

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA

FELIPE ISAMU HARGER SAKIYAMA

**ESTRATÉGIA PARA OTIMIZAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO
DE ESTRUTURAS RETICULADAS PLANAS DE AÇO
COM BASE NO CONTROLE DE DESLOCAMENTOS**

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2015

FELIPE ISAMU HARGER SAKIYAMA

**ESTRATÉGIA PARA OTIMIZAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO
DE ESTRUTURAS RETICULADAS PLANAS DE AÇO
COM BASE NO CONTROLE DE DESLOCAMENTOS**

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.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2015

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

S158e
2015 Sakiyama, Felipe Isamu Harger, 1988-
Estratégia para otimização do dimensionamento de
estruturas reticuladas planas de aço com base no controle de
deslocamentos / Felipe Isamu Harger Sakiyama. – Viçosa, MG,
2015.

xv, 142f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.140-142.

1. Engenharia de estruturas. 2. Aço - Estruturas.

I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia
Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

II. Título.

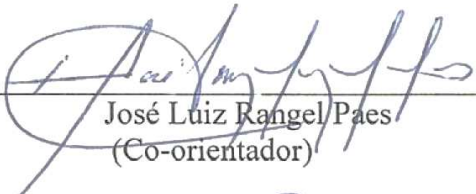
CDD 22. ed. 624.182

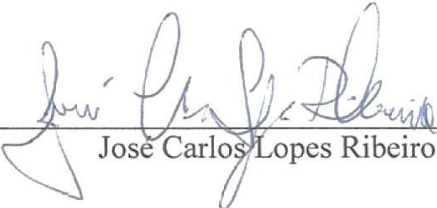
FELIPE ISAMU HARGER SAKIYAMA

**ESTRATÉGIA PARA OTIMIZAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO
DE ESTRUTURAS RETICULADAS PLANAS DE AÇO COM BASE
NO CONTROLE DE DESLOCAMENTOS**

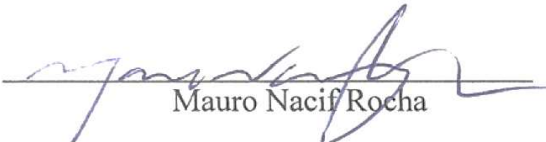
Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de Magister Scientiae.

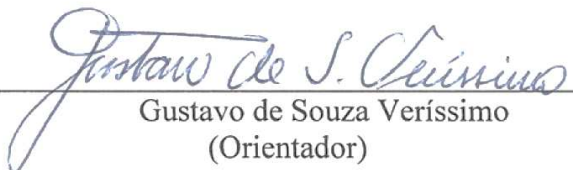
APROVADA: 10 de julho de 2015.


José Luiz Rangel Paes
(Co-orientador)


José Carlos Lopes Ribeiro


Ricardo Hallal Fakury


Mauro Nacif Rocha


Gustavo de Souza Veríssimo
(Orientador)

À minha esposa, Nayara,
e aos meus pais.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me conceder mais essa conquista.

Aos meus pais, pelo exemplo de vida e pelo apoio incondicional.

À minha sogra, Ideide, pela hospitalidade e, principalmente, pelo apoio logístico durante este trabalho.

Às minhas queridas irmãs, Elisa e Larissa, pelo carinho e pelas incontáveis ajudas.

Ao Prof. Gustavo de Souza Veríssimo, pela amizade e pela impecável orientação.

Ao Prof. José Luiz Rangel Paes, pelas valiosas contribuições e pela amizade.

Ao Eng. Robert P. DeScenza, presidente da Thornton Tomasetti, pela presteza e pelas informações que forneceu.

Aos colegas do Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia da Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri, pelo apoio e incentivo.

Aos professores do Setor de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.

Aos meus amigos, pelo apoio moral.

Finalmente, agradeço em especial pela minha esposa Nayara, pela companhia e alegria de todos os dias.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	vi
LISTA DE QUADROS.....	ix
LISTA DE FIGURAS	x
RESUMO	xiv
ABSTRACT	xv
Capítulo 1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Considerações preliminares.....	1
1.2. Objetivos	5
1.2.1. Objetivo Geral.....	5
1.2.2. Objetivos Específicos.....	5
1.3. Estrutura da dissertação	6
Capítulo 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	7
2.1. Considerações preliminares.....	7
2.2. O Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV).....	12
2.2.1. Introdução	12
2.2.2. Desenvolvimento do trabalho virtual	15
2.3. Estado Limite de Serviço: deslocamentos horizontais devidos à ação do vento	50
2.3.1. Visão geral	50
2.3.2. Definição de deslocamento horizontal	51
2.3.3. Estabelecendo os limites de deslocamento da estrutura e o limiar de dano para os elementos não estruturais.	55
2.3.4. Período de retorno da velocidade do vento no ELS.....	56
2.3.5. Critérios da norma brasileira	57
Capítulo 3 METODOLOGIA.....	59
3.1. Considerações iniciais.....	59
3.2. Metodologia do projeto otimizado.....	61
3.3. A ferramenta computacional OptSteel.....	70
3.3.1. Visão geral	70
3.3.2. Integração com o SAP2000 via API.....	72

3.3.3.	Geração de relatórios e gráficos de resultados no Microsoft Excel	74
3.3.4.	Alocação de memória do sistema operacional Windows	76
3.4.	Estratégias para o dimensionamento otimizado	78
3.5.	Avaliação dos resultados.....	80
Capítulo 4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	81
4.1.	Estudos de caso.....	81
4.1.1.	Características gerais.....	81
4.1.2.	Caso 1 – Pórtico plano rígido de 12 pavimentos	85
4.1.3.	Caso 2 – Pórtico A plano contraventado de 18 pavimentos.....	88
4.1.4.	Caso 3 – Pórtico plano rígido de 18 pavimentos	91
4.1.5.	Caso 4 – Pórtico B plano contraventado de 18 pavimentos.....	94
4.2.	Análise dos resultados para o Caso 1 – Pórtico plano rígido de 12 pavimentos.....	97
4.2.1.	Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais	97
4.2.2.	Evolução do dimensionamento otimizado.....	97
4.2.3.	Avaliação da resposta da estrutura para o deslocamento horizontal no topo	99
4.2.4.	Avaliação da resposta da estrutura para os deslocamentos horizontais entre pavimentos.	105
4.2.5.	Avaliação da resposta da estrutura para os esforços solicitantes no ELU..	108
4.3.	Análise dos resultados para o Caso 2 – Pórtico contraventado de 18 pavimentos.....	109
4.3.1.	Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais	109
4.3.2.	Evolução do dimensionamento otimizado.....	109
4.3.3.	Avaliação da resposta da estrutura para o deslocamento horizontal no topo	111
4.3.4.	Avaliação da resposta da estrutura para os deslocamentos horizontais entre pavimentos.	117
4.3.5.	Avaliação da resposta da estrutura para os esforços solicitantes no ELU..	121
4.4.	Avaliação dos resultados obtidos a partir da aplicação da metodologia de otimização da análise e dimensionamento	123
Capítulo 5	CONCLUSÕES.....	136
5.1.	Conclusões gerais	136
5.2.	Sugestões para trabalhos futuros	139
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Consumo de aço destinado às estruturas metálicas (FALEIROS, 2010).....	1
Tabela 2. Investimentos do BNDES no setor da construção metálica (FALEIROS, 2010).	1
Tabela 3. Resultado da Análise dos Trabalhos Virtuais da Trelça da Figura 4.	24
Tabela 4. Resultado da Otimização da Trelça da Figura 1.	30
Tabela 5. Análise dos trabalhos virtuais do pórtico da Figura 13, antes da otimização (adaptado de Charney, 1993).....	35
Tabela 6 - Análise dos trabalhos virtuais do pórtico mostrado na Figura 13, após otimização (Charney, 1993).	42
Tabela 7. Índice de sensibilidade (SI) de uma subestrutura (Charney e Phatak, 2008a).	48
Tabela 8. Comparação entre o deslocamento entre pisos e o DMI (adaptado de Charney, 1990a).....	54
Tabela 9. Descrição dos módulos do aplicativo.	72
Tabela 10. Ação devida ao vento.....	82
Tabela 11. Ações gravitacionais nas vigas.	83
Tabela 12. Combinações de ações consideradas.	83
Tabela 13. Definição dos grupos de elementos do modelo estrutural – Caso 1.....	86
Tabela 14. Especificação dos catálogos de perfis utilizados – Caso 1.	86
Tabela 15. Deslocamentos horizontais máximos – Caso 1.....	86
Tabela 16. Definição dos grupos de elementos do modelo estrutural – Caso 2.....	89
Tabela 17. Especificação dos catálogos de perfis utilizados – Caso 2.	89
Tabela 18. Deslocamentos horizontais máximos – Caso 2.....	89

Tabela 19. Definição dos grupos de elementos do modelo estrutural – Caso 3.....	92
Tabela 20. Especificação dos catálogos de perfis utilizados – Caso 3.	92
Tabela 21. Deslocamentos horizontais máximos – Caso 3.....	92
Tabela 22. Definição dos grupos de elementos do modelo estrutural – Caso 4.....	95
Tabela 23. Especificação dos catálogos de perfis utilizados – Caso 4.	95
Tabela 24. Deslocamentos horizontais máximos – Caso 4.....	95
Tabela 25. Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais – Caso 1.....	97
Tabela 26. Evolução do dimensionamento otimizado no ELU e no ELS de deslocamento horizontal no topo – Caso 1.....	99
Tabela 27. Avaliação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso 1.....	100
Tabela 28. Avaliação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural após a otimização da rigidez – Caso 1.....	101
Tabela 29. Variação da massa do modelo estrutural, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 1.....	103
Tabela 30. Variação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 1.....	103
Tabela 31. Avaliação do deslocamento horizontal relativo entre piso considerando a velocidade característica do vento para um período de retorno de 50 anos – Caso 1. .	107
Tabela 32. Esforços solicitantes de cálculo críticos antes e depois da otimização da rigidez – Caso 1.....	108
Tabela 33. Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais – Caso 2.....	109
Tabela 34. Evolução do dimensionamento otimizado no ELU e no ELS de deslocamento horizontal no topo – Caso 2.....	111

Tabela 35. Avaliação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso2.....	112
Tabela 36. Otimização do deslocamento horizontal do topo no ELS do modelo estrutural – Caso 2.....	113
Tabela 37. Variação da massa do modelo estrutural, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.....	116
Tabela 38. Variação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.....	117
Tabela 39. Avaliação do deslocamento horizontal relativo entre piso considerando a velocidade característica do vento para um período de retorno de 50 anos – Caso 2. .	119
Tabela 40. Esforços solicitantes de cálculo críticos antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.....	121
Tabela 41. Métodos utilizados na verificação do ELS de deslocamento horizontal. ...	123
Tabela 42. Peso final da estrutura para diferentes períodos de retorno	124

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Componentes de deformação de um elemento de barra.	33
Quadro 2. Código para integração de uma aplicação em Object Pascal com a API do SAP2000	73
Quadro 3. Inicialização de um objeto OLE para interface com o Office Excel.	76
Quadro 4. Função da API do Windows para limpeza de memória (adaptado de GAJIC, 2015b).	78
Quadro 5. Esquema estrutural dos modelos estudados.....	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Custo da construção de estruturas metálicas.	2
Figura 2. Fluxograma do processo tradicional de controle de rigidez, (CHARNEY, 1993).	4
Figura 3. Fluxograma do controle de rigidez incorporando o PTV, (CHARNEY, 1993)	14
Figura 4. Estrutura plana submetida a um carregamento real (adaptado de CHARNEY, 1993).	15
Figura 5. Energia potencial total do sistema (adaptado de BARRAR, 2009).	16
Figura 6. Elemento de treliça submetido a um carregamento real (BARRAR, 2009). ..	17
Figura 7. Gráficos do trabalho externo e da energia de deformação interna do elemento de treliça (BARRAR, 2009).	18
Figura 8. Estrutura treliçada submetida a um carregamento real (BARRAR, 2009).	19
Figura 9. Estrutura treliçada submetida ao carregamento real P e ao carregamento virtual Q (BARRAR, 2009).	20
Figura 10. Relação carga/deslocamento do sistema (BARRAR, 2009).	21
Figura 11. Relação tensão/deformação do sistema (BARRAR, 2009).	21
Figura 12. Resultado da redistribuição de material em dois elementos da treliça.	26
Figura 13. Pórtico plano rígido (adaptado de Charney, 1993).	34
Figura 14. Variação das propriedades do elemento com a área para perfis W14 em relação ao seu eixo de maior inércia (Charney, 1993).	40
Figura 15. Relações lineares obtidas para a série W14 a partir do perfil W14x90 e fator de correlação (Charney, 1993).	40
Figura 16. Resultado do redimensionamento do pórtico (adaptado de Charney, 1993). ..	42

Figura 17. Subestrutura da região da ligação (adaptado de BARRAR, 2009 apud CHARNEY e PATHAK 2008a).....	44
Figura 18. Modelo estrutural da subestrutura da ligação.	45
Figura 19. Diagrama de corpo livre dos elementos da subestrutura (adaptado de Charney e Pathak, 2008a)	46
Figura 20. Diagramas de esforços solicitantes na região de ligação entre viga e coluna	47
Figura 21. DPF dos elementos da subestrutura (adaptado de Charney e Pathak, 2008b).	48
Figura 22. Definição de uma DDZ.....	53
Figura 23. Índice de deslocamento e índice de dano de deslocamento (adaptado de Charney, 1990a).....	54
Figura 24. Distorção por cisalhamento dos painéis de um pavimento contraventado....	55
Figura 25. Limiar de dano para diferentes materiais (adaptado de Griffis, 1993).	56
Figura 26. Fluxograma representando as etapas da metodologia proposta.....	60
Figura 27. Descrição dos procedimentos de inicialização do modelo estrutural pelo OptSteel.....	62
Figura 28. Etapas da configuração da análise estrutural.	62
Figura 29. Otimização do peso no ELU.....	64
Figura 30. Dimensionamento do perfil mais leve no ELU.	65
Figura 31. Configurações e resultados da otimização da rigidez pelo PTV.	66
Figura 32. Avaliação do DMI de um DDZ pelo PTV.....	68
Figura 33. Otimização da rigidez pelo PTV.....	69
Figura 34. Verificação do dimensionamento no ELU.	70
Figura 35. Interface com o usuário.	71
Figura 36. Arquitetura do OptSteel.....	71

Figura 37. Resultado da otimização por elemento do modelo estrutural.....	74
Figura 38. Resultado da otimização por grupo do modelo estrutural.....	75
Figura 39. Resumo dos resultados de todas as iterações da otimização.	75
Figura 40. Resumo da estratégia para o dimensionamento otimizado.....	79
Figura 41. Caso 1 – Pórtico rígido de 12 pavimentos.....	87
Figura 42. Caso 2 – Pórtico A contraventado de 18 pavimentos.	90
Figura 43. Caso 3 – Pórtico rígido de 18 pavimentos.....	93
Figura 44. Caso 4 – Pórtico B contraventado de 18 pavimentos.....	96
Figura 45. Evolução do dimensionamento otimizado no ELU e no ELS de deslocamento horizontal no topo – Caso1.....	98
Figura 46. DPF e SI por grupo do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso1.....	102
Figura 47. DPF e SI por grupo do modelo estrutural após a otimização da rigidez – Caso1.	102
Figura 48. Fontes de deformação do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso1.....	104
Figura 49. Fontes de deformação do modelo estrutural após a otimização da rigidez – Caso1.....	105
Figura 50. Variação do momento solicitante de cálculo crítico dos grupos, antes e depois da otimização da rigidez – Caso1.	108
Figura 51. Evolução do dimensionamento otimizado no ELU e no ELS de deslocamento horizontal no topo – Caso2.....	110
Figura 52. DPF e SI por grupo do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso 2.	115
Figura 53. DPF e SI por grupo do modelo estrutural após a otimização da rigidez – Caso 2.	116

Figura 54. Variação do esforço normal solicitante de cálculo crítico dos grupos dos pilares e contraventamento, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.....	122
Figura 55. Variação do momento solicitante de cálculo crítico dos grupos das vigas, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.	122
Figura 56. Comparativo do peso final dos modelos estruturais, considerando a velocidade básica do vento para um período de retorno de 50 anos e 10 anos.....	125
Figura 57. Caso 1 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.....	126
Figura 58. Caso 1 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.	126
Figura 59. Caso 1 – Otimização para o índice DMI.	127
Figura 60. Caso 2 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.....	128
Figura 61. Caso 2 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.	128
Figura 62. Caso 2 – Otimização para o índice DMI.	129
Figura 63. Caso 3 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.....	130
Figura 64. Caso 3 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.	131
Figura 65. Caso 3 – Otimização para o índice DMI.	131
Figura 66. Caso 4 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.....	132
Figura 67. Caso 4 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.	133
Figura 68. Comparativo do peso final dos modelos estruturais, considerando a otimização do dimensionamento pelo Método C e pelo Método D.	135

RESUMO

SAKIYAMA, Felipe Isamu Harger. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, julho de 2015. **Estratégia para otimização do dimensionamento de estruturas reticuladas planas de aço com base no controle de deslocamentos**. Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo. Coorientadores: José Luiz Rangel Paes e Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga.

A escolha do sistema estrutural e as decisões tomadas durante sua definição são feitas normalmente com base na experiência do projetista e, embora envolva aspectos técnicos, ainda é de caráter pessoal. Chegar à configuração ótima da estrutura manualmente, ou utilizando ferramentas clássicas de análise e dimensionamento, na prática é inviável, tendo em vista o rigor exigido para o cumprimento de prazos na realidade atual. Entretanto, os recursos de computação disponíveis permitem não somente o desenvolvimento de aplicações mais sofisticadas como também a integração de aplicativos, possibilitando a automatização de processos complexos que demandam a execução de grandes quantidades de cálculos, e viabilizando a obtenção de soluções mais otimizadas do que as que se consegue com os métodos convencionais. Neste trabalho apresenta-se uma metodologia para análise e dimensionamento otimizados de estruturas planas de aço. Uma ferramenta computacional foi desenvolvida para avaliar o impacto da metodologia no dimensionamento de modelos estruturais de edifícios usuais em aço. Uma análise crítica dos atuais critérios e parâmetros de avaliação do desempenho de estruturas sujeitas ao ELS de deslocamentos horizontais foi realizada. Os resultados mostraram que a utilização da metodologia apresentou um impacto positivo no dimensionamento de estrutura planas de aço sujeitas a deslocamentos horizontais.

ABSTRACT

SAKIYAMA, Felipe Isamu Harger. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, July, 2015. **Strategy for the design optimization of drift controlled steel frame structures.** Advisor: Gustavo de Souza Veríssimo. Co-advisors: José Luiz Rangel Paes and Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga.

When choosing the appropriated structural system, the engineer usually relies on his previous experiences. Although it involves a number of technical aspects, the decision making still personal. A structure optimum configuration cannot be acquired manually or with the aid of analysis and design tools, in view of project's tight deadlines nowadays. However, the available computing resources currently allow not only the development of more sophisticated applications as well as the integration of existing applications, enabling the automation of complex processes, which require the implementation of large amounts of calculations, and enabling the achievement of solutions that are more sophisticated or more optimized than those achieved with conventional methods. This paper presents a computer-assisted methodology for analysis and optimized design of steel frame structures. A software tool was developed to assess the impact of the methodology in the design of structural models of the usual steel buildings. A critical review of current criteria and evaluation parameters of the performance of structures subjected to horizontal displacements of Serviceability Limit State was held. The results showed that the use of optimized design methodology had a positive impact on the dimensioning of planar steel structure subjected to horizontal displacements.

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1. Considerações preliminares

Segundo pesquisas do Banco Nacional do Desenvolvimento (BNDES) (FALEIROS, 2010), a indústria de estruturas metálicas vem apresentando, no período de 2001 a 2010, um expressivo crescimento no Brasil. O consumo de aço destinado às estruturas metálicas passou de 324 mil toneladas em 2002 para 1,6 milhão de toneladas em 2009 (Tabela 1), segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2009 apud FALEIROS, 2010), e os desembolsos do BNDES destinados a empresas do setor saltaram de cerca de R\$ 6 milhões em 2001 para mais de R\$ 156 milhões em 2010 (Tabela 2).

Tabela 1. Consumo de aço destinado às estruturas metálicas (FALEIROS, 2010).

Aço destinado às estruturas metálicas		
Ano	2002	2009
Quantidade (toneladas)	324.000	1.600.000

Fonte: IBGE

Tabela 2. Investimentos do BNDES no setor da construção metálica (FALEIROS, 2010).

Investimentos do BNDES		
Ano	2001	2010
R\$	6 mi	156 mi

Entre os insumos dessa indústria, os aços estruturais planos são a matéria-prima básica, o que acarreta uma alta dependência produtiva em relação à siderurgia. De acordo com a Pesquisa Industrial Anual (PIA) de 2009 (IBGE, 2009 apud FALEIROS, 2010), a

aquisição do aço representa 40% do custo total da construção de estruturas metálicas, seguida pelo custo de mão de obra, com participação de 25%, e pelo custo de manutenção de estoques (produto acabado e matérias-primas), com 16%, conforme mostrado na Figura 1.

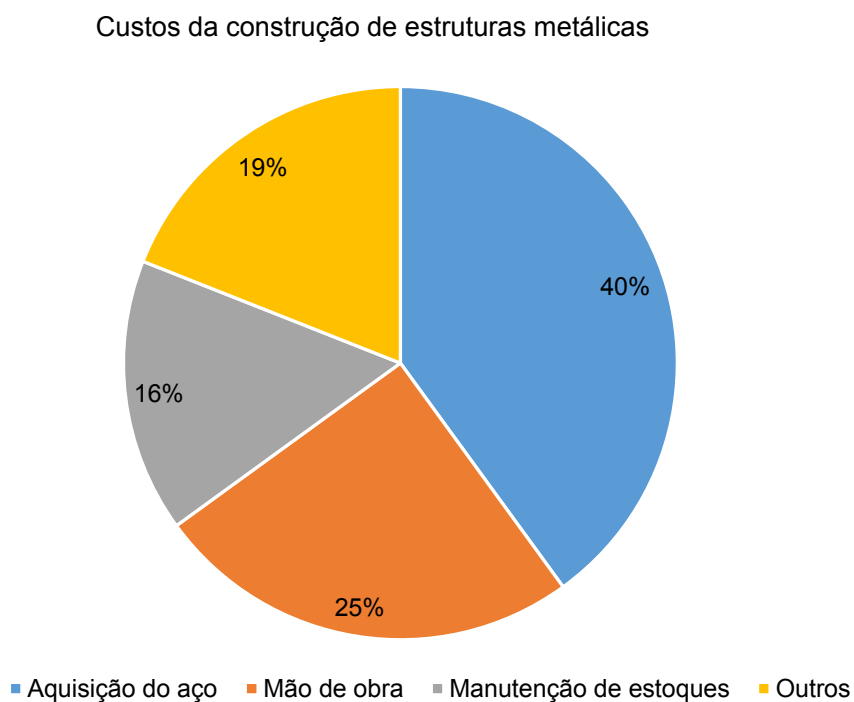


Figura 1. Custo da construção de estruturas metálicas.

No setor da construção metálica observa-se uma competição acirrada baseada em preço. Lopes (2001), ao analisar o padrão competitivo de uma amostra de quatro empresas produtoras de estruturas metálicas, observou que o objetivo estratégico de todas elas se fundamenta na busca por maior participação no mercado consumidor por meio de incremento de vendas. Isso vem a ocorrer, segundo ele, pela conquista de novos clientes por intermédio de estratégias baseadas no binômio preço e custo.

Uma forma de reduzir os custos e aumentar a competitividade desse setor consiste na redução do consumo de aço sem implicar perdas do nível de resistência e desempenho. Essa redução pode ser obtida na fase de projeto e concepção da estrutura.

Ao longo do processo de projeto e dimensionamento de uma estrutura metálica, os engenheiros podem lançar mão de diversos sistemas estruturais distintos. Cada um desses sistemas apresentará um determinado desempenho e consumirá uma certa quantidade de material. A escolha do sistema e as decisões tomadas durante sua definição são feitas normalmente com base na experiência prévia do projetista e, embora envolva uma série de aspectos técnicos, ainda é de caráter pessoal. Existe uma carência no mercado de metodologias ou ferramentas que tornem o processo criativo e decisório mais objetivo, baseado em análises físicas.

Segundo Charney (1993), quando o dimensionamento de uma estrutura é governado pelos Estados Limites Últimos (ELU), as dimensões dos elementos são determinadas de maneira direta, principalmente quando se dispõe de algum programa computacional. Os elementos menos resistentes são facilmente identificados e substituídos por elementos mais resistentes.

Quando os deslocamentos sofridos na estrutura nos Estados Limites de Serviço (ELS) controlam o projeto, o redimensionamento não é uma tarefa fácil. Apenas ao final do dimensionamento de todos os elementos torna-se possível determinar se a estrutura é muito flexível ou muito rígida. Dependendo da complexidade do sistema estrutural, não é simples identificar qual ou quais elementos influenciam mais ou menos na rigidez global da estrutura. Dada essa dificuldade, ao final do processo de análise e dimensionamento de uma estrutura de aço, o projetista chega numa configuração que atende as exigências de norma quanto à segurança e ao desempenho, mas essa configuração não é necessariamente a ótima. O processo tradicional é ilustrado na Figura 2.

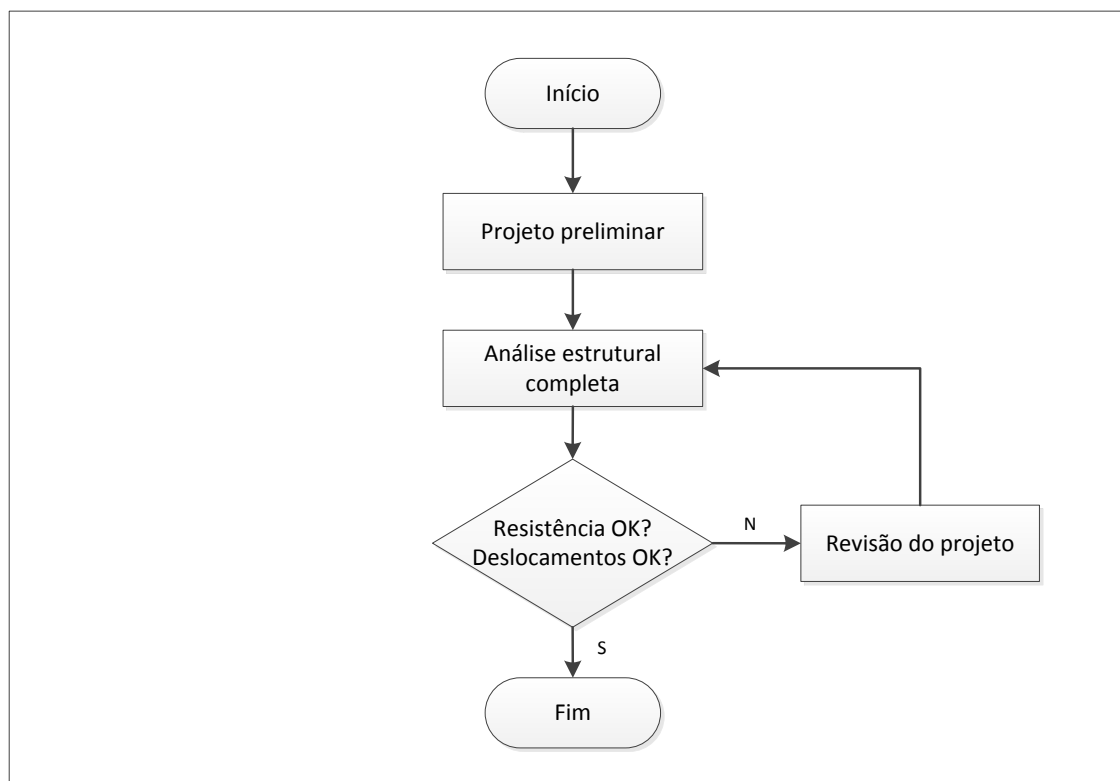


Figura 2. Fluxograma do processo tradicional de controle de rigidez, (CHARNEY, 1993).

O ELS é geralmente associado a um evento não catastrófico e serve como parâmetro do nível de qualidade de uma estrutura ou elemento. Exceder um ELS em um edifício significa que as suas funções são comprometidas devido aos danos causados ou devido ao desconforto causados em seus ocupantes. As consequências dos ELS estão associadas a fatores econômicos, e dos ELU, à segurança da estrutura.

Os critérios de dimensionamento no ELS são muitas vezes subjetivos e difíceis de serem definidos ou quantificados. Atualmente, as normas técnicas abordam de maneira sucinta os requisitos de projeto no ELS. Alguns parâmetros empíricos de limites de deslocamentos são fornecidos, entretanto, a avaliação da resposta da estrutura frente aos ELS fica a cargo do projetista. Não há nenhuma recomendação a respeito da velocidade básica do vento mais adequada a se utilizar nas verificações de deslocamento horizontal no ELS. Os parâmetros de avaliação do desempenho das estruturas sujeitas a deslocamentos horizontais são limitados e, algumas vezes, inadequados para subsidiar o trabalho do projetista.

Chegar à configuração ótima da estrutura manualmente, ou utilizando ferramentas clássicas de análise e dimensionamento, na prática é inviável, tendo em vista o rigor exigido para o cumprimento de prazos na realidade atual. Entretanto, os recursos de computação disponíveis atualmente permitem não somente o desenvolvimento de aplicações mais sofisticadas como também a integração de aplicações existentes, possibilitando a automatização de processos complexos, que demandam a execução de grandes quantidades de cálculos, que viabilizam a obtenção de soluções mais sofisticadas ou mais otimizadas do que as que se consegue com os métodos convencionais.

Este projeto visa o desenvolvimento de uma metodologia de análise e dimensionamento otimizados de estruturas de aço, a partir da integração de algoritmos de análise, de controle de rigidez baseado na energia de deformação da estrutura, de dimensionamento e de pesquisa em banco de dados. Para tanto, uma ferramenta computacional foi desenvolvida para avaliar o impacto da metodologia no dimensionamento de modelos estruturais de estruturas reticuladas planas de aço de edifícios usuais. Uma análise crítica dos atuais critérios e parâmetros de avaliação do desempenho de estruturas sujeitas ao ELS de deslocamentos horizontais foi realizada.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é otimizar a análise e dimensionamento de estruturas reticuladas planas de aço, com base no controle de deslocamentos.

1.2.2. Objetivos Específicos

Dentro do objetivo geral do trabalho, pretende-se atingir os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar a eficácia de um método de otimização da rigidez de estruturas reticuladas planas de aço, com base no Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV);
- desenvolver uma ferramenta computacional capaz de integrar o dimensionamento de elementos estruturais de aço, o método de otimização da rigidez e a análise estrutural;

- avaliar os efeitos do método de otimização da rigidez sobre a economia de aço em estruturas reticuladas planas de aço;
- avaliar o desempenho estrutural de algumas tipologias usuais de estruturas reticuladas planas de aço com auxílio da ferramenta computacional desenvolvida.

1.3. Estrutura da dissertação

O presente trabalho foi estruturado em cinco capítulos.

No Capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica. O subitem 2.1 reúne um histórico geral dos trabalhos relacionados à otimização de estruturas com base no PTV. No subitem 2.2 é mostrado o desenvolvimento do PTV para a determinação e o controle de deslocamento de estrutura reticuladas planas de aço. No subitem 2.3 são apresentadas as considerações a respeito do Estado Limite de Serviço de deslocamentos horizontais.

No Capítulo 3 são apresentados a metodologia utilizada no desenvolvimento do trabalho, a ferramenta computacional desenvolvida para aplicar a metodologia proposta, bem como as estratégias adotadas no controle de deslocamento de estruturas reticuladas planas de aço.

No Capítulo 4, as características dos estudos de caso e os resultados obtidos da otimização da análise e dimensionamento são apresentados. O capítulo é finalizado com a discussão dos resultados obtidos.

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

Capítulo 2

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Considerações preliminares

O dimensionamento de estruturas metálicas de edifícios envolve uma grande quantidade de cálculos. Para a verificação da segurança, que inclui resistência e estabilidade, existem várias normas técnicas com procedimentos explícitos para a verificação dos elementos no Estado Limite Último (ELU). Para a verificação no Estado Limite de Serviço (ELS) de deslocamentos horizontais devidos à ação do vento, os critérios normativos são sempre associados a deslocamentos limites em função da geometria da estrutura e da natureza dos deslocamentos. O aço estrutural sempre foi um material de elevado custo de produção, fato este que estabelece uma relação direta entre o custo e o peso de uma estrutura em aço. Além disso, o aço é um material com grande quantidade de energia embarcada, em decorrência do processo de produção. Assim, a redução do consumo do aço tem se tornado objetivo de importância cada vez maior, tendo em vista a preocupação global com o desenvolvimento de soluções mais sustentáveis e com a redução do custo de execução das estruturas.

Os avanços na área da computação têm possibilitado a utilização de modelos sofisticados, capazes de análises mais realistas e que envolvem grandes quantidades de cálculo executados em curtos intervalos de tempo, análises estas inviáveis até pouco tempo atrás. Com esses avanços, há uma evolução das metodologias que viabilizam um dimensionamento otimizado de estruturas, levando em conta não somente os critérios de resistência estabelecidos nas normas técnicas, mas também o comportamento estrutural nas situações de serviço.

Uma ampla revisão bibliográfica foi realizada sobre o dimensionamento otimizado e o controle de rigidez de grandes estruturas submetidas a carregamentos laterais. Dentre as metodologias existentes, este trabalho focou naquelas baseadas no princípio de energia de deformação e trabalho virtual de um sistema.

