraentado de 16 pavimentos (PCV-16).

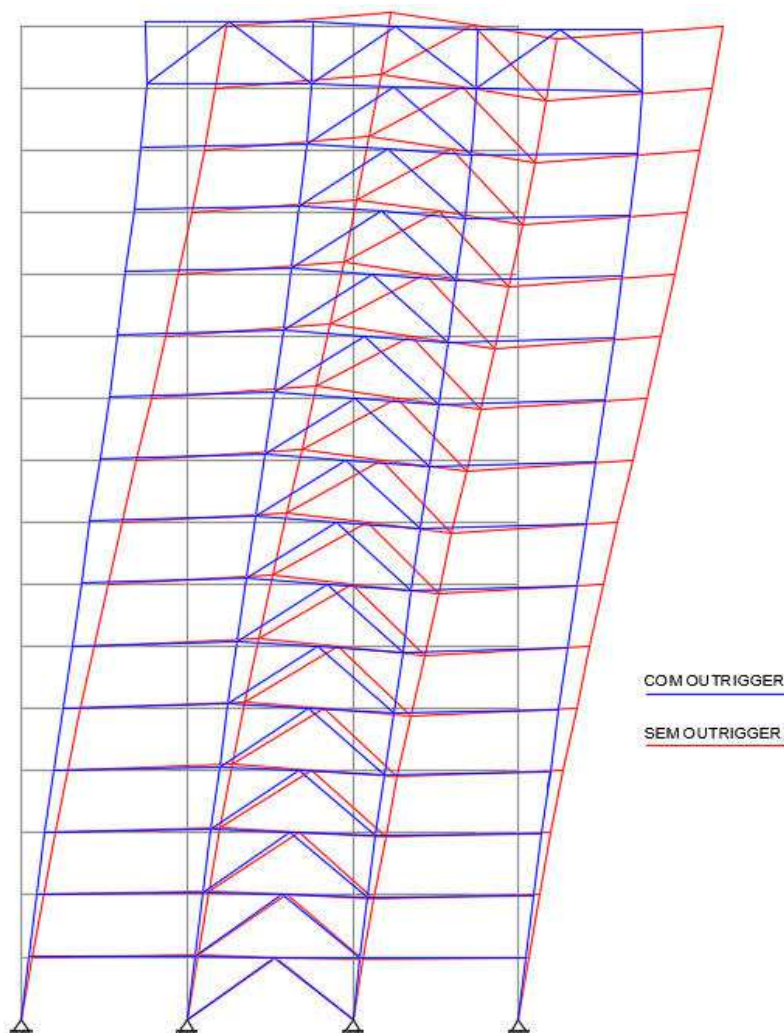


Fonte: o Autor.

Fica evidente a melhora no comportamento do pórtico. O núcleo não exerce mais a mesma influência nos deslocamentos dos quadros externos, portanto as distorções verticais são muito menores, influenciando pouco nos valores calculados para os *DMIs*. Observa-se que a redução do deslocamento interpavimento foi de apenas 15%, já que caiu de 3,77 mm para 3,28 mm.

Na Figura 41 os pórticos de 16 pavimentos com e sem *outrigger* tiveram seus deslocamentos calculados para a mesma força de vento e foram plotados sobrepostos.

Figura 41 – Deslocamento nos modelos PCV-16 com e sem *outrigger* sobrepostos.



Fonte: o Autor.

Percebe-se que os deslocamentos totais são menores e que apesar de haver distorções nos painéis, estas são mais uniformes se considerado o mesmo andar. A mudança de comportamento mostrada na Figura 40 pode ser observada para todo o edifício. Os deslocamentos provocados pelo movimento de *cantilever* é reduzido e isso pode ser percebido pela inclinação das barras horizontais na região central.

4.1.4. Estudo 4 – Verificação de ELS para ventos com período de retorno de 10 e 20 anos

Como descrito no item 2.2 e posteriormente confirmado pelos resultados dos Estudos 1, 2 e 3 principalmente para os pórticos mais altos, após atender ao ELU, é necessário adicionar aço na estrutura para atendimento do ELS. Isso ocorrendo, o custo da construção aumenta e espera-se que haja uma redução dos custos de manutenção do edifício ao longo do tempo.

Entretanto, conforme citado no item 2.3.3, alguns autores propõem que para os ELS sejam adotados ventos com períodos de retorno menores de modo a reduzir o custo da construção sem que haja necessariamente um acréscimo nos custos de manutenção.

Nesse estudo, todos os pórticos anteriormente dimensionados para ELS, com ventos de período de retorno de 50 anos, foram redimensionados para períodos de retorno inferiores de 10 e 20 anos. Primeiramente, todos os modelos, exceto os com adição de *outriggers* foram dimensionados para as análises DTO-20 e DTO 10. Nessas análises, os ventos possuem período de retorno de 20 e 10 anos respectivamente e o ELS que se verifica considera os deslocamentos totais dos nós. Na Tabela 29 apresentam-se os pesos obtidos para os modelos nas análises DTO-50, DTO-20 e DTO-10.

Tabela 29. Peso dos modelos para atendimento às análises DTO-10, DTO-20 e DTO-50.

Modelo	ELU-50	DTO-50	DTO-20	DTO-10
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
PCV-04	11194,00	11194,00	11194,00	11194,00
PCV-08	25314,00	25314,00	25314,00	25314,00
PCV-16	64874,00	64874,00	64874,00	64874,00
PCV-24	128402,00	*	199038,00	132060,00
PEN-04	10258,00	10258,00	10258,00	10258,00
PEN-08	25214,00	28166,00	25214,00	25214,00
PEN-16	72074,00	102664,00	78866,00	72074,00
PEN-24	142760,00	230648,00	167694,00	148654,00
PRI-04	12032,00	12032,00	12032,00	12032,00
PRI-08	30160,00	31838,00	30464,00	30160,00
PRI-16	80826,00	98266,00	87820,00	82842,00

Nota:

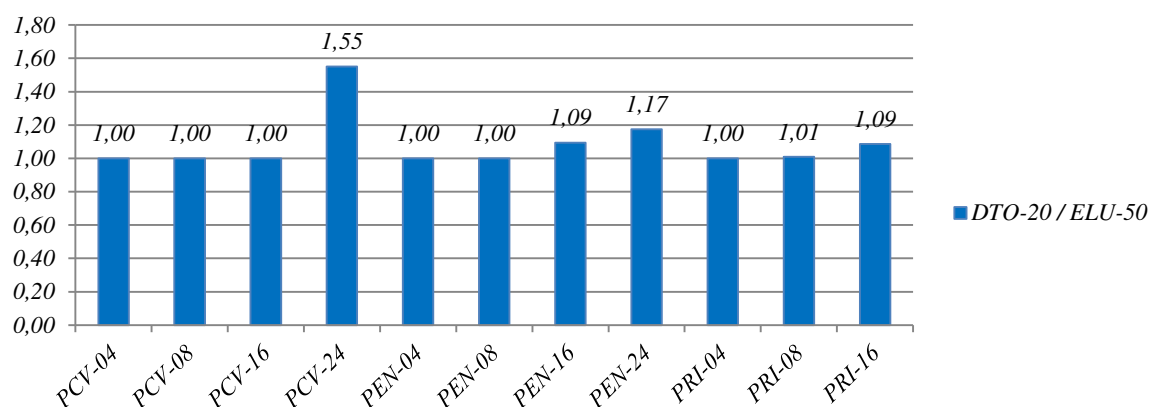
* O modelo PCV-24 não foi dimensionado para a análise DTO-50 conforme apresentado no Estudo 2.

Fonte: o Autor.

Os resultados obtidos demonstram que é possível dimensionar todos os pórticos anteriormente dimensionados para ELU, nas análises DTO-10 e DTO-20. O Acréscimo de peso não é tão significativo da análise DTO-10 para a DTO-20 para os modelos até 16 pavimentos.

Na Figura 42 apresentam-se as relações entre os pesos obtidos para as análises DTO-20 e ELU-50 para os modelos estudados.

Figura 42 – Relação entre os pesos obtidos nas análises DTO-20 e ELU-50.

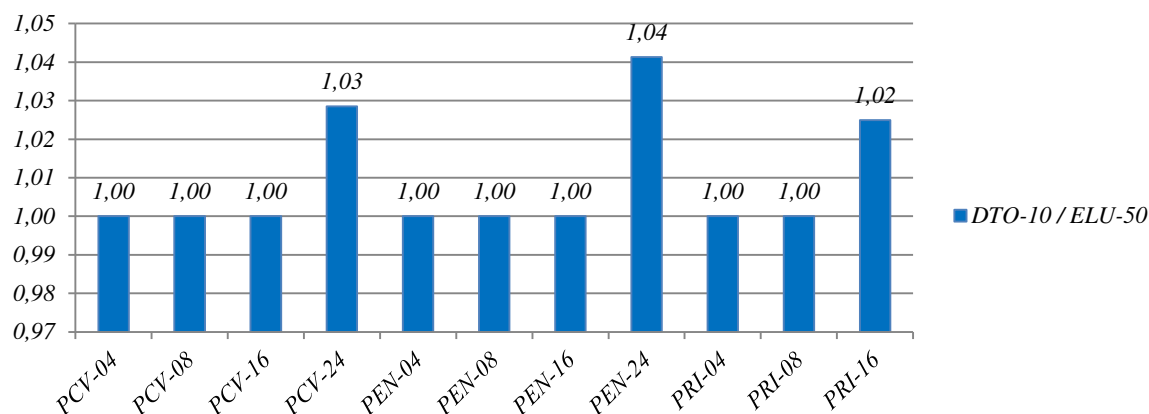


Fonte: o Autor.

Observando as relações entre DTO-20 e ELU-50 nota-se que o acréscimo de peso para o modelo PCV-24 é superior a 50% e para os outros modelos não excedem 20%.

Na Figura 43 apresentam-se as relações entre os pesos obtidos para as análises DTO-10 e ELU-50 para os modelos estudados

Figura 43 – Relação entre as análises DTO-10 e ELU-50.



Fonte: o Autor.

Observa-se que o acréscimo de peso, mesmo para os modelos mais altos é inferior a 5%. A seguir, os mesmos modelos, foram dimensionados para as análises DDI-20 e DDI 10, também com ventos para período de retorno de 20 e 10 anos respectivamente e o ELS que se verifica considera avaliação das distorções dos painéis com o DDI = 0,200%, conforme feito no Estudo 2. Na Tabela 30 são mostrados os pesos obtidos para os modelos nas análises DDI-50, DDI-20 e DDI-10.

Tabela 30. Peso dos modelos para atendimento às análises DDI-50, DDI-20 e DDI-10.

Modelo	ELU-50	DDI-50	DDI-20	DDI-10
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
PCV-04	11194,00	11194,00	11194,00	11194,00
PCV-08	25314,00	25314,00	25314,00	25314,00
PCV-16	64874,00	248608,00	65746,00	64874,00
PCV-24	128402,00	*	*	308812,00
PEN-04	10258,00	10258,00	10258,00	10258,00
PEN-08	25214,00	28166,00	25214,00	25214,00
PEN-16	72074,00	102664,00	81092,00	75618,00
PEN-24	142760,00	219824,00	167694,00	148654,00
PRI-04	12032,00	12032,00	12032,00	12032,00
PRI-08	30160,00	34388,00	30562,00	30160,00
PRI-16	80826,00	134595,60	106544,00	100430,00

Nota:

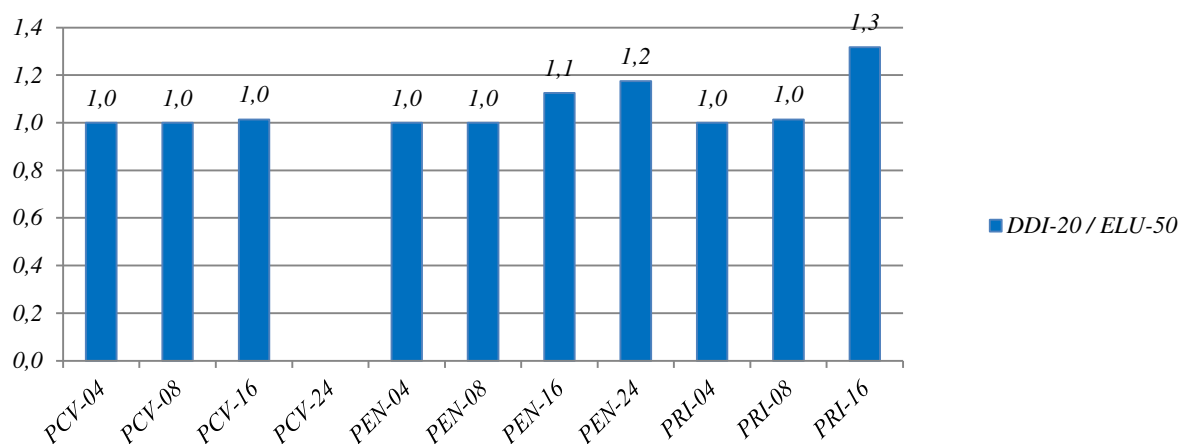
* O modelo PCV-24 não foi dimensionado para a análise DDI-50 e DDI-20. Os perfis foram substituídos pelos perfis mais pesados das séries CVS e CS, porém não houve solução para essas análises.

Fonte: o Autor.

Os resultados obtidos revelam que assim como na análise DDI-50, não foi possível dimensionar o pórtico PCV-24 também para a análise DDI-20. Mesmo substituindo os perfis pelos mais pesados das séries CS e CVS não foi possível combater as distorções provocadas nos painéis externos pelo giro do núcleo contraventado. Todos os pórticos puderam ser dimensionados para a análise DDI-10.

Na Figura 44 apresentam-se as relações entre os pesos obtidos nas análises DDI-20 e ELU-50.

Figura 44 – Relação entre os pesos obtidos nas análises DDI-20 e ELU-50.

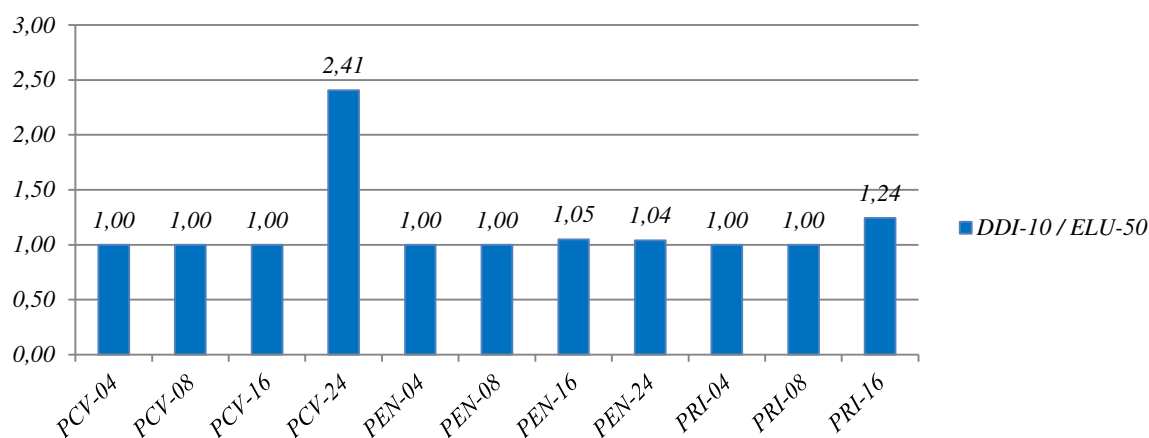


Fonte: o Autor.

Para a análise DDI-20, os modelos que puderam ser dimensionados não tiveram acréscimo de peso acima de 30%.

No gráfico da Figura 45 apresentam-se as relações entre os pesos obtidos nas análises DDI-10 e ELU-50.

Figura 45 – Relação entre os pesos obtidos nas análises DDI-10 e ELU-50.

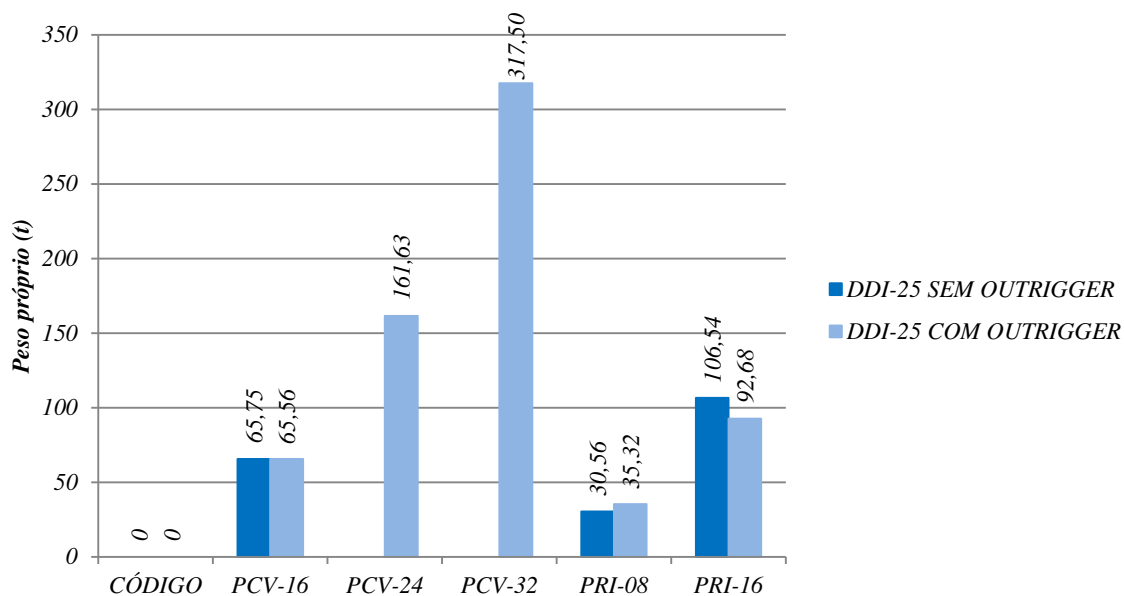


Fonte: o Autor.

Dentre os modelos dimensionados para as análises DDI-10, DDI-20 e DDI-50, os mais problemáticos são os contraventados (PCV) e os rígidos (PRI). Para fins de comparação, os modelos contraventados PCV-16 e PCV-24 e os modelos rígidos PRI-08 e PRI-16 foram substituídos pelos modelos com adição de *outrigger* nas análises DDI-10 e DDI-20. Também foi incluído o modelo PCV-32.

Na Figura 46 são apresentados os pesos obtidos para os modelos com e sem *outrigger* e as relações entre eles para as análises DDI-20.

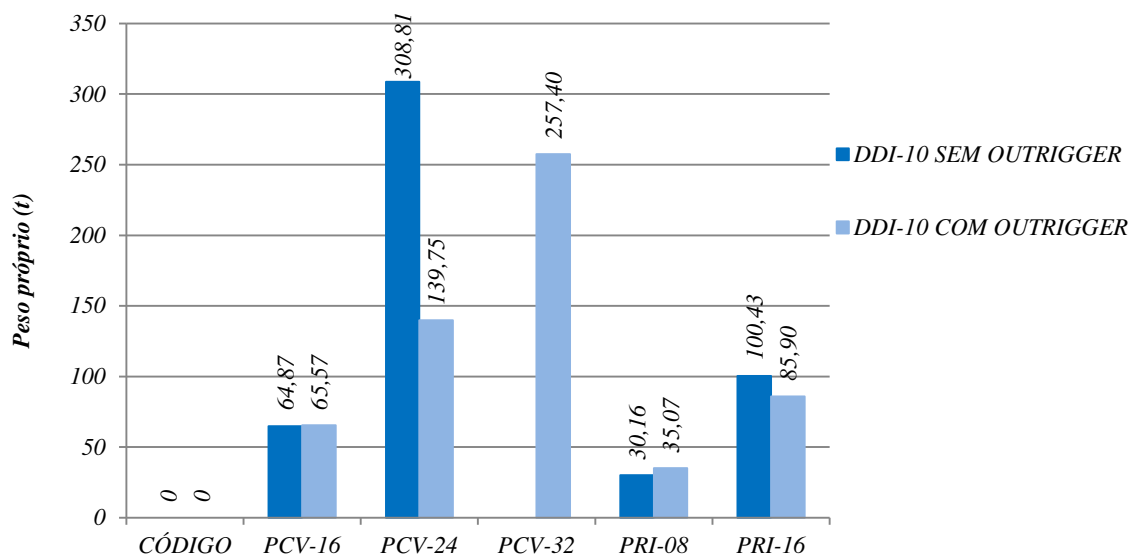
Figura 46 – Peso próprio dos modelos com e sem *outrigger* - DDI-20.



Fonte: o Autor.

Na Figura 47 são apresentados os pesos obtidos para os modelos com e sem *outrigger* e as relações entre eles para as análises DDI-10.

Figura 47 – Peso dos modelos com e sem *outrigger* obtidos na análise DDI-10.