O primeiro trabalho encontrado na literatura que apresentou um método de otimização de estruturas com uma abordagem energética foi escrito por Velivasakis e DeScenza (1983). A proposta da metodologia apresentada por esses autores tinha o objetivo de adotar um desenvolvimento que utilizasse os mesmos parâmetros da análise estrutural tradicional, viabilizando a aplicação do método em escritórios de engenharia em geral.

Utilizando o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), esse método computava a contribuição de cada elemento para o deslocamento total da estrutura. Essa contribuição foi desmembrada em componentes de deformação axial, de flexão, de cisalhamento e de torção. Os autores apresentaram um exemplo de aplicação da técnica de otimização em um pórtico plano de dez pavimentos. O pórtico foi otimizado para o menor peso, respeitando os critérios de resistência, e as limitações normativas de deslocamento lateral no topo do pórtico e deslocamento lateral relativo entre pavimentos.

Na metodologia desenvolvida por Velivasakis e DeScenza (1983), a energia de deformação de cada elemento era o principal parâmetro. O dimensionamento otimizado era realizado adicionando rigidez aos elementos que mais contribuía para o deslocamento total da estrutura, e subtraindo rigidez dos elementos que menos contribuía.

Lui e Chen (1986) realizaram um estudo sobre a influência das deformações das ligações no comportamento estrutural de pórticos rígidos. Foi realizada uma modelagem em elementos finitos de vários padrões de ligações. Um modelo simplificado único foi estabelecido e a sua precisão foi comparada com resultados experimentais. Os autores concluíram que a deformação das ligações tem uma grande influência no comportamento estrutural de estruturas rígidas e devem ser consideradas na análise e no dimensionamento. Apesar deste trabalho não estar diretamente relacionado com a otimização de estruturas, as conclusões obtidas foram fundamentais para o amadurecimento e desenvolvimento do método de otimização de estruturas pelo PTV.

Charney (1990a) publicou um trabalho abordando a necessidade da normatização de critérios para os Estados Limites de Serviço (ELS) relacionados aos deslocamentos laterais provocados pelo vento. De acordo com o autor, a ausência de uma normatização destes critérios impossibilitaria o desenvolvimento de metodologias de dimensionamento

otimizado de estruturas. O autor propôs uma nova abordagem para quantificar os deslocamentos horizontais relativos entre pavimentos, denominada Drift Damage Index (DDI, índice de dano por deslocamento horizontal).

Baker (1990) apresentou uma técnica de dimensionamento de estruturas controladas pela rigidez lateral. O desenvolvimento foi baseado no equilíbrio energético do sistema apresentado por Velivasakis e DeScenza (1983). O autor introduziu uma inovação em relação aos seus antecessores, onde a influência de cada elemento do sistema era medida por um parâmetro de densidade de energia. A densidade de energia consiste na razão entre a energia de deformação do elemento e seu volume. Entretanto, o autor considerou apenas as deformações axiais e de flexão dos elementos, ignorando os efeitos do cisalhamento e das ligações. A otimização era realizada separadamente para os elementos submetidos a esforços principais axiais e para os submetidos a esforços principais de flexão. O autor aplicou a técnica em estruturas estaticamente determinadas. A eficiência em estruturas estaticamente indeterminadas não foi estudada.

Charney (1990b) realizou um trabalho para determinar as fontes de deformação elástica de pórticos de estruturas metálicas. De acordo com o autor, uma metodologia consistente de dimensionamento e otimização de estruturas para os ELS somente seria possível se todas as fontes de deformação estrutural fossem consideradas adequadamente.

Utilizando o PTV, o autor criou o conceito de DPF (Displacement Participation Factor, fator de participação no deslocamento). O DPF é um fator numérico que representa a contribuição de um elemento para um deslocamento de um determinado ponto numa determinada direção. Esse fator pode ser desmembrado em componentes de deformação axial, de flexão, de cisalhamento, de torção e dos nós. O autor concluiu que essas fontes de deformação devem ser sempre incluídas na análise estrutural.

Forrest-Brown e Samali (1990) apresentaram uma formulação semelhante àquela apresentada por Baker (1990). No desenvolvimento foram consideradas apenas as deformações axiais, de cisalhamento e de flexão. A otimização era realizada em função de um índice de absorção de cada elemento, semelhante à densidade de energia proposta por Baker (1990).

Charney (1991) aplicou o DPF na otimização de estruturas governadas pelo deslocamento lateral, considerando as deformações axiais, de flexão e de cisalhamento de um pórtico plano estaticamente determinado. Apesar de reconhecer a importância do parâmetro dado pela razão entre o DPF e o volume de cada elemento, também chamado de índice de absorção por Forrenst-Brown e Samali (1990), o autor fez uso apenas do DPF na otimização da rigidez de uma estrutura submetida a deslocamentos laterais. O índice de absorção foi utilizado apenas como um indicador da distribuição ótima de peso entre os elementos da estrutura.

Henige (1991), utilizou o PTV para limitar a frequência de vibração de uma estrutura de aço.

Léger et al. (1991) desenvolveram um estudo da influência das deformações nas ligações rígidas entre pilares e vigas no deslocamento lateral de uma estrutura de aço. Os autores verificaram que a análise tradicional, considerando a geometria centro a centro, com as extremidades dos elementos rígidas, pode subestimar o deslocamento lateral, uma vez que as deformações elásticas nas regiões de ligação entre as barras são negligenciadas. Os resultados demonstraram que as deformações nestas regiões, denominadas panel zones (regiões delimitadas por painéis), devem ser incluídas no modelo estrutural para que a rigidez da estrutura e, conseqüentemente, os deslocamentos laterais sejam calculados com mais precisão. Os autores também concluíram que para estruturas governadas pelo ELS, o dimensionamento deve ser realizado dentro do regime elástico, tendo em vista que os limites normativos de deslocamentos são estabelecidos considerando modelos com comportamento elástico linear.

Wada (1991) propôs um método para o controle do deslocamento lateral de estruturas de edifícios altos a partir do PTV. O desenvolvimento do método é semelhante ao proposto posteriormente por Charney (1993). Entretanto, Akira utilizou uma abordagem puramente matemática, dificultando o entendimento do comportamento da estrutura frente aos deslocamentos laterais. O autor focou apenas na redistribuição de massa entre os elementos de uma estrutura estaticamente determinada, com o objetivo de modificar a rigidez da estrutura e reduzir os deslocamentos laterais. Não foram levados em consideração os limites de resistência no ELU dos modelos estruturais estudados.

Charney (1993) desenvolveu uma metodologia para a otimização de estruturas governadas pelo ELS através da identificação do comportamento estrutural. O autor não apresentou inovações quanto ao desenvolvimento teórico dos trabalhos anteriores, utilizando o PTV como base de sua metodologia. Entretanto, o trabalho tem seu mérito devido à sua inovadora abordagem. Além do conceito de DPF, o autor atribuiu a densidade de energia a um índice de sensibilidade, denominado SI (sensitivity index), que é utilizado como parâmetro principal do dimensionamento otimizado. A metodologia de Charney (1993) foi adotada neste trabalho e o seu desenvolvimento é detalhado adiante.

Griffis (1993) realizou um estudo sobre dois importantes Estados Limites de Serviço (ELS) de estruturas submetidas à ação do vento, a saber: deslocamentos horizontais e percepção à movimentação. O autor propôs novos parâmetros para a avaliação e aceitação de estruturas sujeitas a estes ELS. É discutido o período de retorno do vento adequado para a verificação dos ELS e os parâmetros para avaliar o desempenho estrutural frente aos deslocamentos horizontais. Um novo conceito para avaliar o dano em elementos não estruturais devido aos deslocamentos horizontais relativo entre pisos é proposto.

Chan et al. (1995) desenvolveram uma metodologia de dimensionamento otimizado automatizado de estruturas de edifícios altos. Os autores aplicaram o conceito do PTV para o cálculo dos deslocamentos e formularam um problema clássico de otimização discreta, considerando as restrições de deslocamento no ELS e de resistência no ELU. A otimização era realizada aplicando equações lagrangeanas e algoritmos recursivos para alcançar os critérios estabelecidos. Apesar da eficiência da metodologia para atingir o objetivo final, a abordagem não permite um entendimento do comportamento da estrutura pelo projetista, impossibilitando a intervenção humana durante o processo de otimização. Metodologias como esta são comumente chamadas de “caixa preta”, no sentido de que não se enxerga o que acontece entre a entrada de dados e o resultado final.

Charney e Pathak (2008a e 2008b), apresentaram três modelos que consideram o efeito da deformação nas ligações rígidas entre vigas e pilares de aço: o Modelo do Nó Fictício; o Modelo do Nó de Krawinkler; e o Modelo do Nó de Scissors. O primeiro utiliza uma subestrutura reticulada plana simplificada e os demais consideram um conjunto de barras rígidas e molas para representar o comportamento da região da ligação. Dentre os três, os autores focaram os estudos no Modelo do Nó Fictício.

O Modelo do Nó Fictício possibilita que a região da ligação seja discretizada em partes mensuráveis, que dependem exclusivamente dos perfis das barras que concorrem naquele nó. Fazendo um simples equilíbrio estático na subestrutura simplificada, é possível quantificar as ações que atuam nas diferentes partes da região da ligação. Com esta abordagem, os autores formularam equações para determinar os fatores DPF e o índice SI da ligação, tornando possível avaliar o comportamento e a contribuição das ligações na resposta da estrutura global aos carregamentos laterais. A precisão da formulação foi obtida comparando o modelo simplificado com uma detalhada análise tridimensional em elementos finitos. Os resultados mostraram que as deformações nas ligações são estimadas com muita precisão por meio das expressões dos fatores DPF. Os autores recomendam a utilização dessas formulações para uma análise mais precisa de pórticos rígidos de aço.

2.2. O Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV)

2.2.1. Introdução

O conceito de energia de deformação associado ao trabalho realizado por uma força vem sendo aplicado na análise estrutural por diversos autores. Dentre as metodologias de cálculo mais utilizadas, destaca-se o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV).

O PTV é a base para o cálculo de deslocamentos em estruturas submetidas a carregamentos reais. Segundo Süsskind (1979), para calcular esses deslocamentos, pode-se aplicar forças fictícias nos locais e nas direções dos deslocamentos reais que se quer determinar, em direções não necessariamente coincidentes com a direção de aplicação do carregamento real. O PTV estabelece o equilíbrio de um sistema em termos de seus possíveis deslocamentos. É atribuído a John Bernoulli (1667-1748).

O método clássico para a solução de problemas envolvendo o equilíbrio de corpos rígidos ou flexíveis é o uso das conhecidas equações básicas $\Sigma F = 0$ e $\Sigma M = 0$, onde F é força e M é momento. Entretanto, em se tratando de uma estrutura real, pode-se desejar calcular os deslocamentos sofridos pela estrutura em pontos específicos de interesse. O PTV possibilita a utilização de uma força virtual relacionada a um deslocamento também virtual na direção de um deslocamento real que se deseja determinar. Ao deslocamento

virtual corresponde um trabalho virtual. E se um corpo está em equilíbrio estático, a soma dos trabalhos virtuais de cada força para qualquer deslocamento virtual é nula.

Para um corpo em equilíbrio, o trabalho do carregamento (forças externas) deve ser igual à energia de deformação dos esforços internos, para quaisquer deslocamentos virtuais compatíveis com os vínculos da estrutura. Aplicando esse princípio em corpos elásticos, é possível calcular os deslocamentos devidos à atuação de carregamentos externos em função da energia de deformação dos elementos que compõem a estrutura.

Além do cálculo do deslocamento de uma estrutura, Charney (1990b) aplicou o PTV para determinar a contribuição de cada barra para o deslocamento total, e estabeleceu que a contribuição de cada elemento pode ser desmembrada em componentes de deformação axial, de flexão, de cisalhamento e de torção. Estes componentes auxiliam no entendimento do comportamento de uma estrutura e na otimização da distribuição de material.

Usando o PTV, é possível, depois de realizada a análise da estrutura, identificar quais elementos são mais flexíveis ou mais rígidos e avaliar a sua influência na estabilidade global do sistema. A partir disso, o projetista pode tomar a decisão de redimensionar os elementos da estrutura de modo a otimizar o aproveitamento do material, obtendo a estrutura ótima que atende aos critérios de segurança e desempenho exigidos pelas normas aplicáveis.

A inserção do PTV no processo de dimensionamento é mostrada na Figura 3, onde observa-se que três novas etapas foram adicionadas ao fluxograma da Figura 2. É importante ressaltar que a aplicação do PTV não se limita a edifícios de grande deslocabilidade. Esse método é igualmente aplicável em edifícios de pequeno e médio porte, pontes, antenas de telecomunicações ou qualquer outro tipo de estrutura sensível a vibrações ou a rigidez.

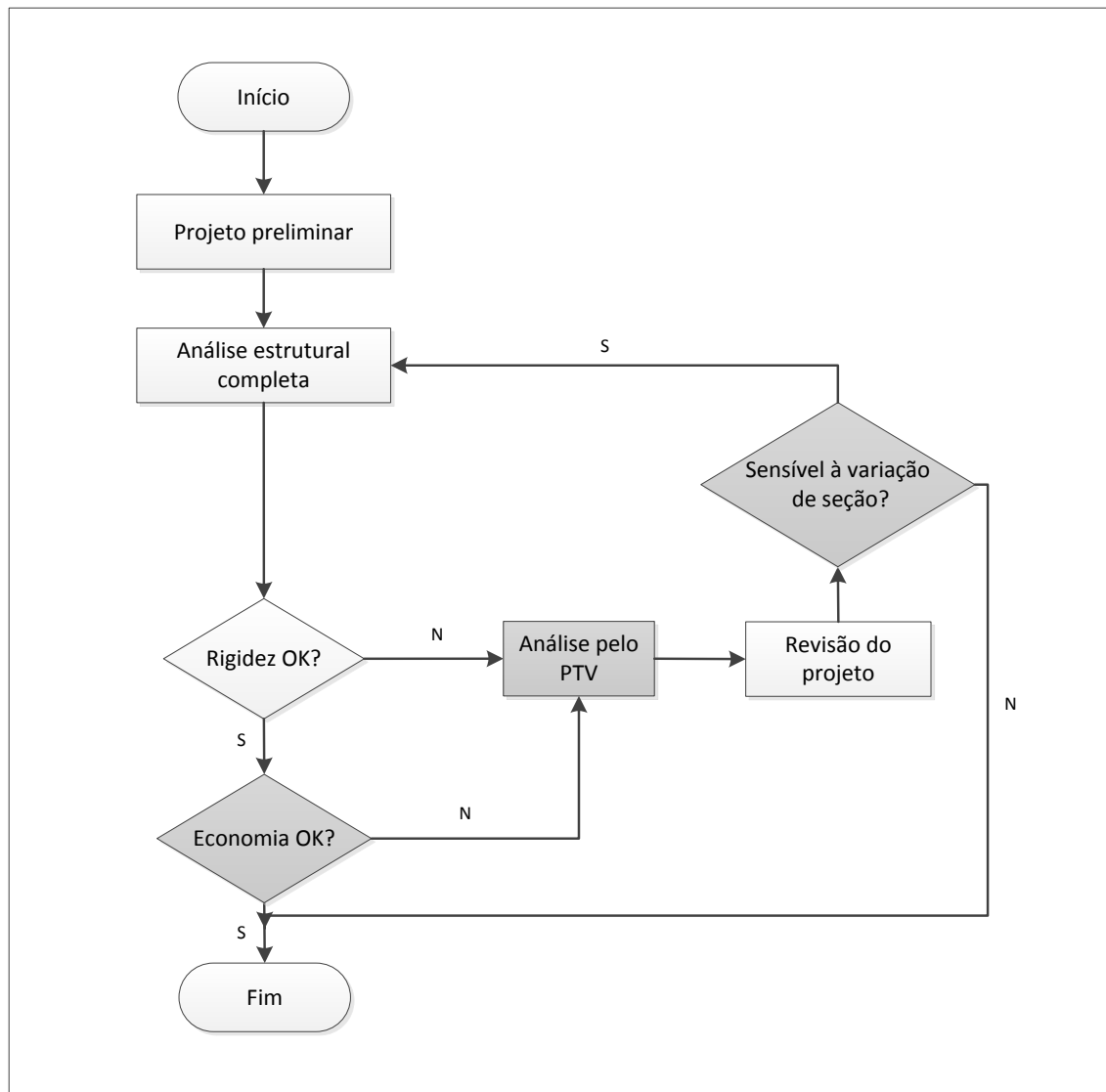


Figura 3. Fluxograma do controle de rigidez incorporando o PTV, (CHARNEY, 1993)

O PTV é uma solução interessante para a otimização de estruturas de edifícios pois, as bases matemáticas dessa técnica já são conhecidas pelos projetistas e os resultados são apresentados em termos do comportamento físico. Além disso, a informação necessária para a otimização é dada ao projetista, que tem controle total do processo de redimensionamento.

Eventualmente, com auxílio de um algoritmo computacional é possível implementar a inteligência necessária para análise crítica do desempenho ótimo de um elemento estrutural, criando um sistema especialista.

Existem várias abordagens para o desenvolvimento do PTV. Na próxima seção apresenta-se o desenvolvimento descrito por Barrar (2009) e Charney (1993).

2.2.2. Desenvolvimento do trabalho virtual

Considere-se a estrutura plana representada na Figura 4. Um carregamento real de 100 kN é aplicado em cada andar na direção horizontal, causando um deslocamento real lateral d_x na extremidade superior do edifício (Figura 4.a). Um carregamento virtual Q unitário foi aplicado no mesmo local e na mesma direção do deslocamento d_x .

Quando o carregamento real é aplicado, a estrutura se desloca devido às deformações sofridas por cada elemento individualmente, armazenando energia de deformação no sistema. Se for considerado que as deformações ocorrem lentamente, e que não há perda de energia, todo o trabalho das forças externas é convertido em energia de deformação interna.

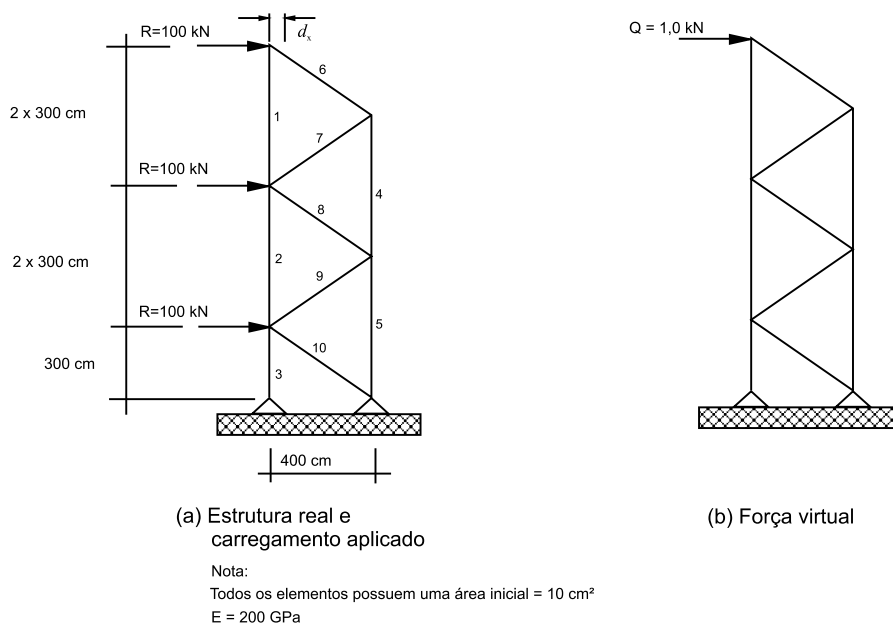


Figura 4. Estrutura plana submetida a um carregamento real (adaptado de CHARNEY, 1993).

A energia potencial do sistema é, portanto, o balanço da energia de deformação interna e o trabalho externo, dado por:

$$\Pi = U - W \quad (1)$$

onde Π é a energia potencial do sistema, U é energia de deformação interna e W é o trabalho externo.

O sistema estrutural atinge o equilíbrio de deformações quando a variação da energia potencial é nula, ou seja, quando todo o trabalho externo foi convertido em energia interna de deformação:

$$\delta\Pi = \delta U - \delta W = 0 \quad (2)$$

onde $\delta\Pi$, δU e δW são as variações da energia potencial, energia interna de deformação e trabalho externo, respectivamente. A equação (2) é representada graficamente na Figura 5. Observa-se que uma pequena variação do carregamento virtual na configuração em equilíbrio não modifica a energia potencial do sistema.

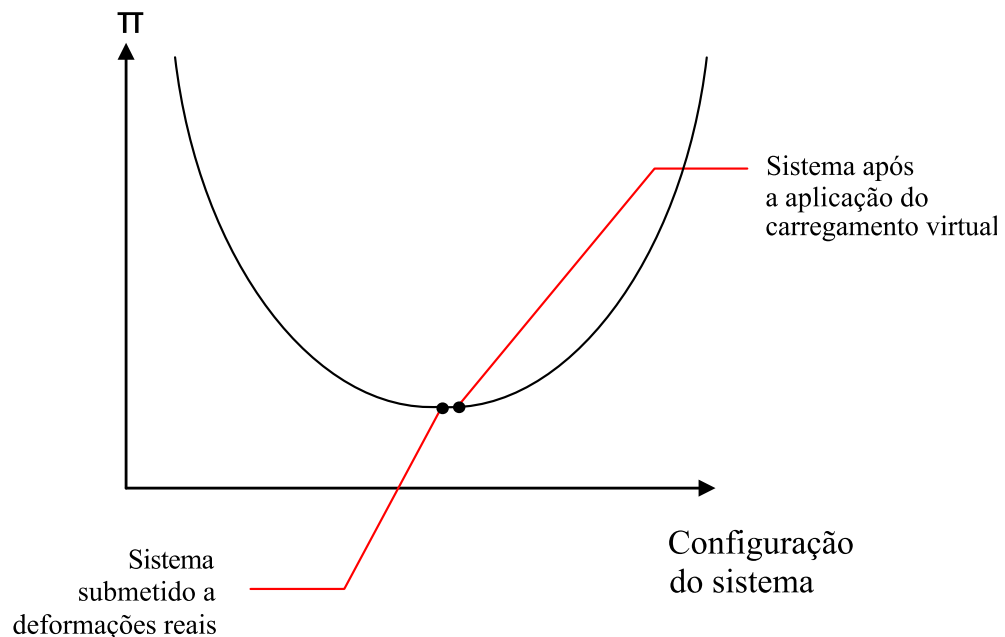


Figura 5. Energia potencial total do sistema (adaptado de BARRAR, 2009).

Ao analisar a estrutura com deslocamento real, cada elemento do sistema sofre deformações. Quando a força virtual é aplicada, os elementos apresentam tensões internas adicionais devido ao carregamento virtual. Como a nova configuração do sistema permanece em equilíbrio, a variação de energia interna e externa pode ser comparada para determinar o deslocamento real. A variação da energia interna de deformação e a variação do trabalho externo são expressas como:

$$\delta U = \int_v \sigma_{\bar{v}} \varepsilon_r dV \quad (3)$$

$$\delta W = Q d_x \quad (4)$$

onde $\sigma_{\bar{v}}$ é a tensão no elemento devido ao carregamento virtual, ε_r é a deformação no elemento devido ao carregamento real, e Q é o carregamento virtual aplicado no local e na direção do deslocamento real d_x . Para que a variação da energia potencial do sistema seja nula, então:

$$\delta W = \delta U \quad (5)$$

Substituindo as equações (3) e (4) na equação (5):

$$Q d_x = \int_v \sigma_{\bar{v}} \varepsilon_r dV \quad (6)$$

Neste trabalho, a variável W_E foi utilizada para representar o trabalho externo realizado no sistema, e a variável W_I para representar a energia de deformação interna (trabalho interno).

2.2.2.1. O princípio dos trabalhos virtuais aplicado às treliças

Na Figura 6, um elemento de treliça de comprimento inicial L é submetido a um carregamento real P . O elemento sofre um deslocamento d devido à aplicação da carga. Se a carga P é aplicada lentamente, e considerando que não existem perdas no sistema, é possível admitir que a estrutura trabalha em regime linear de deslocamento e deformação.

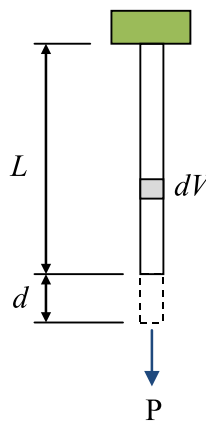
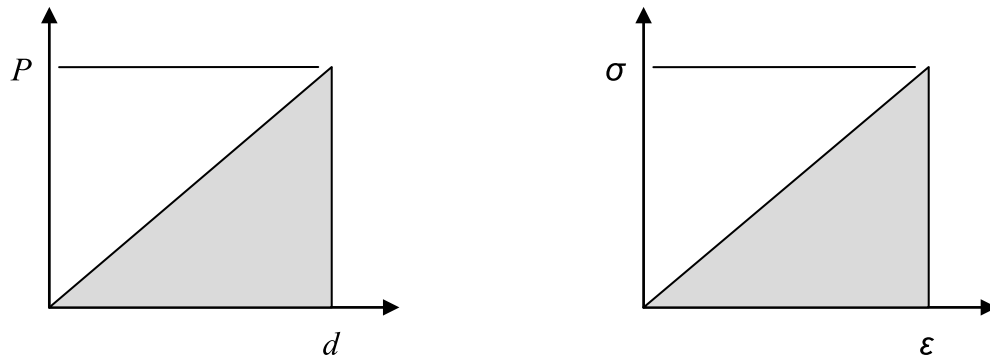


Figura 6. Elemento de treliça submetido a um carregamento real (BARRAR, 2009).

A relação carga x deslocamento do elemento e a relação tensão x deformação de um elemento infinitesimal de volume dV são mostradas na Figura 7.



a) Relação *carga x alongamento*

b) Relação *tensão x deformação*

Figura 7. Gráficos do trabalho externo e da energia de deformação interna do elemento de treliça (BARRAR, 2009).

A área abaixo da curva no gráfico a) representa o trabalho externo realizado no sistema, expresso por:

$$W_E = \frac{1}{2} P d \quad (7)$$

e a área abaixo da curva no gráfico b) representa o trabalho interno realizado no elemento infinitesimal. A energia interna total do elemento é expressa por:

$$W_I = \frac{1}{2} \int_v \sigma \epsilon dV \quad (8)$$

Para desenvolver a equação do trabalho interno é preciso conhecer σ e ϵ . Para um elemento de treliça de seção constante submetido exclusivamente a esforço normal constante ao longo do comprimento, tem-se:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (9)$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{P}{E A} \quad (10)$$

$$dV = A dx \quad (11)$$

onde E é o módulo de elasticidade longitudinal do material, e A é a área da seção transversal do elemento.

Substituindo as equações (9), (10) e (11) em (8), tem-se:

$$W_i = \frac{1}{2} \int_0^L \frac{P}{A} \frac{P}{E A} A dx = \frac{1}{2} \frac{P^2 L}{E A} \quad (12)$$

Como o trabalho externo é igual ao trabalho interno:

$$\frac{1}{2} P d = \frac{1}{2} \frac{P^2 L}{E A} \quad (13)$$

Resolvendo a equação (13) para o deslocamento d , tem-se:

$$d = \frac{P L}{E A} \quad (14)$$

A equação (14) aplica-se apenas ao caso particular de uma barra isolada submetida exclusivamente a esforços normais.

Num sistema treliçado composto por múltiplos elementos, o trabalho interno total é a soma da energia de deformação de todos os elementos que compõem a treliça. Na Figura 8 é mostrada uma treliça plana composta por um conjunto de barras de extremidades rotuladas. Essa treliça é solicitada por um carregamento vertical P , e sofre no ponto de aplicação da força P um deslocamento $d_{P,P}$.

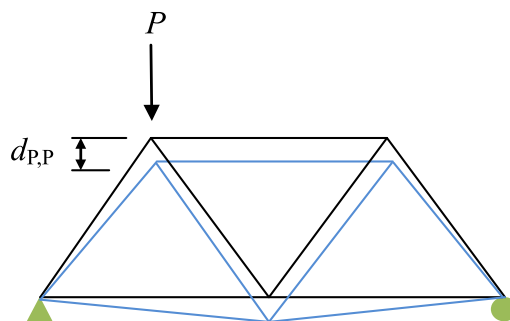


Figura 8. Estrutura treliçada submetida a um carregamento real (BARRAR, 2009).

O trabalho externo realizado no sistema vale:

$$W_E = \frac{1}{2} P d_{P,P} \quad (15)$$

A energia interna de deformação de cada elemento do sistema é expressa por:

$$w_i = \frac{1}{2} \frac{P_i^2 L_i}{E_i A_i} \quad (16)$$

A energia interna total da treliça é a soma das energias individuais de cada elemento:

$$W_I = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{P_i^2 L_i}{E_i A_i} \quad (17)$$

Considerando que o trabalho externo é igual ao trabalho interno, a solução do deslocamento $d_{P,P}$ é:

$$d_{P,P} = \frac{1}{P} \sum_{i=1}^n \frac{P_i^2 L_i}{E_i A_i} \quad (18)$$

Com a equação (18), somente é possível determinar o deslocamento no ponto e na direção de aplicação do carregamento externo P . Para determinar o deslocamento de um ponto diferente do ponto de aplicação da carga P , basta aplicar o PTV na treliça. Para isso, uma força virtual unitária deve ser aplicada no ponto e na direção do deslocamento que se deseja determinar. Na Figura 9 é representada a treliça com o carregamento virtual Q aplicado no nó central, onde se deseja obter o deslocamento.

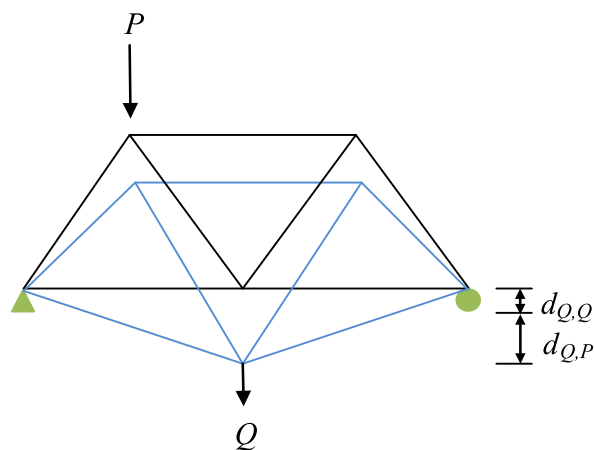


Figura 9. Estrutura treliçada submetida ao carregamento real P e ao carregamento virtual Q (BARRAR, 2009).

O deslocamento total no centro da treliça pode ser dividido em duas parcelas: o deslocamento virtual devido à aplicação do carregamento Q , no sentido de Q ; e o deslocamento real devido à aplicação do carregamento P , no sentido de Q .

A relação carga/deslocamento quando a estrutura é carregada com o carregamento virtual Q e, em seguida, com o carregamento real P , é mostrada na Figura 10.

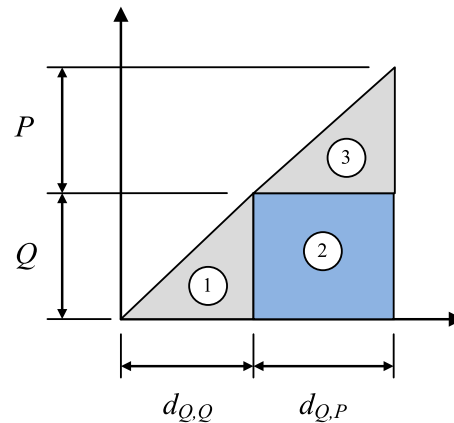


Figura 10. Relação carga/deslocamento do sistema (BARRAR, 2009).

A área “1” corresponde ao trabalho externo realizado pela carga virtual Q quando a estrutura sofre o deslocamento virtual $d_{Q,Q}$ (deslocamento no local da carga Q devido à aplicação da carga Q). A área “2” equivale ao trabalho externo realizado pela carga virtual Q movendo-se ao longo do deslocamento real $d_{Q,P}$ (deslocamento no local da carga Q devido à aplicação da carga P). A área 3 é o trabalho externo da carga P quando a estrutura sofre o deslocamento real $d_{Q,P}$.

O trabalho interno é obtido através da relação tensão/deformação, ilustrada na Figura 11.

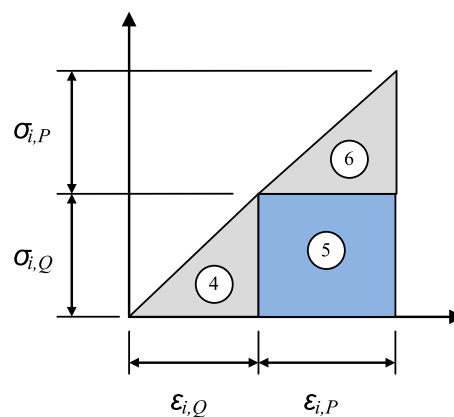


Figura 11. Relação tensão/deformação do sistema (BARRAR, 2009).