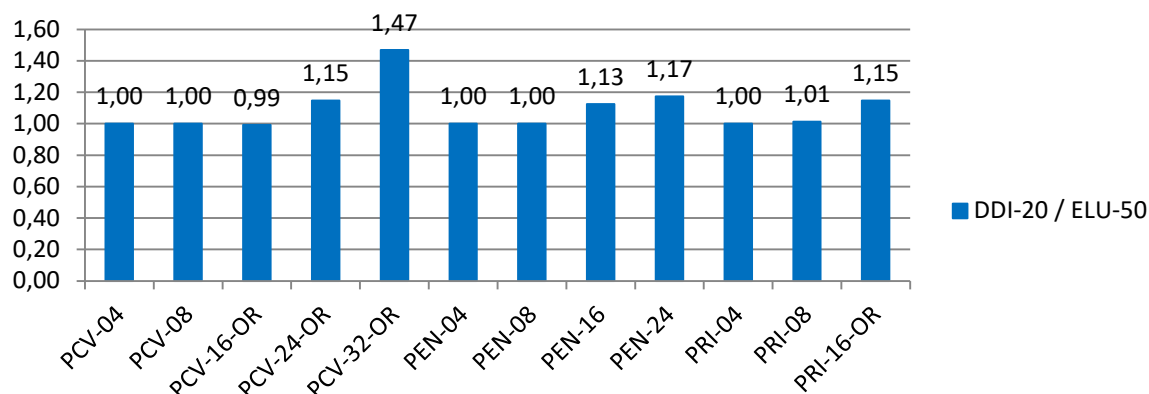


Fonte: o Autor.

Observa-se que com adição de *outrigger* nas análises DDI-10 e DDI-20 os modelos puderam ser dimensionados com pesos próprios bem inferiores aos sem *outrigger* nos pórticos contraventados, porém para os pórticos rígidos a redução não foi significativa. Substituindo os modelos PCV-16, PCV-24 e PRI-16 pelos modelos com adição de *outrigger* PCV-16-OR, PCV-24-OR e PRI-16-OR e adicionando o pórtico PCV-32-OR, observa-se que é possível atender os ELS (DDI-10 e DDI-20) com acréscimos de peso mais moderados.

Na Figura 48 são apresentadas as relações entre os pesos próprios obtidos na análise DDI-20 e ELU-50 para os modelos.

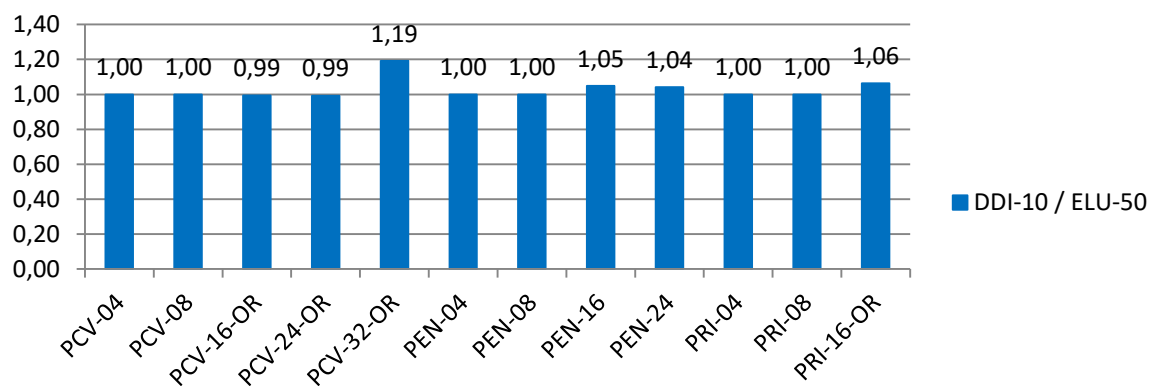
Figura 48 – Relação entre os pesos próprios – DDI-20 e ELU-50.



Fonte: o Autor.

Na Figura 49 são apresentadas as relações entre os pesos próprios obtidos na análise DDI-10 e ELU-50 para os modelos.

Figura 49 – Relação entre os pesos próprios – DDI-10 e ELU-50.



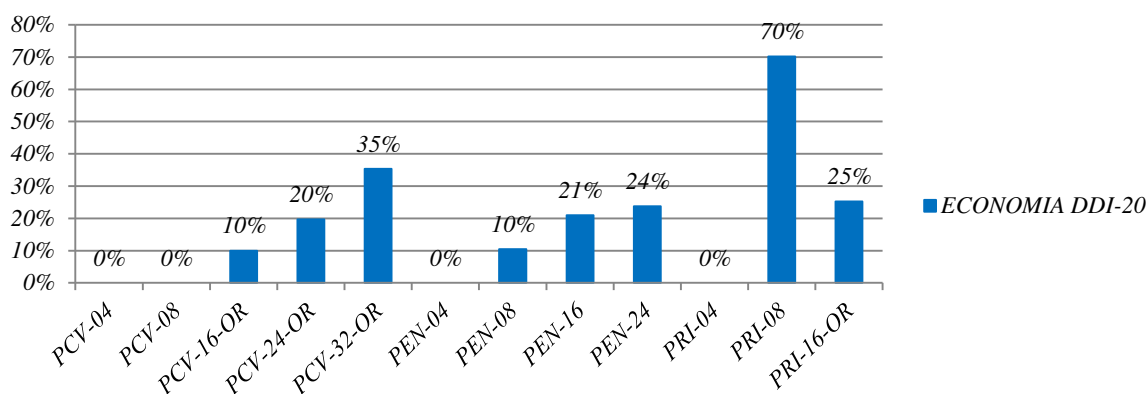
Fonte: o Autor.

Nas duas análises (DDI-10 e DDI-20), desde que utilizados os melhores sistemas estruturais entre os apresentados nesse trabalho, os resultados apresentam-se homogêneos. Para a análise DDI-10 os acréscimos de peso para os modelos (exceto PCV-32-OR) são inferiores a 10% e para análise DDI-20 a 20%. O modelo PCV-32 possui maior acréscimo de aço em relação ao ELU, mas foi dimensionado utilizando-se um aço com maior resistência mecânica que para os outros modelos, o que levou a um dimensionamento para ELU mais leve.

A escolha de sistemas estruturais que se adequem às mais variadas situações de projeto existentes é o que humaniza a realização dos projetos. Os programas de computadores proporcionam aos engenheiros agilidade, facilidades na realização das modificações, possibilidade de simulações e melhora significativa na compatibilização, mas o bom projeto ainda dependerá de decisões tomadas pelos engenheiros. Neste estudo percebe-se que a adição de elementos estruturais em posições estratégicas do edifício podem trazer enormes benefícios econômicos e principalmente melhorar o desempenho aos ELS relacionados a ações horizontais do edifício.

A proposta de se utilizar períodos de retorno de vento inferiores ao de 50 anos para verificação dos ELS é uma tendência internacional. Percebe-se que para ventos de 20 anos há uma enorme economia de aço para atendimento ao critério de DDI (Figura 50), principalmente se a escolha do sistema estrutural for correta. O critério que limita as distorções nos painéis é o que representa de fato a melhor estratégia para atendimento a esse estado-limite de serviço visto que o objetivo para essa verificação é limitar os danos nos elementos não estruturais conectados à estrutura, principalmente o sistema de vedação vertical.

Figura 50 – Economia de aço pela utilização do critério DDI-20 frente ao critério DDI-50.



Fonte: o Autor.

Para edifícios de até oito pavimentos os critérios verificados neste trabalho não interferem significativamente no consumo de aço, porém, considerando que a relação entre a altura e a menor dimensão em planta dos edifícios até 8 pavimentos desse trabalho é baixa, não é possível dizer que isso ocorrerá sempre para edifícios desse porte.

Para os edifícios acima de dezesseis pavimentos, utilizar período de retorno de 50 anos para as combinações últimas e de 20 anos para as combinações de serviço, adotar o critério de DDI para verificação de ELS e escolher um sistema estrutural adequado é uma estratégia que gera estruturas com desempenho satisfatório ao ELS e com segurança em relação aos ELU. Para os ELS, estabelecer um vento com período de retorno de 20 anos parece razoável, pois um período de 20 anos é metade da vida útil de projeto da estrutura e os materiais não estruturais aplicados na estrutura geralmente não apresentam essa durabilidade já que sofrem com outros fatores, como intempéries, variações de temperatura e patologias provocadas pela própria utilização.

O critério que considera um vento com período de retorno de 20 anos para verificação de ELS de deslocamento horizontal excessivo para edifícios pode ser questionado pelo fato de não atender às prescrições para a ABNT NBR 15.575-1:2013 no que se refere à vida útil de projeto do sistema de vedação vertical externo que é de 40 anos. Para que isso não ocorra é mais razoável desvincular o sistema de vedação vertical externa da estrutura do que verificar os ELS para um vento com período de retorno de 50 anos, uma vez que enrijecer a estrutura pode gerar um custo muito alto. Em edifícios de menor porte, onde a consideração de um período de retorno de 50 anos para o vento não gera acréscimo de aço na estrutura, a alvenaria de vedação externa poderia ser executada vinculada.

Para todos os modelos elaborados para a realização desse trabalho foram consideradas rótulas perfeitas nas ligações articuladas e engastamento perfeito nas ligações rígidas. Essa simplificação pode gerar distorções nos painéis submetidos à ação do vento que não sejam compatíveis com o que ocorre na realidade. Para um melhor entendimento do comportamento dos pórticos frente aos efeitos das ações de vento é recomendável que sejam realizadas novas análises considerando melhor a capacidade de transferência de momentos de todas as ligações dos pórticos.

4.2. Recomendação de procedimento integrado de análise e dimensionamento considerando o critério DDI/DMI

Durante a elaboração deste trabalho notou-se certa complexidade nos procedimentos relacionados às análises necessárias ao dimensionamento de edifícios de múltiplos pavimentos em estrutura de aço. A obrigatoriedade de realizar a ASO (exceto no caso de estruturas de pequena deslocabilidade nos casos previstos pela ABNT NBR 8800:2008) gera a necessidade de elaborar dois modelos, sendo um para ELU e outro para ELS. Para cálculo dos deslocamentos, o módulo de elasticidade do aço deve ser $E_{aço} = 200.000$ MPa, enquanto para ELU deve-se utilizar um módulo reduzido (nas estruturas de média e grande deslocabilidade) para consideração das imperfeições de material.

Há certa dificuldade para realizar classificação dos modelos considerando-se os limites de deslocabilidade prescritos pela ABNT NBR 8800:2008. Se a estrutura for classificada como de média deslocabilidade, a rigidez das barras deve ser reduzida para levar em conta as imperfeições iniciais. Com a rigidez reduzida, o coeficiente B_2 aumenta e, conseqüentemente, os esforços de segunda ordem, o que normalmente requer elementos mais pesados. Com o aumento das seções transversais, pode haver uma redução no coeficiente B_2 e a estrutura passar a ser de pequena deslocabilidade, permitindo usar novamente a rigidez original, o que reduziria os esforços e as seções transversais para ELU. Isso acaba se tornando um processo iterativo, até que as relações entre as análises de segunda e primeira ordem se estabilizem.

Neste item recomenda-se um procedimento integrado para classificar a estrutura, dimensioná-la para os ELU e verificá-la para os ELS, com base em um mesmo modelo estrutural. O procedimento proposto evita a criação de modelos distintos, reduz a possibilidade de erros, melhora a visualização do comportamento global frente a todos os estados-limites e permite o uso de ferramentas computacionais mais integradas.

4.2.1. Recomendações de parâmetros a adotar nas análises

O Quadro 21 contém as principais premissas para o procedimento proposto. O principal aspecto desse procedimento de análise é a redução do módulo de elasticidade do aço ($E_{aço} = 160.000$ MPa). Independentemente da classificação da estrutura, a consideração das imperfeições iniciais de material é uma estratégia que não altera significativamente o seu dimensionamento final e pode ser admitida em todos os tipos de análise.

Quadro 21 – Premissas estabelecidas para o procedimento integrado proposto.

Parâmetro	Recomendação
Vento para ELU	Período de retorno de 50 anos
Vento para ELS	Período de retorno de 20 anos
Módulo de elasticidade do aço	Consideração das imperfeições iniciais $E_{aço} = 160.000 \text{ MPa}$
Critério de ELS – Deslocamento horizontal excessivo	DDI/DMI (GRIFFIS, 1993)
Critério de ELS – Deslocamento vertical excessivo	Prescritos na ABNT NBR 8800:2008 corrigidos para módulo de elasticidade reduzido

Fonte: O Autor

4.2.2. Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

No Quadro 22 apresenta-se a classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, considerando-se o módulo de elasticidade reduzido do aço ($E_{aço} = 160.000 \text{ MPa}$), segundo o proposto por Fakury, Silva e Caldas (2016). Como os esforços de segunda ordem devem ser sempre considerados para o dimensionamento nos ELU, a classificação serve como um indicador do grau de deslocabilidade da estrutura e da magnitude dos efeitos de segunda ordem, mesmo no caso de estruturas de pequena deslocabilidade.

Quadro 22 - Classificação quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais.

Coefficiente B_2	Classificação da estrutura
$B_2 \leq 1,13$	Estrutura de pequena deslocabilidade
$1,13 \leq B_2 \leq 1,55$	Estrutura de média deslocabilidade
$B_2 \geq 1,55$	Estrutura de grande deslocabilidade

Fonte: (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016)

4.2.3. Análises a realizar

No Quadro 23 são apresentadas as análises a realizar para obtenção dos esforços e deslocamentos, de acordo com a deslocabilidade da estrutura.

Quadro 23 – Tipos de análise recomendados.

Coefficiente	ELU	ELS
$B_2 \leq 1,13$	Segunda Ordem	Primeira Ordem
$1,13 \leq B_2 \leq 1,55$	Segunda Ordem	Primeira Ordem
$B_2 \geq 1,55$	Segunda Ordem	Segunda Ordem

Fonte: O Autor.

4.2.4. Limites adotados para avaliação dos ELS para estruturas de pequena e média deslocabilidade

No Quadro 24 apresentam-se os critérios de estado-limite de serviço que devem ser adotados, considerando-se que as análises devem ser realizadas com o módulo de elasticidade reduzido.

Quadro 24 – Critérios adotados para os ELS.

Verificação de Serviço	Critério adotado
Método DDI	$DDI = 0,250\%$
Deslocamentos verticais excessivos	Limites estabelecidos pela ABNT NBR 8800 multiplicados por um fator de correção 1,25.

Fonte: o Autor.

Os deslocamentos obtidos por meio de uma análise de primeira ordem considerando-se um módulo de elasticidade reduzido são amplificados. Para considerar isto, os limites devem ser ampliados. Por se tratar de uma análise elástica, há proporcionalidade dos resultados de deslocamento. Assim, deslocamentos obtidos com módulo de elasticidade reduzido são 25% maiores que aqueles obtidos considerando o módulo de elasticidade original. Por isso, os limites de deslocamento também devem ser aumentados em 25%.

6

CONCLUSÕES

5.1. Considerações finais

Nesse trabalho foram avaliados critérios para verificação dos estados limites de serviço de deslocamento horizontal excessivo em edifícios de múltiplos pavimentos em estrutura de aço, considerando os seguintes critérios: limitação do deslocamento no topo dos pilares em relação à base e interpavimento e limitação da distorção dos painéis de vedação devido ao efeito combinado dos deslocamentos horizontais e verticais dos nós.

No desenvolvimento do trabalho foram adotados modelos com cinco sistemas estruturais de pórticos planos com alturas diferentes e ventos com períodos de retorno variados.

Como as forças de arrasto do vento não são diretamente proporcionais à velocidade característica do vento, a redução do período de retorno não acarreta uma redução linear nos valores das forças de arrasto.

Os modelos de pórtico com painéis centrais contraventados (PCV) são menos deslocáveis do que os modelos de pórtico com painéis centrais com ligações rígidas (PRI) e de pórtico com

nós enrijecidos por mão francesa (PEN) para as mesmas alturas. A adição de *outriggers* não se mostrou eficiente para redução da deslocabilidade dos pórticos até 16 pavimentos, o que ocorre porque os efeitos do deslocamento de corpo rígido (efeitos *cantilever*) são pequenos. Para os modelos de 24 pavimentos a redução da deslocabilidade foi significativa.

Por serem menos deslocáveis e por apresentarem maior simplicidade nas ligações, os modelos PCV resultaram em estruturas com menor peso próprio para atendimento aos ELU, exceto para quatro pavimentos, onde o modelo PEN foi mais eficiente.

Com base nos resultados obtidos no Estudo 1, pode-se observar que há poucas diferenças no peso final obtido para os modelos entre a análise DTO-50 e a DHO-50, exceto para o modelo PCV-24 para o qual não houve solução possível na análise DTO-50. Isso mostra que na maior parte dos casos, mesmo adotando-se uma análise mais rigorosa, que considera os deslocamentos totais dos nós, pode-se atender ao critério prescrito pela ABNT NBR 8800:2008 com praticamente o mesmo peso da análise DHO, que é mais complexa. Além disso, entre as duas análises, a DTO-50 representa o comportamento do edifício de forma mais realista. Porém, o fato de não ser possível dimensionar o PCV-24 na análise DTO-50, mas somente na DHO-50, evidencia que há uma diferença entre as duas análises, o que demanda uma melhor investigação futura sobre o tema.

No Estudo 2 confirmou-se os resultados encontrados por outros pesquisadores apresentados no item 2.5 deste trabalho. Há grandes diferenças nos resultados da análise DDI-50 em relação à análise DTO-50. Pode-se observar que considerando apenas os deslocamentos interpavimentos (DTO-50) as distorções que provocam danos nos painéis de vedação dos pórticos são subestimadas, principalmente nos modelos PCV e PRI, onde o movimento de corpo rígido da região central do edifício promove grandes distorções nos painéis externos. Foi evidenciada a grande dificuldade para dimensionamento dos pórticos tipo PCV para a análise DDI-50 pelo mesmo motivo.

O dimensionamento para a análise DDI-50 para quase todos os modelos levou a uma estrutura mais pesada do que para a análise DTO-50. A análise DTO-50 já é considerada rigorosa, o que evidencia uma possível dificuldade de aceitação de uma nova metodologia que levaria a um aumento de peso da estrutura, apesar de ser mais realista.

Em função disso, no Estudo 3 os modelos mais críticos foram modificados com a adição de *outriggers*, o que fez com que os resultados para o dimensionamento nos ELS se aproximassem do dimensionamento para os ELU. As diferenças no comportamento entre os modelos com e sem *outrigger* na análise DDI-50 foram determinantes para que houvesse redução de peso, já que no pórtico com adição de *outrigger* a participação dos pilares externos na estrutura de contraventamento reduziu significativamente a parcela vertical da distorção. Mesmo com as mudanças propostas nos modelos com adição de *outrigger*, a consideração de ventos com período de retorno de 50 anos para as análises em ELS ainda se mostrou muito rigorosa.

No Estudo 4 pode-se perceber que para os modelos de menor altura, o período de retorno do vento interfere pouco, uma vez que, na maior parte dos casos, a estrutura que foi dimensionada para ELU já atendia aos ELS. Para os modelos acima de 16 pavimentos a redução do período de retorno do vento para verificação dos ELS leva a estruturas mais econômicas e que atendem aos ELU, considerando-se um período de retorno do vento de 50 anos. Observou-se que quando escolhidos os melhores sistemas estruturais para cada altura de edifício, os acréscimos de peso para atendimento ao limite proposto de *DDI* são razoáveis para ventos com períodos de retorno de 10 e 20 anos.

A adoção de um vento com período de retorno de 20 anos e a utilização do critério proposto por Griffis (1993), que considera as distorções dos painéis (*DDI*) para o estado-limite de serviço, pode ser entendida como uma boa estratégia de projeto em relação ao critério que considera a limitação do deslocamento no topo dos pilares em relação à base e interpavimento.

O período de retorno de 20 anos é da ordem da metade da vida útil de projeto da estrutura e é maior do que o tempo de vida útil de projeto de boa parte dos elementos não estruturais. Normalmente, esses elementos sofrem deterioração devido a fatores como intempéries, ações devidas a variação de temperatura, manutenção de instalações e danos devidos ao próprio uso.

O critério que considera um vento com período de retorno de 20 anos para verificação de ELS de deslocamento horizontal excessivo para edifícios pode ser questionado pelo fato de não atender às prescrições para a ABNT NBR 15.575-1:2013 no que se refere à vida útil de projeto do sistema de vedação vertical externo que é de 40 anos. Para que isso não ocorra é mais razoável desvincular o sistema de vedação vertical externa da estrutura do que verificar os ELS para um vento com período de retorno de 50 anos, uma vez que enrijecer a estrutura pode gerar

um custo muito alto. Em edifícios de menor porte, onde a consideração de um período de retorno de 50 anos para o vento não gera acréscimo de aço na estrutura, a alvenaria de vedação externa poderia ser executada vinculada.

Com base nos estudos realizados, conclui-se que o critério DDI/DMI é o que melhor representa o comportamento da estrutura em serviço, além de estar alinhado à tendência de normas nacionais e internacionais relacionadas à verificação do desempenho do edifício e de seus sistemas.

Deve-se salientar, porém, que o limite proposto neste trabalho para a verificação do critério de DDI/DMI ainda não foi objeto de estudos experimentais no Brasil. Apesar de servir como um critério para as análises de ELS, os valores limites de *DDI* ainda devem ser calibrados considerando as características de cada material de vedação, por meio de ensaios de cisalhamento no plano do tipo “*racking tests*”. Além disso, alguns tipos de vedação não são vinculados à estrutura e suportam certo grau de distorção no seu plano, o que reduz a possibilidade de sofrerem danos devido às movimentações da estrutura.