Considerando a conservação de energia do sistema, é possível afirmar que a área “1” é igual a área “4”, a área “2” é igual a área “5” e a área “3” é igual a área “6”. Como o objetivo é calcular o deslocamento no local do carregamento virtual Q devido à aplicação

do carregamento real P , as áreas “2” e “5” devem ser utilizadas. O trabalho externo dado pela área “2” é igual a:

$$W_E = Q d_{Q,P} \quad (19)$$

e o trabalho interno calculado pela área “5” para um elemento i do sistema vale:

$$W_{I,i} = \frac{P_i L_i}{E_i A_i} Q_i \quad (20)$$

onde P_i é o esforço normal no elemento devido à carga P , e Q_i é o esforço normal no elemento devido à carga Q . O trabalho interno total do sistema é a soma do trabalho interno individual de cada elemento:

$$W_I = \sum_i^n \frac{P_i L_i}{E_i A_i} Q_i \quad (21)$$

Igualando o trabalho externo e o trabalho interno, tem-se:

$$d_{Q,P} = \sum_i^n \frac{P_i L_i}{E_i A_i} \left(\frac{Q_i}{Q} \right) \quad (22)$$

Na equação (22), o termo do somatório é definido como o fator de participação no deslocamento (DPF) da barra i porque representa o quanto a barra contribuiu para o deslocamento real na direção da força virtual. No caso das treliças, o DPF de todos os elementos é devido à deformação axial. Para distinguir a deformação axial, o valor representado por $W_{I,i}$ na equação (20) será referido a partir de agora por DA_i , indicando que representa o componente axial do DPF do elemento i .

Os resultados da análise pelos trabalhos virtuais da estrutura da Figura 4 são mostrados na Tabela 3. O DPF de cada elemento é dado na coluna 7 da tabela, e a soma desses valores é o deslocamento real no topo da treliça na direção da força virtual. As deformações que ocorrem no elemento 5 são as que mais contribuem para o deslocamento total, com um DPF de 4,05 cm, e o elemento 1 é o que menos contribui com um DPF de apenas 0,17 cm.

Enquanto o elemento 5 contribui mais para o deslocamento total que qualquer outro elemento, ele não é a barra mais crítica se o objetivo é reduzir o deslocamento com um

volume mínimo de material adicionado. O mais crítico elemento é a barra 3, a qual contribui com 38 mm para o deslocamento total. O fato de que o elemento 3 é o crítico é evidente a partir do valor mostrado na coluna 8 da Tabela 3, que representa o quanto cada DPF de cada barra muda se o volume do elemento é incrementado por 100000 mm³. (Note que os valores na coluna oito foram multiplicados por 1000 somente para melhorar o formato).

Os valores apresentados na coluna oito para o elemento 3 e 5 foram obtidos da seguinte forma:

Para 100000 mm³ de material adicionados ao elemento 3:

$$\text{Volume atualizado} = 3000000 + 100000 = 3100000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Área atualizada} = (3100000 / 3000000) * 1000 = 1033,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{DPF atualizado} = 1000 * 38 / 10333 = 36,78 \text{ mm}$$

$$\text{Mudança no deslocamento total} = 38 - 36,78 = 1,22 \text{ mm}$$

$$\text{Mudança no DPF / mudança no volume} = (1,22 / 1000) * 1000 = 1,22$$

Para 100000 mm³ de material adicionados ao elemento 5:

$$\text{Volume atualizado} = 6000000 + 100000 = 6100000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Área atualizada} = (6100000 / 6000000) * 1000 = 1016,67 \text{ mm}^2$$

$$\text{DPF atualizado} = 1000 * 40,5 / 1016,67 = 39,84 \text{ mm}$$

$$\text{Diminuição no deslocamento total} = 40,5 - 39,84 = 0,66 \text{ mm}$$

$$\text{Mudança no DPF / mudança no volume} = (0,67 / 1000) * 1000 = 0,66$$

Pode-se notar que o DPF do elemento pode ser atualizado sem que sejam recalculados os esforços nos elementos porque esta estrutura é estaticamente determinada.

Tabela 3. Resultado da Análise dos Trabalhos Virtuais da Treliça da Figura 4.

1	2	3	4	5	6	7	8
Elemento	Comprimento	Área	Volume	Força real	Força virtual	DPF	1000 * DPF/V
	L (cm)	S (cm ²)	V (cm ³)	P (kN)	p (kN)	(cm)	(cm ⁻²)
1	600	10	6000	75	0,75	0,17	0,03
2	600	10	6000	300	2,25	2,03	0,33
3	300	10	3000	675	3,75	3,80	1,22
4	600	10	6000	-150	-1,5	0,68	0,11
5	600	10	6000	-450	-3	4,05	0,66
6	500	10	5000	-125	-1,25	0,39	0,08
7	500	10	5000	125	1,25	0,39	0,08
8	500	10	5000	-250	-1,25	0,78	0,15
9	500	10	5000	250	1,25	0,78	0,15
10	500	10	5000	-375	-1,25	1,17	0,23
Total			52000			14,23	

Como pode ser visto, o elemento 3 é mais sensível a uma mudança no volume do que o elemento 5. Deste ponto em diante, a mudança no DPF de cada barra devido a uma mudança no seu volume será chamada de índice de sensibilidade (SI).

Quando a mudança no volume tende a zero, o índice de sensibilidade é calculado como a razão entre o DPF do elemento e o volume do elemento, dado por:

$$SI_i = \lim_{\Delta V \rightarrow 0} \left(\frac{\Delta DPF_i}{\Delta V_i} \right) = \frac{dDPF_i}{dV_i} = \frac{DPF_i}{V_i} \quad (23)$$

O resultado final da equação (23) pode ser escrito como:

$$SI_i = \frac{p_i P_i}{A_i^2 E_i} \quad (24)$$

sendo p_i a força virtual na i -ésima barra, que a partir da equação (23) é igual ao trabalho virtual volumétrico na barra.

Isto posto, fica claro que adicionar material aos elementos com SI relativamente grande é um modo efetivo para diminuir o deslocamento. Isto aponta para a seguinte observação:

Observação 1:

Quando se adiciona material à estrutura a fim de reduzir o deslocamento, o material deve ser adicionado ao(s) elemento(s) com maior(es) índice(s) de sensibilidade SI.

Para elementos com SI muito pequeno, pode-se remover volume a partir do elemento com um impacto relativamente pequeno no deslocamento total. Isto aponta para um corolário da Observação 1:

Corolário da observação 1:

Quando se remove material da estrutura a fim de melhorar a economia, o material deverá ser retirado do(s) elemento(s) com menor(es) índice(s) de sensibilidade SI.

A partir das observações acima, fica claro que o material deve ser adicionado aos elementos com elevado SI, e removido dos elementos com baixo SI. Se todos os elementos possuem o mesmo SI, parece óbvio que não traz benefício algum uma redistribuição de material, porque para um dado volume de material a estrutura deve ser a melhor possível, ou seja, ótima.

Para ilustrar o fato de que a estrutura com SI constante para todos os elementos é ótima, foi feita uma redistribuição de material de uma barra para outra barra na treliça da Figura 4, e no processo, manteve-se o volume total dos dois elementos constante. Este conceito é ilustrado na Figura 14, que mostra como o DPF para os elementos 3 e 5 mudam quando se move material da barra 3 para a barra 5.

Mantendo-se as forças axiais real e virtual mostradas na Tabela 3, a análise foi iniciada redistribuindo-se 5% do volume de material combinado ($5899,34 \text{ cm}^3$) para o elemento 3 e 95% do volume combinado para o elemento 5, e então computou-se cada DPF e SI dos elementos. Os novos *DPF's* de cada elemento foram somados para produzir o deslocamento total mostrado no eixo vertical. O valor no eixo horizontal representa a razão entre o SI do elemento 3 e o SI do elemento 5. Este processo foi repetido para uma distribuição do volume de 10%-90%, uma distribuição de 15%-85%, e assim por diante até chegar a uma distribuição final de 95% para o elemento 3 e 5% para o elemento 5.

Resultado da redistribuição de material em dois elementos da treliça

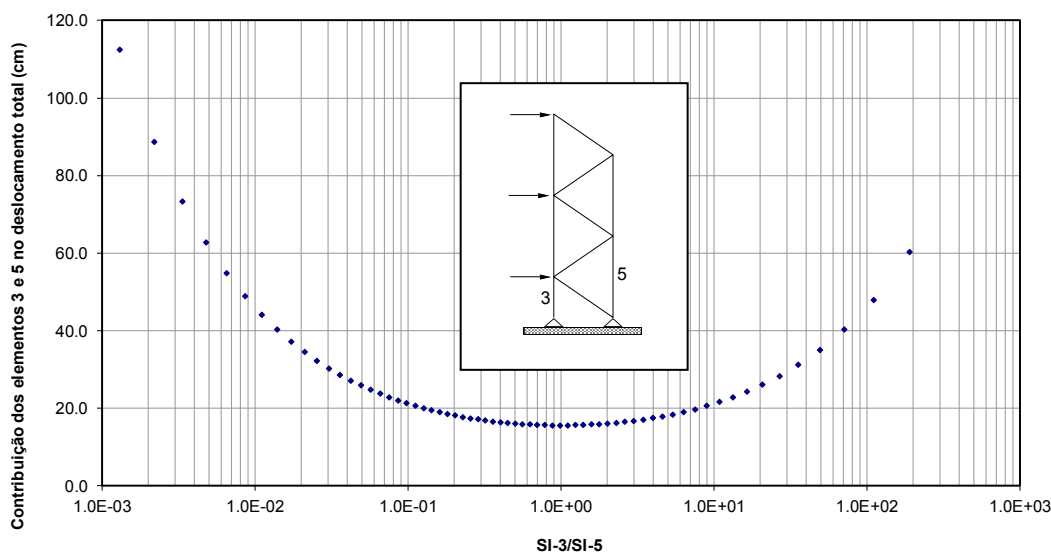


Figura 12. Resultado da redistribuição de material em dois elementos da treliça.

Como se pode observar na Figura 12, o DPF total mínimo ocorre quando o material é distribuído de modo que os dois elementos tenham o mesmo índice de sensibilidade SI. Um resultado similar deverá ocorrer quando um certo volume de material é distribuído entre quaisquer outros dois elementos. Isto confirma a hipótese e aponta para uma segunda observação:

Observação 2 (teorema):

Para uma estrutura com um dado volume de material, o deslocamento na direção da força virtual será mínimo quando o material for distribuído de modo que todos os elementos da estrutura tenham o mesmo índice de sensibilidade SI.

Esta observação tem um corolário que pode ser declarado como segue:

Corolário da observação 2:

Se o material na estrutura está distribuído de modo que todos os elementos tenham o mesmo índice de sensibilidade SI, mover material de qualquer elemento para outro deverá incrementar o deslocamento na direção da força virtual.

Embora possa ser intuitivamente óbvia, a Observação 2 pode ser declarada como um teorema e pode ser matematicamente provada (para treliças) por muitos engenheiros que trabalham na área de otimização por trabalhos virtuais. Em vez de mostrar a prova, o conceito pode ser ilustrado para otimizar uma treliça a partir da redistribuição de material que produza barras com SI constante. Isto é executado em dois passos, no processo mostrado a seguir:

- **PASSO 1**

Tomando a área de um determinado elemento constante, no caso o elemento 1, determinar a nova área (A') de todos os demais elementos de modo que eles possuam o mesmo SI que o elemento 1:

$$SI_1 = \frac{p_1 P_1 L_1}{A_1 E_1 (A_1 L_1)} = \frac{p_1 P_1}{A_1^2 E_1} \quad (25)$$

Fazendo $SI_i = SI_1$, tem-se como resultado:

$$A'_i = A_1 \sqrt{\frac{p_i P_i E_1}{p_1 P_1 E_i}} \quad (i = 2, 3, \dots, n) \quad (26)$$

- **PASSO 2**

Computar o novo volume total V' , e então ajustar todas as áreas dos elementos (A_{if}) pelo fator V_0/V' de modo que o volume total seja igual ao volume alvo ($V_0 = 34085,09 \text{ cm}^3$):

$$V' = \sum_{i=1}^n A'_i L_i \quad (27)$$

$$A_{i,f} = A'_i \frac{V_0}{V'} \quad (28)$$

$$A'_i = A_{i,f} \frac{V'}{V_0} \quad (29)$$

O resultado desse processo é mostrado na Tabela 4, onde pode-se ver que o deslocamento total reduziu para 8,85 cm. Cada elemento tem um SI de 4,25 (coluna 8) e o volume total de material é 52000 cm³, o mesmo mostrado na Tabela 3.

Para treliças, pode-se mostrar a seguinte relação entre o DPF e o SI do elemento aplicada para a estrutura global quando os SI's são iguais para todos os elementos:

$$\delta = \text{DPF}_1 + \text{DPF}_2 + \dots + \text{DPF}_i + \text{DPF}_n = \text{SI} V_1 + \text{SI} V_2 + \dots + \text{SI}_i V_i + \text{SI} \cdot V_n \quad (30)$$

$$\delta = \sum_{i=1}^n \text{SI}_i V_i \quad (31)$$

A equação (31) mostra que para uma treliça ótima, o deslocamento é proporcional ao volume total de material, sendo SI a constante de proporcionalidade. Como os SI's das barras são feitos iguais, facilmente pode-se reproporcionar a estrutura para obter um deslocamento mínimo para um dado volume de material.

Pode-se determinar ainda, a partir das equações (20), (24) e (30), o peso mínimo da estrutura para um deslocamento alvo δ_{TARGET} , conforme demonstrado a seguir.

Substituindo a equação (24) na equação (30), obtém-se:

$$\delta = \frac{p_1 P_1}{A_1^2 E_1} A_1 L_1 + \frac{p_2 P_2}{A_2^2 E_2} A_2 L_2 + \dots + \frac{p_i P_i}{A_i^2 E_i} A_i L_i + \frac{p_n P_n}{A_n^2 E_n} A_n L_n \quad (32)$$

Considerando que todos os elementos são compostos do mesmo material, então:

$$E_1 = E_2 = \dots = E_i = E_n = E \quad (33)$$

$$E \delta = \frac{p_1 P_1}{A_1^2} A_1 L_1 + \frac{p_2 P_2}{A_2^2} A_2 L_2 + \dots + \frac{p_i P_i}{A_i^2} A_i L_i + \frac{p_n P_n}{A_n^2} A_n L_n \quad (34)$$

Do teorema apresentado na observação 2, sabe-se que:

$$\frac{p_1 P_1}{A_1^2} = \frac{p_2 P_2}{A_2^2} = \dots = \frac{p_i P_i}{A_i^2} = \frac{p_n P_n}{A_n^2} \quad (35)$$

A mesma igualdade pode ser verificada para a raiz quadrada dos SI dos elementos:

$$\frac{\sqrt{p_1 P_1}}{A_1} = \frac{\sqrt{p_2 P_2}}{A_2} = \dots = \frac{\sqrt{p_i P_i}}{A_i} = \frac{\sqrt{p_n P_n}}{A_n} \quad (36)$$

Reescrevendo a equação (34), tem-se que:

$$\begin{aligned} E \delta = & \frac{\sqrt{p_1 P_1} \sqrt{p_1 P_1}}{A_1 A_1} A_1 L_1 + \frac{\sqrt{p_2 P_2} \sqrt{p_2 P_2}}{A_2 A_2} A_2 L_2 + \dots \\ & + \frac{\sqrt{p_i P_i} \sqrt{p_i P_i}}{A_i A_i} A_i L_i + \frac{\sqrt{p_n P_n} \sqrt{p_n P_n}}{A_n A_n} A_n L_n \end{aligned} \quad (37)$$

Aplicando a igualdade mostrada na equação (36) na equação (37), resulta em:

$$\begin{aligned} E \delta = & \frac{\sqrt{p_1 P_1} \sqrt{p_1 P_1}}{A_1 A_1} A_1 L_1 + \frac{\sqrt{p_1 P_1} \sqrt{p_2 P_2}}{A_1 A_2} A_2 L_2 + \dots \\ & + \frac{\sqrt{p_1 P_1} \sqrt{p_i P_i}}{A_1 A_i} A_i L_i + \frac{\sqrt{p_1 P_1} \sqrt{p_n P_n}}{A_1 A_n} A_n L_n \end{aligned} \quad (38)$$

$$E \delta = \frac{\sqrt{p_1 P_1}}{A_1} \left(\frac{\sqrt{p_1 P_1}}{A_1} A_1 L_1 + \frac{\sqrt{p_2 P_2}}{A_2} A_2 L_2 + \dots + \frac{\sqrt{p_i P_i}}{A_i} A_i L_i + \frac{\sqrt{p_n P_n}}{A_n} A_n L_n \right) \quad (39)$$

$$E \delta = \frac{\sqrt{p_1 P_1}}{A_1} \left(\sqrt{p_1 P_1} L_1 + \sqrt{p_2 P_2} L_2 + \dots + \sqrt{p_i P_i} L_i + \sqrt{p_n P_n} L_n \right) \quad (40)$$

$$E \delta = \frac{\sqrt{p_1 P_1}}{A_1} \sum_{j=1}^n \sqrt{p_j P_j} L_j \quad (41)$$

Fazendo $\delta = \delta_{\text{TARGET}}$, a área da seção transversal requerida por cada elemento i pode ser obtida em um único passo como segue:

$$A_i = \frac{\sqrt{p_i P_i}}{\delta_{\text{TARGET}} E} \sum_{j=1}^n L_j \sqrt{p_j P_j} \quad (42)$$

Tabela 4. Resultado da Otimização da Treliça da Figura 1.

1	2	3	4	5	6	7	8
Elemento	Comprimento	Área	Volume	Força real	Força virtual	<i>DPF</i>	1000 * <i>DPF/V</i>
	<i>L</i> (cm)	<i>S</i> (cm ²)	<i>V</i> (cm ³)	<i>P</i> (kN)	<i>p</i> (kN)	(cm)	(cm ⁻²)
1	600	3,64	2182,22	75	0,75	0,37	4,25
2	600	12,60	7559,43	300	2,25	1,29	4,25
3	300	24,40	7319,38	675	3,75	1,24	4,25
4	600	7,27	4364,44	-150	-1,50	0,74	4,25
5	600	17,82	10690,65	-450	-3,00	1,82	4,25
6	500	6,06	3030,86	-125	-1,25	0,52	4,25
7	500	6,06	3030,86	125	1,25	0,52	4,25
8	500	8,57	4286,28	-250	-1,25	0,73	4,25
9	500	8,57	4286,28	250	1,25	0,73	4,25
10	500	10,50	5249,60	-375	-1,25	0,89	4,25
Total			52000			8,85	

Alguns pontos devem ser enfatizados antes de prosseguir com o método para outros tipos de estrutura.

O processo de redimensionamento descrito acima só se aplica às estruturas estaticamente determinadas. Porém, as observações 1 e 2 se aplicam a todo tipo de estrutura (determinadas e indeterminadas). O problema ao aplicar o método às estruturas indeterminadas está no fato de que ao redimensionar as barras, os esforços atuantes se alteram. Para estruturas indeterminadas, em que os esforços num elemento são altamente sensíveis à mudança de sua área, deve-se reiterar pelos passos 1 e 2 e então reanalisar a estrutura para determinar os novos esforços nos membros. Este processo pode ser repetido até que a mudança nos esforços dos elementos em cada iteração sucessiva seja pequena.

Para estruturas determinadas ou indeterminadas força-insensitiva, o fato de que a atualização dos deslocamentos pode ser conseguida por uma reanálise completa é muito benéfico, principalmente quando a reanálise é rápida, com o uso de aplicativos computacionais.

Pode-se notar, a partir da Tabela 4, que a área da seção transversal de alguns elementos da estrutura diminui e a de outros aumenta. Se algumas destas áreas decrescerem abaixo

do requerido pela resistência, elas devem ser ajustadas por este critério, conseqüentemente. Ao final do processo de redimensionamento, todos os elementos de rigidez controlada devem ter o mesmo SI, mas os SI daqueles de resistência controlada devem ser diferentes. O volume total das barras de rigidez controlada pode ser ajustado, se necessário, para coincidir ou se aproximar o máximo possível do volume alvo da estrutura ou do deslocamento alvo.

2.2.2.2. O Princípio dos Trabalhos Virtuais aplicado aos pórticos planos

A abordagem do PTV aplicado às treliças pode ser facilmente estendida aos pórticos planos. Para pórticos formados por vigas e pilares, as componentes de deformações normais, de flexão e de cisalhamento devem ser levadas em consideração no cálculo da energia de deformação interna do sistema. O desenvolvimento da componente de flexão é apresentado a seguir.

A tensão normal de flexão em um elemento devido ao carregamento virtual é igual a:

$$\sigma_v = \frac{m y}{I} \quad (43)$$

onde m é o momento fletor devido ao carregamento virtual, y é a distância da fibra analisada em relação ao centroide da seção, e I é o momento de inércia em relação ao eixo de flexão da seção. A deformação no elemento devido ao carregamento real é dada por:

$$\varepsilon_r = \frac{M y}{EI} \quad (44)$$

onde M é o momento fletor causado pelo carregamento real e E é o módulo de elasticidade do material. Substituindo as equações (43) e (44) na equação (3), tem-se:

$$W_I = \int_0^L \int_A \frac{m y}{I} \frac{M y}{EI} dA dx \quad (45)$$

Da mecânica básica, sabe-se que:

$$I = \int_A y^2 dA \quad (46)$$

Portanto, a equação (45) pode ser simplificada em:

$$W_I = \int_0^L \frac{M m}{E I} dx \quad (47)$$

Aplicando o princípio da conservação de energia, tem-se que:

$$Q \delta = \int_0^L \frac{M m}{E I} dx \quad (48)$$

Para obter o deslocamento total, todas as componentes de deformações devem ser calculadas de maneira análoga e incluídas na soma da energia interna. Desta forma, a equação (48) se transforma em:

$$\delta = \frac{1}{Q} \sum_i^n \int_0^L \left[\frac{M_i m_i}{E I_i} + \frac{P_i p_i}{E A_i} + \frac{V_i v_i}{G A_{v,i}} \right] dx \quad (49)$$

onde V e v são os esforços cortantes reais e virtuais, $A_{v,i}$ é a área de cisalhamento da seção, G é o módulo de elasticidade transversal e J é o momento de inércia à torção. As parcelas do somatório da energia de um elemento serão designadas por DA_i , DV_i , e DF_i para as deformações axiais, de cisalhamento e de flexão, respectivamente.

No Quadro 1 são apresentadas as soluções das integrais da equação (49), para seis possibilidades de condições de contorno dos esforços reais e virtuais. As equações foram desenvolvidas considerando um carregamento uniforme constante ao longo do comprimento L dos elementos.

Quadro 1. Componentes de deformação de um elemento de barra.

Carregamento Real			
Carregamento Virtual			
	$L \bar{E} E$	$\frac{1}{2} L (E_A + E_B) \bar{E}$	$\frac{L}{12(L-x_B)x_B} \left\{ \begin{array}{l} -2L^2(E_A - E_B)\bar{E} + \\ Lx_B \left[\begin{array}{l} (5E_A + E_C)\bar{E} + \\ 3(E_A + E_C)\bar{E} \end{array} \right] - \\ 2x_B^2 \left(\begin{array}{l} 3E_A\bar{E} + \\ 3E_C\bar{E} \end{array} \right) \end{array} \right\}$
	$\frac{1}{2} L (\bar{E}_A + \bar{E}_B) E$	$\frac{1}{2} L \left[\begin{array}{l} \bar{E}_A (2E_A + E_B) + \\ \bar{E}_B (2E_B + E_A) \end{array} \right]$	$\frac{L}{12(L-x_B)x_B} \left\{ \begin{array}{l} -L^2(E_A - E_B)(\bar{E}_A + \bar{E}_B) + \\ Lx_B \left[\begin{array}{l} (5E_A + E_C)\bar{E}_A + \\ 3(E_A + E_C)\bar{E}_B \end{array} \right] - \\ 2x_B^2 \left[\begin{array}{l} E_A(2\bar{E}_A + \bar{E}_B) + \\ E_C(\bar{E}_A + 2\bar{E}_B) \end{array} \right] \end{array} \right\}$
<p>1. As equações desta tabela são válidas para barras retas, homogêneas e de seção constante.</p> <p>2. DE_i é o fator de participação no deslocamento do elemento i, devido ao esforço E. Para obter as parcelas do DPF do elemento, basta utilizar as expressões abaixo, de acordo com o tipo de esforço:</p> $DA_i = \frac{DE_i}{(EA)_i} \quad DV_i = \frac{DE_i}{(GA_w)_i} \quad DF_i = \frac{DE_i}{(EI)_i}$			

A estrutura mostrada na Figura 13 está sujeita a forças horizontais em cada nível e uma força virtual unitária no topo. As colunas são compostas por perfis da família W14, e as vigas são da família W24. A estrutura foi analisada usando as dimensões entre as linhas de centro, sem considerar as deformações nas regiões das ligações. Visto que se trata de um pórtico plano, as contribuições de cada elemento no deslocamento DPF devidas à flexão no menor eixo de inércia, ao cisalhamento no menor eixo de inércia e à torção não

estão presentes. A equação geral da energia de deformação interna de um elemento pode ser simplificada para:

$$DPF_i = DA_i + DV_i + DF_i \quad (50)$$

Os resultados da análise pelo PTV são mostrados na Tabela 5, onde pode-se observar que o deslocamento total na direção da força virtual é de 1,866 cm. O peso inicial da estrutura é 23 toneladas.

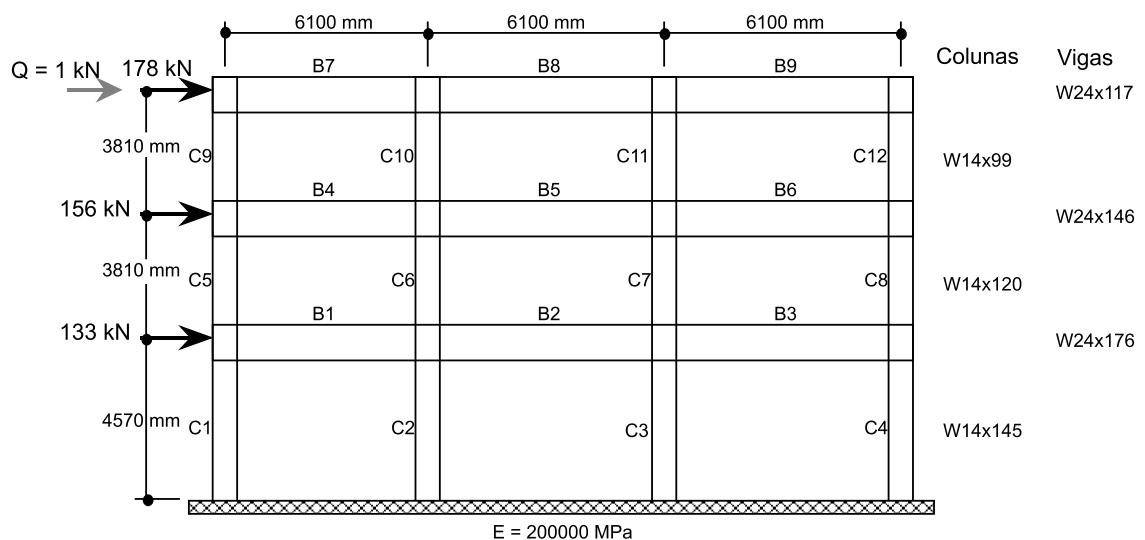


Figura 13. Pórtico plano rígido (adaptado de Charney, 1993).

A partir da soma total das colunas 4, 5 e 6 da Tabela 5, pode-se observar que a contribuição para o deslocamento total devido à flexão, ao cisalhamento e à deformação axial é, respectivamente, 1,554 cm, 0,275 cm e 0,037 cm. Os elementos que mais contribuem para o deslocamento total estão nos pilares internos do primeiro pavimento, com cada pilar contribuindo com aproximadamente 0,22 cm para o deslocamento total. Como esses elementos também possuem um grande índice de sensibilidade, e prevalece a deformação devida à flexão, o deslocamento total poderá ser muito afetado pelo acréscimo de momento de inércia a esses elementos. Os próximos elementos mais importantes são os pilares internos do segundo pavimento, seguidos pelos pilares externos do primeiro pavimento.

Tabela 5. Análise dos trabalhos virtuais do pórtico da Figura 13, antes da otimização (adaptado de Charney, 1993).

1 Barra	2 Perfil	3 Compr, L (cm)	Contribuição ao Deslocamento Total (cm)				8 100000 * SI
			4 Flexão	5 Cortante	6 Axial	7 Total	
C1	W14x145	457	0,148	0,023	0,008	0,178	6,08
C2	W14x145	457	0,194	0,031	0,001	0,226	7,70
C3	W14x145	457	0,192	0,031	0,000	0,224	7,64
C4	W14x145	457	0,144	0,022	0,007	0,173	5,91
C5	W14x120	381	0,045	0,010	0,002	0,057	2,81
C6	W14x120	381	0,105	0,024	0,000	0,129	6,39
C7	W14x120	381	0,105	0,024	0,000	0,129	6,39
C8	W14x120	381	0,046	0,010	0,002	0,058	2,89
C9	W14x99	381	0,030	0,007	0,000	0,036	2,19
C10	W14x99	381	0,059	0,013	0,000	0,073	4,37
C11	W14x99	381	0,057	0,013	0,000	0,070	4,22
C12	W14x99	381	0,027	0,006	0,000	0,033	1,98
B1	W24x176	610	0,093	0,014	0,000	0,107	2,26
B2	W24x176	610	0,044	0,007	0,000	0,051	1,09
B3	W24x176	610	0,092	0,014	0,000	0,106	2,24
B4	W24x146	610	0,055	0,008	0,000	0,064	1,62
B5	W24x146	610	0,032	0,005	0,000	0,037	0,94
B6	W24x146	610	0,053	0,008	0,000	0,061	1,55
B7	W24x117	610	0,014	0,002	0,011	0,027	0,86
B8	W24x117	610	0,007	0,001	0,004	0,013	0,41
B9	W24x117	610	0,013	0,002	0,001	0,015	0,48
Peso Total da Estrutura: 23,0 toneladas			1,554	0,275	0,037	1,866	

Para ilustrar o uso da informação da Tabela 5, o deslocamento total foi reduzido para 1,715 cm incrementando o tamanho dos pilares internos do primeiro pavimento, segundo o seguinte procedimento:

$$\text{Decréscimo total no deslocamento} = 1,866 - 1,715 = 0,151 \text{ cm}$$

$$\text{Redução no DPF para cada coluna} = 0,151/2 = 0,0755 \text{ cm}$$

$$\text{DPF alvo da coluna} = 0,226 - 0,0755 = 0,151$$

$$I_{\text{NEW}} = \text{novo momento de inércia por coluna} = I_{\text{OLD}} (0,226/0,151) = 1,5 I_{\text{OLD}}$$

Para um W14×45, $I_{OLD} = 71.176,14 \text{ cm}^4$, então $I_{NEW} = 1.5 \times 71.176,14 = 106,764,21 \text{ cm}^4$

Usar um W14×211 com $I_{NEW} = 110,718,45 \text{ cm}^4$

Essa mudança na dimensão da coluna aumenta o peso total da estrutura de 23 toneladas para 24 toneladas. É interessante tentar o mesmo exercício nas vigas externas do primeiro pavimento, que possuem um DPF de 0,106 cm e um SI de 1/3 daquele da coluna C1. Assumindo que o deslocamento será reduzido pelo redimensionamento de B1 e B3, tem-se:

Decréscimo total no deslocamento = $1,866 - 1,715 = 0,151 \text{ cm}$

Redução no DPF para cada viga = $0,151/2 = 0,0755 \text{ cm}$

DPF alvo da viga = $0,106 - 0,0755 = 0,0305 \text{ cm}$

$I_{NEW} = \text{NOVO momento de inércia por viga} = I_{OLD} (0,106/0,0305) = 3,5 I_{OLD}$

Para um W24×176, $I_{OLD} = 236.421,34 \text{ cm}^4$,

então $I_{NEW} = 3,5 \times 236.421,34 = 827.474,69 \text{ cm}^4$

Não é possível atender ao valor requerido nem com o maior perfil da série W24, que possui $I = 795460 \text{ cm}^4$. Esse exemplo enfatiza como é importante a informação da Tabela 5 para o projetista. Com a informação em mãos, a estrutura é facilmente e economicamente redimensionada. Sem essas informações, resta ao projetista supor quais os elementos redimensionar e, como está evidente no exemplo, isso pode levar a um projeto muito mais caro, quando as suposições não são acertadas.

No exemplo acima, foi necessário adicionar material à estrutura para se obter o deslocamento desejado. Considerando que estruturas com SI's iguais para todos os elementos são ótimas, a redução no deslocamento total pode ser efetuada de uma forma mais efetiva do que essa e, de fato, o deslocamento total pode ser reduzido para 1,867 cm, acompanhado de uma redução significativa no volume total da estrutura.

Infelizmente, o redimensionamento de elementos de pórtico que conduza a um SI uniforme é mais difícil que no caso de treliças. Existem duas fontes de dificuldade:

1. pórticos são geralmente estaticamente indeterminados, de forma que mudanças nas propriedades dos elementos implicam em redistribuição dos esforços na estrutura e, conseqüentemente, afetam os SI's computados;

2. durante o redimensionamento, o DPF e o SI associados com a nova propriedade da seção são uma função não-linear da área da seção. Isto requer uma solução iterativa, que converge quando o SI computado usando as novas propriedades da barra é próximo ao SI alvo.

A primeira fonte de dificuldade pode ser importante para estruturas em que os esforços nos elementos são altamente sensíveis às mudanças nas dimensões dos elementos. Para a maioria dos momentos resistidos por pórticos isto não ocorre e o redimensionamento pode prosseguir sem considerar a indeterminação. A vantagem deste procedimento é que somente um ciclo de redimensionamento precisa ser executado, com uma análise estrutural completa em duas ocasiões: uma no início do processo, e outra no final. A primeira análise é usada para computar os dados requeridos para a análise dos trabalhos virtuais, e a última análise é requerida somente para a verificação final das tensões. Para estruturas indeterminadas sensíveis à variação de seção, vários ciclos de otimização devem ser realizados e uma análise estrutural completa deve ser executada no fim de cada ciclo.

Em cada ciclo do processo de redimensionamento, a segunda fonte de dificuldade aparece. Uma solução para este problema é apresentada em dois passos no algoritmo de redimensionamento dado a seguir:

- **PASSO 1**

O índice de sensibilidade (SI) para cada elemento é determinado. Assumindo que a meta é produzir uma estrutura que alcance o deslocamento alvo com um volume mínimo aproximado de material, é estimado um SI alvo, denominado SI_{TARGET} , como segue:

$$SI_{alvo} = \frac{\delta_{alvo}}{V_{TOTAL}} \quad (51)$$

onde δ_{alvo} é o deslocamento alvo e V_{TOTAL} é o volume esperado de material a ser usado. O volume inicial da estrutura pode ser usado como um primeiro valor para V_{TOTAL} . Note-se que a equação (51) é uma aproximação da equação (31), apresentada anteriormente para as treliças.

- **PASSO 2**

Para cada elemento, uma nova área da seção transversal é estimada, expressa por:

$$SI_{\text{alvo}} = \frac{DPF_{\text{NEW}}}{A_{\text{NEW}}L} = \frac{1}{A_{\text{NEW}}L} \left(\frac{DF_{\text{OLD}}I_{\text{OLD}}}{I_{\text{NEW}}} + \frac{DA_{\text{OLD}}A_{\text{OLD}}}{A_{\text{NEW}}} + \frac{DV_{\text{OLD}}A_{\text{wOLD}}}{A_{\text{wNEW}}} \right) \quad (52)$$

onde DF_{OLD} , DA_{OLD} e DV_{OLD} são as contribuições iniciais para o DPF do elemento devidas às fontes de deformação de flexão, axial e de cisalhamento, respectivamente.

Fazendo $I_{\text{OLD}} = r_{\text{OLD}}^2 A_{\text{OLD}}$, $I_{\text{NEW}} = r_{\text{NEW}}^2 A_{\text{NEW}}$, onde r é o raio de giração, e $A_{\text{wOLD}} = k_{\text{OLD}} A_{\text{OLD}}$ e $A_{\text{wNEW}} = k_{\text{NEW}} A_{\text{NEW}}$, onde k é a razão entre a área efetiva ao cisalhamento e a área total,

$$SI_{\text{alvo}} = \frac{A_{\text{OLD}}}{(A_{\text{NEW}})^2 L} \left(\frac{DF_{\text{OLD}}r_{\text{OLD}}^2}{r_{\text{NEW}}^2} + DA_{\text{OLD}} + \frac{DV_{\text{OLD}}k_{\text{OLD}}}{k_{\text{NEW}}} \right) \quad (53)$$

Assumindo que $r_{\text{NEW}} = r_{\text{OLD}}$, e que $k_{\text{NEW}} = k_{\text{OLD}}$, a nova área de cada elemento pode ser estimada a partir da equação (53), como:

$$A_{\text{NEW}} = \sqrt{\frac{A_{\text{OLD}}DPF_{\text{OLD}}}{SI_{\text{alvo}}L}} \quad (54)$$

onde DPF_{OLD} é o fator de participação no deslocamento original para o elemento.

A hipótese de raios de giração iguais para o novo e antigo elemento é válida somente se a mudança na área é pequena (não mais que três ou quatro acréscimos ou decréscimos dentro de uma mesma designação de perfil). Para perfis num mesmo grupo de alturas de seção, as razões entre a área efetiva ao cisalhamento e a área total também são muito próximas de seção para seção.

De posse da nova área A_{NEW} , um novo perfil é selecionado, o qual possui um momento de inércia I_{NEW} e uma área de cisalhamento A_{wNEW} . Usando estas propriedades, o novo DPF e o novo SI de cada elemento são calculados, conforme a seguir:

$$DPF_{\text{NEW}} = DF_{\text{OLD}} \left(\frac{I_{\text{OLD}}}{I_{\text{NEW}}} \right) + DA_{\text{OLD}} \left(\frac{A_{\text{OLD}}}{A_{\text{NEW}}} \right) + DV_{\text{OLD}} \left(\frac{A_{\text{wOLD}}}{A_{\text{wNEW}}} \right) \quad (55)$$

$$SI_{NEW} = \frac{DPF_{NEW}}{A_{NEW}L} \quad (56)$$

O novo valor do SI_{NEW} , dado pela equação (56), é comparado com o SI_{alvo} . Se a diferença entre os valores for pequena – por exemplo, 15% – os novos valores da seção e do DPF são armazenados e o elemento subsequente é analisado. Se os valores são significativamente diferentes, um novo perfil para o elemento deve ser testado. Este procedimento deve ser executado para todos os elementos que compõem a estrutura.

Se as iterações estão correndo dentro de uma série de perfis (como VS1000s), o valor de A_{NEW} , calculado por meio da equação (54), pode ser obtido considerando um domínio contínuo, apesar do conjunto de valores possíveis ser discreto e finito, limitado pelas dimensões disponíveis nos catálogos dos fabricantes de perfis metálicos. Isto está baseado na observação de que existe uma relação linear entre o quadrado do raio de giração no maior eixo de inércia e a área da seção transversal, e entre a área efetiva ao cisalhamento e a área da seção transversal, conforme mostrado a seguir:

$$r_i^2 = r_s^2 + \alpha_s A_i \quad (57)$$

e

$$k_i = k_s + \beta_s A_i \quad (58)$$

onde r_s , α_s , k_s e β_s são constantes determinadas a partir do ajuste dos mínimos quadrados das propriedades relevantes de certos perfis metálicos.

Por exemplo, considere-se a série de perfis W14 usada no exemplo. Na Figura 14, a variação de r^2 em função da área bruta da seção é mostrada para todos os perfis da série W14. Uma curva similar mostra a variação de $100k$ em função da área bruta da seção. Para seções de dimensão maior que W14x90, essas relações são essencialmente lineares, conforme mostrado na Figura 15. Para as seções W14 e W24 usadas nesse exemplo, as relações são:

$$\text{para seções W14 a partir de W14x90:} \quad r^2 = 33,55 + 0,152 A$$

$$k = (22,0 + 0,0475A)/100$$

para seções W24 a partir de W24x104: $r^2 = 95,4 + 0,257A$

$$k = (36,6 + 0,0195A)/100$$

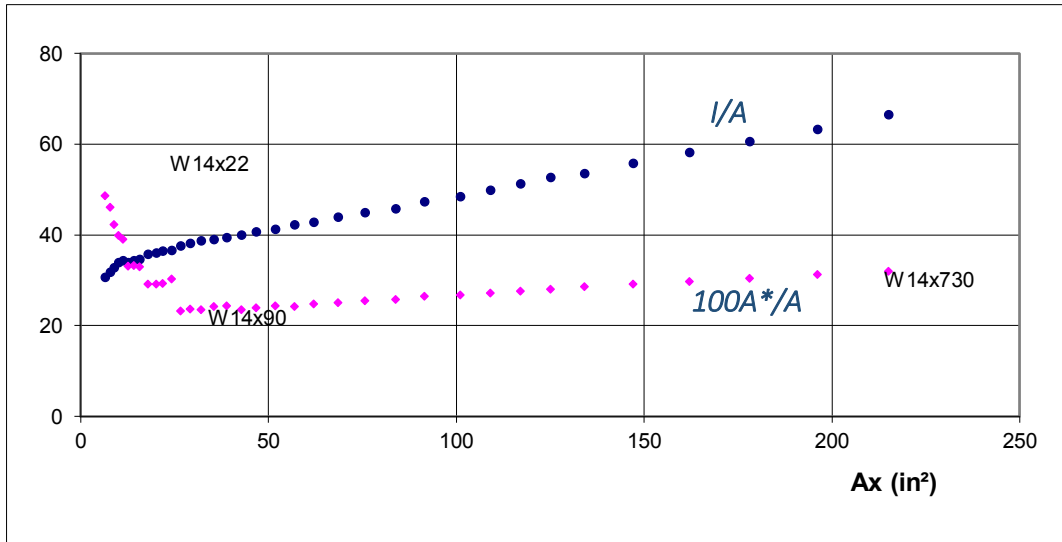


Figura 14. Variação das propriedades do elemento com a área para perfis W14 em relação ao seu eixo de maior inércia (Charney, 1993).

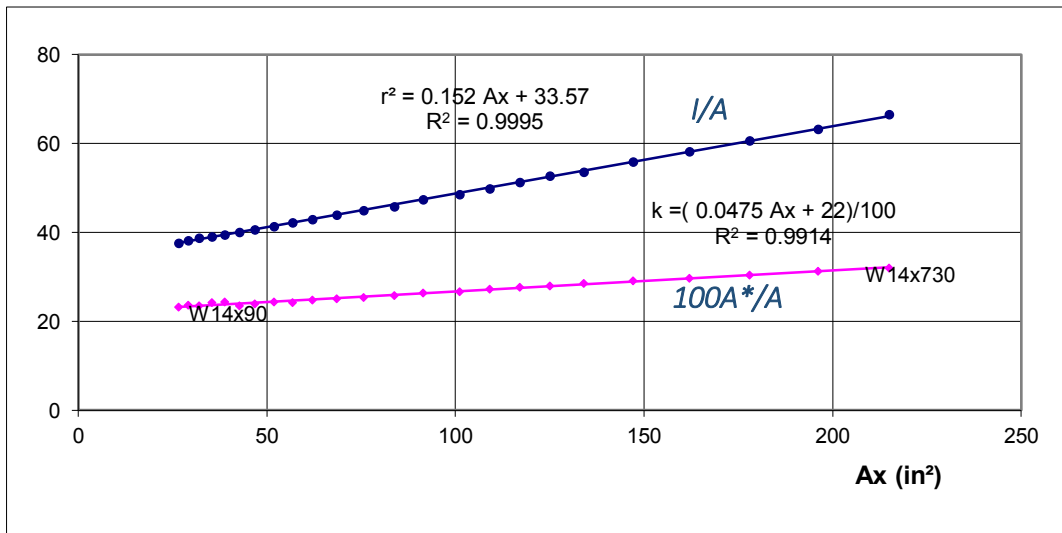


Figura 15. Relações lineares obtidas para a série W14 a partir do perfil W14x90 e fator de correlação (Charney, 1993).

- **PASSO 3**

Após a definição das novas propriedades de todos os elementos, os DPFs são somados para calcular o novo deslocamento. Se este valor é significativamente diferente do deslocamento alvo, uma nova iteração deve ser realizada, executando novamente os passos 1 e 2. Para estruturas sensíveis à variação de seção, uma nova análise estrutural completa deve ser realizada antes do início de uma nova iteração, uma vez que os esforços internos e as deformações sofrem alterações em função da distribuição de massa entre os elementos da estrutura. O processo deve ser repetido até o deslocamento da estrutura convergir para um valor próximo ao deslocamento alvo.

Usando o processo mostrado acima, o pórtico da Figura 13 pode ser otimizado muito rapidamente porque ele é “força-insensitivo” para mudanças nas propriedades das barras. Os resultados do processo são mostrados na Tabela 6, onde pode ser visto que (após uma iteração) todos os SI dos elementos são aproximadamente iguais. Ao final da otimização, o deslocamento total foi reduzido de 1,866 cm para 1,829 cm, e o peso reduzido de 23,00 toneladas para 19,9 toneladas. Isto representa uma economia de 15% no material em relação ao projeto original, enquanto o deslocamento foi reduzido em 2%.

A distribuição final de material para o pórtico é mostrada na Figura 16. Como pode ser observado, o processo de redimensionamento reduziu significativamente as dimensões das vigas e aumentou as dimensões das colunas do pavimento inferior. Nos pavimentos inferiores, foi distribuído material para as vigas externas do pórtico e no pavimento superior, as colunas internas do pórtico tiveram os elementos incrementados. Num projeto real, o engenheiro pode almejar uma homogeneização das dimensões das vigas ou pilares de um pavimento. Esta restrição pode facilmente ser escrita dentro do processo de redimensionamento, embora possa ser mais desejável que o projetista faça as mudanças finais. Essas mudanças, se não são muito pronunciadas, terão um efeito insignificante no deslocamento final por causa das observações feitas para treliças. O objetivo do processo é atingir SI's dos elementos aproximadamente iguais.

Tabela 6 - Análise dos trabalhos virtuais do pórtico mostrado na Figura 13, após otimização (Charney, 1993).

1 Barra	2 Perfil	3 Compr, L (cm)	Contribuição ao Deslocamento Total (cm)				8 100000 * SI
			4 Flexão	5 Cortante	6 Axial	7 Total	
C1	W14x176	457	0,108	0,016	0,006	0,130	3,66
C2	W14x211	457	0,147	0,023	0,001	0,171	4,01
C3	W14x211	457	0,144	0,023	0,001	0,167	3,94
C4	W14x176	457	0,103	0,015	0,006	0,124	3,49
C5	W14x109	381	0,042	0,010	0,002	0,054	2,96
C6	W14x159	381	0,084	0,020	0,000	0,104	3,90
C7	W14x159	381	0,084	0,020	0,000	0,104	3,89
C8	W14x109	381	0,044	0,010	0,002	0,056	3,07
C9	W14x82	381	0,034	0,006	0,000	0,040	2,91
C10	W14x109	381	0,058	0,013	0,000	0,071	3,90
C11	W14x109	381	0,055	0,012	0,000	0,067	3,68
C12	W14x82	381	0,028	0,005	0,000	0,033	2,40
B1	W24x146	610	0,110	0,017	0,000	0,127	3,23
B2	W24x103	610	0,068	0,008	0,000	0,076	2,74
B3	W24x146	610	0,108	0,017	0,000	0,125	3,17
B4	W24x103	610	0,089	0,011	0,001	0,100	3,62
B5	W24x68	610	0,058	0,006	0,001	0,064	3,48
B6	W24x103	610	0,083	0,010	0,000	0,093	3,36
B7	W24x55	610	0,032	0,002	0,025	0,060	4,02
B8	W24x55	610	0,022	0,002	0,009	0,033	2,23
B9	W24x55	610	0,027	0,002	0,001	0,031	2,06
Peso Total da Estrutura: 10,88 toneladas			1,528	0,247	0,054	1,829	

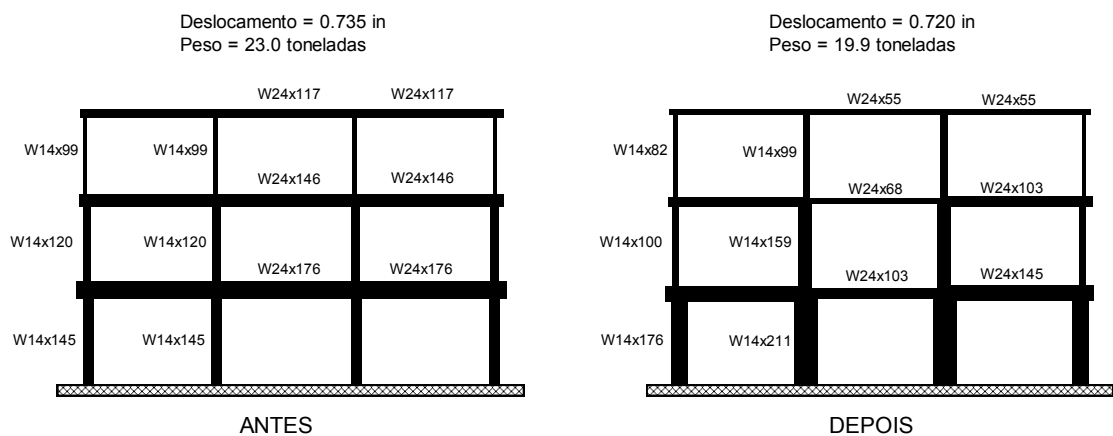


Figura 16. Resultado do redimensionamento do pórtico (adaptado de Charney, 1993).

2.2.2.3. *DPF's* negativos

Sempre que a força real e a força virtual são de sinais contrários, o *DPF* e o *SI* computados serão negativos. Isto indica que incrementar a dimensão destes elementos deverá aumentar o deslocamento na direção da força virtual. Na maioria dos casos, elementos com grandes *DPF's* negativos devem ser removidos do sistema estrutural. Porém, antes que se faça isso, o projetista deve estar seguro de que os *DPF's* negativos não são simplesmente uma manifestação de comportamento localizado associado com o arranjo das forças real e virtual.

2.2.2.4. Utilizando o PTV para o cálculo de deformações nas ligações.

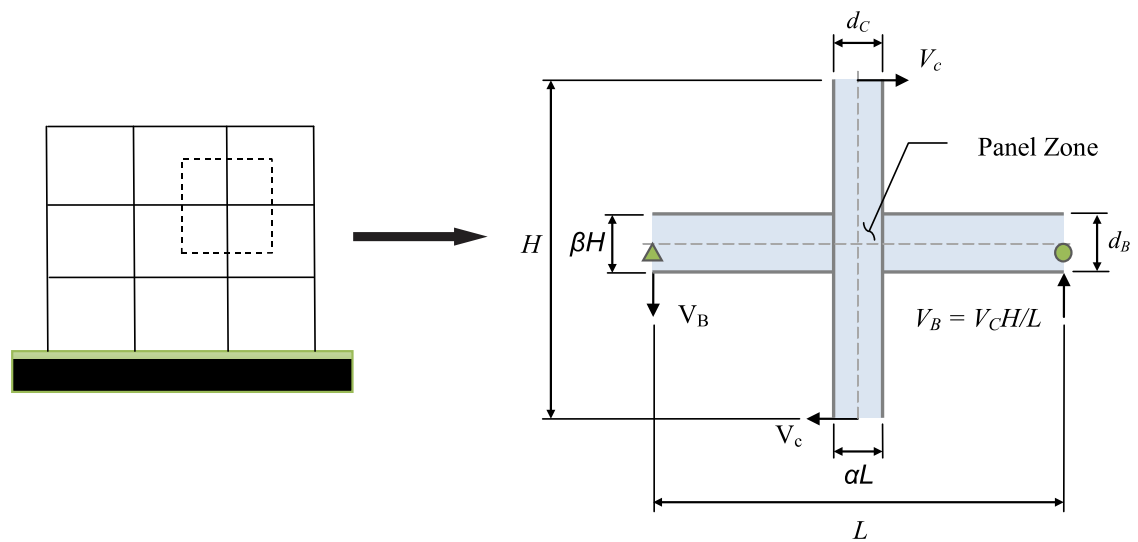
A precisão de um modelo estrutural está diretamente relacionada às considerações acerca das deformações na região de ligação entre pilares e vigas. Essas deformações podem ser responsáveis por até 30% do deslocamento lateral total de uma estrutura, de acordo com Barrar (2009).

Uma maneira tradicional de considerar o comportamento das ligações é a modelagem explícita da região da ligação, utilizando barras rígidas, molas e painéis de cisalhamento. Estes modelos são denominados Modelos Mecânicos e apresentam uma boa precisão. Entretanto, muitos projetistas desconhecem a capacidade dos softwares modernos de implementar estes modelos. Além disso, os parâmetros são de difícil determinação e implementação, fazendo com que os Modelos Mecânicos não sejam utilizados usualmente (Berding, 2009 apud Barrar, 2009).

Uma abordagem alternativa para avaliar o comportamento das ligações consiste em um método de modificação dos esforços no equilíbrio estático da região de uma ligação. Esse método é denominado Método do Nó Fictício (Fictitious Joint Method, FJ) e pode ser utilizado quando as ligações não são explicitamente modeladas. O FJ é desenvolvido com base em uma subestrutura sendo, portanto, necessárias algumas simplificações em relação ao comportamento do modelo global da estrutura, a saber: os pontos de inflexão são localizados no centro do vão das vigas e dos pilares; e as vigas e os pilares em ambos os lados da ligação possuem as mesmas dimensões. Apesar destas simplificações, os

resultados do FJ têm se mostrado precisos quando comparados com os resultados de modelos numéricos de elementos finitos da região da ligação (Charney e Pathak, 2008a).

Charney e Pathak (2008a, 2008b) definiram uma subestrutura de uma região de ligação entre vigas e pilares a partir de um modelo global de uma estrutura de pórtico plano. Na Figura 17(a) é mostrado o modelo da estrutura completa. Na Figura 17(b) apresenta-se o modelo da subestrutura da região da ligação destacada da estrutura completa. A dimensão L é a distância entre os centros dos vãos das vigas, e a dimensão H a distância entre a altura média dos pilares. As alturas das seções dos pilares e das vigas são representadas por d_C e d_B , respectivamente. Na Figura 18 é mostrado o modelo estrutural da subestrutura da região da ligação, onde as forças V_c e \hat{Q} aplicadas nas extremidades dos tramos superior e inferior do pilar correspondem aos esforços cortantes do carregamento real e do virtual, respectivamente, que atuam na estrutura completa; e δ é o deslocamento relativo entre as extremidades superior e inferior do pilar, devido ao carregamento real. Os valores de V_c e \hat{Q} podem ser tomados como a média dos esforços cortantes do tramo superior e inferior do pilar da subestrutura (Charney e Pathak, 2008a).



(a) Estrutura completa

(b) Sub estrutura da região de ligação entre vigas e pilares.

Figura 17. Subestrutura da região da ligação (adaptado de BARRAR, 2009 apud CHARNEY e PATHAK 2008a).

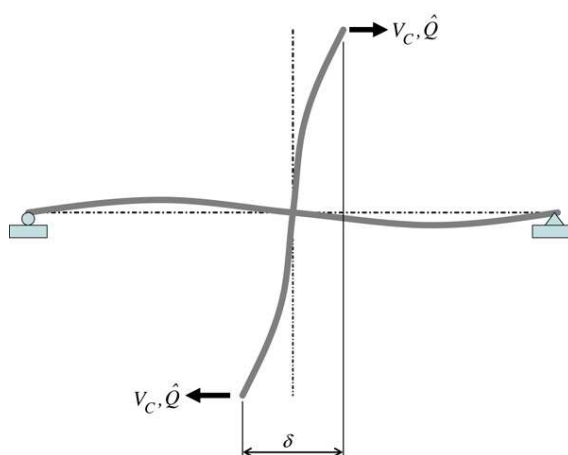


Figura 18. Modelo estrutural da subestrutura da ligação.

As propriedades da região da ligação são facilmente determinadas, pois dependem exclusivamente das propriedades geométricas das barras da subestrutura. O FJ permite ainda a determinação do DPF e do SI dos elementos da região da ligação. Os esforços cortantes e os momentos fletores no vão livre da viga e da coluna são determinados por equilíbrio estático, pois a subestrutura é isostática. Os esforços internos na região da ligação são estaticamente indeterminados, mas podem ser calculados fazendo-se uma simplificação da sua distribuição. Assume-se que os momentos oriundos das vigas e dos pilares são transmitidos à região do nó por um binário de forças atuando nas mesas dos perfis. Na Figura 19 é mostrado o diagrama de corpo livre dos elementos que compõem a subestrutura, com o equilíbrio dos esforços na região da ligação. Os binários F_{CF} e F_{BF} representam os momentos transmitidos pelo pilar e pela viga, respectivamente, e as forças V_C e V_B aos esforços cortantes no pilar e na viga, respectivamente.

A partir das forças do diagrama de corpo livre é possível determinar os diagramas de esforços solicitantes para o comprimento total do pilar e da viga da subestrutura. Na Figura 20(a) apresentam-se os diagramas de esforços cortantes e de momentos fletores do pilar da subestrutura. Diagramas similares são mostrados na Figura 20(b) para a viga. Em ambos os casos foi feita uma simplificação na distribuição dos momentos fletores na região da ligação, conforme mostrado na Figura 20, produzindo erros muito pequenos (CHARNEY e PATHAK, 2008a).

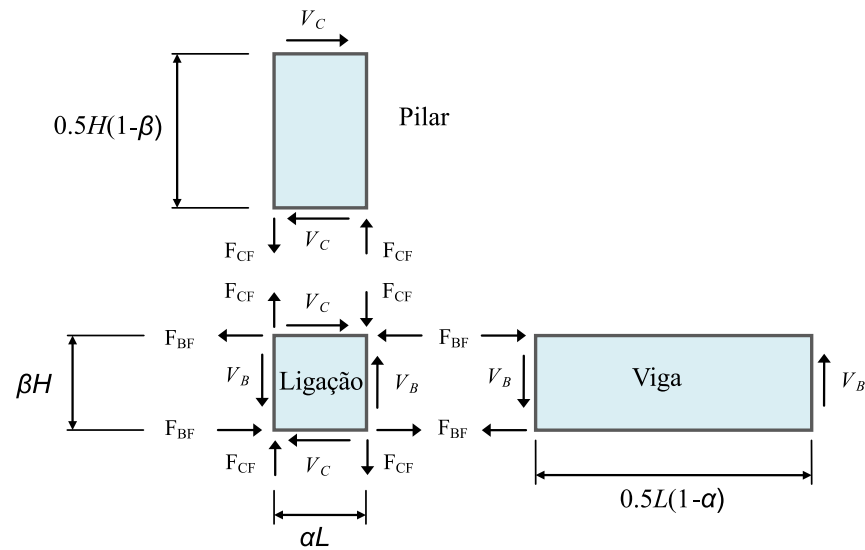
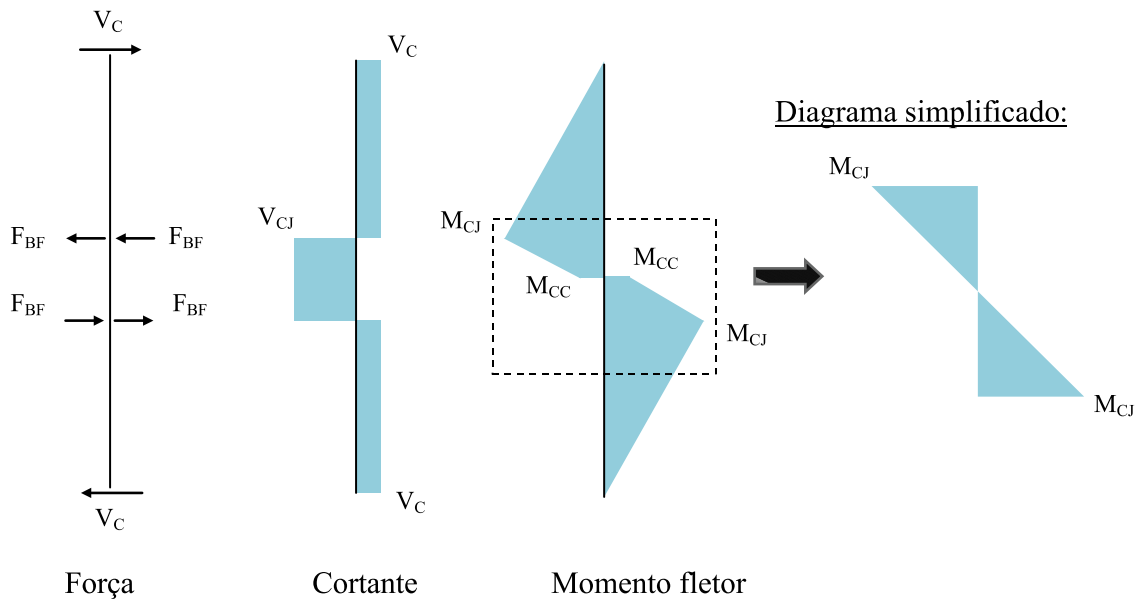


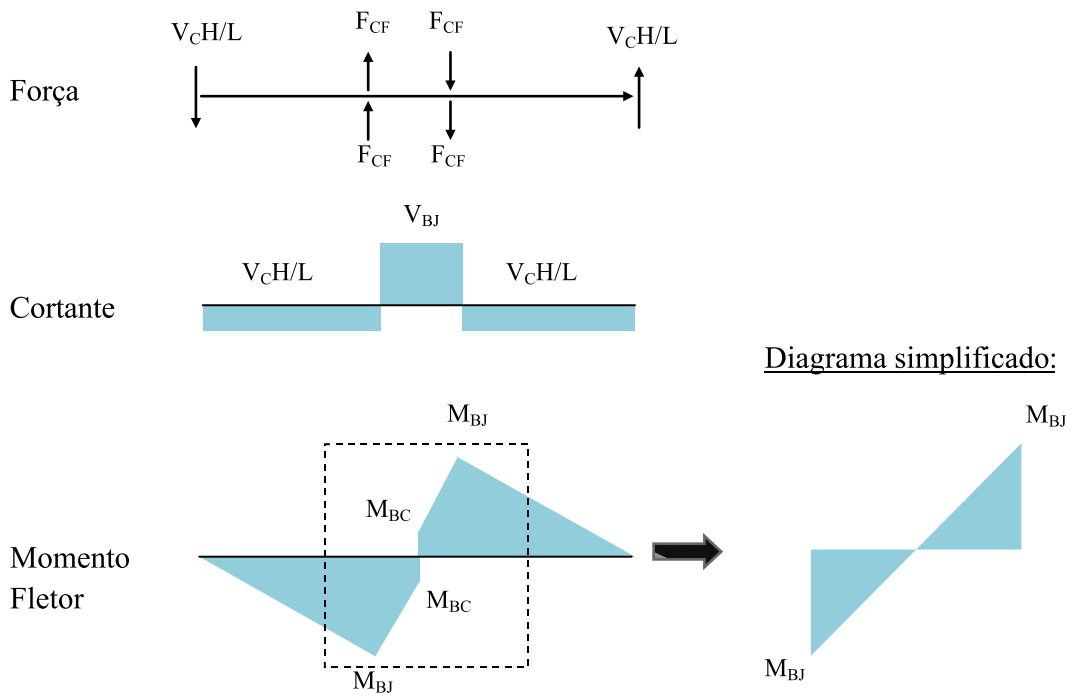
Figura 19. Diagrama de corpo livre dos elementos da subestrutura (adaptado de Charney e Pathak, 2008a)

De posse dos diagramas de esforços solicitantes da subestrutura, o DPF das vigas, colunas e região da ligação podem ser determinados. O desenvolvimento das equações do DPF não será mostrado, pois foge do objetivo deste trabalho. A formulação completa pode ser encontrada nos trabalhos de Charney e Pathak (2008a e 2008b).

Na Figura 21 apresenta-se o desmembramento da subestrutura. Os SI 's dos elementos são facilmente determinados, tendo em vista que a geometria da região da ligação depende exclusivamente das dimensões das vigas e dos pilares. De posse dos SI 's, o projetista consegue avaliar a influência das deformações que ocorrem nas regiões das ligações.



a) Diagramas dos pilares



b) Diagrama das vigas

Figura 20. Diagramas de esforços solicitantes na região de ligação entre viga e coluna (adaptado de CHARNEY e PATHAK, 2008a).

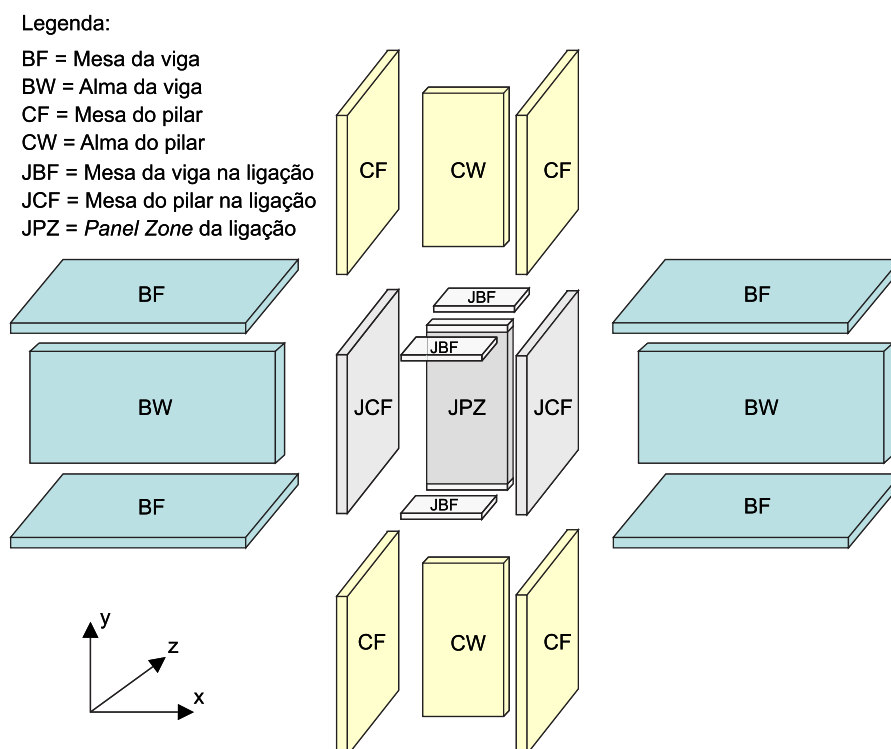


Figura 21. DPF dos elementos da subestrutura (adaptado de Charney e Pathak, 2008b).

Charney e Pathak, 2008a e 2008b, estudaram a sensibilidade dos elementos da região da ligação ao deslocamento lateral relativo de subestruturas submetidas a carregamentos laterais. Os autores identificaram que a região da ligação exerce grande influência no deslocamento relativo δ (Figura 18) das subestruturas analisadas. Em alguns casos, as ligações foram responsáveis por até 40% do deslocamento total. O comportamento de cada elemento de uma subestrutura analisada pelos autores é mostrado na Tabela 7.

Tabela 7. Índice de sensibilidade (SI) de uma subestrutura (Charney e Phatak, 2008a).