Por fim, para todos os modelos elaborados para a realização desse trabalho foram consideradas rótulas perfeitas nas ligações articuladas e engastamento perfeito nas ligações rígidas. Essa simplificação pode gerar distorções nos painéis submetidos à ação do vento que não sejam compatíveis com o que ocorre na realidade. Para um melhor entendimento do comportamento dos pórticos frente aos efeitos das ações de vento é recomendável que sejam realizadas novas análises considerando melhor a capacidade de transferência de momentos de todas as ligações dos pórticos.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Como forma de complementação e avanço nos estudos realizados neste trabalho, sugerem-se alguns temas que podem ser melhor explorados:

- a) campanha experimental com ensaios de cisalhamento no plano para os materiais não estruturais mais utilizados na construção civil;
- b) avaliação dos pórticos estudados nesse trabalho considerando a capacidade de transmissão de momentos fletores de todas as ligações (ligações semi-rígidas);
- c) avaliação de custos de construção x custos de manutenção para diferentes períodos de retorno de vento;
- d) avaliação do comportamento em relação à distorção dos painéis na avaliação de DMI e DDI para sistemas estruturais híbridos e mistos de aço e concreto, contendo núcleos de concreto, paredes de cisalhamento ou outras estruturas de contraventamento;
- e) avaliação dos critérios de estado-limite de serviço de deslocamentos horizontais de pórticos de aço considerando a interação solo-estrutura;
- f) avaliação das estruturas propostas nesta pesquisa para ELS-Vibração Excessiva;
- g) avaliação dos efeitos de distorção dos painéis (DMI / DDI) para estruturas de concreto armado;
- h) avaliação dos efeitos combinados de variação de temperatura e da ação do vento na distorção dos painéis de vedação.

Referências

- ALGAN, B. B. **Drift and Damage Considerations in Earthquake-Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings**. Thesis - Doctor of Philosophy in Civil Engineering - Graduate College of the University of Illinois, Urbana-Champaign, 1982.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. **Steel Design Guide 3 - Second Edition. Serviceability Design Considerations for Steel Building**. USA , 2003.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE 7-02. **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. USA, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15.575-1. **Edificações Habitacionais - Desempenho - Parte 1: Requisitos Gerais**. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15.575-2. **Edificações Habitacionais - Desempenho - Parte 2: Sistemas Estruturais**. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123. **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800. **Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- ASWEGAN, K. P. **Rational Procedure for Damage Based Serviceability Design of Steel Buildings Under Wind Loads and a Simple Linear Response History Procedure for Building Codes**. Thesis - Master of Science in Civil Engineering - Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg , 2013.

ASWEGAN, K.; CHARNEY, F. A.; JARRET, J. **Recommended Procedures for Damage Based Serviceability Design of Steel Buildings under Wind Loads.** Engineering Journal, 2013.

BERDING, D; CHARNEY, F. A. **The Effect of Modeling Parameters on the Wind Drift of Steel Frame Buildings.** 2007 Structures Congress: New Horizons and Better Practices – ASCE, 2007.

BERDING, D. C. **Wind Drift Design of Steel Framed Buildings: An Analytical Study and a Survey of the Practice.** Thesis - Master of Science in Civil Engineering - Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 2006.

CASTRO, E. M. C. **Patologia dos Edifícios em Estrutura Metálica.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1999.

CHARNEY, F. A.; BERDING, D. **Analysis and Commentary on the Results of a Nation Wide State-of-the-Practice Survey on Wind Drift Analysis and Design.** 2007 Structures Congress: New Horizons and Better Practices – ASCE, 2007.

CHARNEY, F. A. **Wind drift serviceability limit state design of multistory buildings.** Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1990, Vol. 36, pp. 203-212.

EUROCODES COMMITTEE, SCIENTIFIC AND TECHNICAL CHAMBER OF CYPRUS UNDER A MINISTRY OF INTERIOR'S PROGRAM. CYS EN 1993-1-1. 2005. **Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General rules and rules for building, Cyprus National Anex.** CYPRUS, 2005.

FAKURY, R. H., SILVA, A. L. R. C; CALDAS, R.B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto.** Pearson, São Paulo, 2016.

GALAMBOS, T. V; ELIINGWOOD, B. **Serviceability Limit States: Deflection.** Journal of Sctructural Engineering, 1986, Vols. 112-1, pp. 67-84.

GOMAN, W. M. H. **The Evolution of Outrigger System in Tall Buildings.** ResearchGate, 2016.

GRIFFIS, L. G. **Serviceability Limity States Under Wind Load.** Engineering Journal - American of Steel Construction Inc, 1993, pp. 1-15.

PRASAD, J. D.; KUMAR, S. **Comparison of Seismic Performance of Outrigger and Bell Truss System a RCC Building with Vertical Irregularity.** International Journal of Research in Engineering and Technology, India, 2016, pp. 125-132.

RIBEIRO, L. F. L. **Utilização de outriggers em edifícios altos.** Tese - Doutorado em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

ROCKEY, K., et al. **The Finite Element Method, a Basic Introduction.** Halsted Press, New York, 1975.

SAKIYAMA, F. I. H. **Estratégia para Otimização do Dimensionamento de Estruturas Reticuladas Planas de Aço.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2015.

SMITH, R. **Deflection Limits in Tall Buildings – Are they useful?** 2011 Structures Congress: New Horizons and Better Practices – ASCE, 2011.

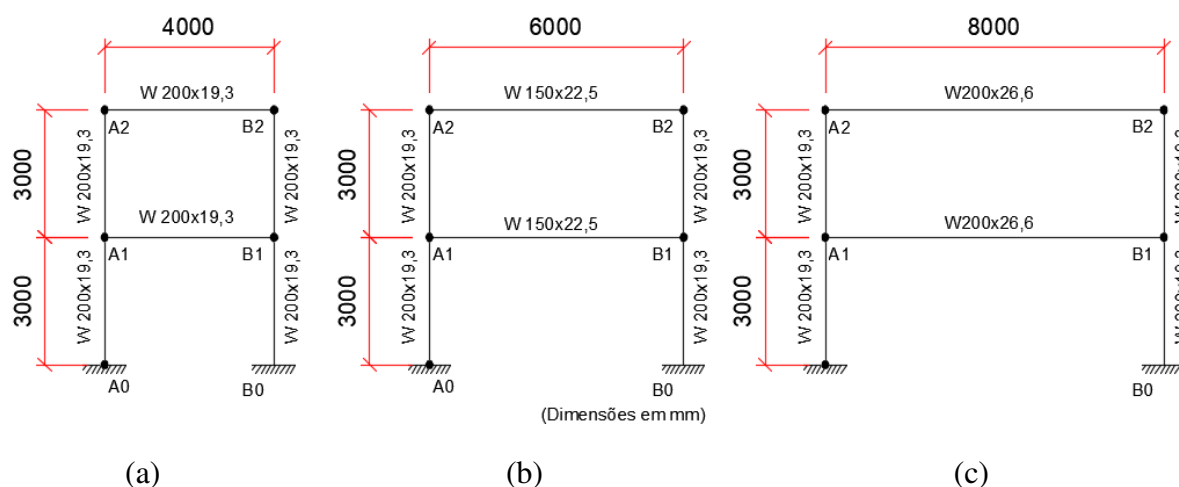
TARANATH, B. S. **Structural Analysis and Design of Tall Buildings - Steel and Composite Construction, 1st edition eBook.** CRC Press - Taylor and Francis Group, Boca Raton, 2012.

Apêndice A

Estudo preliminar para definição do vão livre dos modelos estruturais

Foram realizadas análises estruturais prévias para três vão escolhidos inicialmente, como mostrado na Figura A.1: (a) vão de 4 metros; (b) vão de 6m e (c) vão de 8m.

Figura A.1 – Pórticos com vão único

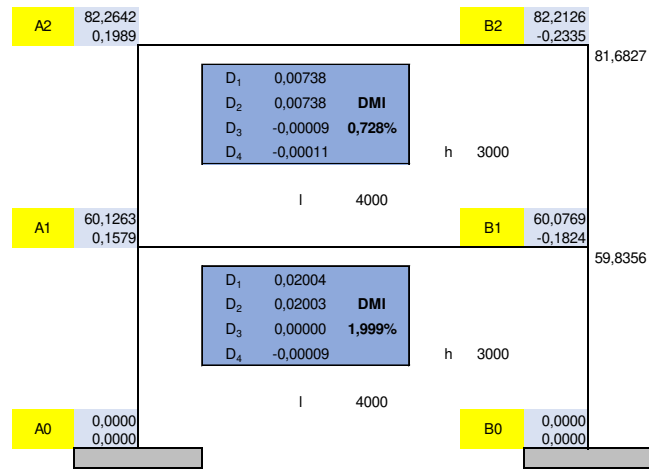


Fonte: o Autor.

Para os três modelos foi aplicada uma ação horizontal de 10 kN nos nós A1 e A2. Com os esforços solicitantes, as estruturas foram dimensionadas para ELU de acordo com a norma AISC 360:16. Após isso, os dados foram exportados para o Excel e foram calculados os *DMIs* para os três pórticos. Os resultados são apresentados na Figura A.2 (resultados para o vão de 4 metros), Figura A.3 (resultados para o vão de 6m) e Figura A.4 (resultados para vãos de 8m).

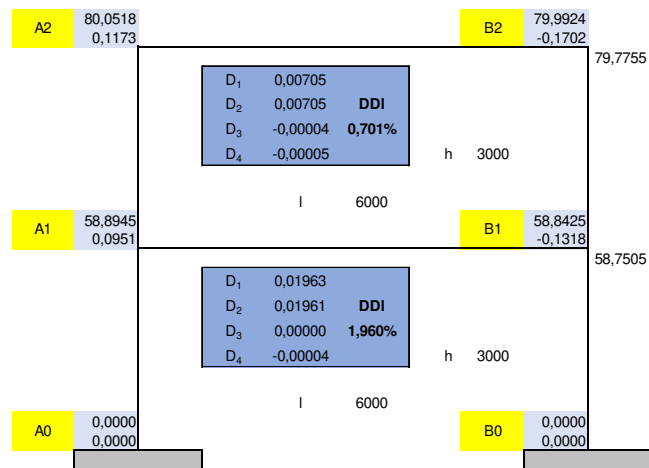
Como o pórtico com 8m de vão apresentou os maiores *DMIs*, isto significa que os modelos com este vão tendem a ser mais problemáticos. Portanto, os pórticos desta pesquisa foram todos modelados para vãos de 8 m.

Figura A.2 – Resultados de DMI para os pórticos com vão de 4 metros



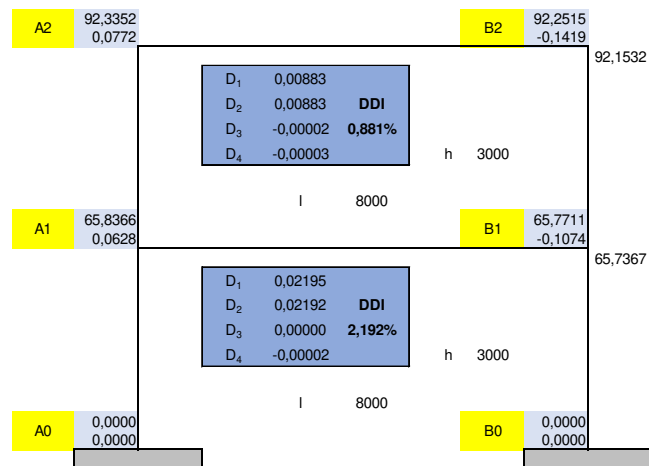
Fonte: o Autor.

Figura A.3 – Resultados de DMI para os pórticos com vão de 4 metros



Fonte: o Autor.

Figura A.4 – Resultados de DMI para os pórticos com vão de 4 metros



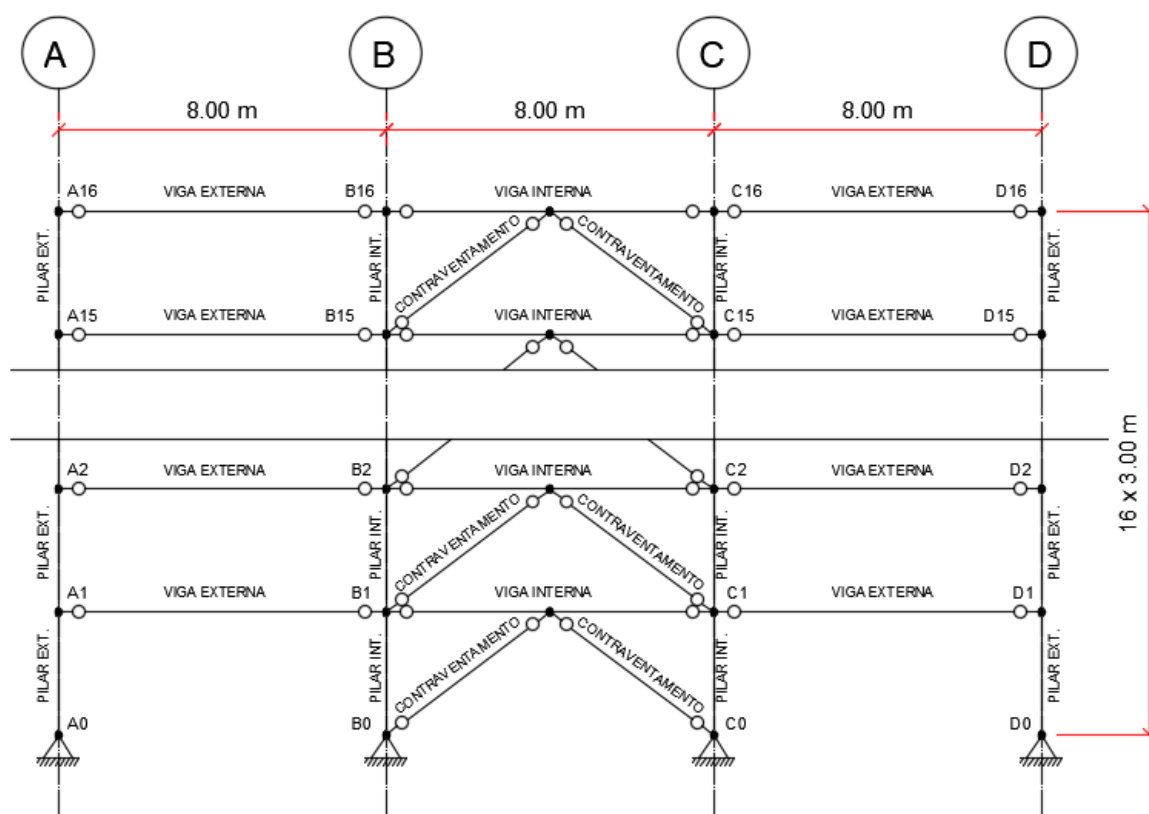
Fonte: o Autor.

Apêndice B

Resultados das análises realizadas de parte dos modelos estudados

B.1 – Resultados para o Modelo PCV-16

Figura B.1.1 – Esquema estrutural do modelo PCV-16.



Fonte: o Autor.

B.1.1 Perfis soldados obtidos no dimensionamento dos modelos para as análises realizadas

Tabela B.1.1.1 – Perfis obtidos na análise ELU-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 - 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	VS 400 x 38	CS 250 x 49
05 - 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	VS 400 x 34	CS 250 x 43
09 - 12	CS 350 x 89	CS 450 x 175	VS 500 x 88	VS 400 x 30	CS 200 x 34
13 - 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	VS 350 x 26	CS 200 x 29

Fonte: o Autor.

Tabela B.1.1.2 – Perfis obtidos na análise DTO-50, DTO-20 e DTO-10.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	VS 400 x 38	CS 250 x 49
05 – 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	VS 400 x 34	CS 250 x 43
09 – 12	CS 350 x 89	CS 450 x 175	VS 500 x 88	VS 400 x 30	CS 200 x 34
13 – 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	VS 350 x 26	CS 200 x 29

Fonte: o Autor.

Tabela B.1.1.3 – Perfis obtidos na análise DHO.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	VS 400 x 38	CS 250 x 49
05 – 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	VS 400 x 34	CS 250 x 43
09 – 12	CS 350 x 89	CS 450 x 175	VS 500 x 88	VS 400 x 30	CS 200 x 34
13 – 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	VS 350 x 26	CS 200 x 29

Fonte: o Autor.

Tabela B.1.1.4 – Perfis obtidos na análise DDI-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	CS 750 x 687	CS 750 x 687
05 – 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	CS 750 x 687	CS 750 x 687
09 – 12	CS 350 x 89	CS 450 x 175	VS 500 x 88	CS 750 x 687	CS 750 x 687
13 – 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	CS 750 x 687	CS 750 x 687

Fonte: o Autor.

Tabela B.1.1.5 – Perfis obtidos na análise DDI-20.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	VS 400 x 38	CS 250 x 49
05 – 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	VS 400 x 34	CS 250 x 43
09 – 12	CS 350 x 89	CS 450 x 175	VS 500 x 88	VS 400 x 30	CS 350 x 89
13 – 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	VS 350 x 26	CS 200 x 41

Fonte: o Autor.

Tabela B.1.1.6 – Perfis obtidos na análise DDI-10.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	VS 400 x 38	CS 250 x 49
05 – 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	VS 400 x 34	CS 250 x 43
09 – 12	CS 350 x 89	CS 450 x 175	VS 500 x 88	VS 400 x 30	CS 200 x 34
13 – 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	VS 350 x 26	CS 200 x 29

Fonte: o Autor.

B.1.2 Distorções obtidas para a análise DDI-50

Figura B.1.2.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.

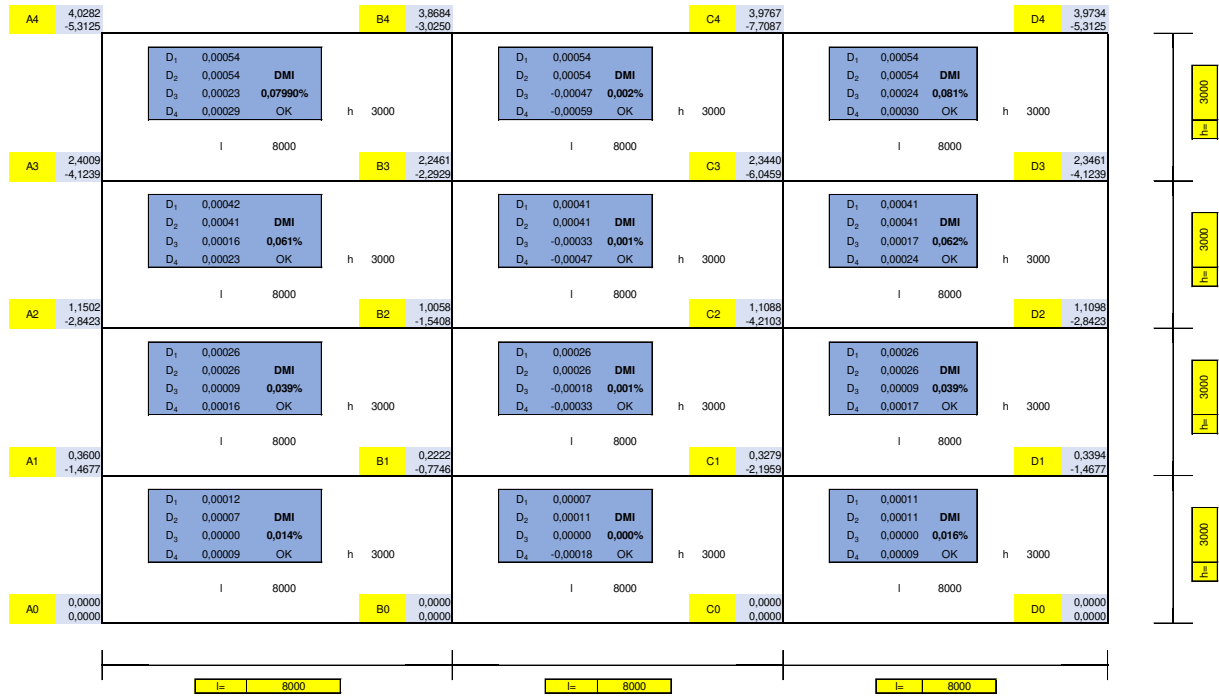
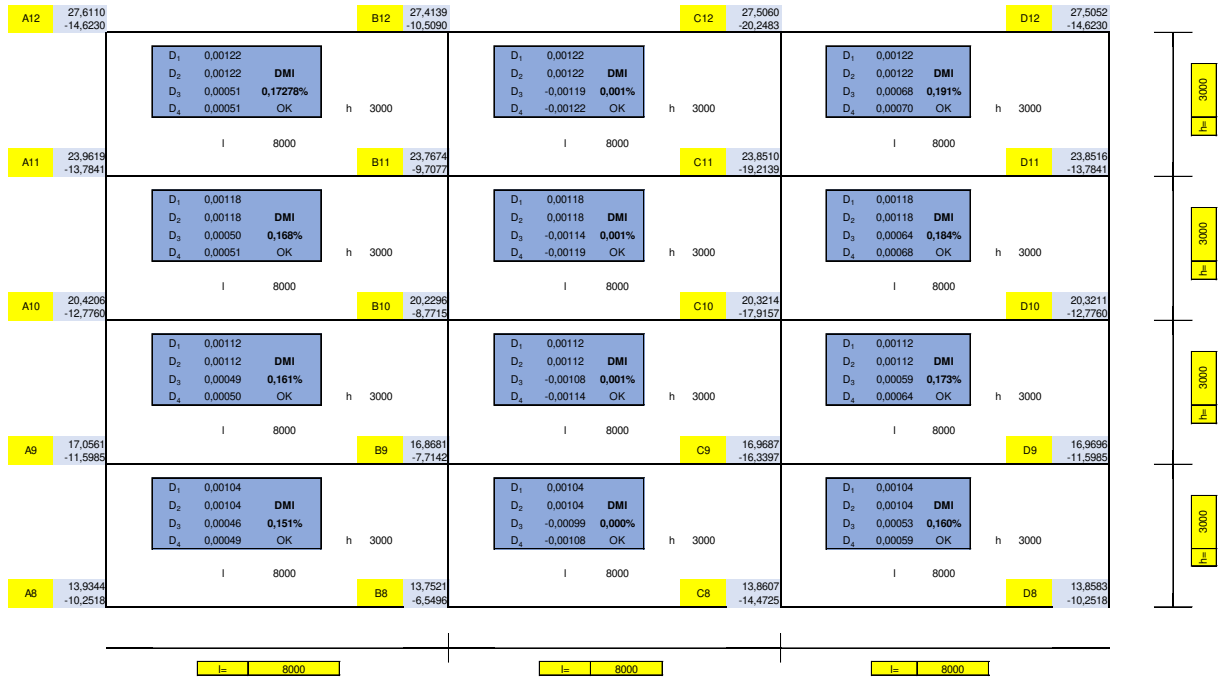


Figura B.1.2.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.

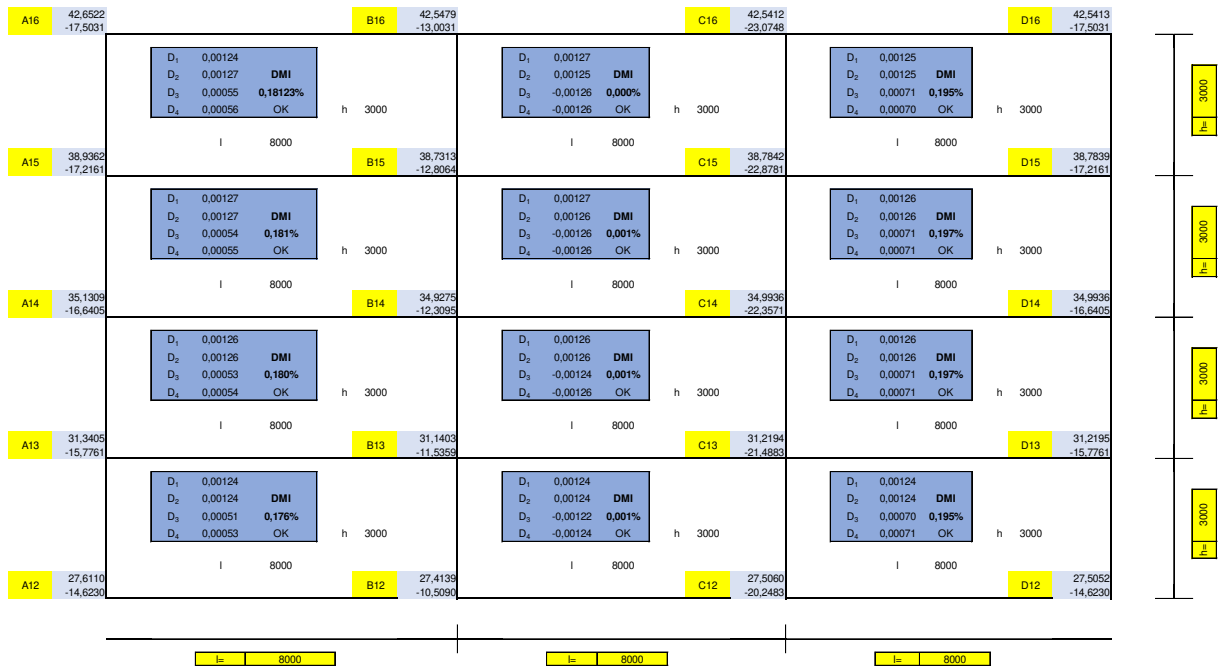


Figura B.1.2.3 – Avaliação das distorções do 9º ao 12º pavimento.



Fonte: o Autor.

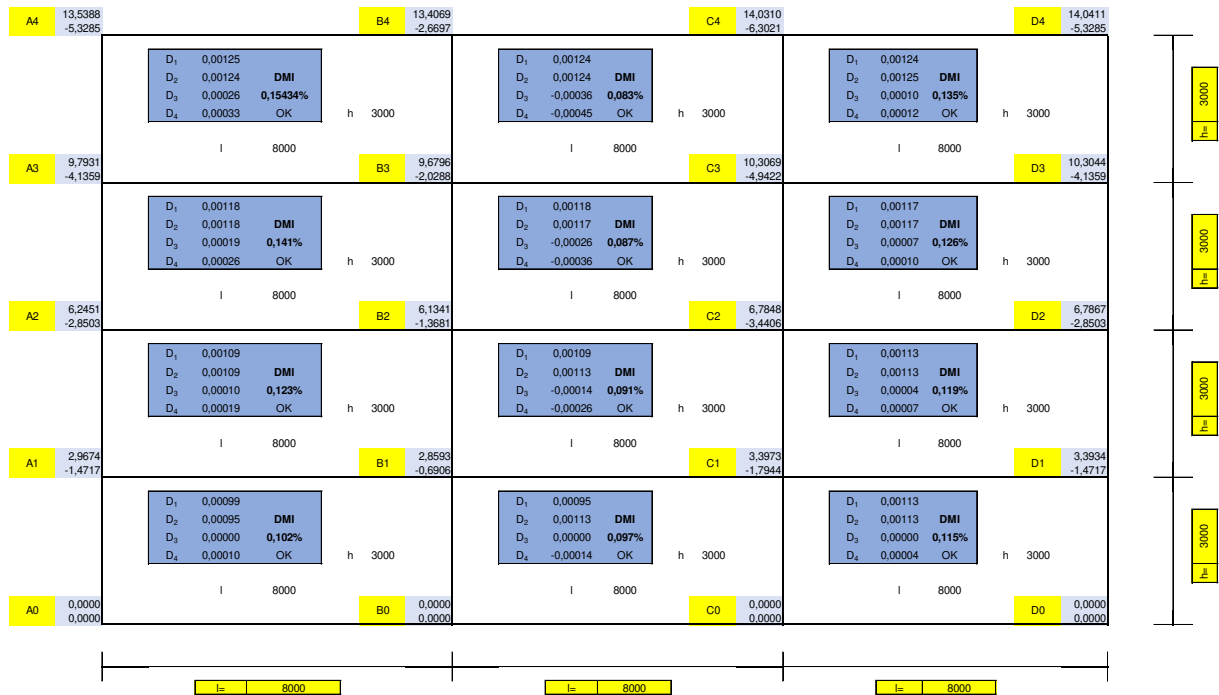
Figura B.1.2.4 – Avaliação das distorções do 13º ao 16º pavimento.



Fonte: o Autor.

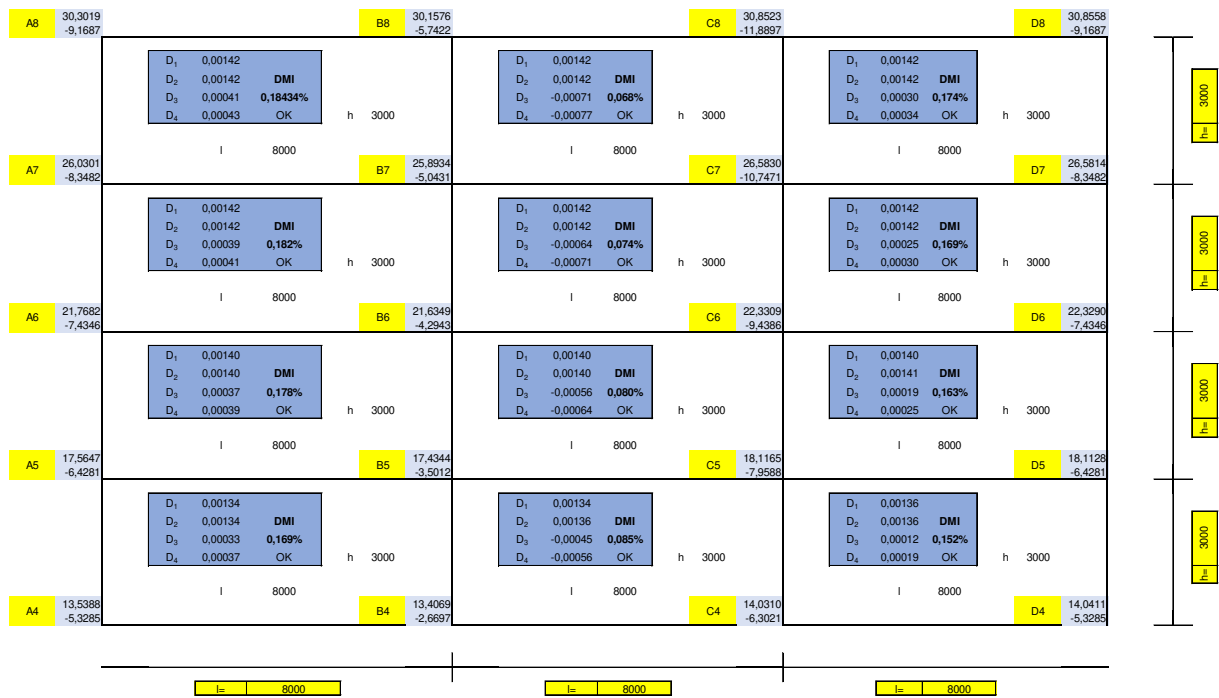
B.1.3 Distorções obtidas para a análise DDI-20

Figura B.1.3.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



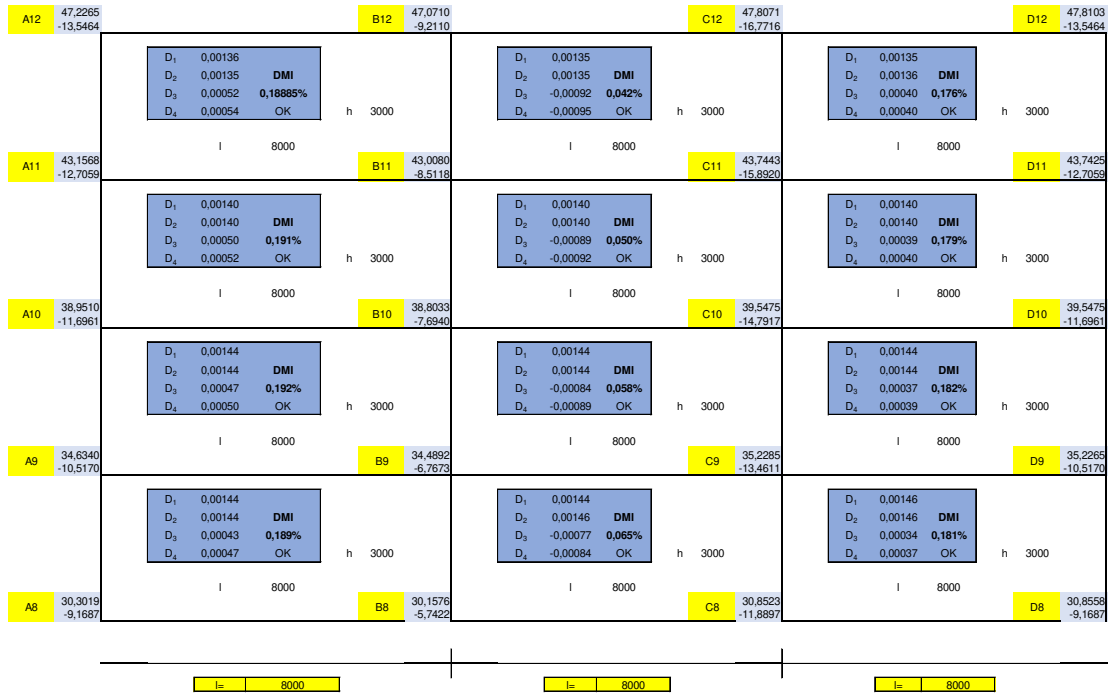
Fonte: o Autor.

Figura B.1.3.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



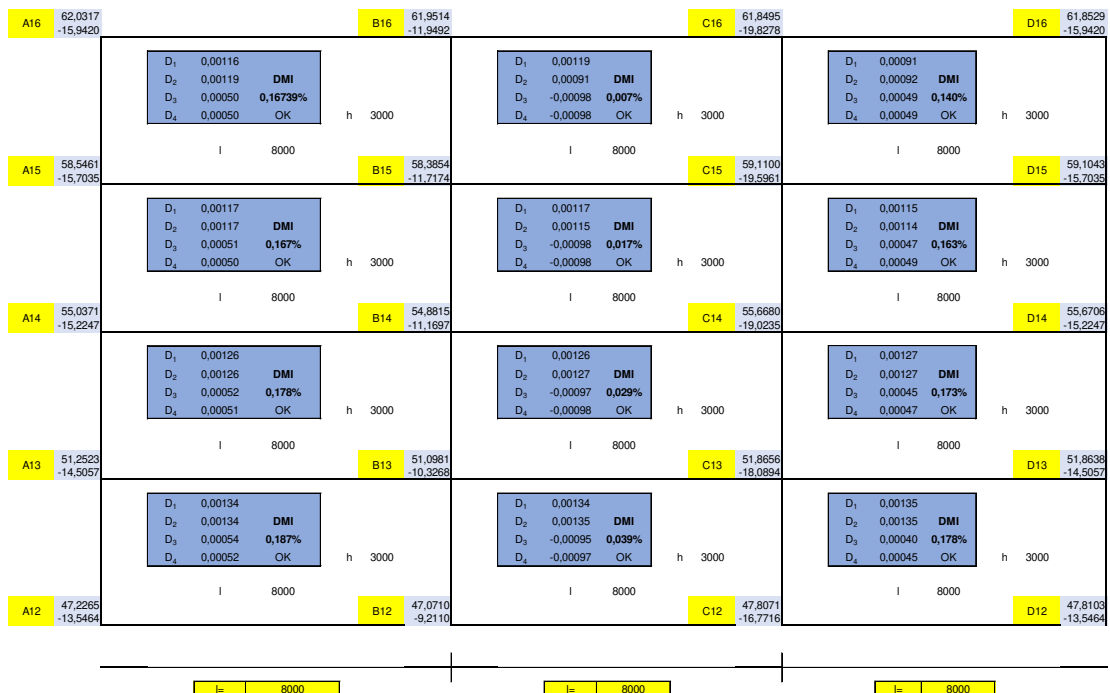
Fonte: o Autor.

Figura B.1.3.3 – Avaliação das distorções do 9º ao 12º pavimento.



Fonte: o Autor.

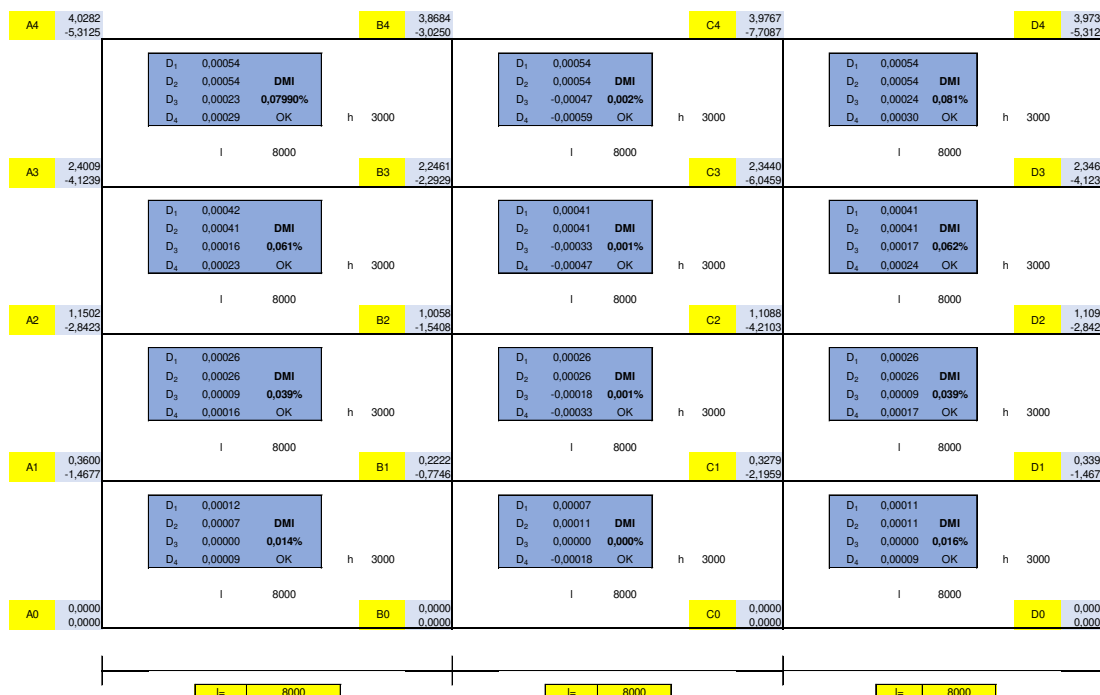
Figura B.1.3.4 – Avaliação das distorções do 13º ao 16º pavimento



Fonte: o Autor.

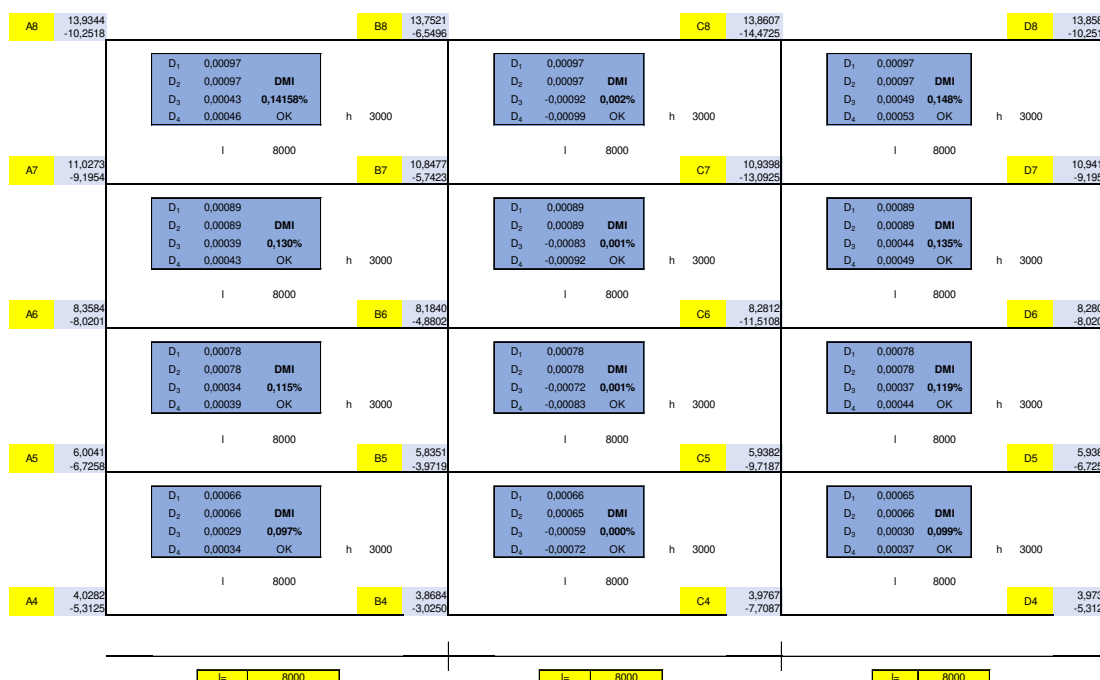
B.1.4 Distorções obtidas para a análise DDI-10

Figura B.1.4.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



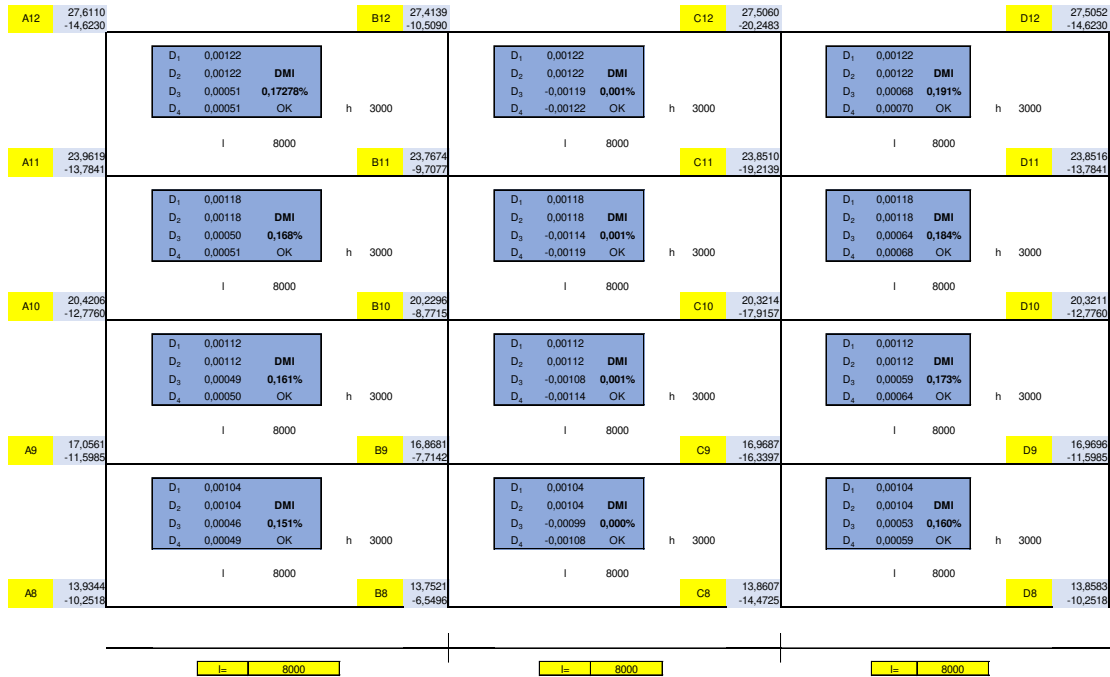
Fonte: o Autor.