Item	Volume (cm ³)	DPF (cm)	DPF (%)	100000*SI	SI_{paine}/SI
Total	690452	1,839	100,0	0,266	12,85
Viga	318794	0,601	32,7	0,189	18,15
Pilar	295656	0,541	29,4	0,183	18,70
Ligação ⁽¹⁾	75970	0,698	38,0	0,919	3,72
Painel apenas ⁽²⁾	16452	0,563	30,6	3,422	1,00

(1) Soma dos elementos JBF, JCF e JPZ,
 (2) Elemento JPZ apenas,

O DPF de cada elemento foi comparado com o deslocamento total. Observa-se que os elementos da ligação foram responsáveis por 38% do deslocamento total, dos quais 30,6% foram devidos ao elemento do painel da ligação. A grande influência do painel da ligação foi evidenciada fazendo uma comparação da razão entre o SI do painel e o SI dos demais elementos. Como pode ser visto na Tabela 7, o SI do painel da ligação é aproximadamente 18 vezes maior do que o SI da viga e do pilar. Tomando o conceito de SI, isto significa que para reduzir o deslocamento, adicionar 1 kg ao painel da ligação (aumentando a sua espessura por meio de uma chapa soldada, por exemplo) é 18 vezes mais eficiente que se o mesmo 1 kg for adicionado aos pilares. Entretanto, o custo de fabricação e montagem para adicionar o 1 kg extra no painel da ligação deve ser considerado. Usualmente é mais barato aumentar as dimensões de todo o pilar (escolhendo uma seção com a chapa da alma mais espessa) do que adicionar a chapa ao painel de ligação (Charney e Pathak, 2008a).

Os estudos de Charney e Pathak deixam evidente a importância das ligações na análise de deslocamentos laterais. A variação de volume da região da ligação exerce grande influência nos deslocamentos totais da estrutura. Negligenciar as deformações que ocorrem nesta região significa uma análise que subestimam os deslocamentos reais, uma vez que os mesmos não são estimados em sua plenitude. No entanto, devido ao alto custo da adição de aço nas regiões das ligações e a complexidade da modelagem e obtenção do SI dos elementos da subestrutura, vale questionar a necessidade da obtenção do SI de todos os elementos da região da ligação. O cálculo do DPF da região da ligação é suficiente para estimar corretamente os deslocamentos da estrutura e permitir um entendimento correto da sua resposta frente aos carregamentos horizontais.

O aplicativo SAP2000 possui o atributo Panel Zone para os elementos de nós, que considera a existência de uma rotação relativa entre os pilares e vigas nas regiões de ligações rígidas. Quando um Panel Zone é atribuído a um nó, a rigidez das molas utilizadas para modelar o Panel Zone é automaticamente determinada em função das propriedades dos pilares que se conectam naquela ligação. Ao executar uma análise, o SAP2000 determina a magnitude dos esforços não equilibrados transferidos entre os pilares e vigas através do Panel Zone. A partir destas informações, as deformações e os esforços internos do Panel Zone são calculados.

Considerando a equação (3), que define o trabalho interno das forças virtuais como o somatório contínuo do produto das tensões devidas ao carregamento virtual e das deformações devidas ao carregamento real, é possível incluir a parcela da energia interna de deformação dos Panel Zones no cálculo de um deslocamento δ pelo PTV, conforme a seguir:

$$\delta = \sum DA_i + \sum DV_i + \sum DF_i + \sum DPZ_j \quad (59)$$

onde DA_i , DV_i , DF_i são as parcelas dos deslocamentos axial, de cisalhamento e de flexão, respectivamente, de cada elemento i , e DPZ_j é a parcela de deslocamento do Panel Zone de cada nó j .

A utilização do Panel Zone no processo de otimização da rigidez pelo PTV é proveitosa, pois, as propriedades que governam o comportamento das ligações são automaticamente definidas em função do perfil dos pilares, não sendo necessária a reconfiguração a cada iteração do processo de otimização. Além disso, os deslocamentos e a distribuição dos esforços em pórticos rígidos são estimados com mais precisão.

2.3. Estado Limite de Serviço: deslocamentos horizontais devidos à ação do vento

2.3.1. Visão geral

Ao contrário dos critérios de dimensionamento no ELU, os critérios no ELS para os deslocamentos horizontais não possuem uma normatização explícita. O ELS é geralmente associado a um evento não catastrófico e serve como parâmetro do nível de qualidade de uma estrutura ou elemento. Exceder um ELS em um edifício significa que as suas funções são comprometidas devido aos danos causados ou devido ao desconforto percebido por seus ocupantes. As consequências nos ELS estão associadas a fatores econômicos e nos ELU à segurança da estrutura.

A definição de critérios para o problema de deslocamentos horizontais não é uma tarefa fácil. Uma das consequências de um deslocamento horizontal excessivo é o dano em componentes não estruturais do edifício como, por exemplo, paredes divisórias e forros. Para tal, deve ser estabelecido um ponto de equilíbrio entre o custo necessário para evitar o dano e o custo necessário para reparar o dano. Os impactos econômico e social da ocorrência de reparos, ou da interrupção das atividades desenvolvidas na edificação,

devem ser considerados na determinação da frequência de ocorrência e do limiar do dano aceitável para a edificação. Finalmente, faz-se necessária a formulação de modelos matemáticos e técnicas de análise estrutural que permitam representar com exatidão a resposta da estrutura frente aos carregamentos horizontais, bem como o estudo do período de retorno e da magnitude da pressão do vento coerentes com o objetivo da análise.

Tendo em vista a complexidade de padronizar os parâmetros para a verificação dos ELS, as normas técnicas deixam a cargo do projetista as considerações acerca da verificação dos deslocamentos horizontais. A norma americana do AISC 360-10 (American Institute of Steel Construction) trata deste assunto com apenas uma frase, onde declara que “os deslocamentos dos elementos e sistemas estruturais submetidos a combinações de ações de serviço não devem prejudicar a utilização da estrutura”. Já a norma brasileira da ABNT fornece alguns parâmetros empíricos para limitar os deslocamentos em estruturas em situação de serviço.

2.3.2. Definição de deslocamento horizontal

O termo deslocamento horizontal se refere tradicionalmente aos deslocamentos resultantes da aplicação de um carregamento lateral em uma estrutura. Na maioria das vezes, o deslocamento horizontal é uma medida relativa e, portanto, depende da localização na estrutura e do plano de referência de onde as medições são realizadas (Charney, 1990a). Os deslocamentos horizontais de maior importância em relação a um plano de referência são:

- deslocamento horizontal total em um determinado nível da estrutura, em relação à base;
- deslocamento horizontal total no topo da estrutura, em relação à base;
- e o deslocamento horizontal relativo entre dois pavimentos consecutivos.

Quando o deslocamento horizontal no topo é dividido pela altura da estrutura, o valor resultante é o índice de deslocamento total. Da mesma maneira, se o deslocamento relativo entre pisos é dividido pela altura entre os pisos, o valor obtido é o índice de deslocamento entre pisos. Alguns limites usuais variam de $H/100$ a $H/600$, para o deslocamento horizontal no topo, e $h/200$ a $h/600$ para o deslocamento horizontal relativo

entre dois pisos, dependendo do tipo de edifício e do tipo de material empregado nas fachadas.

É importante reconhecer que as distorções por cisalhamento na estrutura são as principais causas de danos nos elementos não estruturais dos edifícios como, por exemplo, fachadas e fechamentos. O deslocamento horizontal considera apenas o componente horizontal da distorção de cisalhamento e não inclui o componente vertical – decorrente das deformações axiais diferenciais entre colunas – que contribui para a ocorrência dos danos. Ademais, alguns deslocamentos horizontais podem provocar apenas rotação de corpo rígido de um elemento de fachada ou fechamento sem a ocorrência de distorções e, conseqüentemente, sem provocar danos.

Charney (1990a) propôs um novo conceito para quantificar os deslocamentos horizontais de uma estrutura, o drift damage index (DDI, índice de dano por deslocamento horizontal), também definido por Griffis (1993) como drift measurement index (DMI, índice de medição do deslocamento horizontal). Esses índices são numericamente iguais às distorções médias de cisalhamento que ocorrem numa região retangular da estrutura, definida como drift damageable zones (DDZ, regiões danificáveis por deslocamento horizontal). Essas regiões são definidas pelos pisos superior e inferior e pelas linhas de colunas ou paredes divisórias adjacentes. Na Figura 22 apresenta-se uma DDZ definida pelo painel retangular ABCD. Se as translações vertical e horizontal de cada vértice do DDZ são conhecidas, o DMI pode ser calculado pela expressão:

$$DMI = \frac{(D_1 + D_2 + D_3 + D_4)}{2} \quad (60)$$

onde,

$$D_1 = (x_B - x_A)/h$$

$$D_2 = (x_D - x_C)/h$$

$$D_3 = (z_C - z_A)/l$$

$$D_4 = (z_D - z_B)/l$$

h = altura da região

l = largura da região

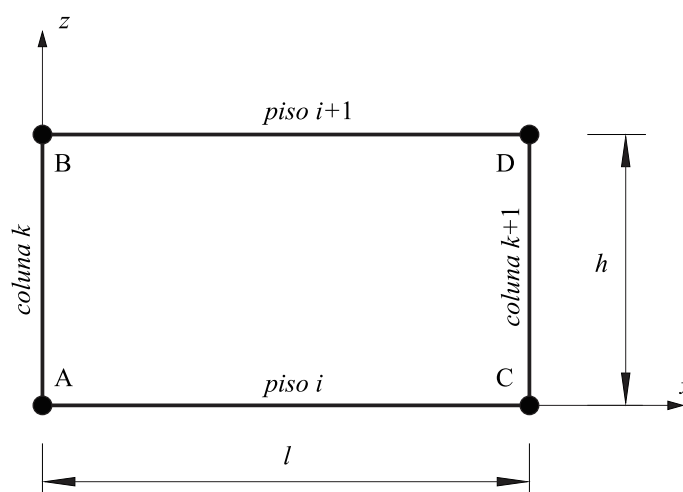


Figura 22. Definição de uma DDZ.

Observa-se que as parcelas D_1 e D_2 da equação (60) representam o índice de deslocamento entre pisos, e as parcelas D_3 e D_4 representam os componentes verticais da distorção do painel.

Um exemplo da aplicação do DMI é mostrado na Figura 23 e na Tabela 8. Os índices de deslocamentos relativos entre pisos dos vãos do topo apresentaram o mesmo valor de 0,00267. Entretanto, o DMI variou de 0,00083 a 0,00358, representando 31% e 134%, respectivamente, do índice de deslocamento entre pisos. No pórtico rígido, as deformações de cisalhamento no painel do vão interior são mais severas do que as deformações nos vãos externos, apesar de apresentarem os mesmos valores do componente de deslocamento horizontal. Já o pórtico contraventado apresentou o comportamento oposto, com as deformações dos vãos externos mais severas do que a deformação do vão interno. A maior parte da deformação do vão central do pórtico contraventado é devida à rotação de corpo rígido que, por si só, não provoca danos nos elementos não estruturais.

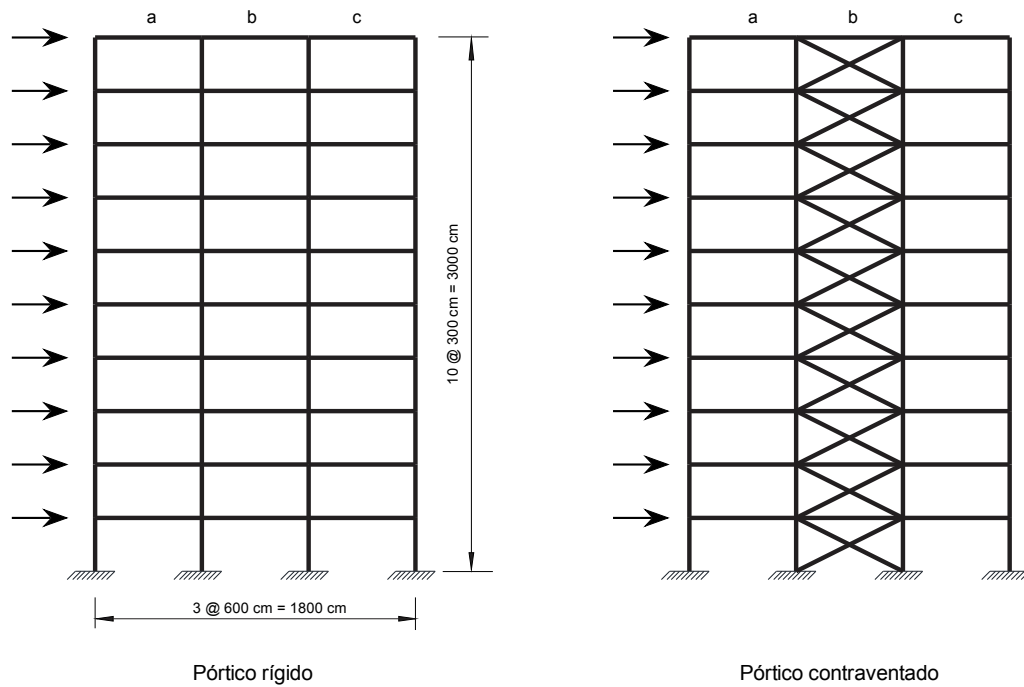


Figura 23. Índice de deslocamento e índice de dano de deslocamento (adaptado de Charney, 1990a).

Na Figura 24 apresenta-se uma ilustração da distorção de cisalhamento dos painéis de um pavimento contraventado. Observa-se que os painéis externos apresentam elevadas distorções enquanto o painel central sofre apenas um deslocamento de corpo rígido.

Tabela 8. Comparação entre o deslocamento entre pisos e o DMI (adaptado de Charney, 1990a).

	(1) Deslocamento entre pisos	(2) <i>DMI</i>	(3) (2) / (1)
Pórtico rígido			
Vão a	0,00267	0,00219	0,820
Vão b	0,00267	0,00267	1,000
Vão c	0,00267	0,00219	0,820
Pórtico contraventado			
Vão a	0,00267	0,00358	1,341
Vão b	0,00267	0,00083	0,311
Vão c	0,00267	0,00358	1,341

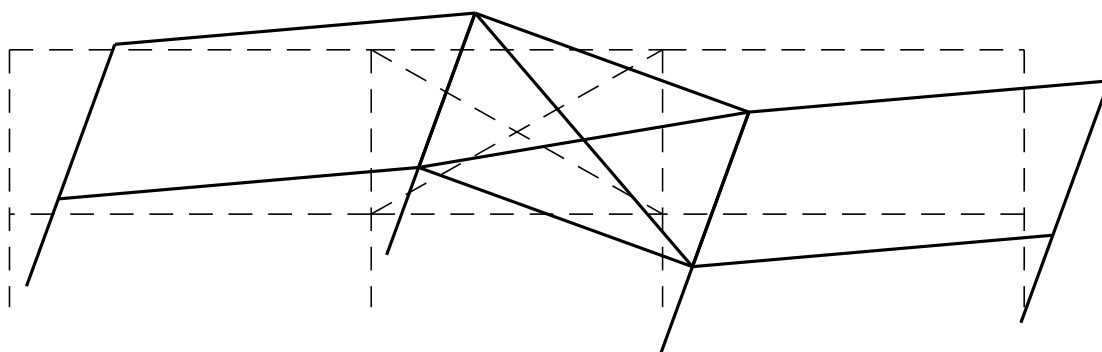


Figura 24. Distorção por cisalhamento dos painéis de um pavimento contraventado.

2.3.3. Estabelecendo os limites de deslocamento da estrutura e o limiar de dano para os elementos não estruturais.

Considerando que o DMI é o parâmetro que deve ser controlado, os limites para os deslocamentos horizontais são obtidos em função do limiar de dano para os diferentes tipos de elementos não estruturais e do nível de dano aceitável para o empreendedor e para o usuário da estrutura (Charney, 1990a).

O limiar de dano é geralmente obtido por meio de racking tests de elementos não estruturais. Algan (1982) apud Griffis (1993) realizou mais de 700 racking tests de vários elementos não estruturais obtidos de mais de 30 fontes diferentes. Os elementos estudados incluem: tijolo maciço e furado; bloco de concreto; drywall; painéis de gesso; e painéis de madeira. A intensidade do dano foi estabelecida numa escala de 0,00 a 1,00, sendo 0,1 a 0,3 definido como de menor dano; 0,4 a 0,5 de dano moderado; 0,6 a 0,7 de dano substancial; e 0,8 a 1,0 de maior dano. Uma intensidade de dano igual a 1,0 é considerada intolerável. Na Figura 25 apresenta-se o gráfico que relaciona a intensidade de dano com a distorção de cisalhamento para quatro diferentes tipos de materiais.

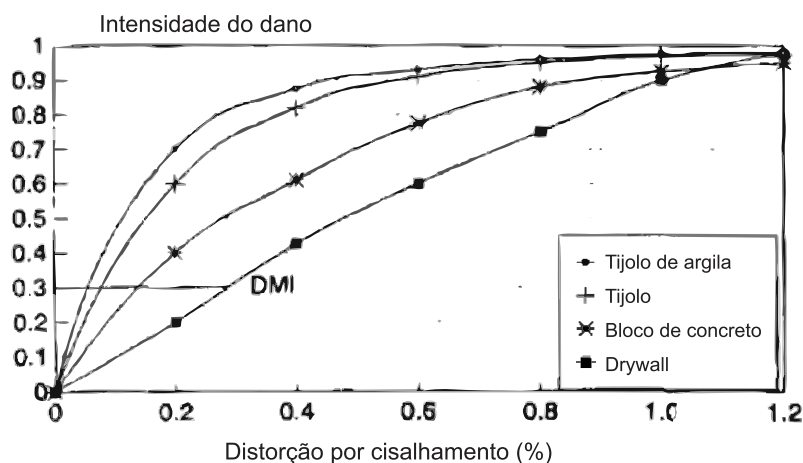


Figura 25. Limiar de dano para diferentes materiais (adaptado de Griffis, 1993).

Se for fixada uma intensidade de dano aceitável de 0,3, então a distorção de cisalhamento limite de 0,25% (1/400) fica estabelecida para um elemento de drywall. Para um bloco de concreto, a deformação limite seria em torno de 0,15% (1/600). Estes limites de deformação são definidos por Griffis (1993) como drift damage index (DDI, índice de dano por deslocamento horizontal). Do ponto de vista do ELS, fica estabelecido o seguinte critério de verificação dos deslocamentos horizontais:

$$DMI \leq DDI \quad (61)$$

2.3.4. Período de retorno da velocidade do vento no ELS

A magnitude da ação do vento nas verificações de serviço depende da frequência com que um dano em potencial é tolerado. Uma prática comum entre os projetistas é a de adotar a mesma velocidade básica do vento utilizada nas verificações no ELU, determinada para um período de retorno de 50 anos para estruturas usuais e 100 anos para estruturas especiais.

Segundo Charney (1990a) e Griffis (1993), fundamentar os critérios de serviço em um nível de carregamento que pode ocorrer, em média, apenas uma vez durante a vida útil da estrutura pode ser considerado um padrão irreal e muito rigoroso. Além disso, Loh e Isyumov (1985) apud Charney (1990a) realizaram um estudo comparativo entre as ações obtidas em túnel de vento e por meio de normas técnicas para vários tipos de edifícios. Os resultados mostraram que os esforços obtidos nos ensaios rigorosos em um túnel de

vento foram em média 70% dos valores obtidos por meio das normas técnicas. A discrepância dos resultados foi principalmente devida à rugosidade do terreno no entorno do edifício e teve pouca influência do formato da edificação.

Galambos e Ellingwood (1986) e apud Charney (1990a) sugeriram adotar um período de retorno entre 8 e 10 anos, tendo em vista que as consequências de exceder um ELS não estão relacionadas com a segurança. Segundo Griffins (1993), vários autores determinaram que o período de retorno numa situação de serviço deve ser de 5 a 10 anos.

2.3.5. Critérios da norma brasileira

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta prescrições sucintas relativas aos deslocamentos nas estruturas, apresentando uma tabela única com os índices de deslocamentos máximos permitidos em diversas situações. Com relação ao deslocamento horizontal de edifícios de múltiplos andares, existem duas condições a serem atendidas:

- deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base inferior a $H/400$;
- deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos inferior a $h/500$.

onde H é a distância vertical do topo do pilar considerado à base, e h é a distância vertical entre dois pisos consecutivos. Na verificação dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos consecutivos, devem ser desprezadas as deformações axiais nos pilares e nas vigas.

Para que os deslocamentos horizontais da estrutura sejam estimados corretamente, a norma brasileira prescreve algumas considerações que devem ser atendidas na análise estrutural: as imperfeições iniciais geométricas e de material são dispensadas; para estruturas de pequena e média deslocabilidade, uma análise de primeira ordem elástica pode ser realizada para determinar a resposta da estrutura.

As ações atuantes devem ser obtidas por meio das combinações de serviço, conforme o elemento estrutural considerado, que podem ser: combinações quase permanentes, frequentes ou raras. Para situações que envolvem a aparência da estrutura, a norma recomenda utilizar as combinações quase permanentes. No caso de deslocamentos que venham a causar empoçamentos na cobertura ou danos em elementos não estruturais, é recomendado utilizar, no primeiro caso, as combinações frequentes e, no segundo, as

raras. Não há recomendação explícita do período de retorno para o cálculo das ações devidas ao vento no ELS.

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. Tendo em vista as considerações de Charney (1990a) e Griffins (1993), acerca do período de retorno no ELS, pode-se adotar um período de retorno inferior, usualmente de 10 anos.

A consideração de um período de retorno diferente de 50 anos pode ser feita por meio do fator estatístico S_3 . No Anexo B da ABNT NBR 6123:1988 é apresentada uma tabela que relaciona o fator S_3 com a probabilidade de a velocidade básica do vento ser excedida e com o período de retorno. O fator S_3 é igual a 1,0 para uma probabilidade de 63% e período de retorno de 50 anos, variando diretamente com o período de retorno e inversamente com a probabilidade de superação da velocidade do vento.

Capítulo 3

METODOLOGIA

3.1. Considerações iniciais

A metodologia adotada para atingir os objetivos propostos foi desenvolvida em três etapas: (a) implementação de rotinas para integração do aplicativo OptSteel¹ com o SAP2000 v14; (b) implementação do algoritmo para otimização da rigidez pelo PTV; (c) estudo comparativo de modelos estruturais quanto aos impactos da otimização.

O SAP2000 é um software de análise estrutural muito conhecido, desenvolvido e licenciado pela CSI (2008), uma empresa norte-americana que desenvolve diversos aplicativos computacionais para engenharia estrutural. O SAP2000 foi implementado com a arquitetura de um controle ActiveX. A tecnologia ActiveX foi desenvolvida inicialmente pela Microsoft e consiste de uma estrutura de trechos de código computacional com funções genéricas que possibilitam a integração entre aplicativos. A CSI disponibiliza uma OAPI², que consiste de uma biblioteca de funções do SAP2000 que podem ser referenciadas por outras aplicações.

O OptSteel foi integrado com o SAP2000, utilizando-se a OAPI da CSI (2008). A integração permite controlar operações sobre um modelo estrutural do SAP2000, como, por exemplo, a obtenção dos resultados de uma análise estrutural, a definição de ações e combinações de ações e a modificação das propriedades e atribuições dos objetos do modelo em tempo de execução. A partir dos resultados da análise, o OptSteel executa o dimensionamento dos elementos da estrutura em ELU, de acordo com a ABNT NBR8800:2008 e os parâmetros do modelo estrutural. Os perfis adotados no dimensionamento são atribuídos aos respectivos elementos no modelo estrutural do

¹ OptSteel é uma ferramenta computacional desenvolvida para implementar e aplicar a metodologia proposta neste trabalho. Ver página 71.

² OAPI é a sigla em inglês de Open Application Programming Interface, uma interface de programação do SAP2000 que permite que outros programas de computador executem funções do SAP2000.

SAP2000. Desta forma, o OptSteel tanto acessa e captura como envia informações do SAP2000.

O algoritmo de otimização da rigidez pelo PTV foi implementado no programa OptSteel. O fator de participação (DPF) e o índice de sensibilidade (SI) de cada elemento do modelo estrutural para o deslocamento num determinado nó e direção e para o deslocamento relativo entre pisos consecutivos são determinados e os perfis de cada elemento são substituídos para atender o limite de deslocamento horizontal no ELS, respeitando o ELU e outras restrições impostas pelo usuário.

Na Figura 26 é mostrado um fluxograma da metodologia.

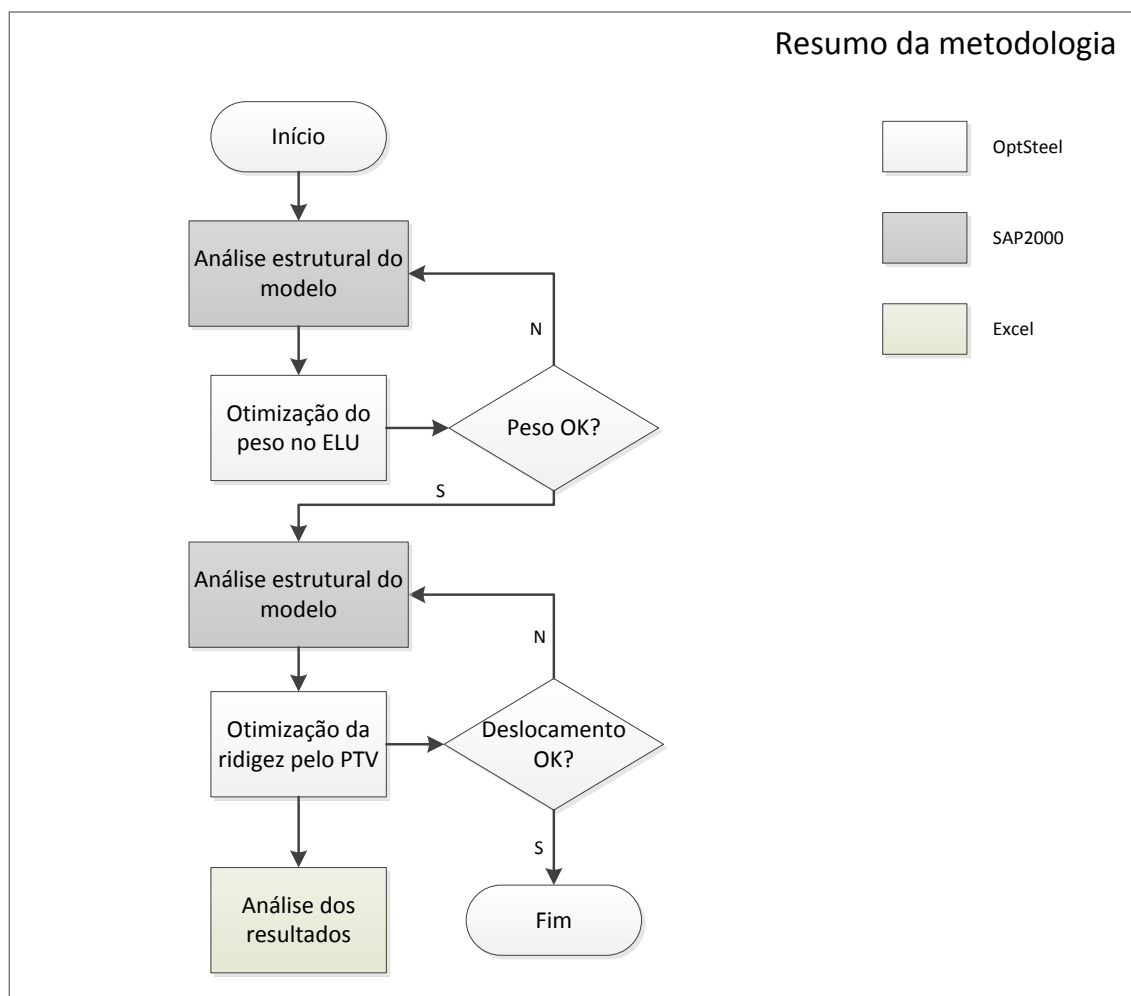


Figura 26. Fluxograma representando as etapas da metodologia proposta.

Como se pode observar na Figura 26, existem dois processos de otimização na metodologia: a otimização do peso no ELU e a otimização pelo PTV. O primeiro processo consiste em buscar num banco de dados de perfis estruturais o perfil que atende aos ELU aplicáveis com o menor peso de aço possível. O segundo consiste em determinar a influência de cada elemento na rigidez global da estrutura e trocar os perfis de aço dos elementos, sucessivas vezes, até atingir a estrutura com a melhor distribuição de massa que atenda ao ELS de deslocamento horizontal.

3.2. Metodologia do projeto otimizado

A primeira etapa da metodologia consiste em elaborar o modelo estrutural no SAP2000. Todos os elementos, grupos de elementos, carregamentos, combinações de ações e vinculações devem ser definidos no ambiente de trabalho do SAP2000. Uma vez definido, o modelo estrutural deve ser gravado em disco e seu arquivo fechado. Para executar o processo de otimização, o usuário deve carregar o aplicativo OptSteel e, a partir dele, abrir o arquivo da estrutura modelada no SAP2000. O OptSteel, então, acessa as informações do modelo estrutural e lista em sua interface as informações acerca das definições de catálogos de perfis, ações e combinações de ações, bem como grupos de elementos do modelo estrutural. Na Figura 27 é mostrado o fluxograma da inicialização do modelo estrutural pelo OptSteel.

Após a inicialização do modelo estrutural, as configurações para a análise estrutural são efetuadas. É feita a seleção dos catálogos de perfis, das ações e combinações de ações e dos grupos de elementos que foram considerados durante a análise e o dimensionamento. Na Figura 28 apresenta-se o fluxograma das etapas de configuração da análise estrutural.

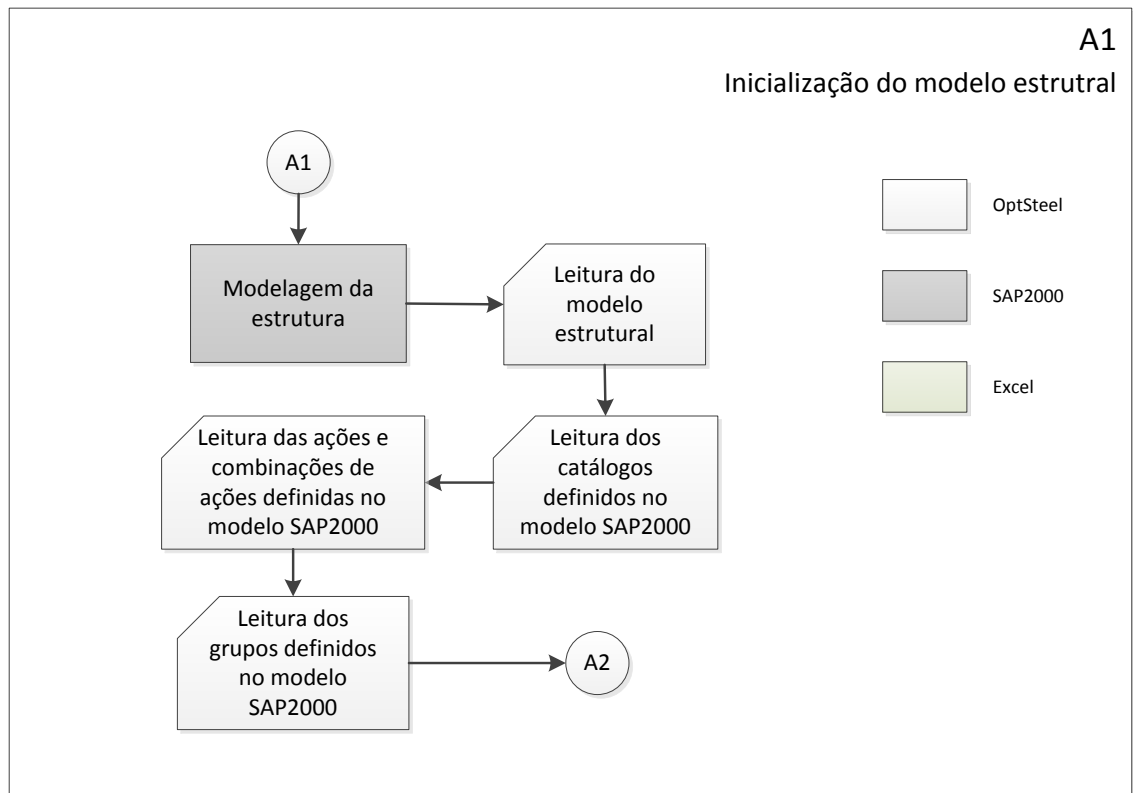


Figura 27. Descrição dos procedimentos de inicialização do modelo estrutural pelo OptSteel.