Figura B.1.4.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



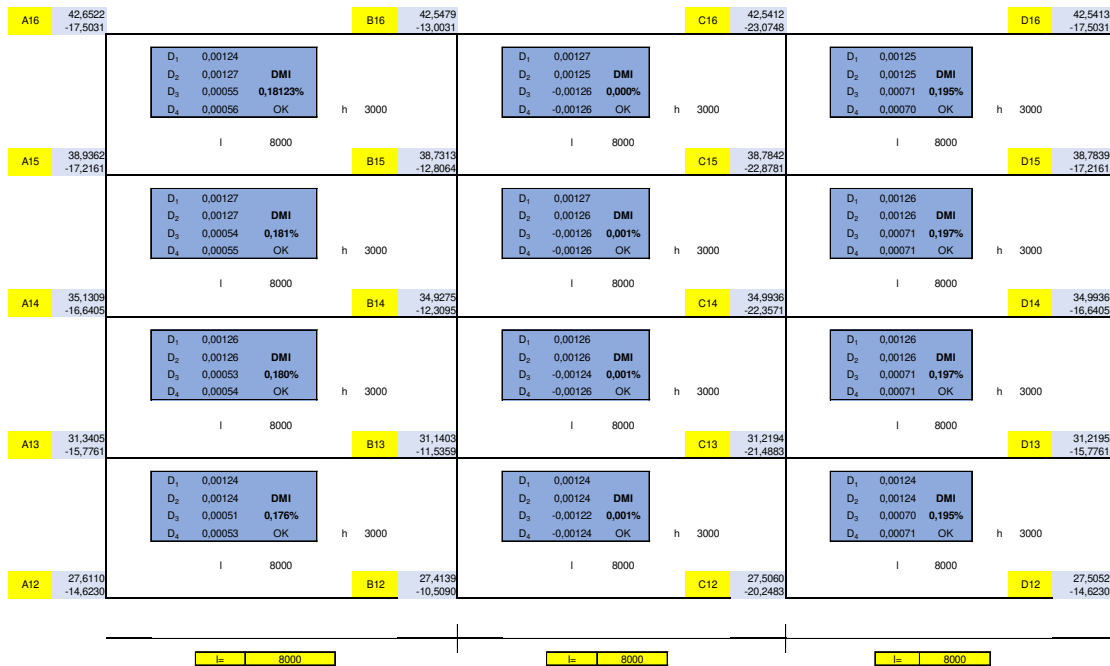
Fonte: o Autor.

Figura B.1.4.3 – Avaliação das distorções do 9º ao 12º pavimento.



Fonte: o Autor.

Figura B.1.4.4 – Avaliação das distorções do 13º ao 16º pavimento.



Fonte: o Autor.

B.1.5 Deslocamentos interpavimentos obtidos para as análises DTO-50, DTO-20, DTO-10 e DHO-50

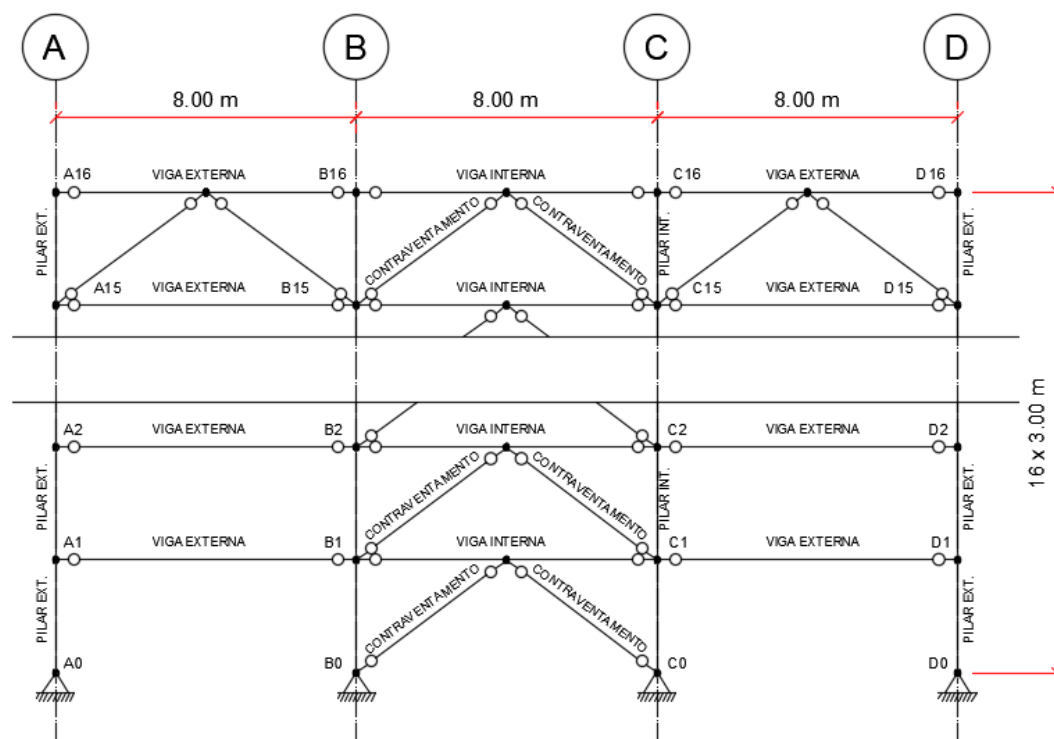
Tabela B.1.5.1 – Deslocamentos horizontais interpavimentos.

Referência	DTO-50 (mm)	DTO-20 (mm)	DTO-10 (mm)	DTO-10 (mm)
0 – 1	4,3	3,6	2,7	2,4
1 – 2	4,3	3,6	2,7	2,3
2 – 3	4,6	3,7	2,8	2,2
3 – 4	4,8	3,9	2,9	2,1
4 – 5	5,2	4,2	3,2	2,1
5 – 6	5,4	4,4	3,3	2,0
6 – 7	5,4	4,4	3,3	1,8
7 – 8	5,5	4,5	3,4	1,7
8 – 9	5,8	4,7	3,6	1,8
9 – 10	5,8	4,7	3,5	1,6
10 – 11	5,6	4,5	3,4	1,4
11 – 12	5,4	4,3	3,3	1,1
12 – 13	5,3	4,3	3,3	1,0
13 – 14	4,9	4,0	3,0	0,8
14 – 15	4,5	3,6	2,7	0,5
15 – 16	3,6	2,8	2,0	0,2

Fonte: o Autor.

B.2 – Resultados para o Modelo PCV-16-OR

Figura B.2.1 – Esquema estrutural do modelo PCV-16-OR.



Fonte: o Autor.

B.2.1 Perfis soldados obtidos no dimensionamento dos modelos para as análises realizadas

Tabela B.2.1.1 – Perfis obtidos na análise ELU-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 - 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	VS 400 x 38	CS 250 x 49
05 - 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	VS 400 x 34	CS 250 x 43
09 - 12	CS 350 x 89	CS 450 x 175	VS 500 x 88	VS 400 x 30	CS 200 x 34
13 - 15	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	VS 350 x 26	CS 200 x 29
15 - 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	CVS 500 x 123	CS 250 x 49

Fonte: o Autor.

Tabela B.2.1.2 – Perfis obtidos na análise DDI-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 - 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	VS 400 x 38	CS 300 x 62
05 - 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	VS 400 x 34	CS 300 x 62
09 - 12	CS 350 x 108	CS 450 x 175	VS 500 x 88	VS 400 x 30	CS 250 x 49
13 - 15	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	VS 350 x 26	CS 200 x 29
15 - 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	CVS 500 x 123	CVS 500 x 123	CVS 500 x 123

Fonte: o Autor.

Tabela B.2.1.3 – Perfis obtidos na análise DDI-20.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 - 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	VS 400 x 38	CS 250 x 49
05 - 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	VS 400 x 34	CS 250 x 43
09 - 12	CS 350 x 89	CS 450 x 175	VS 500 x 88	VS 400 x 30	CS 200 x 34
13 - 15	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	VS 350 x 26	CS 200 x 29
15 - 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	CVS 500 x 123	CS 250 x 49

Fonte: o Autor.

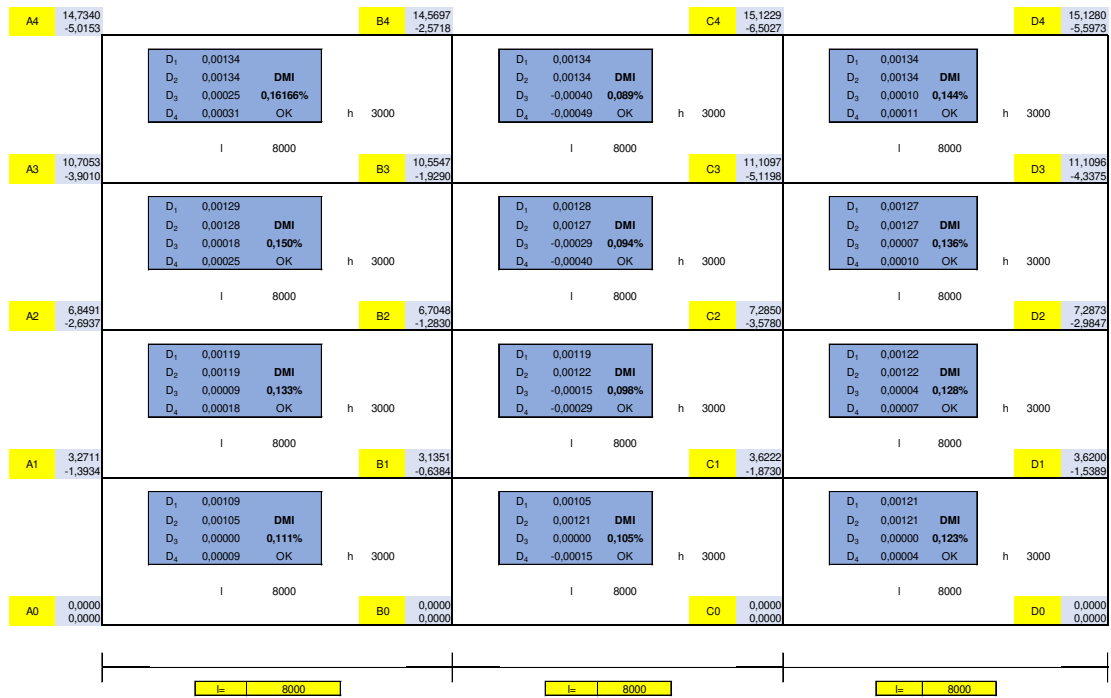
Tabela B.2.1.4 – Perfis obtidos na análise DDI-10.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 - 04	CS 450 x 165	CS 600 x 377	VS 550 x 88	VS 400 x 38	CS 250 x 49
05 - 08	CS 400 x 128	CS 500 x 279	VS 550 x 88	VS 400 x 34	CS 250 x 43
09 - 12	CS 350 x 89	CS 450 x 175	VS 500 x 88	VS 400 x 30	CS 200 x 34
13 - 15	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	VS 350 x 26	CS 200 x 29
15 - 16	CS 300 x 62	CS 350 x 89	VS 550 x 88	CVS 500 x 123	CS 250 x 49

Fonte: o Autor.

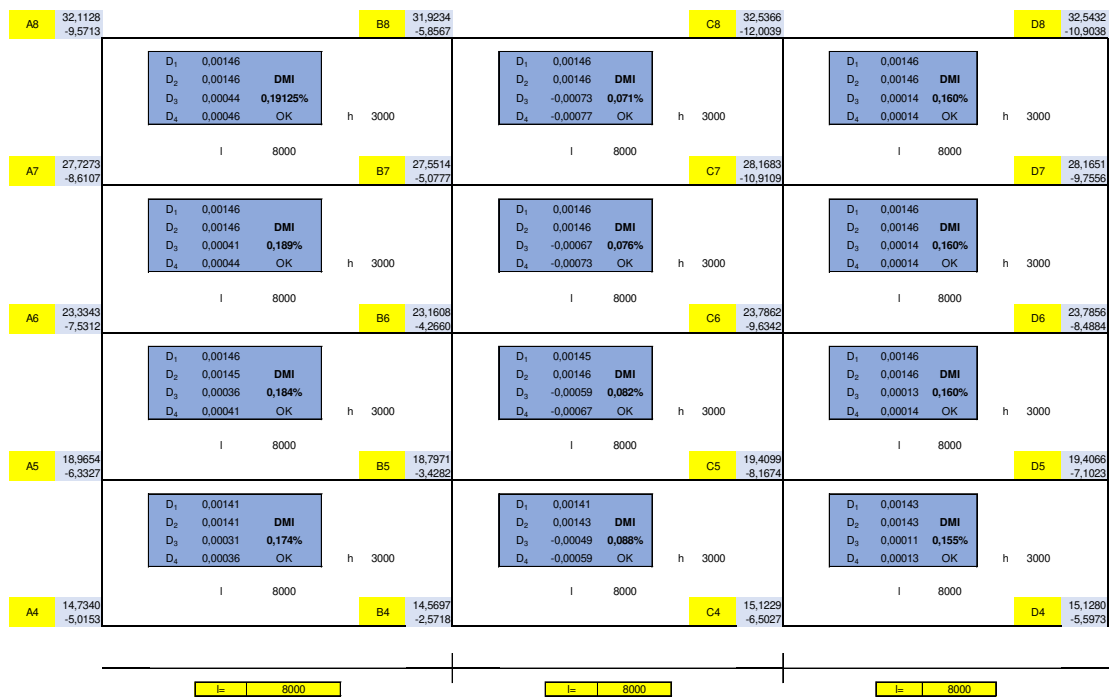
B.2.2 Distorções obtidas para a análise DDI-50

Figura B.2.2.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



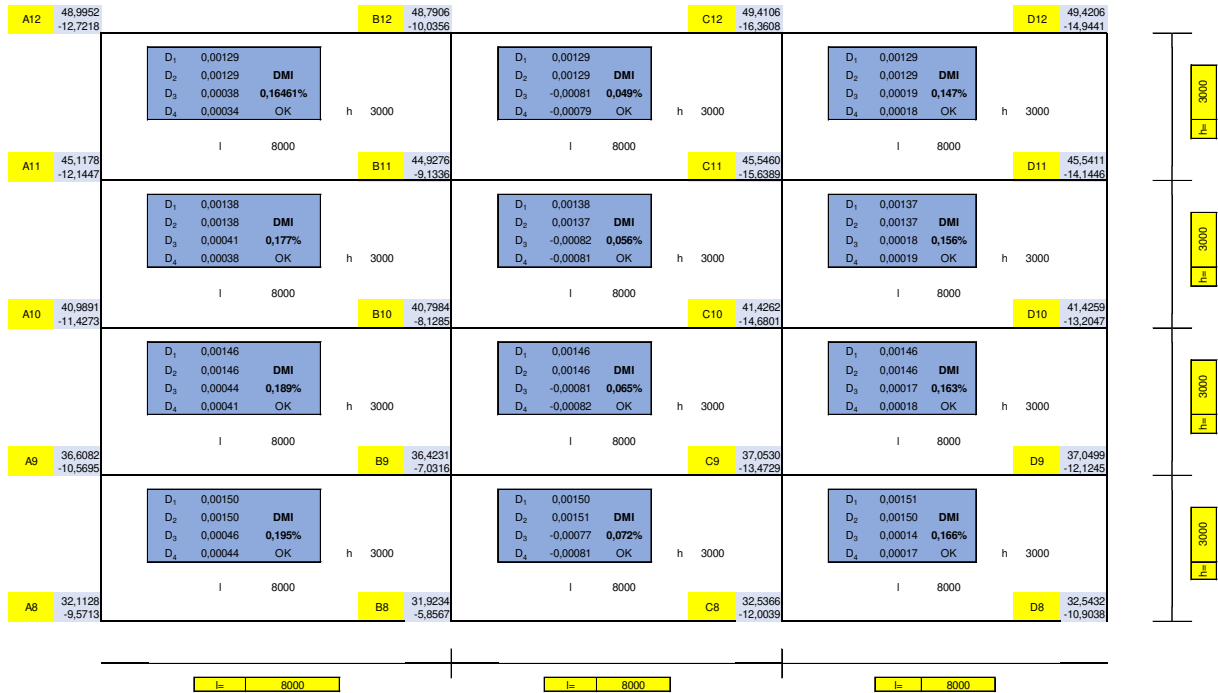
Fonte: o Autor.

Figura B.2.2.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



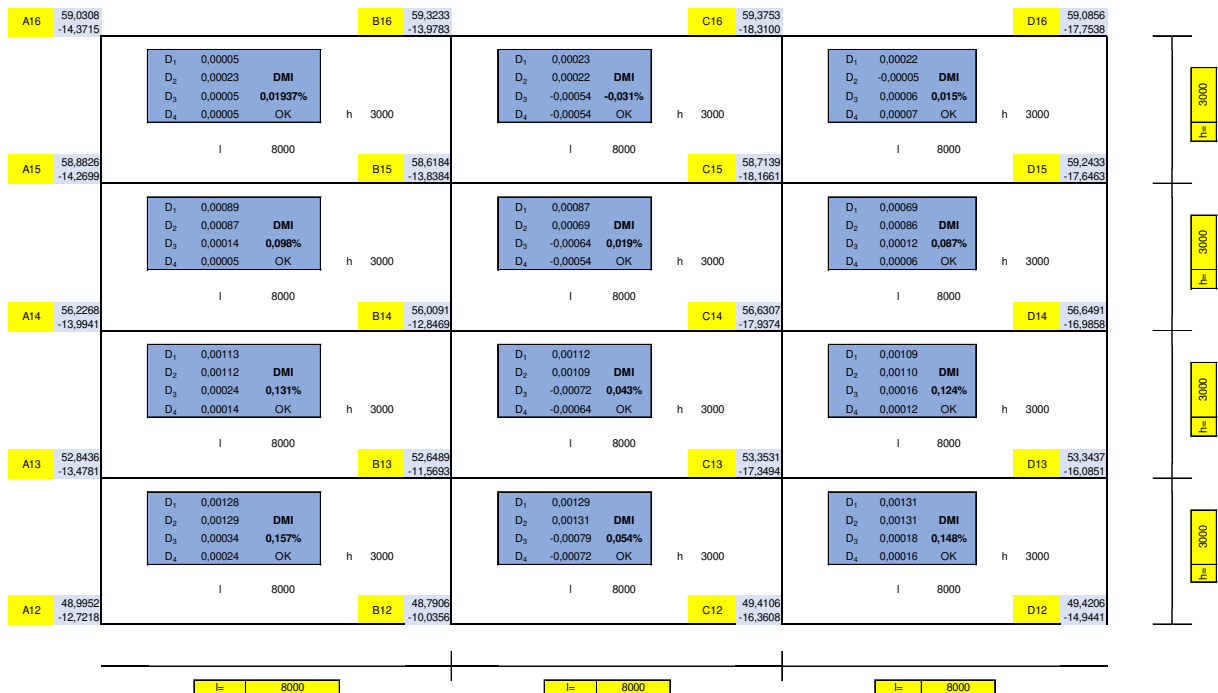
Fonte: o Autor.

Figura B.2.2.3 – Avaliação das distorções do 9º ao 12º pavimento.



Fonte: o Autor.