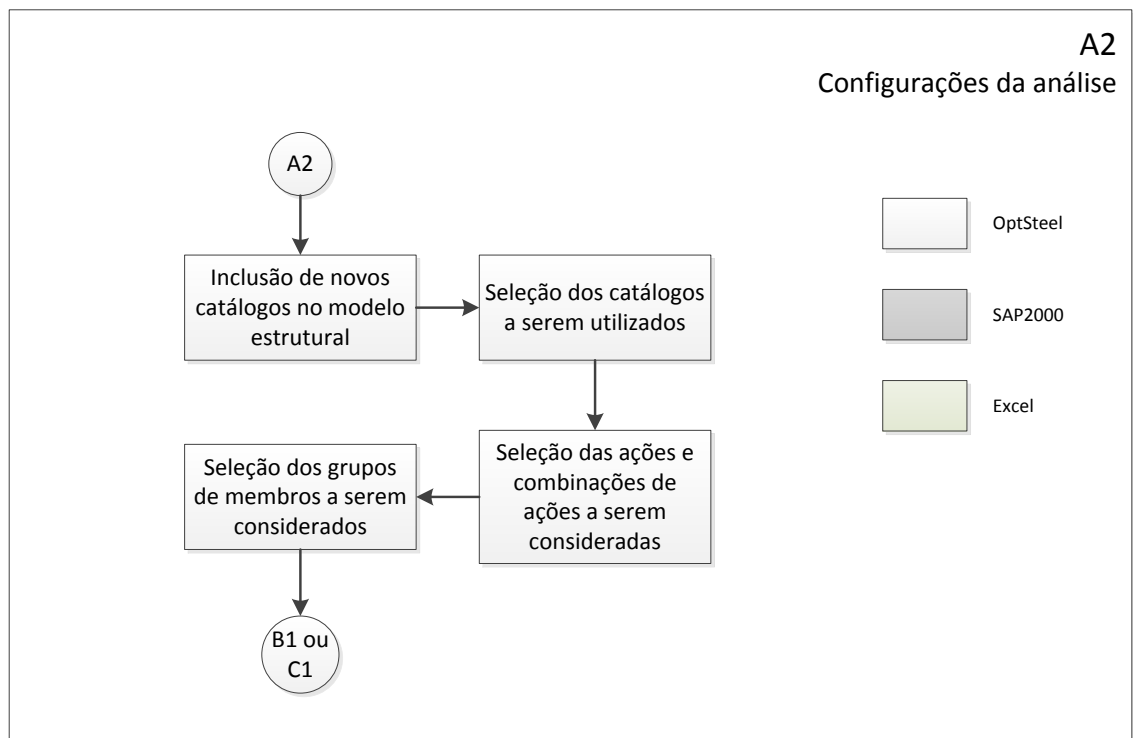


Figura 28. Etapas da configuração da análise estrutural.

De posse dos resultados da análise estrutural, efetua-se a otimização no ELU para o menor peso da estrutura, de acordo com a ABNT NBR8800:2008. O dimensionamento pode ser realizado de duas maneiras: por elemento ou por grupo. No primeiro caso, o perfil é dimensionado para cada elemento individualmente e no segundo, um único perfil é dimensionado e atribuído a todos os elementos do grupo. Em ambos os casos, é escolhido o perfil mais leve que atende a todas as solicitações no ELU. Após o término da otimização do peso, os perfis das barras são alterados no modelo estrutural do SAP2000, de acordo com os resultados do dimensionamento.

Nas estruturas sensíveis à variação de seção, a distribuição dos esforços internos está diretamente relacionada à rigidez do elemento. Um perfil com maior rigidez à flexão absorverá uma parcela maior dos esforços à flexão do que outro menos rígido. Portanto, a alteração dos perfis resultantes de uma iteração provoca uma variação nos resultados da análise estrutural da iteração subsequente. A tendência é que a variação dos resultados entre duas iterações consecutivas se estabilize, cabendo ao projetista determinar o critério de parada. Neste trabalho foram utilizados os seguintes critérios para a otimização do peso: diferença entre o peso de duas iterações consecutivas inferior a 5% após pelo menos três iterações consecutivas. O fluxograma da otimização do peso é mostrado na Figura 29. Na Figura 30 apresenta-se o fluxograma do dimensionamento no ELU utilizado na otimização do peso.

Uma vez atingido o peso ótimo da estrutura no ELU, é realizada a verificação dos deslocamentos horizontais no ELS devido à ação do vento. Quando os deslocamentos na estrutura são inferiores aos limites de norma, a estrutura de peso ótimo atende aos requisitos no ELU e no ELS, não sendo necessária nenhuma alteração no dimensionamento. Nesse caso, o dimensionamento é governado pela resistência. Se os deslocamentos horizontais na estrutura ultrapassam os limites de norma, é necessário aumentar a rigidez da estrutura a fim de reduzir os deslocamentos. O aumento da rigidez implica no aumento do peso dos elementos da estrutura além do necessário para resistir aos esforços solicitantes. Nesse caso, o dimensionamento é governado pela rigidez da estrutura. Para isto, é realizado o processo de otimização da rigidez pelo PTV, com o objetivo de encontrar a estrutura mais leve que atenda aos critérios de resistência no ELU e de rigidez no ELS.

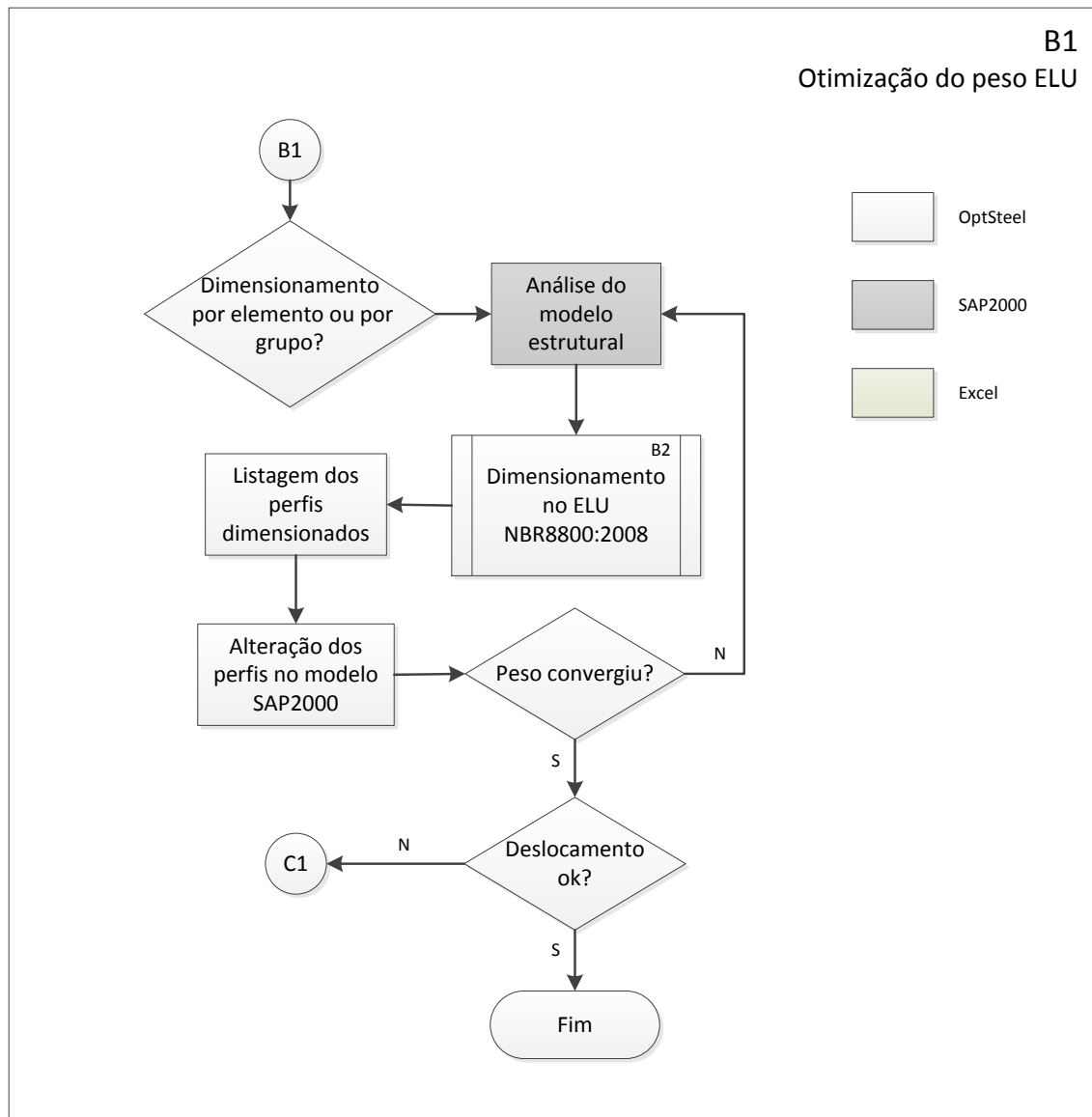


Figura 29. Otimização do peso no ELU.

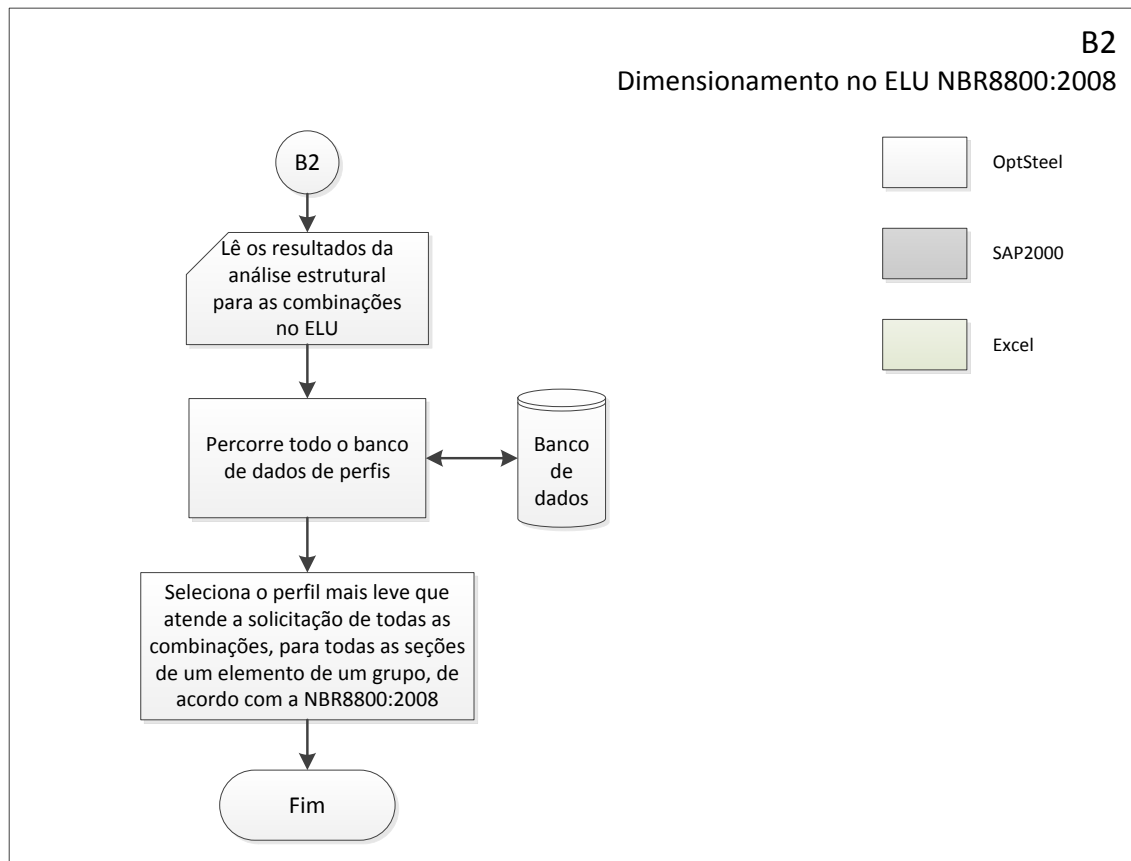


Figura 30. Dimensionamento do perfil mais leve no ELU.

Na Figura 31 encontra-se o fluxograma do processo de otimização da rigidez pelo PTV. A otimização da rigidez pode ser utilizada de duas maneiras: por elemento ou por grupo. Em ambos os casos, é possível determinar quais grupos de elementos participam da otimização da rigidez da estrutura. Por exemplo, considere-se a situação em que a resistência a ações horizontais de uma estrutura é dada por uma subestrutura de contraventamento de pórtico em forma de treliça. Neste caso, os elementos ou grupos de elementos que não participam do sistema de resistência a ações horizontais devem ser removidos do processo de otimização.

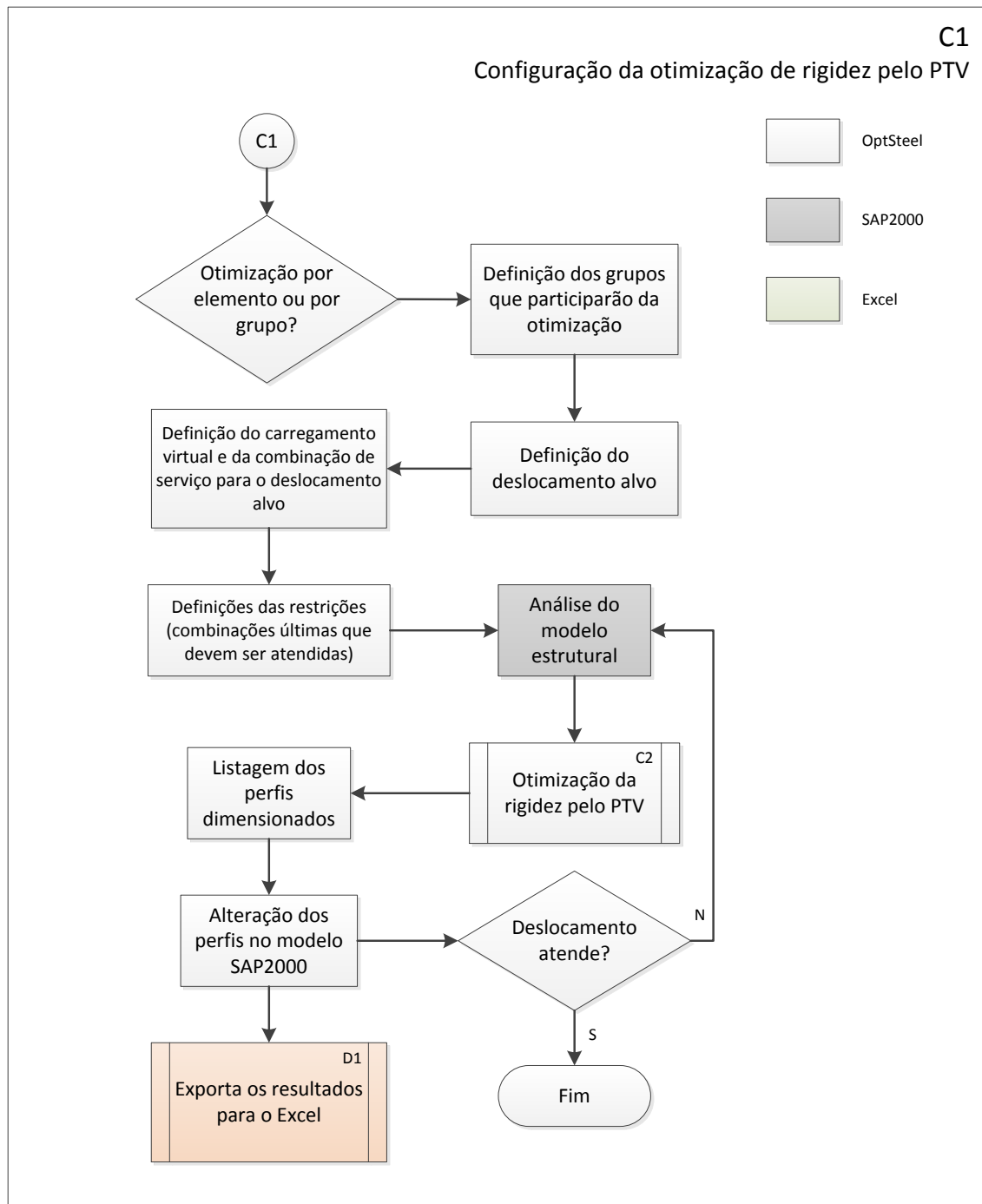


Figura 31. Configurações e resultados da otimização da rigidez pelo PTV.

O carregamento virtual e a combinação de serviço são determinados de acordo com o local, direção e sentido para os quais se deseja obter o deslocamento. Para avaliar o deslocamento horizontal do topo da estrutura, uma força horizontal virtual unitária deve ser aplicada no topo, na direção horizontal. Na avaliação do deslocamento relativo entre pisos consecutivos, um par de forças horizontais virtuais unitárias deve ser aplicadas, em

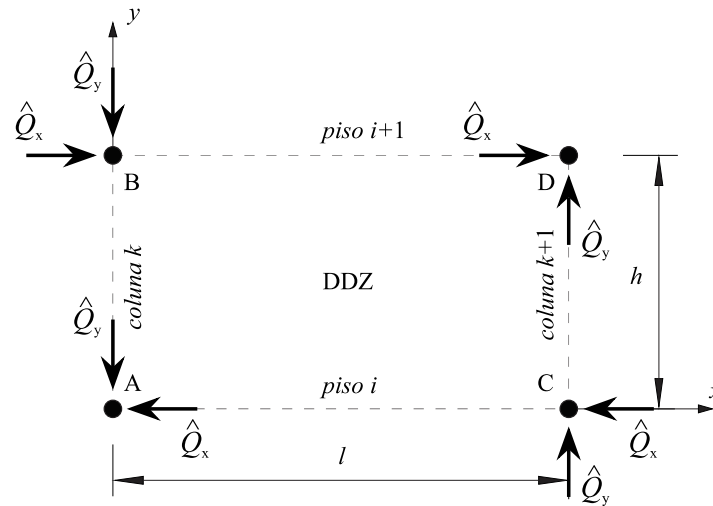
sentidos opostos, nos pisos em que se deseja determinar os deslocamentos relativos. A avaliação do DMI é obtida por meio de uma combinação de ações virtuais, aplicadas nos quatro vértices do DDZ, conforme mostrado na Figura 32.

Em seguida, os deslocamentos alvos são determinados de acordo com os limites prescritos pela ABNT NBR8800:2008 para deslocamentos horizontais em edifícios. Na sequência, as restrições de resistência são definidas selecionando-se as combinações últimas que devem ser atendidas durante a otimização pelo PTV. A análise estrutural é realizada pelo SAP2000, de acordo com as configurações da otimização. A partir dos resultados da análise, a otimização pelo PTV é realizada de acordo com o fluxograma mostrado na Figura 33. As restrições de resistência são verificadas conforme o fluxograma mostrado na Figura 34.

Primeiramente, é realizada a otimização para o deslocamento horizontal no topo da estrutura. Em seguida, os deslocamentos relativos entre os pisos consecutivos devem ser verificados. Havendo algum pavimento que apresenta deslocamentos relativos superiores ao limite máximo estabelecido por norma, o procedimento do fluxograma mostrado na Figura 33 deve ser executado, tendo como deslocamento alvo o deslocamento relativo limite.

Os resultados da otimização pelo PTV são listados na interface do OptSteel e aplicados ao modelo estrutural do SAP2000. A análise dos resultados é feita com o auxílio de planilhas eletrônicas geradas no aplicativo Excel pelo OptSteel. O procedimento da otimização da rigidez deve se repetir até que o SI da estrutura se estabilize e, conseqüentemente, o deslocamento na direção do carregamento virtual se aproxime do deslocamento alvo. A tolerância da diferença do SI alvo e o novo SI estimado de cada elemento ou grupo foi fixada em 15%, conforme recomendado na literatura. Como o conjunto de soluções é discreto – um conjunto finito de perfis de um determinado catálogo – e a otimização da rigidez deve atender às restrições de resistência no ELU e de rigidez no ELS, devem ser realizadas iterações da otimização da rigidez até à convergência dos resultados dos deslocamentos. Os resultados de cada iteração são armazenados numa planilha do Excel, gerada pelo OptSteel, e o melhor resultado deve ser aplicado ao modelo estrutural do SAP2000.

Por fim, deve ser realizada uma análise dos resultados quanto ao impacto da otimização da rigidez no peso total e no deslocamento do modelo estrutural.



$$DMI = 0,5 \left(\frac{\delta_{\hat{Q}_x}}{h} + \frac{\delta_{\hat{Q}_y}}{l} \right)$$

\hat{Q}_x é o carregamento virtual unitário horizontal, aplicado entre pisos

\hat{Q}_y é o carregamento virtual unitário vertical, aplicado entre colunas

$\delta_{\hat{Q}_x}$ é a soma dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos

$\delta_{\hat{Q}_y}$ é a soma dos deslocamentos verticais relativos entre colunas

Figura 32. Avaliação do DMI de um DDZ pelo PTV.

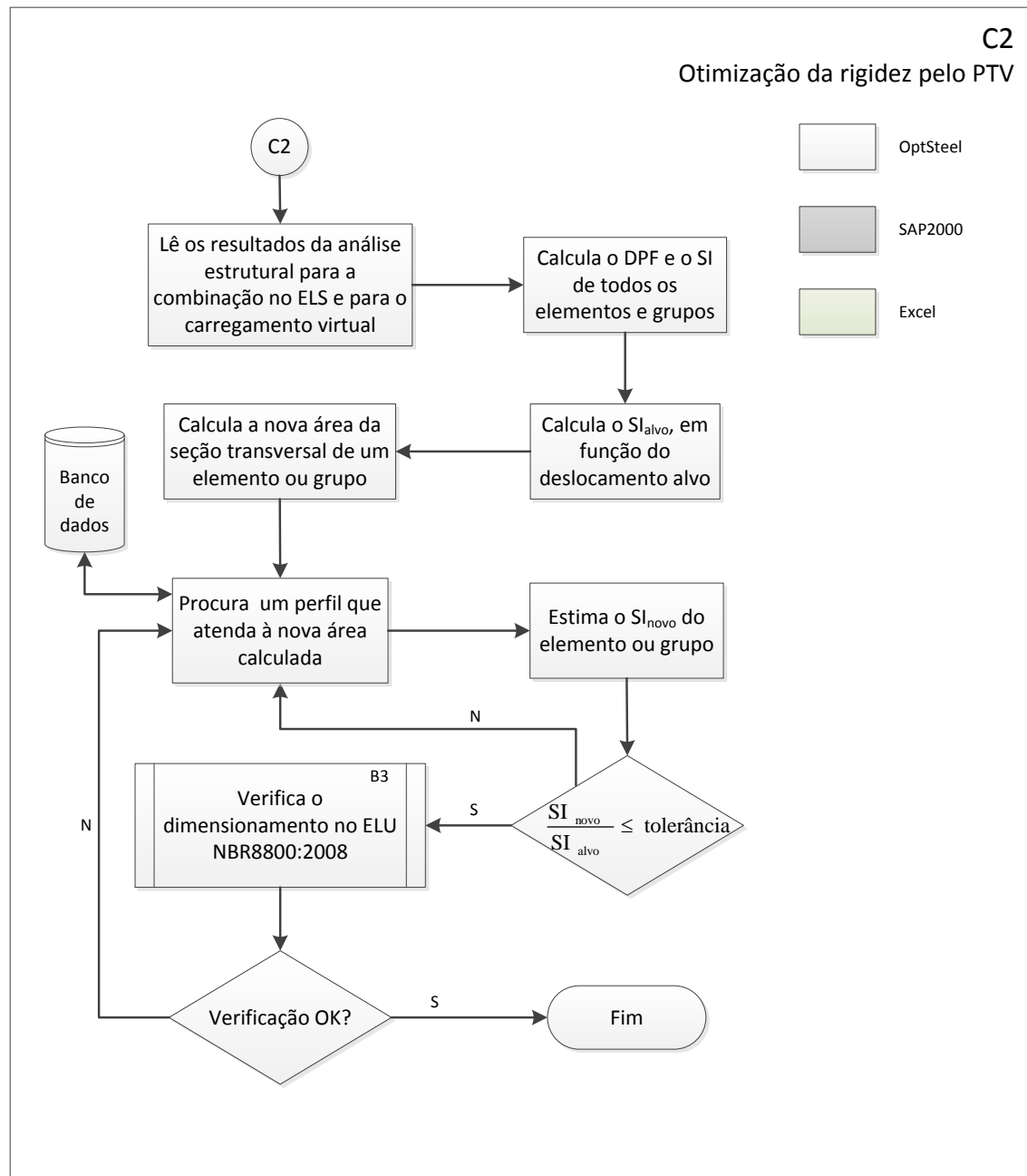


Figura 33. Otimização da rigidez pelo PTV.

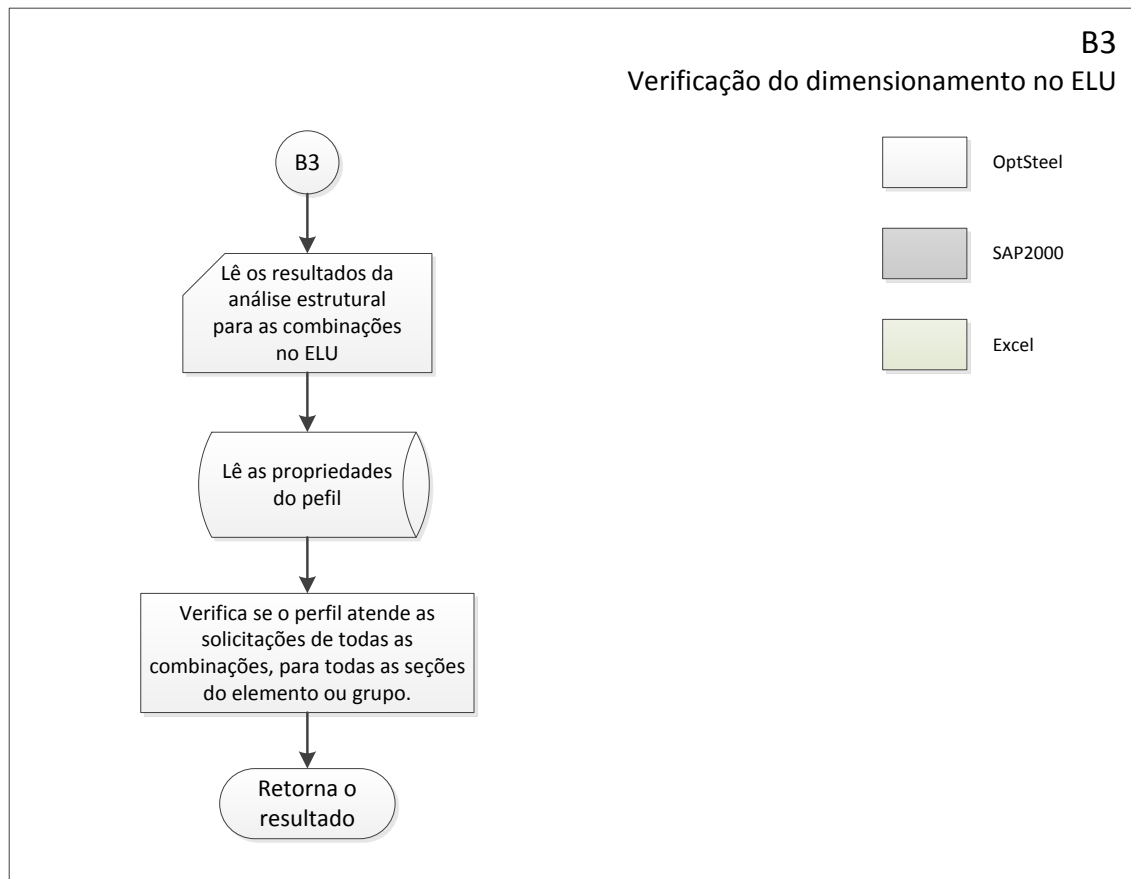


Figura 34. Verificação do dimensionamento no ELU.

3.3. A ferramenta computacional OptSteel

3.3.1. Visão geral

O OptSteel é um software desenvolvido na linguagem Delphi versão 5.0 para implementar e aplicar a metodologia proposta neste trabalho. O OptSteel gerencia um conjunto de módulos de tarefas que interagem entre si, utilizando as tecnologias de banco de dados, application programming interface (API), object link and embedding (OLE) e graphical user interface (GUI).

A interface com o usuário do OptSteel ocorre em três instâncias: uma janela do OptSteel; uma janela do programa SAP2000 com o modelo estrutural; e uma janela do Excel, conforme mostrado na Figura 35.

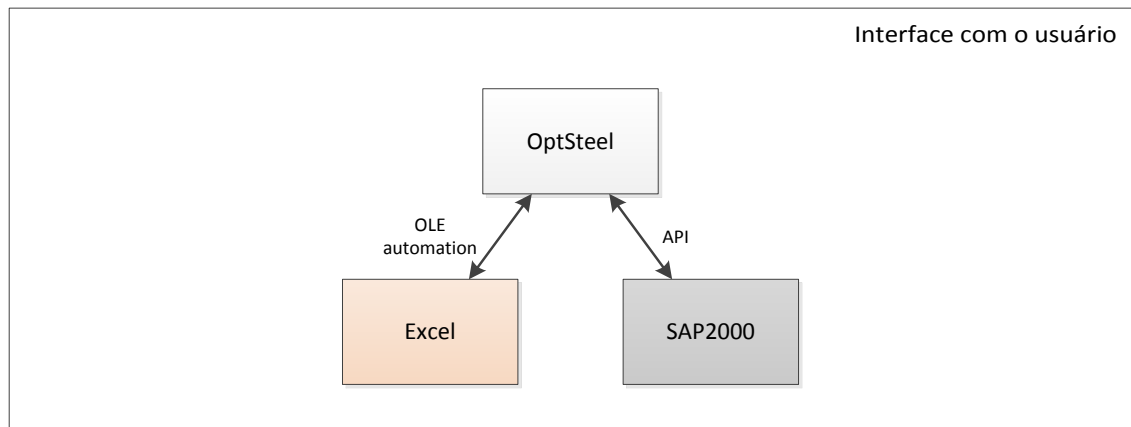


Figura 35. Interface com o usuário.

A arquitetura do OptSteel (Figura 36 e Tabela 9) consiste em um módulo Gerenciador (A), que faz a comunicação entre os demais módulos internos de Banco de Dados (A.1); Dimensionador (A.2); Análise pelo PTV (A.3) e Gerenciador de Resultados (A.4); e os aplicativos externos Excel (B) e SAP2000 (C). A comunicação entre o módulo A e o módulo C é feita por meio de rotinas definidas na API do SAP2000 e entre o módulo A e o módulo B por meio da automação OLE.

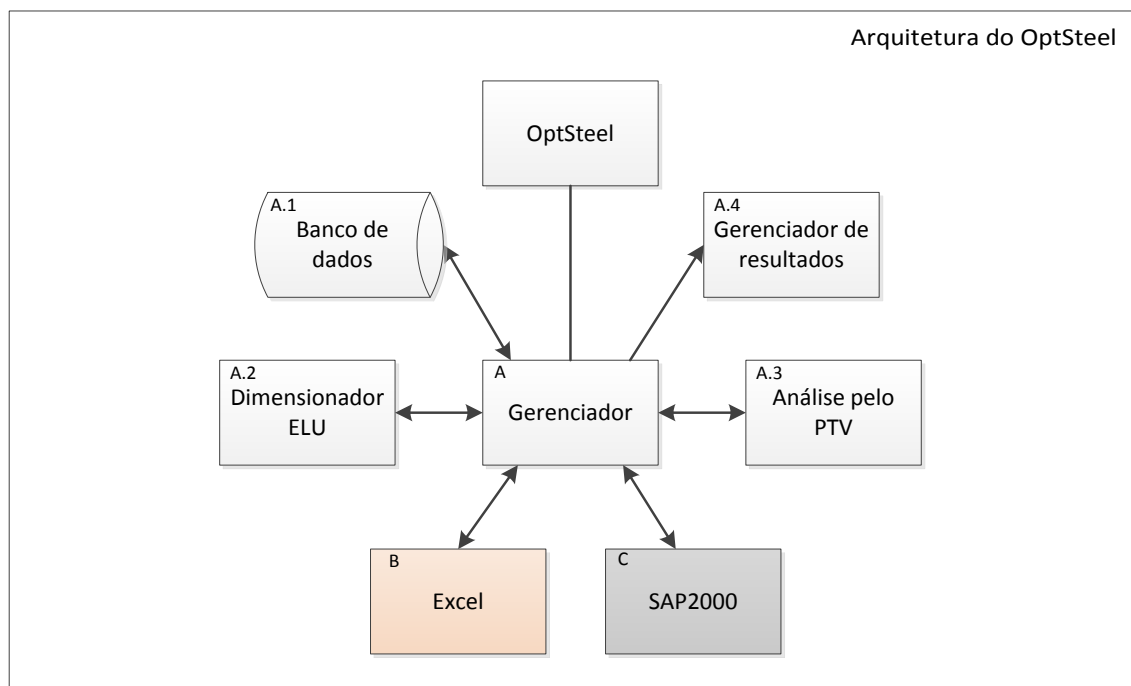


Figura 36. Arquitetura do OptSteel

Tabela 9. Descrição dos módulos do aplicativo.

Módulo	Descrição
A: Gerenciador	Gerencia todo o processo de utilização do OptSteel. É a interface gráfica do aplicativo com o usuário.
A.1: Banco de dados	Banco de dados com todos os catálogos de perfis e aços utilizados no projeto.
A.2: Dimensionador ELU	Unidade que contém a implementação do dimensionamento no ELU pela ABNT NBR 8800:2008. É estruturada por classes de objetos.
A.3: Análise pelo PTV	Unidade que contém a implementação do algoritmo de otimização da rigidez pelo PTV.
A.4: Gerenciador de resultados	Saída dos resultados da otimização no formato de tabela.
B: Excel	Os resultados da otimização podem ser exportados para planilhas do Excel e analisados por meio de gráficos.
C. SAP2000	Aplicativo de análise estrutural e visualização dos resultados.

3.3.2. Integração com o SAP2000 via API

Uma API (Application Programming Interface) é um conjunto de rotinas e padrões estabelecidos por um software para a utilização das suas funcionalidades por aplicativos que não pretendem envolver-se em detalhes da implementação do software, mas apenas usar seus serviços.

Grande parte dos aplicativos comerciais utilizados atualmente na engenharia disponibilizam APIs, cujas rotinas podem ser executadas remotamente por outras aplicações. Este recurso permite que aplicações distintas sejam integradas, de modo que programas computacionais podem importar e exportar dados uns para os outros criando uma interação entre processos que permite integrar recursos complementares de forma automática.

Com o lançamento da versão 11 do SAP2000 (2008), a CSI disponibilizou a OAPI (Open Application Programming Interface). A OAPI é uma biblioteca de rotinas, estruturas de dados, classes de objetos e variáveis que viabilizam a execução virtual de qualquer tarefa

que poderia ser executada no ambiente gráfico do SAP2000. A OAPI do SAP2000 viabilizou a implementação de aplicativos de dimensionamento e, ou, otimização de estruturas, possibilitando acesso irrestrito às tarefas do SAP2000, desde a própria execução do programa e definição do modelo estrutural até à aquisição dos resultados da análise, notadamente os esforços e os deslocamentos sofridos pelos elementos da estrutura.

A CSI disponibiliza um manual completo com todas as funções da biblioteca OAPI. O manual conta com a descrição detalhada dos parâmetros e com exemplos das funções em Visual Basic (VB). Uma dificuldade encontrada durante o desenvolvimento deste trabalho foi a falta de informação e documentação sobre como integrar a OAPI do SAP2000 com um aplicativo em linguagem Object Pascal. No Quadro 2 é mostrado um exemplo da inicialização da interface entre o OptSteel e o SAP2000.

Quadro 2. Código para integração de uma aplicação em Object Pascal com a API do SAP2000

```

procedure SAP2000API.create;
var
  pHelper:    cHelper;    // IDispatch, CoClass
  pSapObject: cOAPI;      // IDispatch, interface aplicativo SAP2000
  pSapModel:  cSapModel; // IDispatch, interface modelo SAP2000
begin

  inherited create;

  try
    // cria interface da classe
    pHelper := CreateCOMObject(CLASS_Helper) as cHelper;

    // inicia a interface com o aplicativo
    pSapObject := pHelper.CreateObject('*.sdb');

    // inicia a interface com o modelo
    pSapModel := pSapObject.SapModel;
  except
    (...)
  end;

end;

```

O OptSteel executa rotinas da API do SAP2000 para realizar duas tarefas fundamentais: alterar as definições de seção transversal dos elementos de barra e obter os resultados dos esforços internos e deformações dos elementos do modelo. Para isso, o usuário deve

fornecer um modelo estrutural predefinido, com todos os elementos, condições de contorno, carregamentos e combinações de ações. Esse modelo pode ser editado pelo usuário diretamente na interface do programa SAP2000.

O OptSteel lê os resultados da análise do modelo estrutural do SAP2000 e, por sua vez, executa as rotinas de dimensionamento no ELU e/ou de controle de rigidez pelo PTV. Os resultados da nova configuração dos perfis dos elementos de barra são retornados ao SAP2000 e aplicados ao modelo estrutural. Essa dinâmica de intercâmbio de dados permite a execução de uma sequência de iterações de dimensionamento e controle de rigidez, caracterizando o processo de otimização de um modelo estrutural.

3.3.3. Geração de relatórios e gráficos de resultados no Microsoft Excel

A automação OLE foi utilizada no OptSteel para exportar os resultados da otimização de um modelo estrutural para o Excel. Os resultados de cada iteração são registrados em planilhas e plotados em gráficos. Na Figura 37 é mostrado um exemplo dos resultados da otimização por elemento de um modelo estrutural; na Figura 38, dos grupos de um modelo; e na Figura 39, o resumo de todas as iterações da otimização de um modelo.

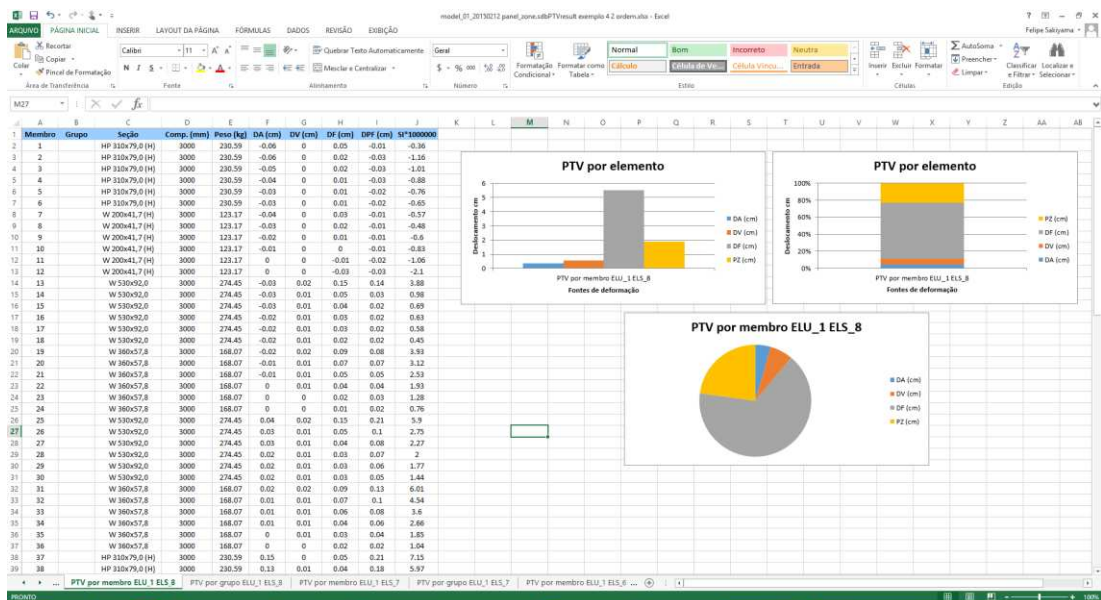


Figura 37. Resultado da otimização por elemento do modelo estrutural.

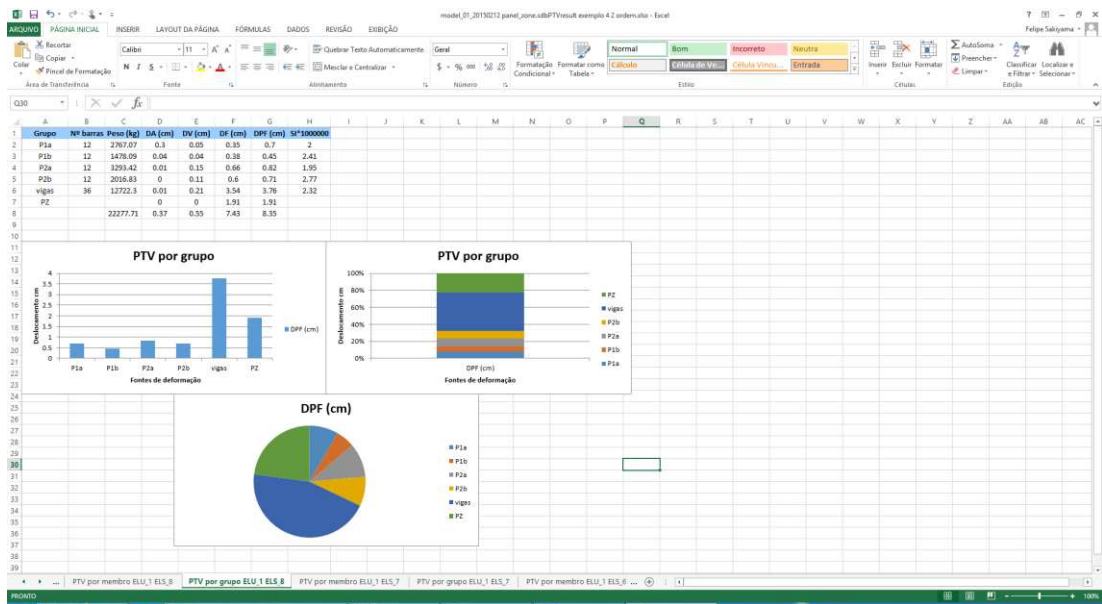


Figura 38. Resultado da otimização por grupo do modelo estrutural

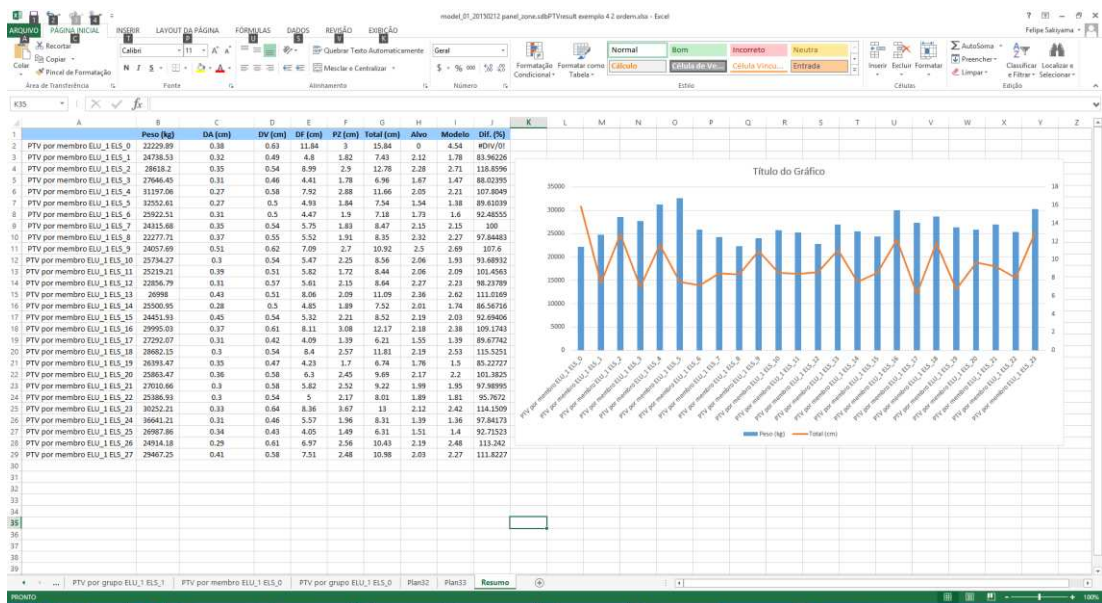


Figura 39. Resumo dos resultados de todas as iterações da otimização.

A Microsoft desenvolveu um protocolo de comunicação denominado Object Linking and Embedding (OLE), que permite que duas aplicações computacionais referenciem e incorporem objetos entre si. A programação OLE consiste na definição de objetos OLE, que são capazes de implementar a interface para exportar e importar informações entre um processo principal e um processo alvo.

Para utilizar o protocolo OLE é preciso conhecer a sintaxe utilizada pelo processo alvo, de modo que é praticamente impossível a implementação sem o auxílio de manuais de

instruções. A Microsoft disponibiliza a Microsoft Development Network (MSDN) na internet, com toda a documentação necessária acerca das rotinas e dos parâmetros utilizados na automação do programa Office Excel. No Quadro 3 é mostrado um exemplo da criação de uma instância do aplicativo Excel e da interface com uma planilha ativa.

Quadro 3. Inicialização de um objeto OLE para interface com o Office Excel.

```

procedure ExcelOLE;
var
  ExcelObject: OLEvariant; // interface com o aplicativo Excel
  SheetObject: OLEvariant; // interface com uma planilha Excel
begin

  // inicia a biblioteca COM
  CoInitialize(nil);

  try
    // inicia uma instância do objeto de automação do Excel
    ExcelObject:= CreateOleObject('Excel.Application');
  except
    (...)
  end;

  // cria uma nova pasta
  ExcelObject.Workbooks.Add;

  // cria interface com uma planilha ativa
  SheetExcel := ExcelObject.Workbooks[1].Worksheets[1];

  // finaliza a biblioteca COM
  CoUnInitialize;

end;

```

3.3.4. Alocação de memória do sistema operacional Windows

A memória de um aplicativo é armazenada no sistema operacional Windows em três segmentos: data segment, stack e heap. As variáveis globais de um aplicativo são alocadas no data segment quando o aplicativo inicia, e permanecem alocadas até o término do aplicativo. Os segmentos stack e heap são utilizados para a alocação dinâmica de memória como, por exemplo, variáveis locais de uma função, instâncias de uma classe e envio de parâmetros de um procedimento (GAJIC, 2015a).

Quando uma variável local de uma função é declarada, a memória para armazená-la é alocada automaticamente no segmento stack. Ao término da execução da função, a memória é liberada, não sendo necessário explicitar a liberação da mesma. Nos

aplicativos desenvolvidos no Delphi V5, o segmento stack é utilizado para alocar as variáveis locais de rotinas (métodos, procedimentos e funções), os parâmetros de rotinas, as funções da API do Windows e as classes do tipo record.

O segmento heap é utilizado para a alocação dinâmica de memória. A alocação de memória nesse segmento deve ser implementada manualmente, chamando os métodos create e free sempre que uma variável for utilizada. Se uma variável alocada no segmento heap não for explicitamente liberada pelo método free, a memória permanece alocada mesmo quando a variável não estiver mais em uso. Esse fenômeno é conhecido como memory leak (vazamento de memória) que consiste no consumo excessivo de memória, podendo causar redução no desempenho do sistema e, até mesmo, uma falha no aplicativo. Nos aplicativos desenvolvidos no Delphi, o segmento heap é utilizado para: criar instâncias de classes; criar e redimensionar arrays dinâmicos; variáveis de texto do tipo ANSI, Wide e Unicode; e variáveis do tipo Variant.

O gerenciamento de memória do Windows utiliza blocos grandes de memória para alocar um processo. Mesmo que esse processo libere 99,99% da memória, o Windows continua assumindo que todo o bloco alocado ainda está em uso. Quando um aplicativo realiza uma quantidade muito grande de processos como, por exemplo, um elevado número de acessos a um banco de dados ou um elevado número de repetições de uma rotina, a quantidade de memória utilizada pelo aplicativo cresce significativamente, podendo ocasionar lentidão no sistema operacional e falhas no acesso da memória. Para contornar esse problema, foi utilizada a função SetProcessWorkingSetSize da API do Windows (GAJIC, 2015b).

A função SetProcessWorkingSetSize configura manualmente os limites mínimo e máximo de memória para um determinado processo. Se atribuído o valor 1 para ambos limites, a função irá liberar toda a memória alocada para o processo. A função da API não pode ser utilizada indiscriminadamente, de modo a evitar que a limpeza da memória ocorra simultaneamente com uma tentativa de acesso aos blocos de memória alocados, incorrendo em uma violação de acesso. Assim sendo, é preciso assegurar que todas as variáveis envolvidas no processo, principalmente as alocadas no segmento heap, foram devidamente finalizadas. No Quadro 4 é mostrado um exemplo da função SetProcessWorkingSetSize.

Quadro 4. Função da API do Windows para limpeza de memória (adaptado de GAJIC, 2015b).

```

procedure TrimAppMemorySize;
var
    MainHandle : THandle;
begin
    try

        // retorna o handle do processo
        MainHandle := OpenProcess(PROCESS_ALL_ACCESS, false,
            GetCurrentProcessID) ;

        // configura as dimensões limites da memória
        SetProcessWorkingSetSize(MainHandle, $FFFFFFFF, $FFFFFFFF) ;
        CloseHandle(MainHandle) ;

    except
        (...);
    end;
end;

```

Antes da implementação da função `SetProcessWorkingSetSize`, o `OptSteel` apresentava um consumo significativo de memória. Para um modelo estrutural de 80 barras, uma iteração de dimensionamento alocava em média 50 MB de memória do sistema. Após várias iterações, o aplicativo apresentava falhas de acesso da memória (access violation) e era terminado pelo sistema. A função foi implementada para ser executada ao final de uma iteração de dimensionamento ou de controle de rigidez pelo PTV. Após cada iteração, a memória alocada é liberada pela função e o consumo total do aplicativo se reduz para valores em torno de 3 MB.

3.4. Estratégias para o dimensionamento otimizado

A metodologia de otimização da rigidez pelo PTV não é capaz, por si só, de realizar todas as considerações necessárias para um dimensionamento otimizado de estruturas. O programa computacional desenvolvido neste trabalho tem a função de viabilizar a interface interativa com o usuário e a execução de extensas rotinas de cálculo. Cabe ao usuário o correto discernimento dos resultados fornecidos pelo programa e a sua intervenção nas etapas do dimensionamento otimizado de uma estrutura.

Na Figura 40 apresenta-se o fluxograma do resumo da estratégia para o dimensionamento otimizado adotado neste trabalho. Primeiramente, o modelo estrutural é otimizado para o menor peso no ELU. Em seguida, tem início a otimização da rigidez para o deslocamento

horizontal no topo da estrutura e, finalmente, para os deslocamentos relativos entre pavimentos. Para cada deslocamento analisado, cria-se um caso de carregamento no aplicativo SAP2000.

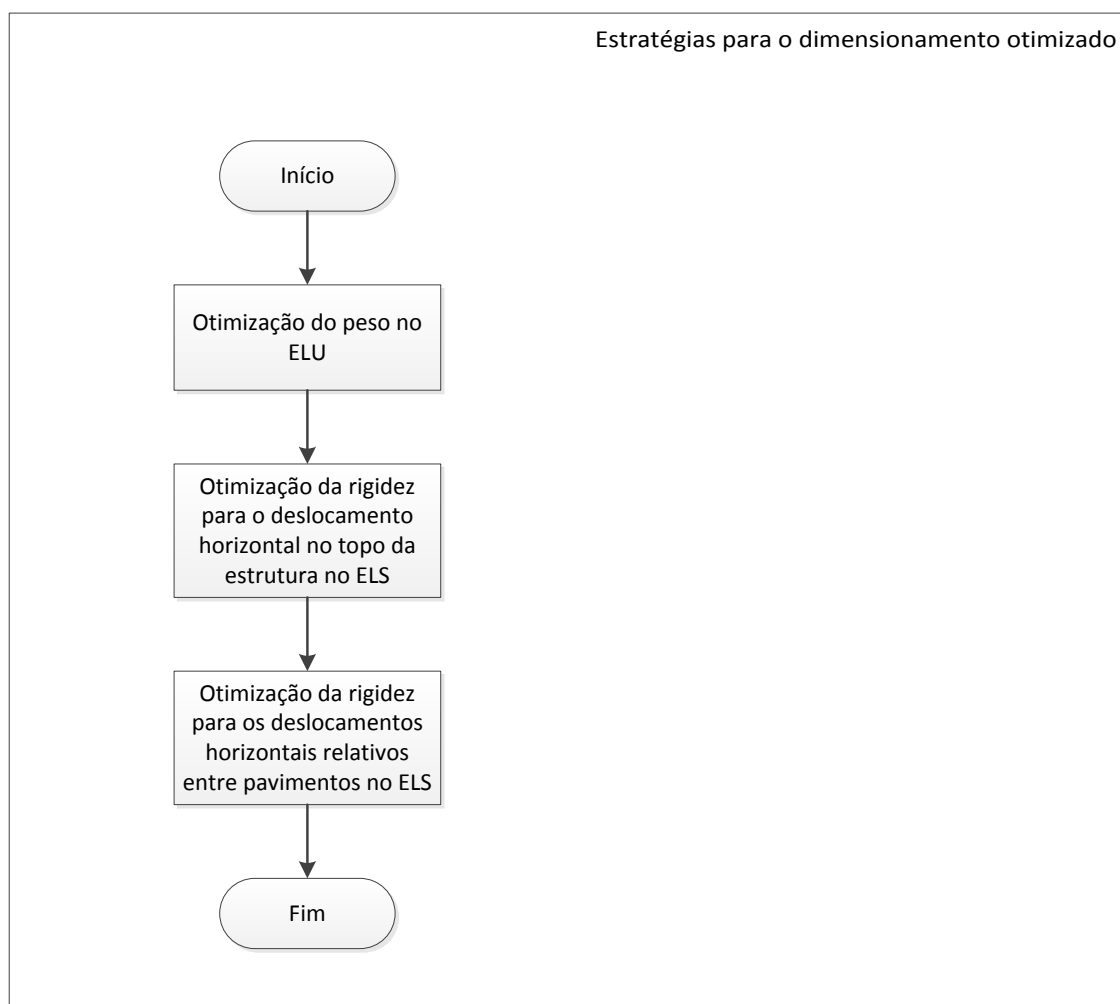


Figura 40. Resumo da estratégia para o dimensionamento otimizado.

Antes da execução dos procedimentos de otimização da rigidez, faz-se necessária uma avaliação da resposta da estrutura frente ao deslocamento horizontal considerado. Uma análise do deslocamento pelo PTV é realizada, permitindo identificar para o deslocamento total: a contribuição de cada fonte de deformação; a contribuição (DPF) de cada elemento ou grupo de elementos; o índice de sensibilidade (SI) de cada elemento ou grupo de elementos no deslocamento total. Em alguns casos, determinados grupos de elementos apresentam um SI nulo ou muito inferior ao SI dos demais grupos. A redistribuição de peso nestes grupos não é efetiva para a otimização da rigidez, sendo necessária a exclusão manual dos grupos do processo de otimização. Essa situação foi

evidente na verificação dos deslocamentos relativos entre pavimentos para todos os modelos analisados e na verificação do deslocamento no topo de modelos estruturais contraventados. Desconsiderar esse fato impossibilita a otimização da rigidez para deslocamentos com estas características.

Quando uma estrutura é otimizada para o peso no ELU, a otimização da rigidez para a redução dos deslocamentos só é possível aumentando a área da seção transversal dos perfis dos elementos. Se um elemento requer uma seção superior à maior seção dos catálogos disponíveis, não é possível atingir o deslocamento alvo para aquela estrutura. Para contornar esta situação, é necessário incluir catálogos com perfis de diferentes faixas de dimensões para garantir o sucesso da otimização da rigidez.

Um fator determinante da qualidade da otimização da rigidez é a tolerância da diferença do SI alvo e do SI efetivo na troca de perfis. Em modelos estruturais que apresentam uma dispersão muito grande do SI dos elementos numa configuração pré otimização, uma tolerância menos rigorosa precisa ser fixada. Após as primeiras iterações, com a estrutura convergindo para a solução final, a tolerância pode ser reduzida permitindo um melhor refinamento da otimização.

3.5. Avaliação dos resultados

A otimização do peso é executada primeiramente, uma única vez. A partir disso, o usuário deve executar a otimização da rigidez sucessivas vezes, sempre comparando o resultado de uma análise com as anteriores, para verificar a convergência do processo. A aplicação facilita este procedimento de avaliação acrescentando os resultados do último processamento aos anteriores numa planilha do Excel. Os resultados da análise pelo PTV são avaliados obtendo-se a parcela de cada fonte de deformação na participação do deslocamento horizontal de cada elemento, e a contribuição de cada elemento e cada grupo de elementos para os deslocamentos considerados.

Capítulo 4

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os estudos de caso e os resultados e discussões do dimensionamento otimizado. Nos itens 4.2 e 4.3 é apresentado um estudo detalhado do dimensionamento otimizado para os modelos estruturais do Caso 1 e Caso 2. No item 4.4 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** é apresentado um estudo simplificado para os quatro casos analisados, comparando o peso final da estrutura nos diferentes ELS de deslocamento horizontal e considerando diferentes períodos de retorno para a velocidade básica do vento adotada.

4.1. Estudos de caso

4.1.1. Características gerais.

No Quadro 5 apresentam-se os esquemas estruturais dos modelos selecionados para os estudos de caso deste trabalho. Para as estruturas rígidas, a estabilidade no plano da estrutura é garantida pela rigidez das ligações viga-pilar, modeladas com elementos tipo panel zone no modelo estrutural do SAP2000, enquanto para as estruturas de ligações rotuladas, por um sistema de contraventamento. Por se tratarem de modelos estruturais planos, foi considerada a indeslocabilidade na direção perpendicular ao plano da estrutura. As dimensões dos modelos foram de 3 m para o pé direito e 6 m para os vãos das vigas. Foi considerada uma largura de influência das ações gravitacionais das lajes nas vigas de 3 m².

Foi considerada uma ação concentrada devida ao vento, aplicada em cada pavimento, no sentido positivo do eixo horizontal. Os valores foram obtidos por meio do coeficiente de arrasto, conforme prescrito na ABNT NBR6123:1988, mostrados na Tabela 10. As ações gravitacionais distribuídas consideradas foram: ações permanentes devidas ao peso próprio da estrutura de aço, da estrutura de concreto e da alvenaria; e ação variável de sobrecarga de utilização. Os valores das ações gravitacionais são apresentados na Tabela 11.

Foram definidas duas combinações de ações no ELU: a primeira considerando a ação variável de utilização como principal e a segunda tendo o vento como ação variável principal. No ELS, foram definidas duas combinações raras de serviço, com a ação variável do vento como principal. Na primeira, foi considerada a velocidade característica do vento para um período de retorno de 50 anos. Na segunda, foi considerado um período de retorno de 10 anos. Em todos os casos foi realizada uma análise de segunda ordem dos modelos estruturais para o dimensionamento no ELU. Todas as combinações últimas de ações foram transformadas em carregamentos não lineares no SAP2000. Na Tabela 12 apresenta-se o resumo das combinações de ações consideradas.

Tabela 10. Ação devida ao vento.

Cota z (m)	V_0 (m/s)	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s)	q (kgf/m ²)	C_a	A_e (m ²)	F_e (kN)
5	32	1	0,92	1	29,44	53,13	1,31	40,5	28,2
10	32	1	0,98	1	31,36	60,29	1,31	27	21,3
15	32	1	1,02	1	32,64	65,31	1,31	27	23,1
20	32	1	1,04	1	33,28	67,89	1,31	27	24,0
30	32	1	1,08	1	34,56	73,22	1,31	27	25,9
40	32	1	1,11	1	35,52	77,34	1,31	27	27,4
50	32	1	1,13	1	36,16	80,15	1,31	27	28,3
60	32	1	1,15	1	36,8	83,01	1,31	27	29,4
80	32	1	1,18	1	37,76	87,40	1,31	27	30,9
100	32	1	1,21	1	38,72	91,90	1,31	27	32,5
120	32	1	1,23	1	39,36	94,97	1,31	27	33,6
140	32	1	1,24	1	39,68	96,52	1,31	27	34,1
160	32	1	1,25	1	40,00	98,08	1,31	13,5	17,3

Tabela 11. Ações gravitacionais nas vigas.

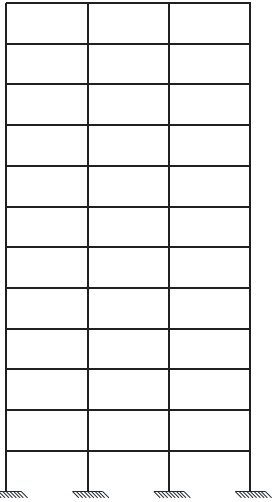
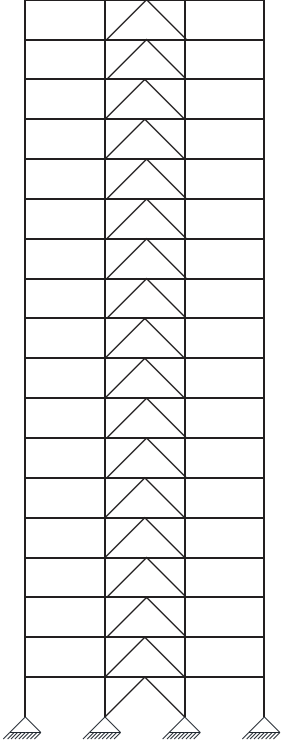
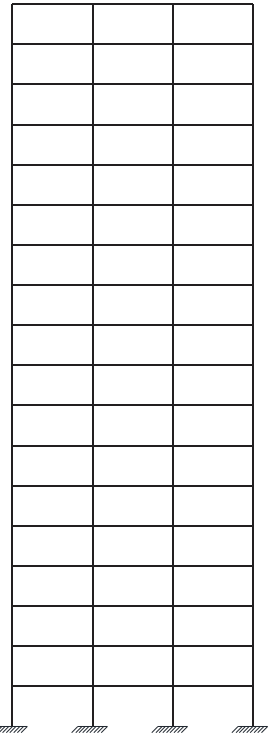
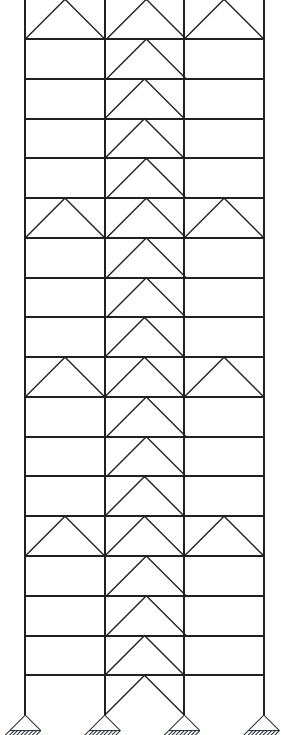
Ação	Nomenclatura adotada	Área de influência	Carregamento (kN/m ²)	Valor adotado
Peso próprio da estrutura metálica	CP1	18 m ²	0,40	1,20 kN/m
Peso próprio das estruturas moldadas <i>in loco</i>	CP2	18 m ²	5,16	15,48 kN/m
Sobrecarga de utilização	SC	18 m ²	3,00	9,00 kN/m

Tabela 12. Combinações de ações consideradas.

Combinações		Valor adotado
ELU	ELU1	1,25CP1 + 1,35CP2 + 1,5SC + 0,6x1,4W
	ELU2	1,25CP1 + 1,35CP2 + 1,4W + 0,7x1,5SC
ELS	ELS1	CP1 + CP2 + W + 0,7SC
	ELS2	CP1 + CP2 + 0,73W + 0,7SC

Para todos os modelos estruturais foi considerado um pré-dimensionamento adotando um único perfil padrão para todos os elementos do modelo. Os coeficientes de flambagem de todas as barras foram adotados igual a 1, uma vez que foi realizada a análise de segunda ordem, considerando apenas os efeitos P- Δ , para obter os esforços solicitantes no ELU. Considerou-se ainda, para as estruturas de média deslocabilidade, a redução de 20% do módulo de elasticidade para simular a não linearidade do material. As vigas foram consideradas como vigas isoladas, com comprimento destravado igual a zero. Os deslocamentos no ELS foram obtidos considerando os efeitos da análise de 1ª ordem.

Quadro 5. Esquema estrutural dos modelos estudados

	
Caso 1 – Pórtico rígido de 12 pavimentos.	Caso 2 – Pórtico A contraventado de 18 pavimentos.
	
Caso 3 – Pórtico rígido de 18 pavimentos.	Caso 4 – Pórtico B contraventado de 18 pavimentos.

4.1.2. Caso 1 – Pórtico plano rígido de 12 pavimentos

O Caso 1 consiste em um pórtico plano rígido de 12 pavimentos e três vãos livres, conforme mostrado na Figura 41. As distâncias entre o centro dos apoios dos pilares e das vigas são de 3000 mm e 6000 mm, respectivamente. A altura total da estrutura é de 36000 mm e a largura de 18000 mm. O modelo estrutural foi construído definindo um elemento de barra para cada comprimento livre dos pilares e das vigas. Por se tratar de um pórtico rígido, todos os graus de liberdade nas extremidades das barras foram restringidos. Foi atribuído aos nós das ligações entre vigas e pilares o elemento Panel Zone, que considera as deformações nas regiões das ligações na análise da estrutura.

A designação de perfis no dimensionamento foi realizada por grupos de elementos, com o objetivo de buscar uma solução regularizada e compatível com a prática de projeto de edifícios de múltiplos andares. Assim, a estrutura foi dividida em três segmentos, a, b e c, conforme mostrado na Figura 41. Em cada segmento foram definidos grupos distintos para os pilares e vigas. A definição dos grupos é mostrada na Figura 41 e especificada na Tabela 13. As regiões das ligações foram definidas em apenas um grupo, pois suas propriedades dependem exclusivamente das propriedades geométricas dos perfis das vigas e pilares de cada ligação.

Para o dimensionamento dos grupos das vigas foi fixado o catálogo de perfis W laminados da Gerdau. Os grupos dos pilares foram dimensionados utilizando-se o catálogo de perfis H soldados da série CS e o catálogo de perfis W laminados da Gerdau. No caso dos pilares, o aplicativo de dimensionamento escolheu automaticamente o melhor perfil dentre os dois catálogos. As especificações dos catálogos são mostradas na Tabela 14.

O dimensionamento otimizado para o menor peso foi realizado de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800:2008. Para cada grupo foi escolhido o perfil mais leve que atendeu às verificações no ELU. No dimensionamento otimizado da rigidez para os deslocamentos horizontais, o objetivo foi o de atender aos deslocamentos máximos estabelecidos na ABNT NBR 8800:2008. Os deslocamentos horizontais verificados são mostrados na Tabela 15.

Tabela 13. Definição dos grupos de elementos do modelo estrutural – Caso 1.

Segmento	Grupo	Descrição
a	P1a	Pilares externos
	P2a	Pilares interno
	Va	Vigas
b	P1b	Pilares externos
	P2b	Pilares internos
	Vb	Vigas
c	P1c	Pilares externos
	P2c	Pilares Internos
	Vc	Vigas
	PZ	Regiões de todas as ligações entre vigas e pilares

Tabela 14. Especificação dos catálogos de perfis utilizados – Caso1.

Catálogo	Tipo	Aço	Aplicação
Gerdau	W laminado	ASTM A572 G50	Vigas e pilares
CS	H soldado	ASTM A572 G50	Pilares

Tabela 15. Deslocamentos horizontais máximos – Caso 1.

Descrição	$\delta_{\text{máx}}$
Deslocamento horizontal no topo dos pilares em relação à base	$H/400$ 90 mm
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^{(1)}$ 6 mm
DDI	$1/500$ 0,2%

(1) Os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas foram desprezados.