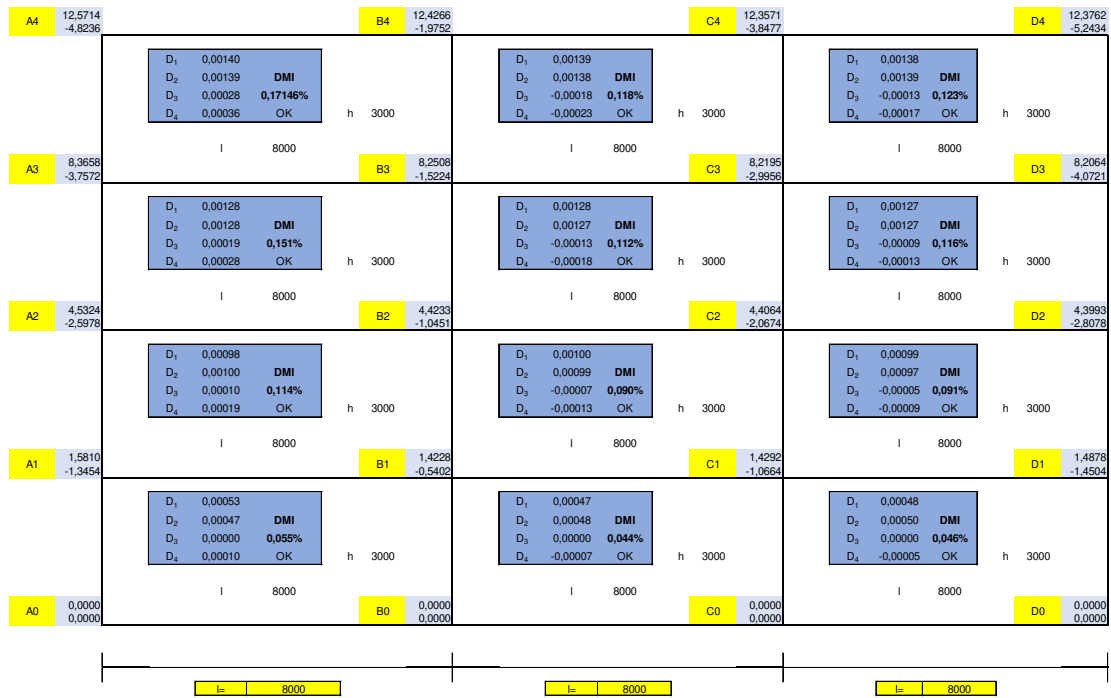
Figura B.2.2.4 – Avaliação das distorções do 13º ao 16º pavimento.



Fonte: o Autor.

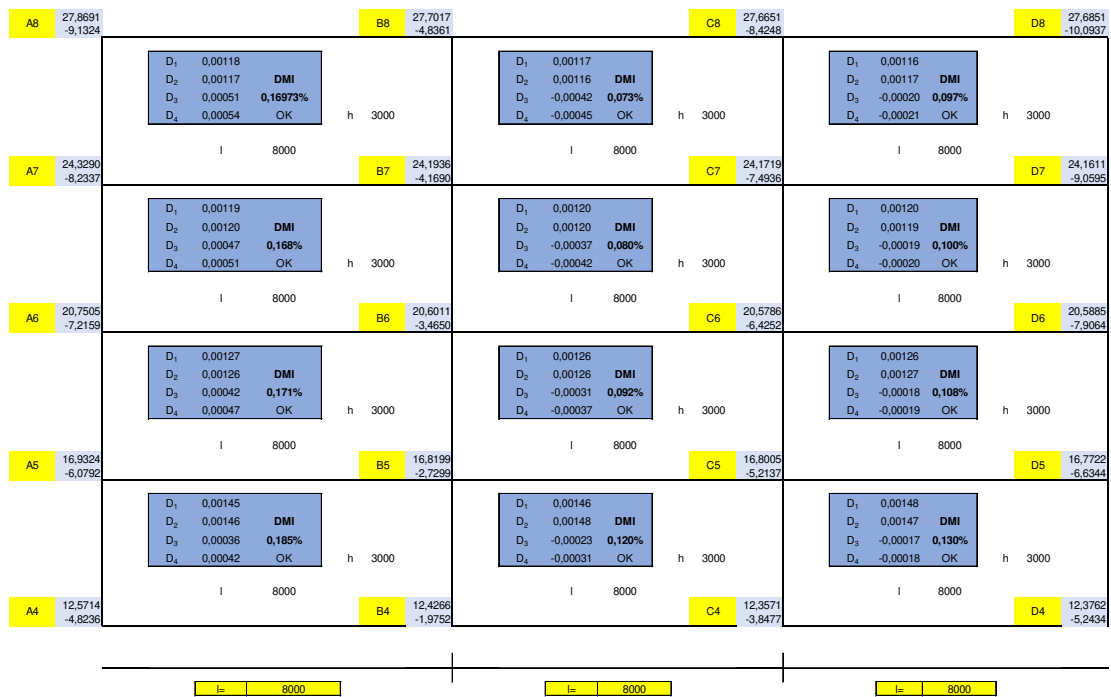
B.2.3 Distorções obtidas para a análise DDI-20

Figura B.2.3.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



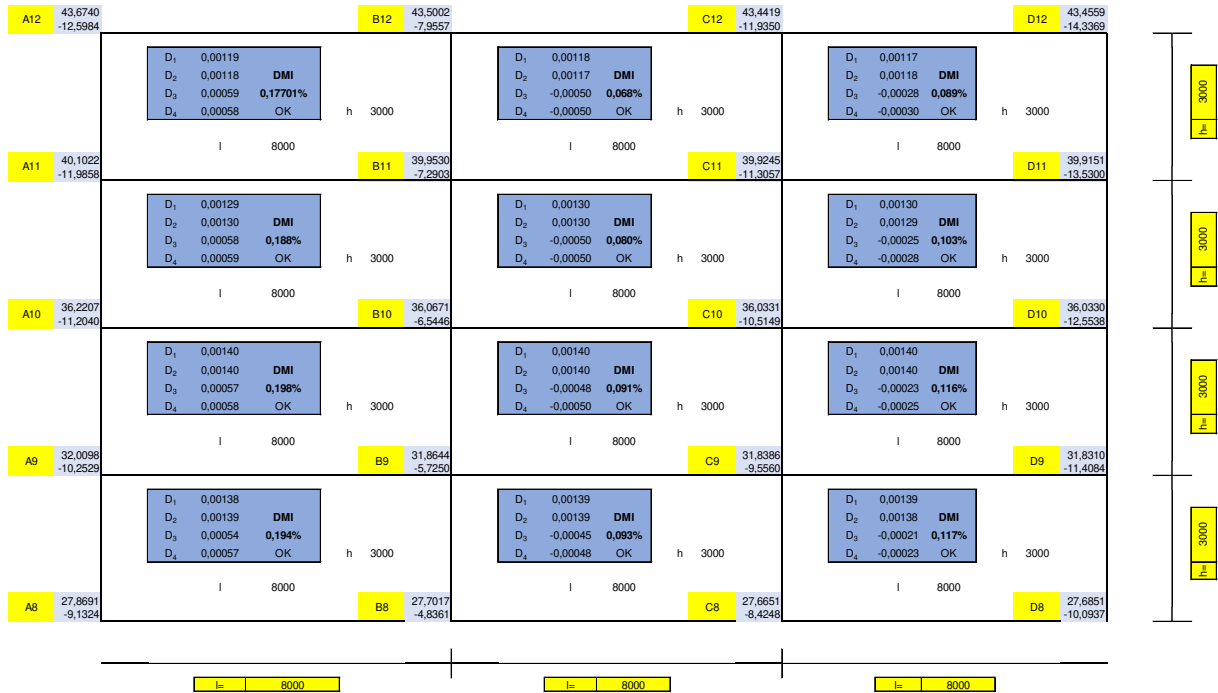
Fonte: o Autor.

Figura B.2.3.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



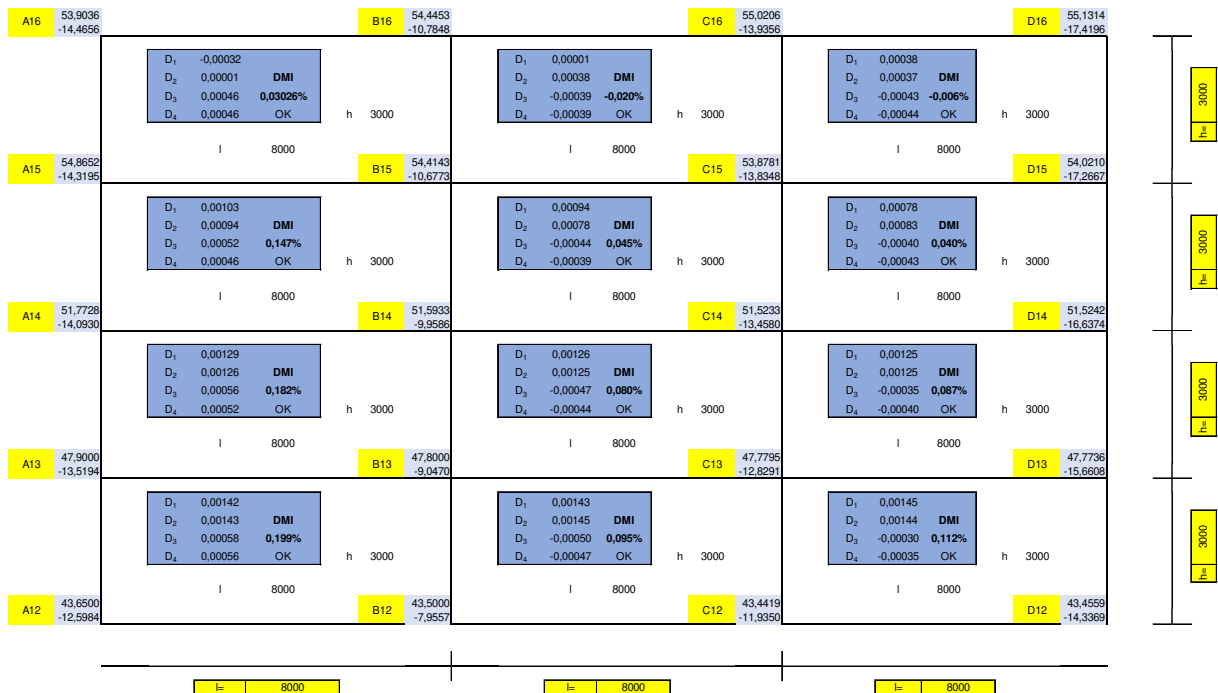
Fonte: o Autor.

Figura B.2.3.3 – Avaliação das distorções do 9º ao 12º pavimento.



Fonte: o Autor.

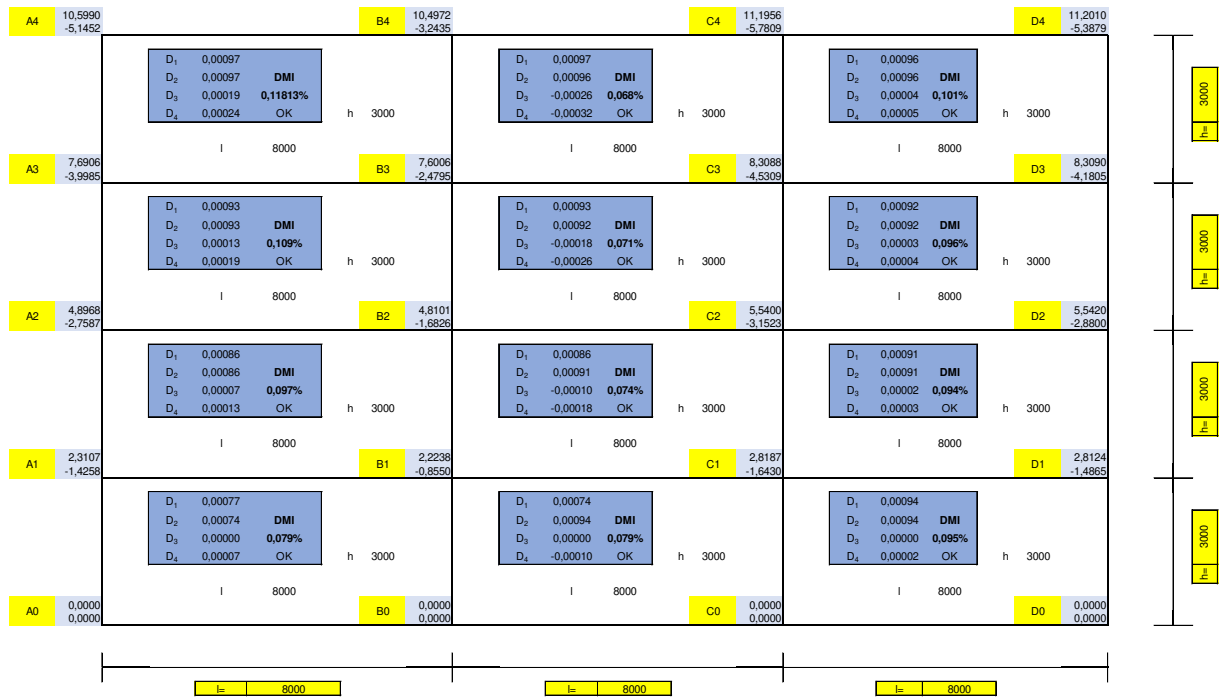
Figura B.2.3.4 – Avaliação das distorções do 13º ao 16º pavimento.



Fonte: o Autor.

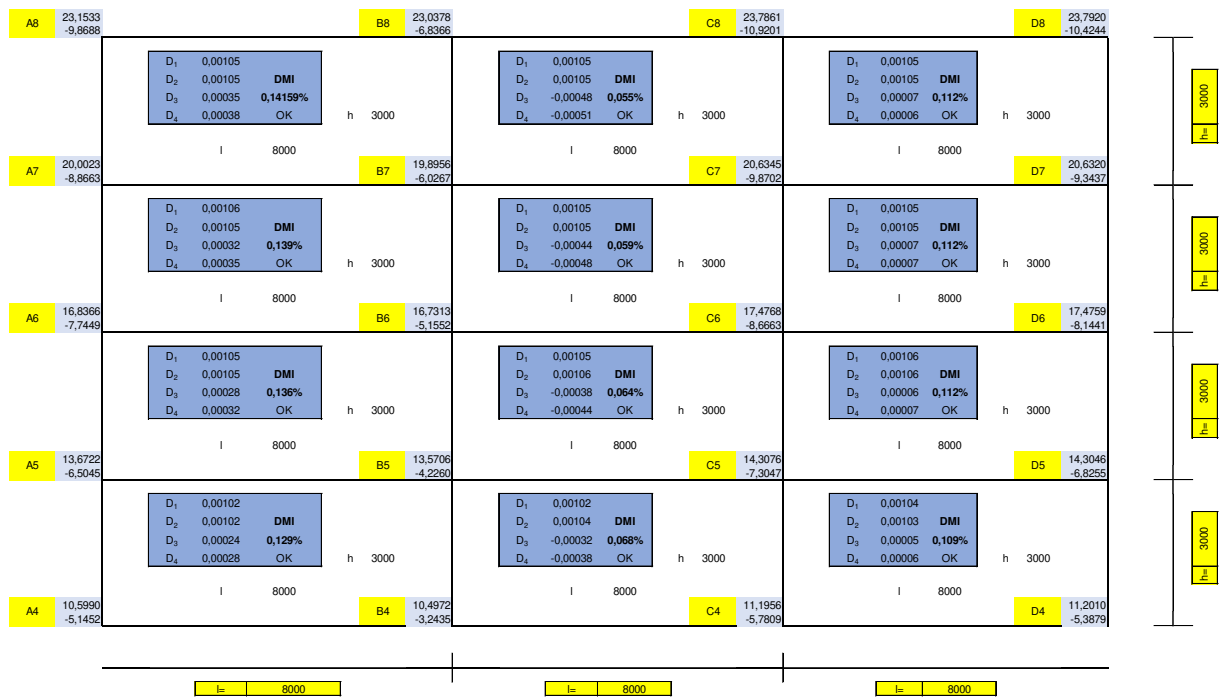
B.2.4 Distorções obtidas para a análise DDI-10

Figura B.2.4.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



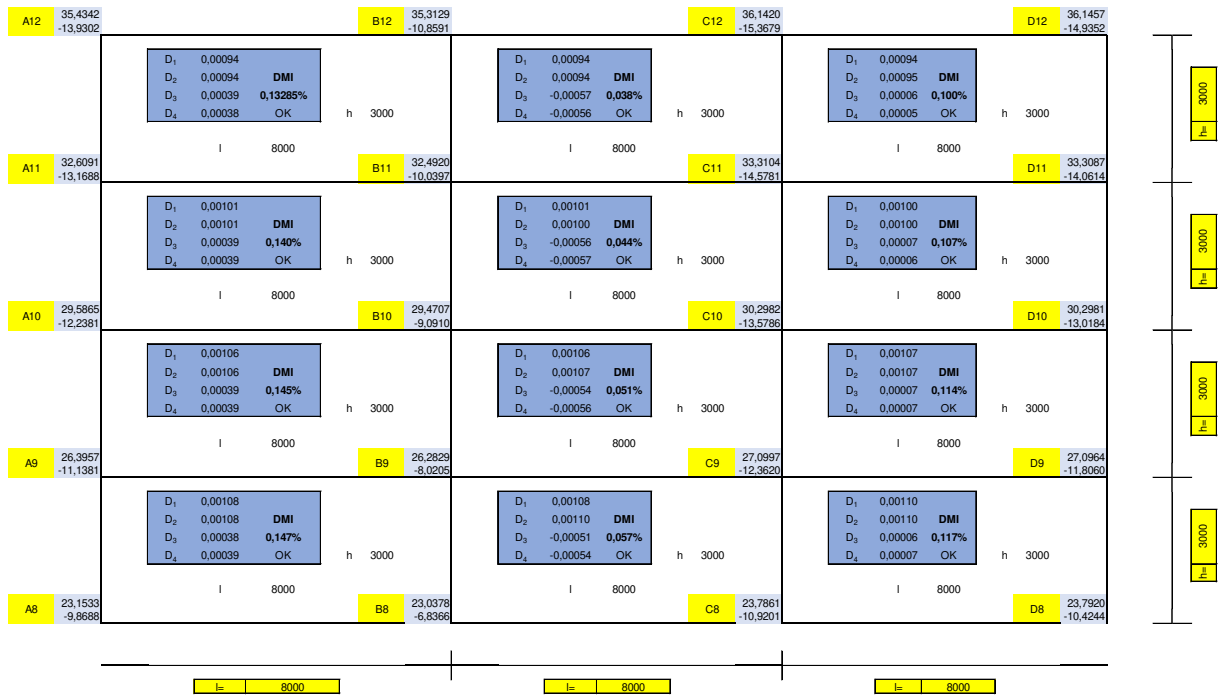
Fonte: o Autor.

Figura B.2.4.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



Fonte: o Autor.

Figura B.2.4.3 – Avaliação das distorções do 9º ao 12º pavimento.



Fonte: o Autor.

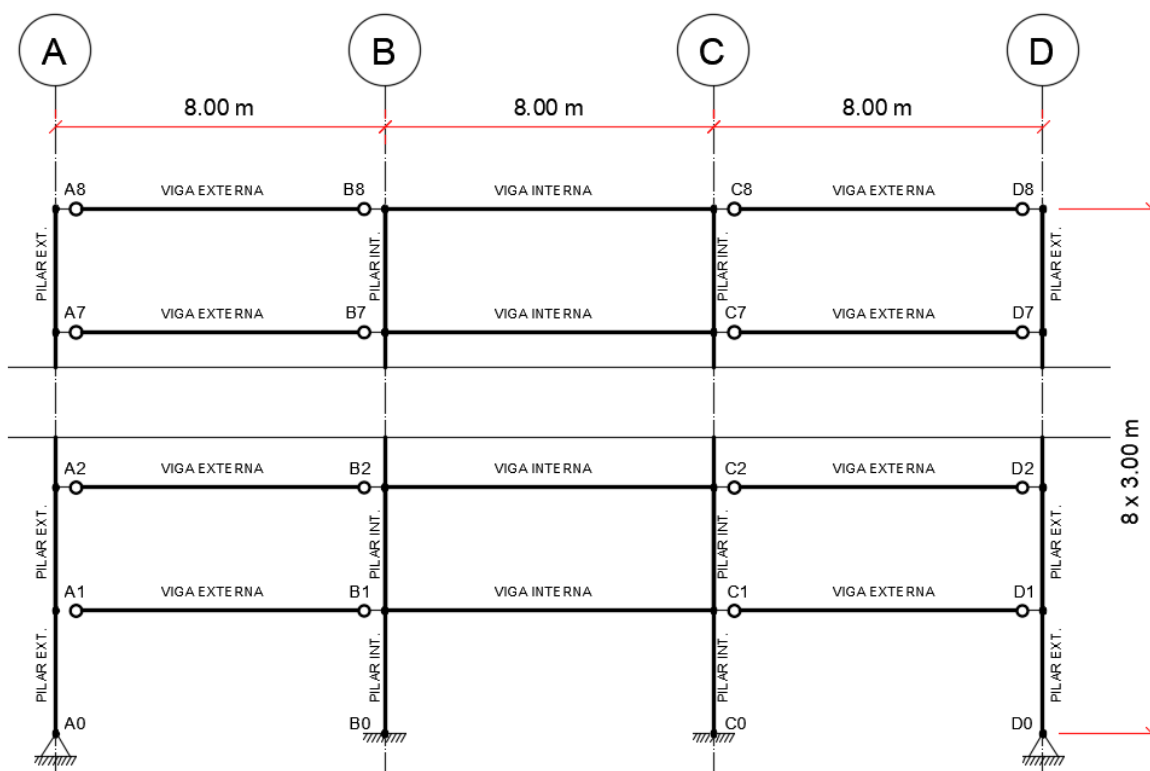
Figura B.2.4.4 – Avaliação das distorções do 13º ao 16º pavimento.



Fonte: o Autor.

B.3 – Resultados para o Modelo PRI-08

Figura B.3.1 - Esquema estrutural do modelo PRI-08.



Fonte: o Autor.

B.3.1 Perfis soldados obtidos no dimensionamento dos modelos para as análises realizadas

Tabela B.3.1.1 – Perfis obtidos na análise ELU-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 350 x 89	CVS 500 x 270	VS 550 x 88	VS 700 x 105	-
05 – 08	CS 300 x 62	CVS 300 x 130	VS 550 x 88	VS 550 x 88	-

Fonte: o Autor.

Tabela B.3.1.2 – Perfis obtidos na análise DDI-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 350 x 89	CVS 700 x 303	VS 550 x 88	VS 700 x 137	-
05 – 08	CS 300 x 62	CVS 600 x 190	VS 550 x 88	VS 700 x 122	-

Fonte: o Autor.

Tabela B.3.1.3 – Perfis obtidos na análise DDI-20.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 350 x 89	CVS 500 x 270	VS 550 x 88	VS 750 x 108	-
05 – 08	CS 300 x 62	CVS 300 x 130	VS 550 x 88	VS 700 x 105	-

Fonte: o Autor.

Tabela B.3.1.4 – Perfis obtidos na análise DDI-10.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 350 x 89	CVS 500 x 270	VS 550 x 88	VS 700 x 105	-
05 – 08	CS 300 x 62	CVS 300 x 130	VS 550 x 88	VS 550 x 88	-

Fonte: o Autor.

Tabela B.3.1.5 – Perfis obtidos na análise DTO-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 – 04	CS 350 x 89	CVS 700 x 258	VS 550 x 88	VS 700 x 122	-
05 – 08	CS 300 x 62	CVS 600 x 156	VS 550 x 88	VS 650 x 114	-

Fonte: o Autor.

Tabela B.3.1.6 – Perfis obtidos na análise DTO-20.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 - 04	CS 350 x 89	CVS 550 x 270	VS 550 x 88	VS 700 x 105	-
05 - 08	CS 300 x 62	CVS 450 x 130	VS 550 x 88	VS 650 x 98	-

Fonte: o Autor.

Tabela B.3.1.7 – Perfis obtidos na análise DTO-10.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 - 04	CS 350 x 89	CVS 550 x 270	VS 550 x 88	VS 700 x 105	-
05 - 08	CS 300 x 62	CVS 450 x 130	VS 550 x 88	VS 550 x 88	-

Fonte: o Autor.

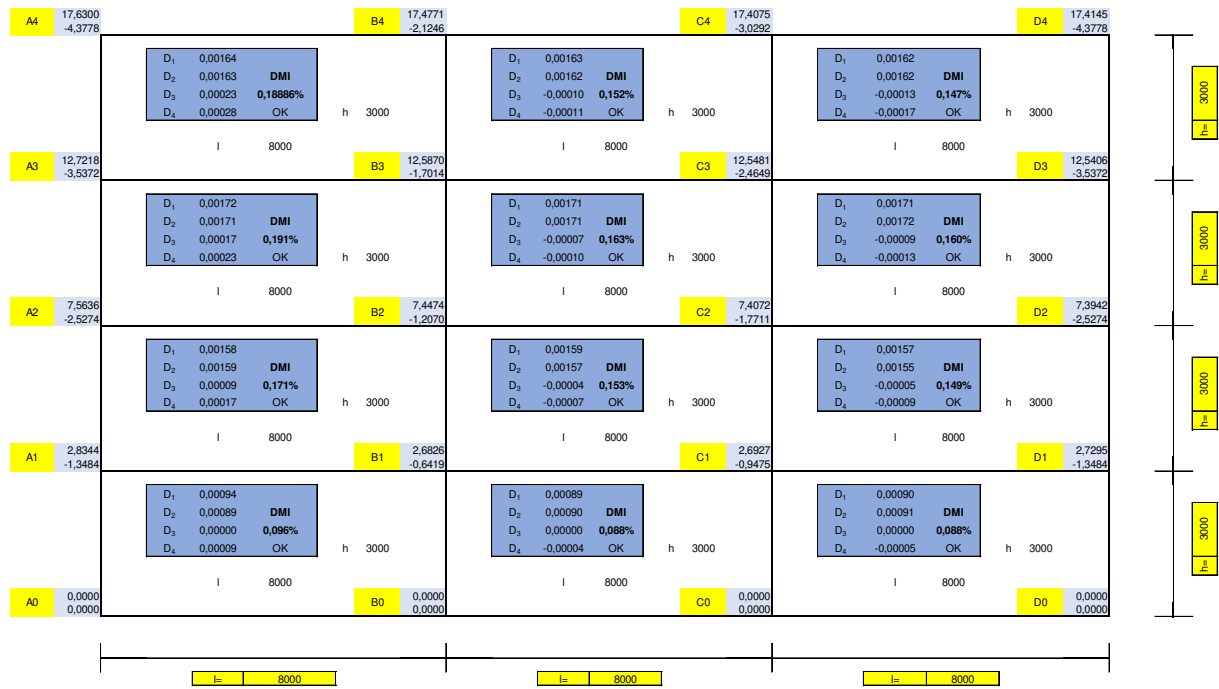
Tabela B.3.1.8 – Perfis obtidos na análise DHO-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Contraventamento
01 - 04	CS 350x89	CVS 700x258	VS 550x88	VS 700x122	-
05 - 08	CS 300x62	CVS 600x156	VS 550x88	VS 550x88	-

Fonte: o Autor.

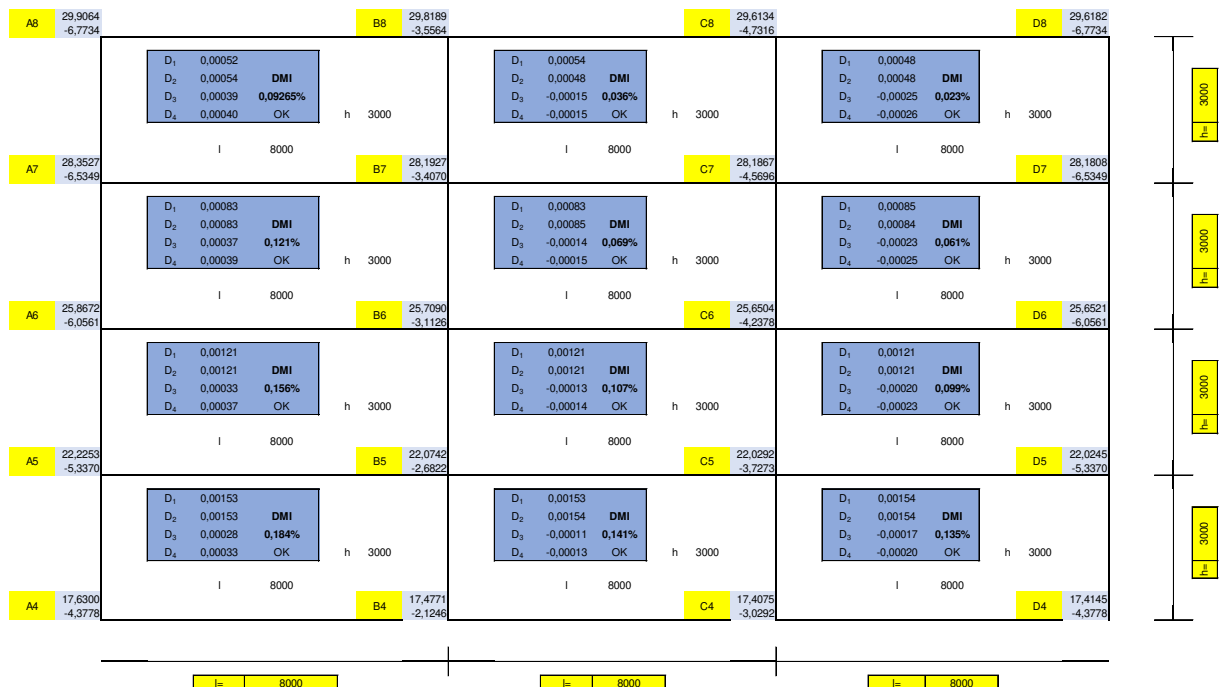
B.3.2 Distorções obtidas para a análise DDI-50

Figura B.3.2.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



Fonte: o Autor.

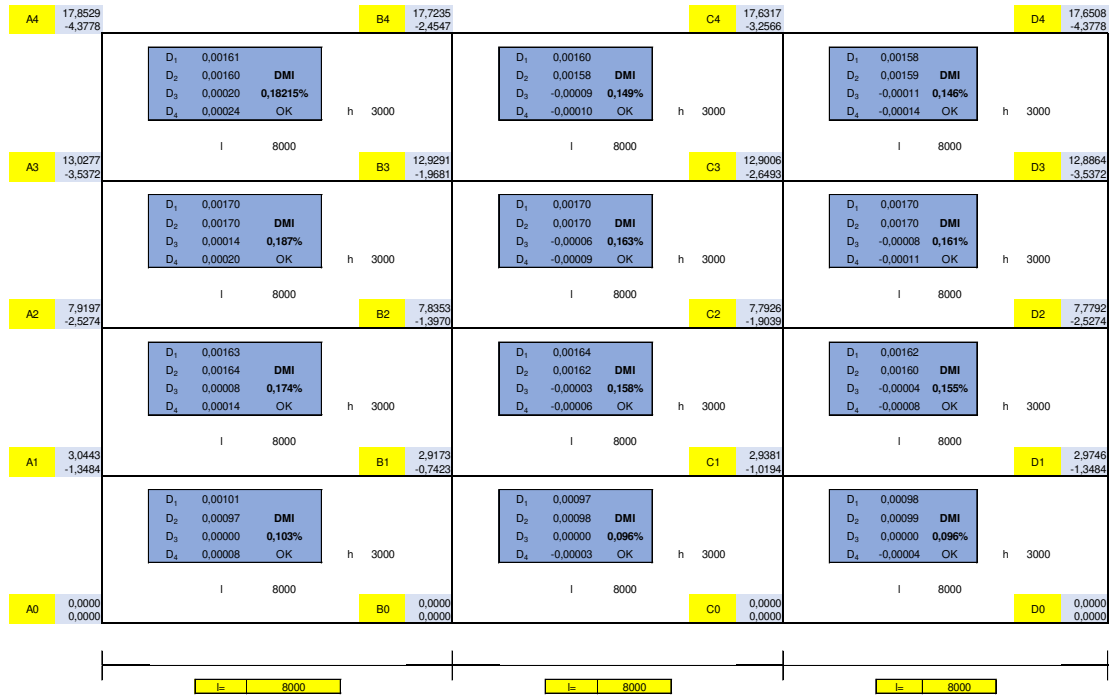
Figura B.3.2.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



Fonte: o Autor.

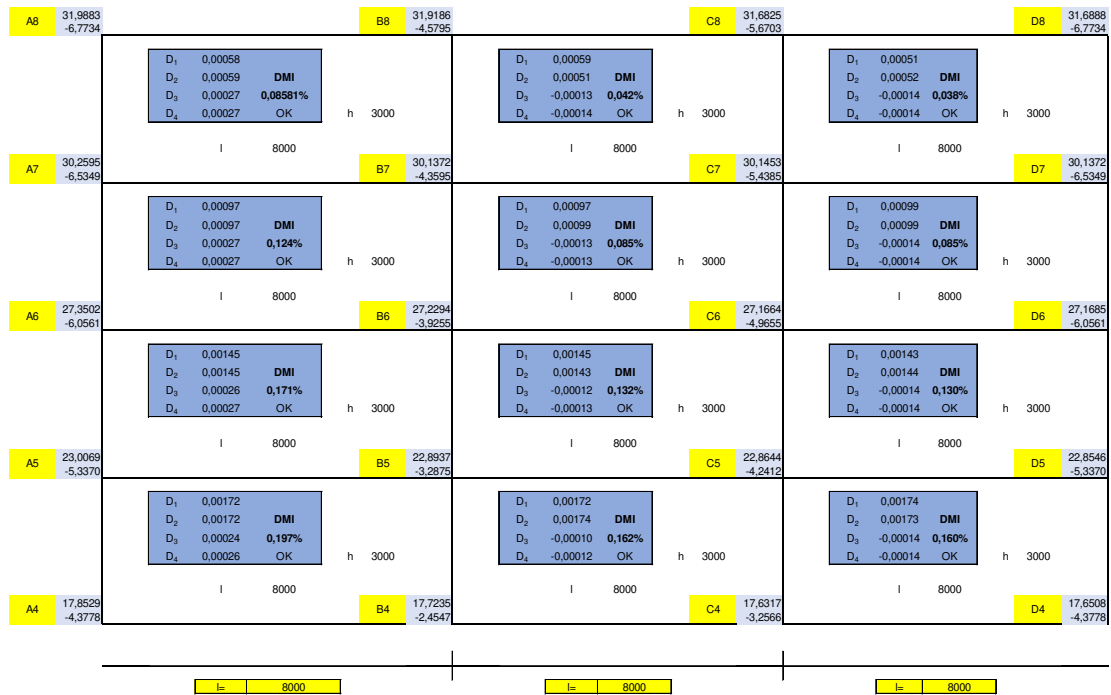
B.3.3 Distorções obtidas para a análise DDI-20

Figura B.3.3.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



Fonte: o Autor.

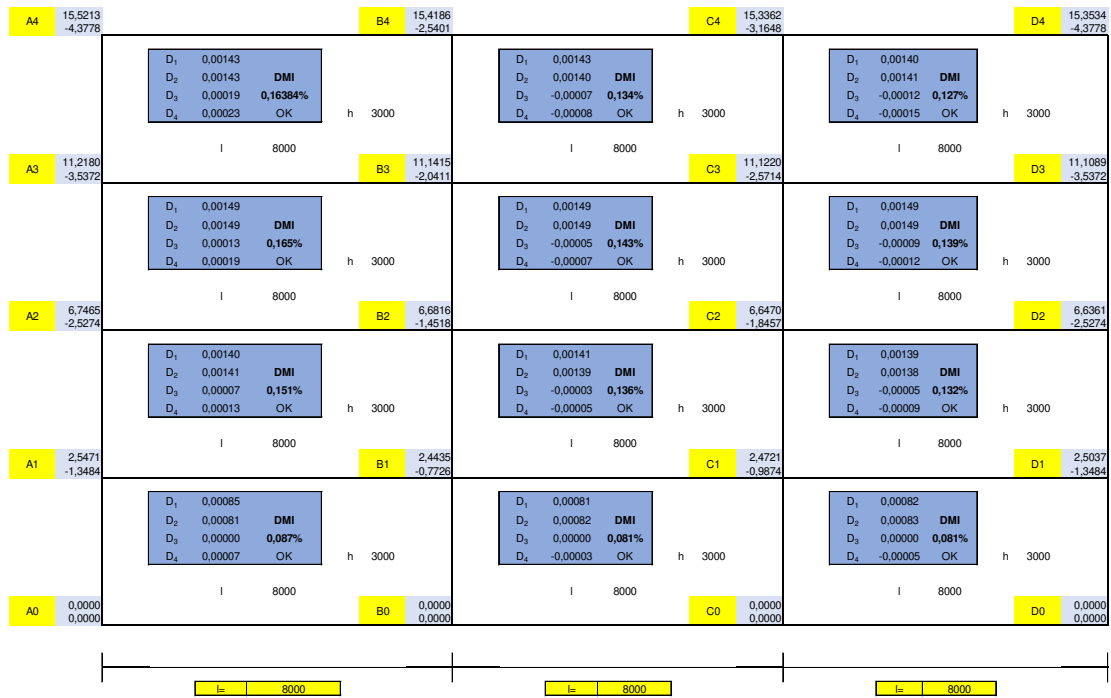
Figura B.3.3.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



Fonte: o Autor.

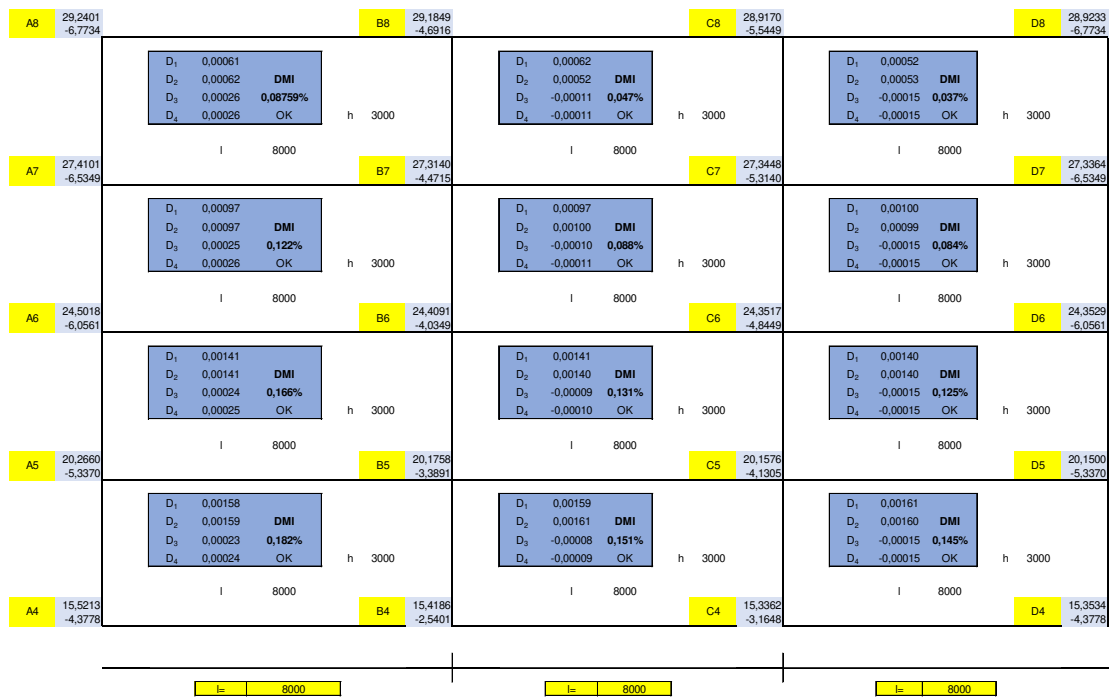
B.3.4 Distorções obtidas para a análise DDI-10

Figura B.3.4.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



Fonte: o Autor.

Figura B.3.4.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



Fonte: o Autor.

B.3.5 Deslocamentos interpavimentos obtidos para as análises DTO-50, DTO-20 e DTO-10

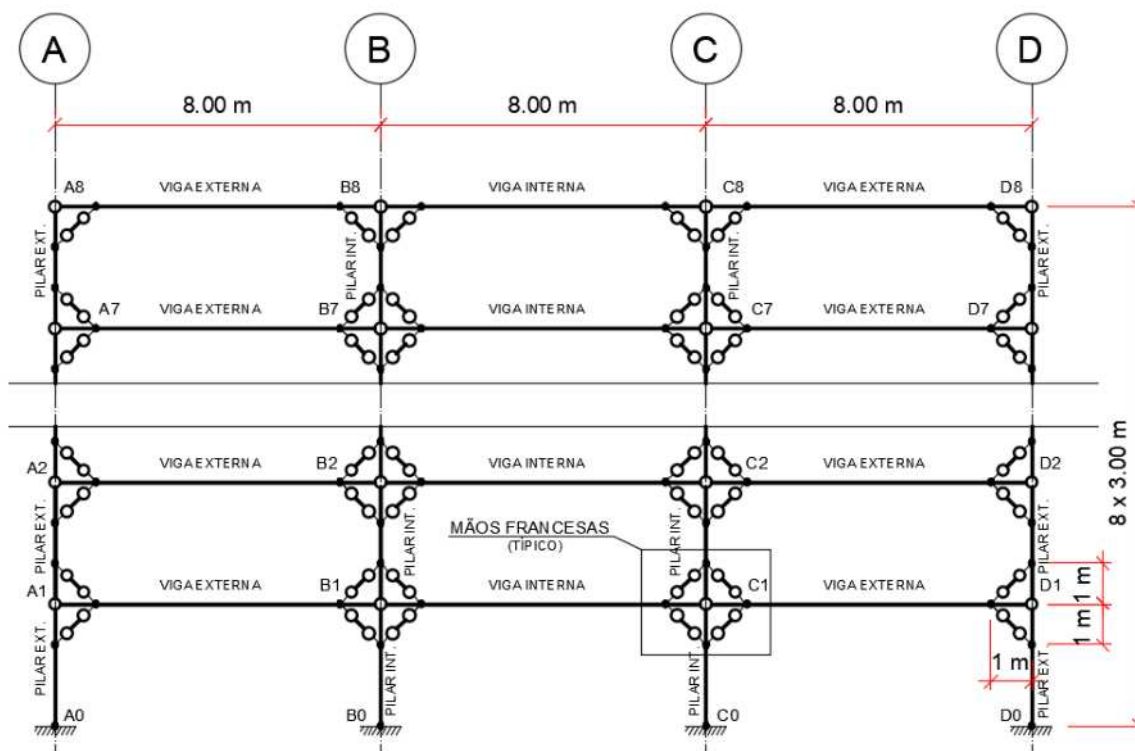
Tabela B.3.5.1 – Deslocamentos horizontais interpavimentos.

Referência	DTO-50 (mm)	DTO-20 (mm)	DTO-10 (mm)	DTO-10 (mm)
0 – 1	2,6	3,3	2,5	3,0
1 – 2	4,6	5,5	4,1	5,3
2 – 3	5,2	5,9	4,5	5,7
3 – 4	5,2	5,5	4,3	5,5
4 – 5	5,8	5,8	4,8	5,9
5 – 6	5,3	4,6	4,2	5,4
6 – 7	3,9	3,1	3,0	3,9
7 – 8	2,4	1,6	1,6	2,4

Fonte: o Autor.

B.4 – Resultados para o Modelo PEN-08

Figura B.4.1 - Esquema estrutural do modelo PEN-08.



Fonte: o Autor.

B.4.1 Perfis soldados obtidos no dimensionamento dos modelos para as análises realizadas

Tabela B.4.1 – Perfis obtidos na análise ELU-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Mãos-francesas
01 - 04	CS 400 x 128	CS 500 x 194	VS 450 x 60	VS 450 x 60	CS 150 x 25
05 - 08	CS 300 x 76	CS 300 x 92	VS 450 x 51	VS 450 x 51	CS 150 x 25

Fonte: o Autor.

Tabela B.4.2 – Perfis obtidos na análise DDI-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Mãos-francesas
01 - 04	CS 400 x 128	CS 500 x 194	VS 450 x 60	VS 450 x 60	CS 300 x 76
05 - 08	CS 300 x 76	CS 300 x 92	VS 450 x 51	VS 450 x 51	CS 150 x 25

Fonte: o Autor.

Tabela B.4.3 – Perfis obtidos na análise DDI-20.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Mãos-francesas
01 - 04	CS 400 x 128	CS 500 x 194	VS 450 x 60	VS 450 x 60	CS 150 x 25
05 - 08	CS 300 x 76	CS 300 x 92	VS 450 x 51	VS 450 x 51	CS 150 x 25

Fonte: o Autor.

Tabela B.4.4 – Perfis obtidos na análise DDI-10.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Mãos-francesas
01 - 04	CS 400 x 128	CS 500 x 194	VS 450 x 60	VS 450 x 60	CS 150 x 25
05 - 08	CS 300 x 76	CS 300 x 92	VS 450 x 51	VS 450 x 51	CS 150 x 25

Fonte: o Autor.

Tabela B.4.5 – Perfis obtidos na análise DTO-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Mãos-francesas
01 - 04	CS 400 x 128	CS 500 x 194	VS 450 x 60	VS 450 x 60	CS 300 x 76
05 - 08	CS 300 x 76	CS 300 x 92	VS 450 x 51	VS 450 x 51	CS 150 x 25

Fonte: o Autor.

Tabela B.4.6 – Perfis obtidos na análise DTO-20.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Mãos-francesas
01 - 04	CS 400 x 128	CS 500 x 194	VS 450 x 60	VS 450 x 60	CS 150 x 25
05 - 08	CS 300 x 76	CS 300 x 92	VS 450 x 51	VS 450 x 51	CS 150 x 25

Fonte: o Autor.

Tabela B.4.7 – Perfis obtidos na análise DTO-10.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Mãos-francesas
01 - 04	CS 400 x 128	CS 500 x 194	VS 450 x 60	VS 450 x 60	CS 150 x 25
05 - 08	CS 300 x 76	CS 300 x 92	VS 450 x 51	VS 450 x 51	CS 150 x 25

Fonte: o Autor.

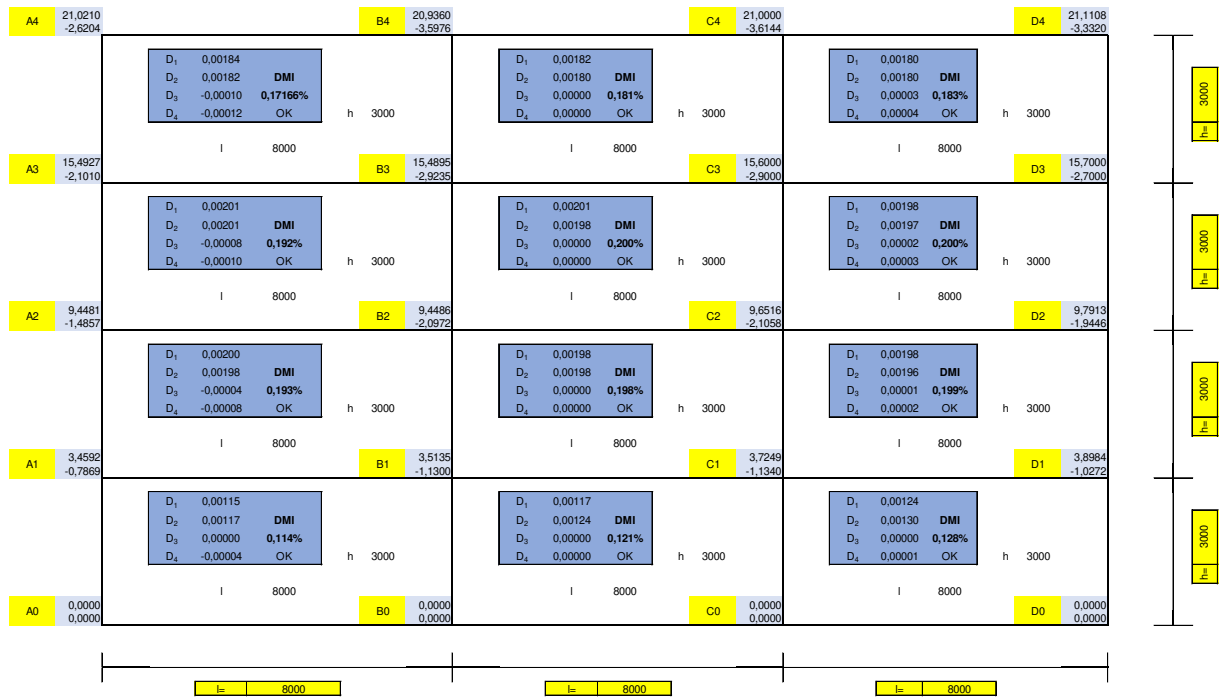
Tabela B.4.8 – Perfis obtidos na análise DHO-50.

Pavimentos	Pilares Externos	Pilares Internos	Vigas Externas	Vigas Internas	Mãos-francesas
01 - 04	CS 400x128	CS 500x194	VS 450x60	VS 450x60	CS 300x62
05 - 08	CS 300x76	CS 300x92	VS 450x51	VS 450x51	CS 150x25

Fonte: o Autor.

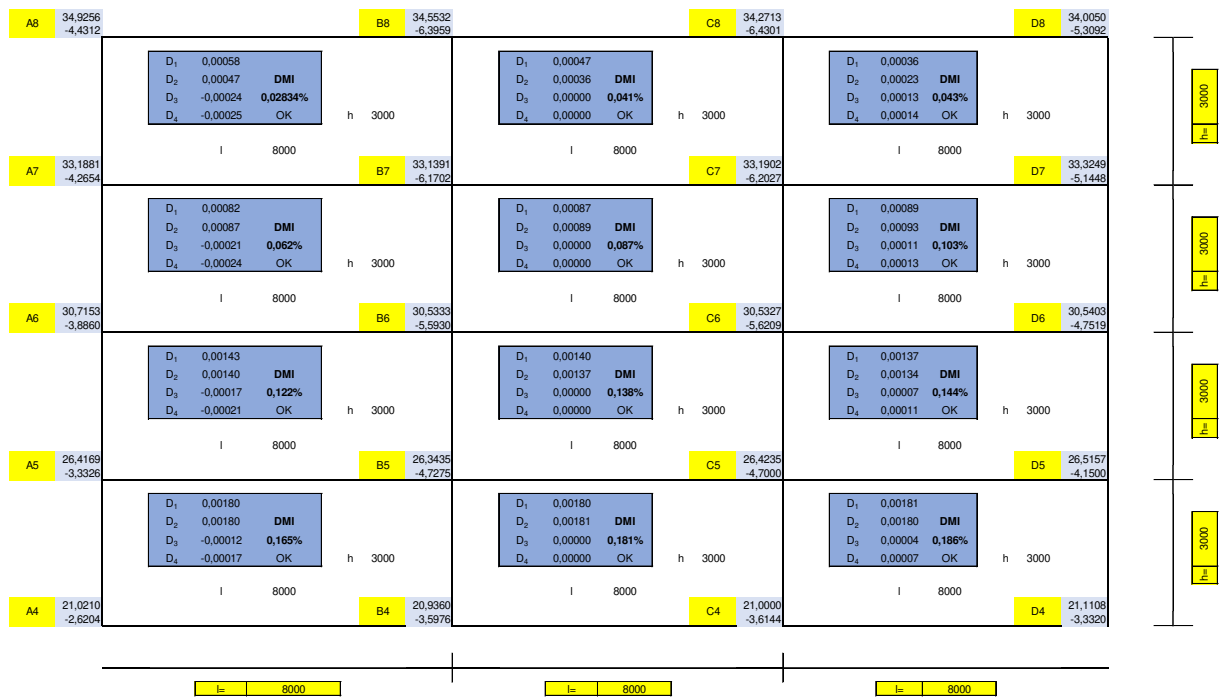
B.4.2 Distorções obtidas para a análise DDI-50

Figura B.4.2.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



Fonte: o Autor.

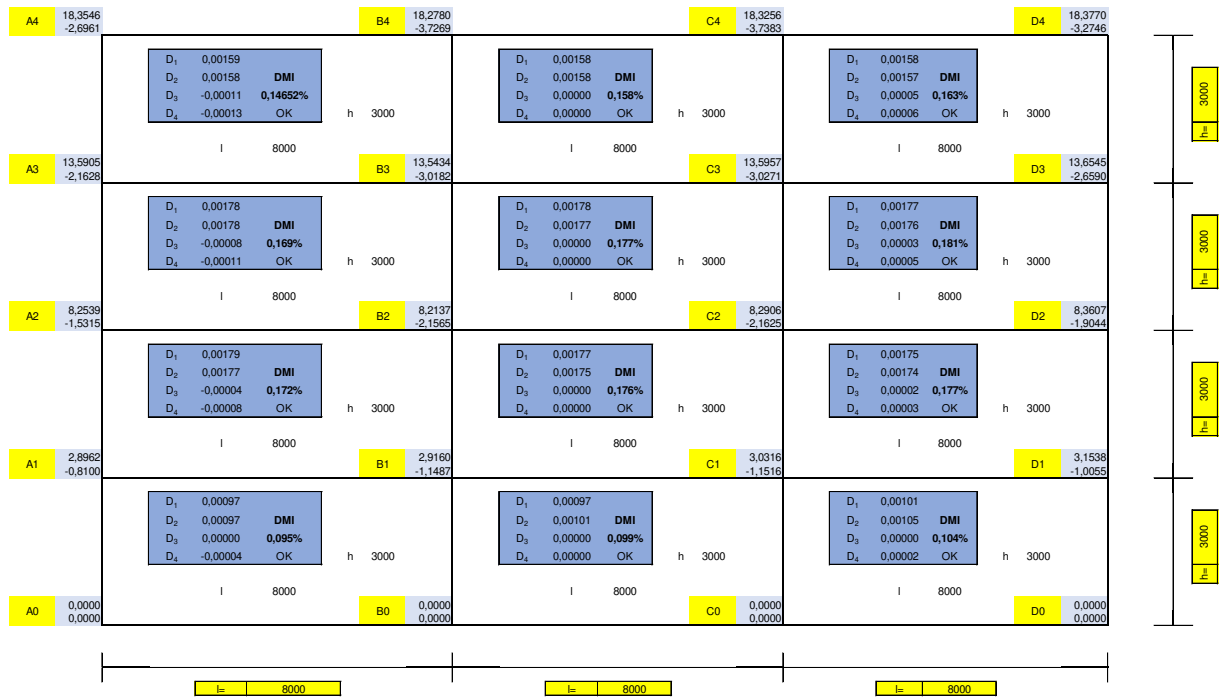
Figura B.4.2.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



Fonte: o Autor.

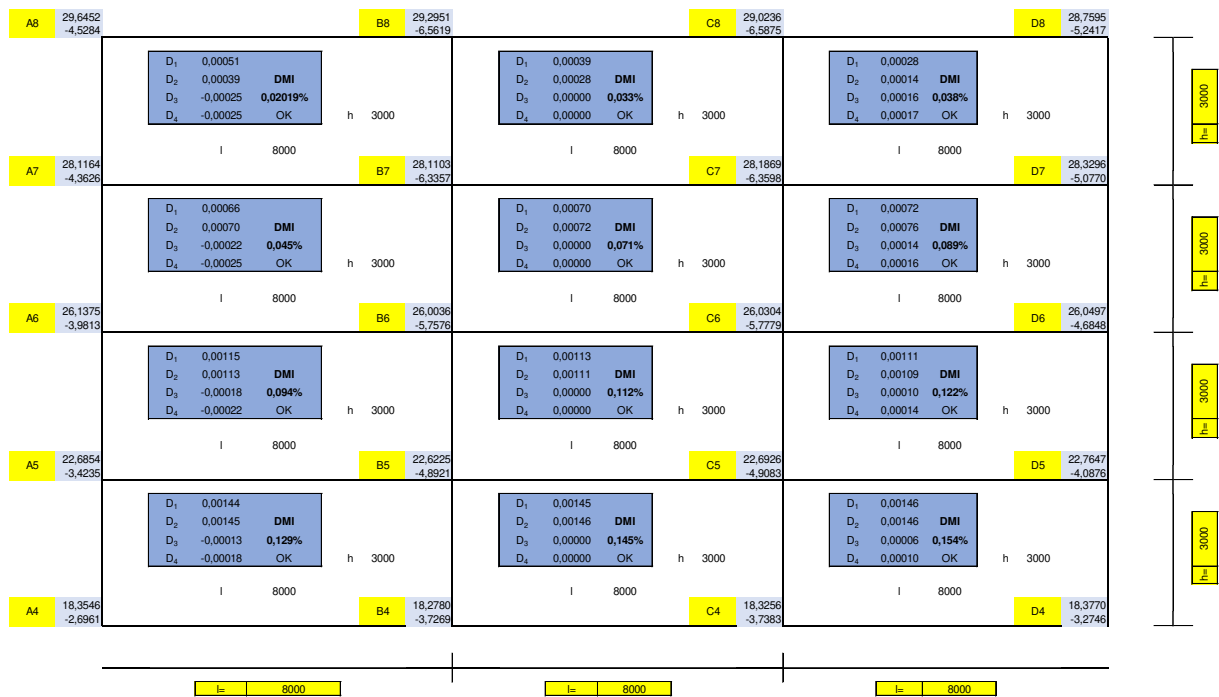
B.4.3 Distorções obtidas para a análise DDI-20

Figura B.4.3.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.



Fonte: o Autor.

Figura B.4.3.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



Fonte: o Autor.

B.4.4 Distorções obtidas para a análise DDI-10

Figura B.4.4.1 – Avaliação das distorções do Têrreo ao 4º pavimento.

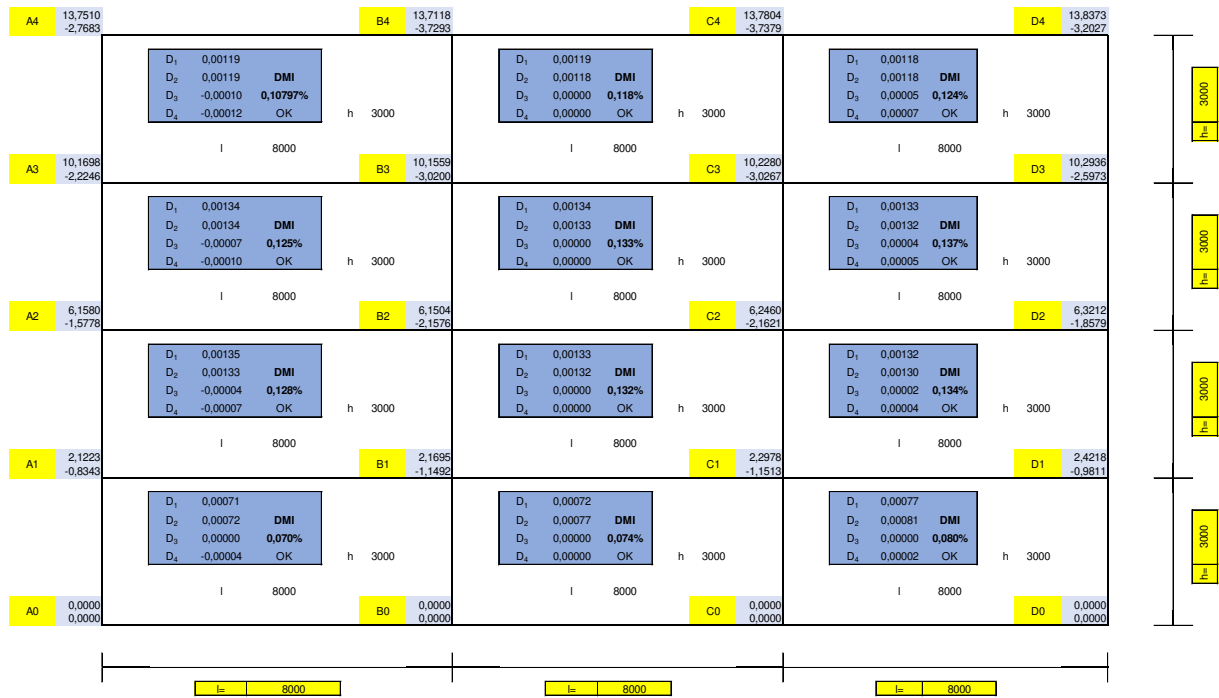
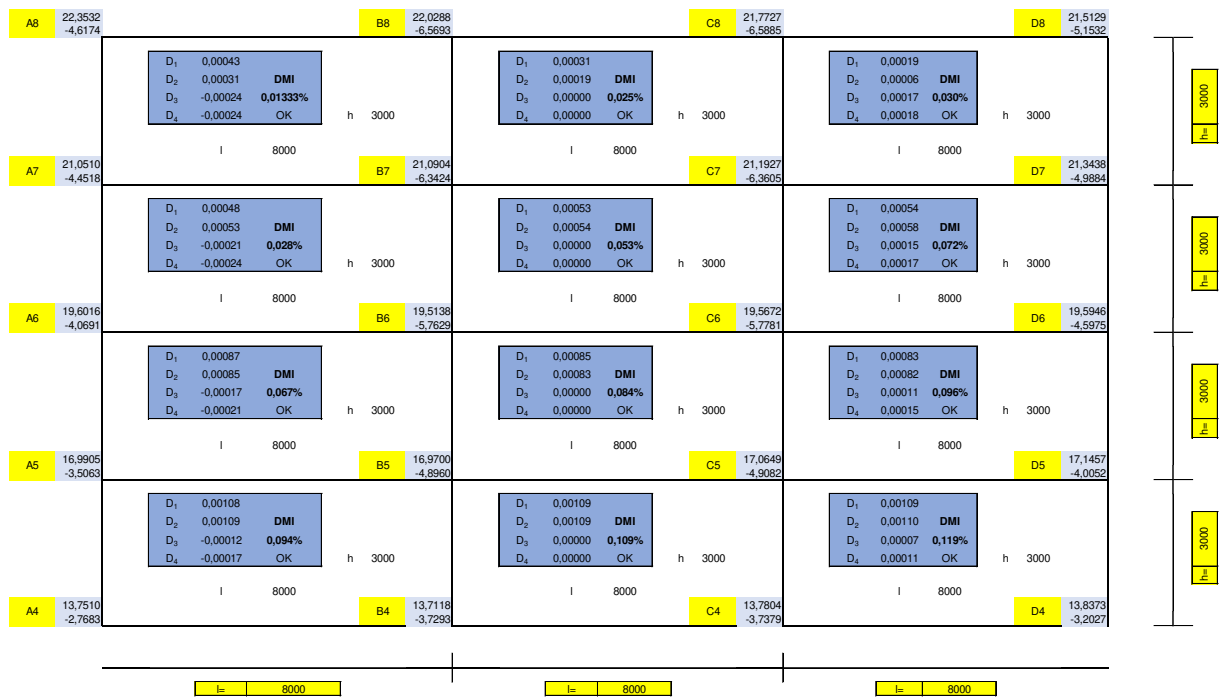


Figura B.4.4.2 – Avaliação das distorções do 5º ao 8º pavimento.



B.4.5 Deslocamentos interpavimentos obtidos para as análises DTO-50, DTO-20 e DTO-10

Tabela B.4.5.1 – Deslocamentos horizontais interpavimentos.

Referência	DTO-50 (mm)	DTO-20 (mm)	DTO-10 (mm)	DTO-10 (mm)
0 – 1	3,9	3,1	2,4	3,7
1 – 2	5,9	5,2	3,9	5,8
2 – 3	5,9	5,3	3,9	5,9
3 – 4	5,3	4,7	3,6	5,4
4 – 5	5,4	4,8	3,3	5,3
5 – 6	4,0	3,28	2,5	4,0
6 – 7	2,8	2,3	1,8	2,5
7 – 8	0,7	0,5	0,2	1,1

Fonte: o Autor.