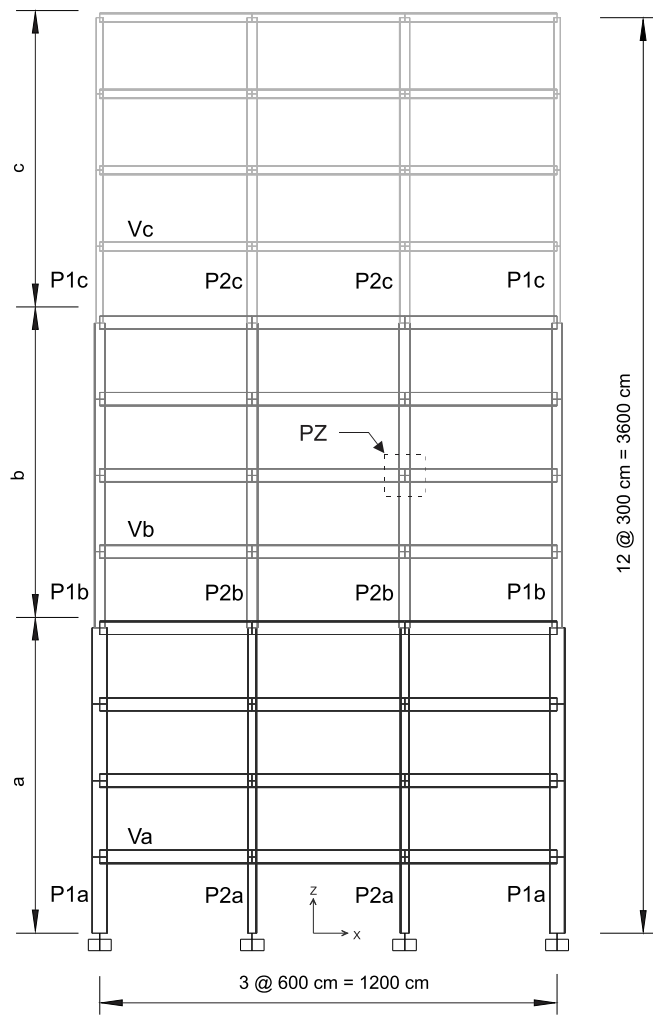


Figura 41. Caso 1 – Pórtico rígido de 12 pavimentos.

4.1.3. Caso 2 – Pórtico A plano contraventado de 18 pavimentos

O Caso 2 consiste em um pórtico plano contraventado de 18 pavimentos e três vãos livres, conforme mostrado na Figura 42. As distâncias entre o centro dos apoios dos pilares e das vigas são de 3000 mm e 6000 mm, respectivamente. A altura total da estrutura é de 54000 mm e a largura de 18000 mm. O modelo estrutural foi construído definindo um elemento de barra para cada vão livre dos pilares e das vigas. A subestrutura de contraventamento é composta por diagonais do tipo “delta” no vão central. Por se tratar de um pórtico contraventado, as rotações nas extremidades das barras foram liberadas.

A designação de perfis no dimensionamento foi realizada por grupos de elementos, com o objetivo de buscar uma solução regularizada e compatível com a prática de projeto de edifícios de múltiplos andares. Assim, a estrutura foi dividida em quatro segmentos, a, b, c e d, conforme mostrado na Figura 42. Em cada segmento foram definidos grupos distintos para os pilares e vigas. A definição dos grupos é mostrada na Figura 42 e especificada na Tabela 16.

Para o dimensionamento dos grupos das vigas foi fixado o catálogo de perfis W laminados da Gerdau. Os grupos dos pilares foram dimensionados utilizando o catálogo de perfis H soldados da série CS e o catálogo de perfis W laminado da Gerdau. No caso dos pilares, o aplicativo de dimensionamento escolheu automaticamente o melhor perfil dentre os dois catálogos. As especificações dos catálogos são mostradas na Tabela 17.

O dimensionamento otimizado para o menor peso foi realizado de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800:2008. Para cada grupo foi escolhido o perfil mais leve que atendeu às verificações no ELU. No dimensionamento otimizado da rigidez para os deslocamentos horizontais, o objetivo foi o de atender aos deslocamentos máximos estabelecidos na ABNT NBR 8800:2008. Os deslocamentos horizontais verificados são mostrados na Tabela 18.

Tabela 16. Definição dos grupos de elementos do modelo estrutural – Caso 2.

Segmento	Grupo	Descrição
a	P1a	Pilares externos
	P2a	Pilares interno
	V-cont-a	Vigas do contraventamento
	Cont-a	Diagonais do contraventamento
b	P1b	Pilares externos
	P2b	Pilares internos
	V-cont-b	Vigas do contraventamento
	Cont-b	Diagonais do contraventamento
c	P1c	Pilares externos
	P2c	Pilares Internos
	V-cont-c	Vigas do contraventamento
	Cont-c	Diagonais do contraventamento
d	P1d	Pilares externos
	P2d	Pilares Internos
	V-cont-d	Vigas do contraventamento
	Cont-d	Diagonais do contraventamento
	Vigas	Vigas que não fazem parte da subestrutura de contraventamento

Tabela 17. Especificação dos catálogos de perfis utilizados – Caso 2.

Catálogo	Tipo	Aço	Aplicação
Gerdau	W laminado	ASTM A572 G50	Vigas e pilares
CS	H soldado	ASTM A572 G50	Pilares

Tabela 18. Deslocamentos horizontais máximos – Caso 2.

Descrição	$\delta_{\text{máx}}$	
Deslocamento horizontal no topo dos pilares em relação à base	$H/400$	135 mm
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^{(1)}$	6 mm
DDI	1/500	0,2%

(1) Os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas foram desprezados.

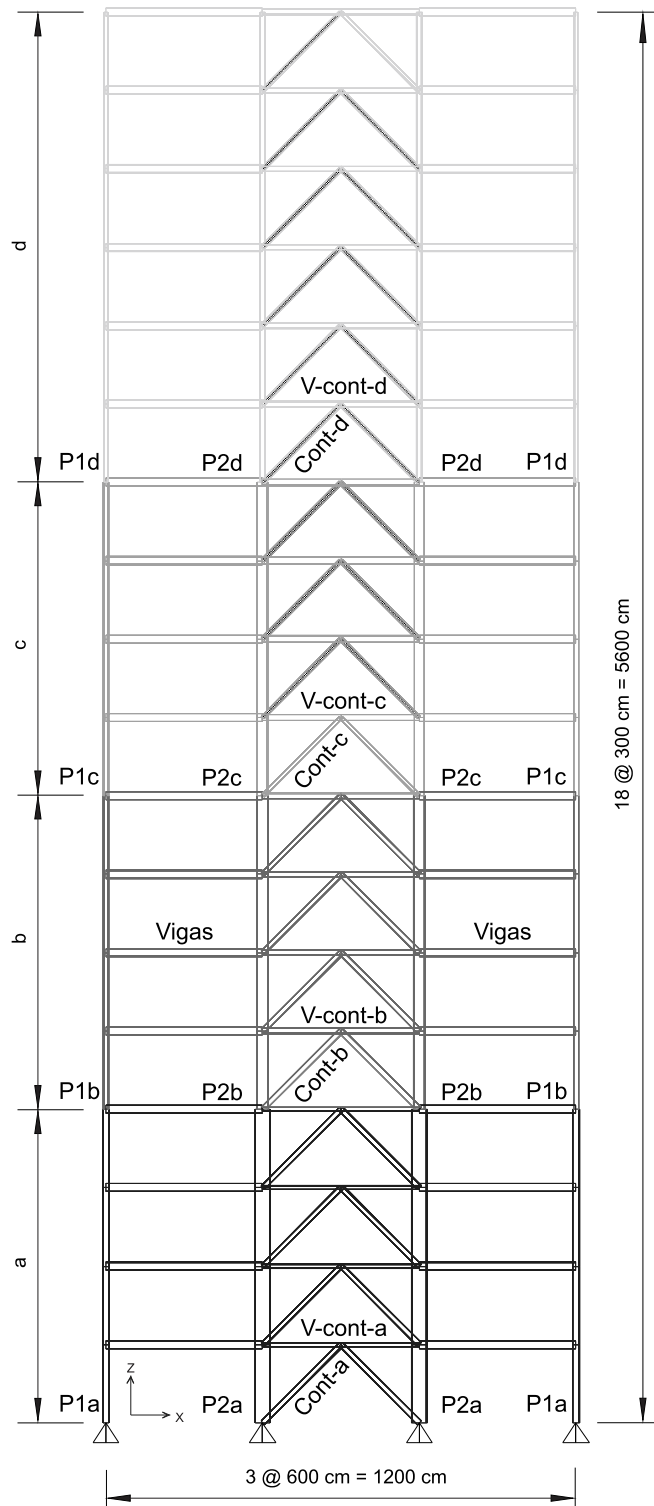


Figura 42. Caso 2 – Pórtico A contraventado de 18 pavimentos.

4.1.4. Caso 3 – Pórtico plano rígido de 18 pavimentos

O Caso 3 consiste em um pórtico plano rígido de 18 pavimentos e três vãos livres, conforme mostrado na Figura 43. As distâncias entre o centro dos apoios dos pilares e das vigas são de 3000 mm e 6000 mm, respectivamente. A altura total da estrutura é de 54000 mm e a largura de 18000 mm. O modelo estrutural foi construído definindo um elemento de barra para cada vão livre dos pilares e das vigas. Por se tratar de um pórtico rígido, todos os graus de liberdade nas extremidades das barras foram restringidos. Foi atribuído aos nós das ligações entre vigas e pilares o elemento Panel Zone, que considera as deformações nas regiões das ligações na análise da estrutura.

A designação de perfis no dimensionamento foi realizada por grupos de elementos, com o objetivo de buscar uma solução regularizada e compatível com a prática de projeto de edifícios de múltiplos andares. Assim, a estrutura foi dividida em três segmentos, a, b, c e d. Em cada segmento foram definidos grupos distintos para os pilares e vigas. A definição dos grupos é mostrada na Tabela 19. As regiões das ligações foram definidas em apenas um grupo, pois suas propriedades dependem exclusivamente das propriedades geométricas dos perfis das vigas e pilares de cada ligação.

Para o dimensionamento dos grupos das vigas foi fixado o catálogo de perfis W laminados da Gerdau. Os grupos dos pilares foram dimensionados utilizando-se o catálogo de perfis H soldados da série CS e o catálogo de perfis W laminados da Gerdau. No caso dos pilares, o aplicativo de dimensionamento escolheu automaticamente o melhor perfil dentre os dois catálogos. As especificações dos catálogos são mostradas na Tabela 20.

O dimensionamento otimizado para o menor peso foi realizado de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800:2008. Para cada grupo foi escolhido o perfil mais leve que atendeu às verificações no ELU. No dimensionamento otimizado da rigidez para os deslocamentos horizontais, o objetivo foi o de atender aos deslocamentos máximos recomendados na ABNT NBR 8800:2008. Os deslocamentos horizontais verificados são mostrados na Tabela 21.

Tabela 19. Definição dos grupos de elementos do modelo estrutural – Caso 3.

Segmento	Grupo	Descrição
a	P1a	Pilares externos
	P2a	Pilares interno
	Va	Vigas
b	P1b	Pilares externos
	P2b	Pilares internos
	Vb	Vigas
c	P1c	Pilares externos
	P2c	Pilares internos
	Vc	Vigas
d	P1d	Pilares externos
	P2d	Pilares internos
	Vd	Vigas

Tabela 20. Especificação dos catálogos de perfis utilizados – Caso 3.

Catálogo	Tipo	Aço	Aplicação
Gerdau	W laminado	ASTM A572 G50	Vigas e pilares
CS	H soldado	ASTM A572 G50	Pilares

Tabela 21. Deslocamentos horizontais máximos – Caso 3.

Descrição	$\delta_{\text{máx}}$	
Deslocamento horizontal no topo dos pilares em relação à base	$H/400$	135 mm
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^{(1)}$	6 mm
DDI	1/500	0,2%

(1) Os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas foram desprezados.

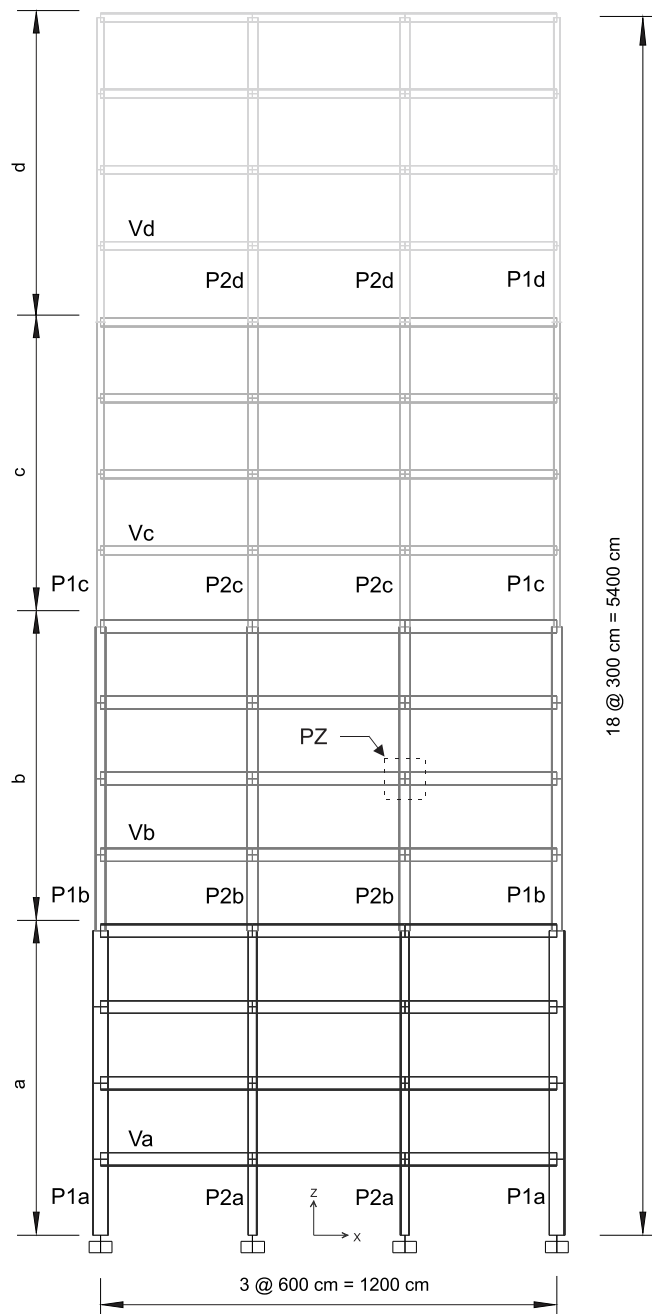


Figura 43. Caso 3 – Pórtico rígido de 18 pavimentos.

4.1.5. Caso 4 – Pórtico B plano contraventado de 18 pavimentos

O Caso 4 consiste em um pórtico plano contraventado de 18 pavimentos e três vãos livres, conforme mostrado na Figura 44. As distâncias entre o centro dos apoios dos pilares e das vigas são de 3000 mm e 6000 mm, respectivamente. A altura total da estrutura é de 54000 mm e a largura de 18000 mm. O modelo estrutural foi construído definindo um elemento de barra para cada vão livre dos pilares e das vigas. A subestrutura de contraventamento é composta por diagonais do tipo “delta” no vão central. Uma subestrutura de contraventamento foi acrescentada no último pavimento de cada segmento. Por se tratar de um pórtico contraventado, as rotações nas extremidades das barras foram liberadas.

A designação de perfis no dimensionamento foi realizada por grupos de elementos, com o objetivo de buscar uma solução regularizada e compatível com a prática de projeto de edifícios de múltiplos andares. Assim, a estrutura foi dividida em quatro segmentos, a, b, c e d, conforme mostrado na Figura 44. Em cada segmento foram definidos grupos distintos para os pilares e vigas. A definição dos grupos é mostrada na Figura 44 e especificada na Tabela 22.

Para o dimensionamento dos grupos das vigas foi fixado o catálogo de perfis W laminados da Gerdau. Os grupos dos pilares foram dimensionados utilizando o catálogo de perfis H soldados da série CS e o catálogo de perfis W laminados da Gerdau. No caso dos pilares, o aplicativo de dimensionamento escolheu automaticamente o melhor perfil dentre os dois catálogos. As especificações dos catálogos são mostradas na Tabela 23.

O dimensionamento otimizado para o menor peso foi realizado de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800:2008. Para cada grupo foi escolhido o perfil mais leve que atendeu às verificações no ELU. No dimensionamento otimizado da rigidez para os deslocamentos horizontais, o objetivo foi o de atender aos deslocamentos máximos recomendados na ABNT NBR 8800:2008. Os deslocamentos horizontais verificados são mostrados na Tabela 24.

Tabela 22. Definição dos grupos de elementos do modelo estrutural – Caso 4.

Segmento	Grupo	Descrição
a	P1a	Pilares externos
	P2a	Pilares internos
	V-cont-a	Vigas do contraventamento
	Cont-a	Diagonais do contraventamento
b	P1b	Pilares externos
	P2b	Pilares internos
	V-cont-b	Vigas do contraventamento
	Cont-b	Diagonais do contraventamento
c	P1c	Pilares externos
	P2c	Pilares internos
	V-cont-c	Vigas do contraventamento
	Cont-c	Diagonais do contraventamento
d	P1d	Pilares externos
	P2d	Pilares internos
	V-cont-d	Vigas do contraventamento
	Cont-d	Diagonais do contraventamento
	Vigas	Vigas que não fazem parte da subestrutura de contraventamento

Tabela 23. Especificação dos catálogos de perfis utilizados – Caso 4.

Catálogo	Tipo	Aço	Aplicação
Gerdau	W laminado	ASTM A572 G50	Vigas e pilares
CS	H soldado	ASTM A572 G50	Pilares

Tabela 24. Deslocamentos horizontais máximos – Caso 4.

Descrição	$\delta_{\text{máx}}$	
Deslocamento horizontal no topo dos pilares em relação à base	$H/400$	135 mm
Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^{(1)}$	6 mm
DDI	1/500	0,2%

(1) Os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas foram desprezados.

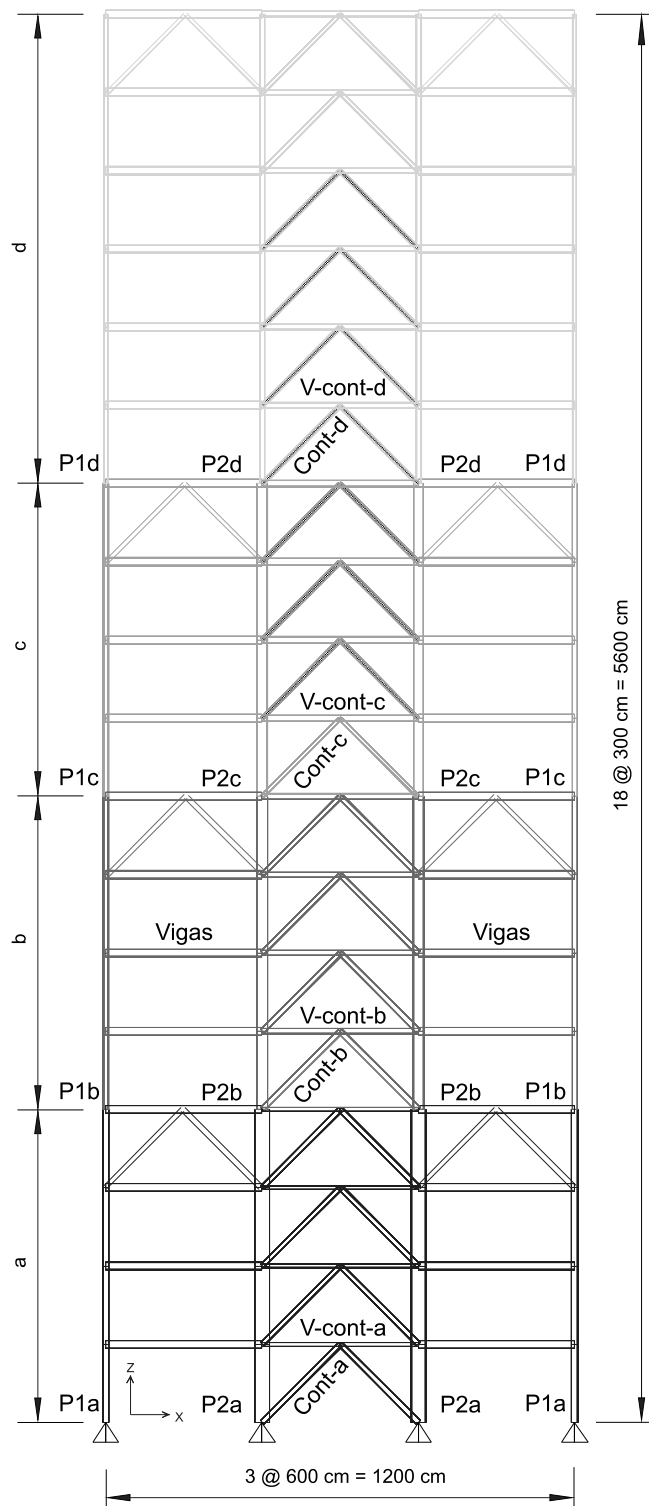


Figura 44. Caso 4 – Pórtico B contraentado de 18 pavimentos.

4.2. Análise dos resultados para o Caso 1 – Pórtico plano rígido de 12 pavimentos

4.2.1. Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

Na Tabela 25 apresenta-se a classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, realizada de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800:2008. A estrutura foi classificada antes e depois da otimização da rigidez no ELS de deslocamento horizontal no topo. Para cada combinação última de ações foram obtidos os deslocamentos horizontais em todos os pavimentos pórtico na análise de primeira ordem (u_1) e na análise de segunda ordem (u_2). A classificação foi feita com base na maior relação (u_2/u_1) encontrada.

Tabela 25. Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais – Caso 1.

Otimização da rigidez	Comb.	Deslocamento horizontal no topo (cm)		u_2/u_1	Classificação
		u_1	u_2		
Antes	ELU1	14,48	17,09	1,18	Média deslocabilidade
	ELU2	24,10	27,89	1,16	
Depois	ELU1	7,67	8,33	1,08	Pequena deslocabilidade
	ELU2	12,76	13,73	1,08	

Nota-se que a estrutura foi classificada como de média deslocabilidade para a situação antes da otimização da rigidez, quando o deslocamento horizontal no topo não atendia o limite máximo no ELS. Depois da otimização da rigidez, a estrutura foi classificada como de pequena deslocabilidade. Vale ressaltar que a classificação da estrutura quanto à deslocabilidade não apresenta relação com a magnitude dos deslocamentos sofridos, sendo um parâmetro de avaliação da resposta da estrutura para os esforços solicitantes de segunda ordem no ELU.

4.2.2. Evolução do dimensionamento otimizado

Na Figura 45 e na Tabela 26 é mostrada a evolução do dimensionamento otimizado. Para cada iteração foram registrados o peso final e o deslocamento horizontal no topo da estrutura. As primeiras cinco iterações foram realizadas para a otimização do peso no ELU. Nota-se que o peso total da estrutura se estabilizou na quinta iteração, enquanto o deslocamento horizontal no topo não apresentou o mesmo comportamento. Isto ocorreu

pois, na otimização do peso, o dimensionamento foi governado pela resposta da estrutura aos esforços solicitantes nos elementos, decorrentes das combinações últimas de ações.

A estrutura dimensionada no ELU apresentou um deslocamento horizontal no topo de 17,22 cm, não atendendo ao critério de serviço para o deslocamento horizontal no topo de 9 cm (Tabela 15). Foi necessário avançar para a etapa seguinte do dimensionamento otimizado cujo parâmetro de controle é o deslocamento horizontal no topo no ELS. Observa-se que na primeira iteração o deslocamento horizontal foi reduzido para 8,34 cm.

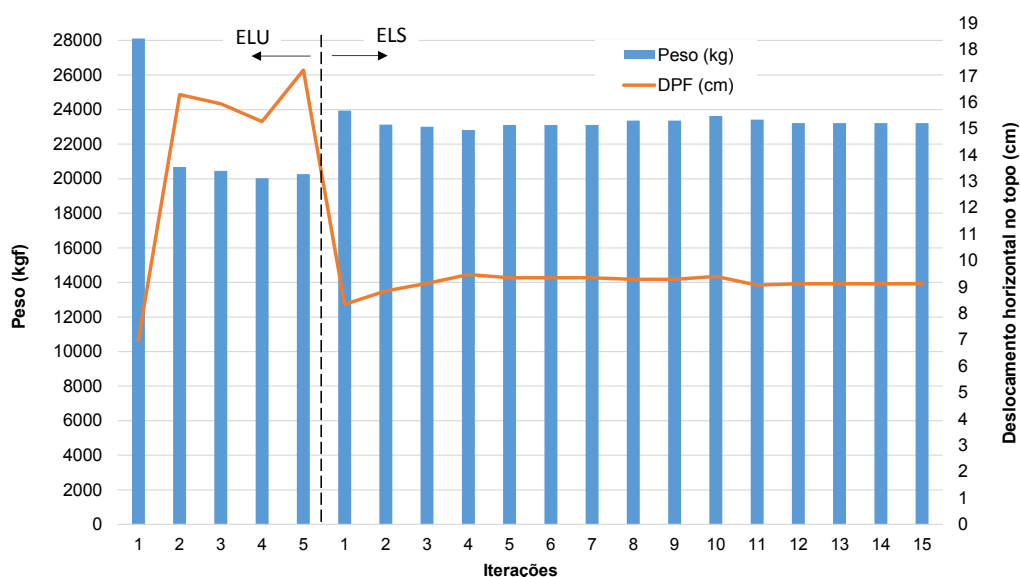


Figura 45. Evolução do dimensionamento otimizado no ELU e no ELS de deslocamento horizontal no topo – Caso1.

Após uma sequência de 15 iterações, o deslocamento horizontal no topo apresentou uma variação de no máximo 5% entre iterações, mantendo-se constante a partir da 12ª iteração. Nota-se que, na otimização da rigidez, a variação do peso apresentou um comportamento similar à variação do deslocamento da estrutura. Isto se deve ao fato de que o dimensionamento no ELS foi governado pela resposta da estrutura às deformações sofridas nos elementos decorrentes do carregamento horizontal.

Tabela 26. Evolução do dimensionamento otimizado no ELU e no ELS de deslocamento horizontal no topo – Caso 1.

Verificação	Iteração	Peso total (kgf)	Deslocamento horizontal no topo <i>DPF</i> (cm)
ELU	1	28108	6,97
	2	20676	16,29
	3	20451	15,94
	4	20029	15,27
	5	20262	17,22
ELS	1	23937	8,34
	2	23130	8,85
	3	23008	9,14
	4	22820	9,47
	5	23103	9,35
	6	23103	9,35
	7	23103	9,35
	8	23362	9,29
	9	23362	9,29
	10	23630	9,4
	11	23418	9,07
	12	23220	9,12
	13	23220	9,12
	14	23220	9,12
	15	23220	9,12

4.2.3. Avaliação da resposta da estrutura para o deslocamento horizontal no topo

Na Tabela 27 (a) apresentam-se os resultados da avaliação do deslocamento horizontal no topo da estrutura antes da otimização da rigidez no ELS. São mostrados para cada grupo de elementos e para a estrutura global: o perfil e o peso de aço do dimensionamento; o DPF e os componentes de deformação axial (DA), de cisalhamento (DV) e de flexão (DF); e o SI. Na Tabela 27 (b) apresenta-se a avaliação do SI dos grupos de elementos e da estrutura global. São mostrados parâmetros de dispersão do SI dos grupos e a comparação entre o SI alvo e o SI efetivo da estrutura global. Na Tabela 28, os mesmos resultados são apresentados para a estrutura depois da otimização da rigidez no ELS de deslocamento horizontal no topo.

Tabela 27. Avaliação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso 1.

(a) Resultados do *DPF* e *SI* por grupo para o deslocamento horizontal no topo da estrutura.

Grupo	Perfil	Peso (kgf)	<i>DA</i> (cm)	<i>DV</i> (cm)	<i>DF</i> (cm)	<i>DPF</i> (cm)	<i>SI</i> *1000000
P1a	W 460x89,0	2129,10	0,37	0,05	0,55	0,97	3,58
P1b	W 360x57,8	1344,55	0,15	0,06	0,31	0,52	3,02
P1c	W 310x44,5	1063,24	0,01	0,03	0,18	0,23	1,67
P2a	CS 400x137	3282,34	0	0,15	0,83	0,98	2,34
P2b	CS 300x76,0	1829,81	0	0,19	0,76	0,95	4,09
P2c	W 310x44,5	1063,24	0	0,08	0,51	0,59	4,35
Va	W 360x51,0	3597,08	0	0,17	3,61	3,78	8,25
Vb	W 360x44,0	3194,71	0	0,15	3,49	3,64	8,96
Vc	W 250x38,5	2758,38	0,03	0,05	1,83	1,92	5,47
PZ			0	0	3,65	3,65	
Total		20262,46	0,57	0,93	15,72	17,22	5,26

(b) Avaliação do *SI*.

Grupos				Estrutura global		
Média	Desvio Padrão	Coefficiente de variação (%)	Variância	Alvo ⁽¹⁾	Efetivo	Diferença (%)
4,64	2,52	54,26	6,33	3,53	5,26	49,01

(1) Para um deslocamento horizontal no topo de $H/400 = 9,0$ cm

Na Figura 46 é mostrado um gráfico com os valores do *SI* e do *DPF* da Tabela 27 (a) para o deslocamento horizontal no topo de cada grupo de elementos antes da otimização da rigidez. Na Figura 47, os mesmos parâmetros são apresentados para os resultados da Tabela 28 (a) da estrutura depois da otimização da rigidez.

Observa-se que o dimensionamento no ELU (Tabela 27 (a) e Figura 46) resultou em uma distribuição da rigidez (*SI*) insuficiente para manter o deslocamento horizontal no topo aquém do limite de norma. Os valores do *SI* dos grupos foram dispersos, com amplitude de 1,67 para o grupo P1c, a 8,96 para o grupo Vb. A média do *SI* dos grupos foi de 4,64, com desvio padrão de 2,52; coeficiente de variação de 54,26%; e variância de 6,33 (Tabela 27 (b)). O *SI* efetivo da estrutura global foi de 5,36 (49,01% superior ao *SI* alvo para um deslocamento horizontal no topo de $H/400$). O peso total da estrutura foi de 20.262,46 kgf e o deslocamento horizontal no topo de 17,22 cm.

Tabela 28. Avaliação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural após a otimização da rigidez – Caso 1.

(a) Resultados do *DPF* e *SI* por grupo para o deslocamento horizontal no topo da estrutura.

Grupo	Perfil	Peso (kg)	<i>DA</i> (cm)	<i>DV</i> (cm)	<i>DF</i> (cm)	<i>DPF</i> (cm)	<i>SI</i> *1000000
P1a	W 610x113,0	2699,6	0,29	0,08	0,48	0,84	2,45
P1b	W 410x53,0	1267,21	0,13	0,04	0,2	0,38	2,34
P1c	W 250x32,7	777,19	0,01	0,03	0,19	0,22	2,27
P2a	W 360x91,0 (H)	2145,42	0,01	0,12	0,5	0,62	2,28
P2b	W 460x82,0	1952,27	0,01	0,11	0,41	0,53	2,12
P2c	W 410x60,0	1413,59	0	0,07	0,34	0,41	2,26
Va	W 530x72,0	5111,62	0	0,1	1,49	1,59	2,45
Vb	W 530x66,0	4658,42	0	0,08	1,28	1,36	2,29
Vc	W 360x44,0	3194,71	0,02	0,04	0,89	0,95	2,34
PZ			0	0	2,22	2,22	
Total		23220,03	0,47	0,67	7,98	9,12	

(b) Avaliação do *SI*

Por grupo				Estrutura global		
Média	Desvio Padrão	Coefficiente de variação (%)	Variância	Alvo ⁽¹⁾	Efetivo	Diferença (%)
2,31	0,10	4,39	0,01	2,29	2,34	2,18

(1) Para um deslocamento horizontal no topo de $H/400 = 9,0$ cm

Os grupos de vigas Va, Vb e Vc foram os que apresentaram a maior sensibilidade ao deslocamento horizontal, com SI de 8,25; 8,96; e 5,47, respectivamente. Em seguida, os grupos dos pilares internos P2a, P2b e P2c, com SI de 2,34; 4,09; e 4,35, respectivamente. E finalmente os grupos dos pilares externos P1a, P1b e P1c, com SI de 3,58; 3,02; e 1,67, respectivamente.

Na estrutura após a otimização da rigidez no ELS (Tabela 28 (a) e Figura 47), a redistribuição de rigidez foi efetuada em função do deslocamento horizontal no topo. Observa-se que o valor do SI dos grupos apresentou uma variação inferior à situação anterior. A amplitude foi de 2,12 para o grupo P2b, a 2,45 para o grupo P1a e Va. A média do SI dos grupos foi de 2,31, com desvio padrão de 0,10, coeficiente de variação de 4,39% e variância de 0,01 (Tabela 28 (b)). O SI efetivo da estrutura global foi de 2,34 (2,18% superior ao SI alvo para um deslocamento horizontal no topo de $H/400$). O peso total da

estrutura foi aumentado para 23.220,03 kgf e o deslocamento horizontal no topo reduzido para 9,12 cm.

De acordo com Charney (1993), a distribuição ótima da rigidez para um determinado deslocamento ocorre quando o SI dos elementos da estrutura são iguais. Como a solução do dimensionamento pertence a um conjunto discreto e finito de perfis, e considerando a restrição da resistência no ELU, não foi possível atingir um dimensionamento onde todos os elementos apresentem o mesmo valor de SI. Neste caso, a solução ótima foi aquela que apresentou os valores do SI dos elementos o mais homogêneo possível.

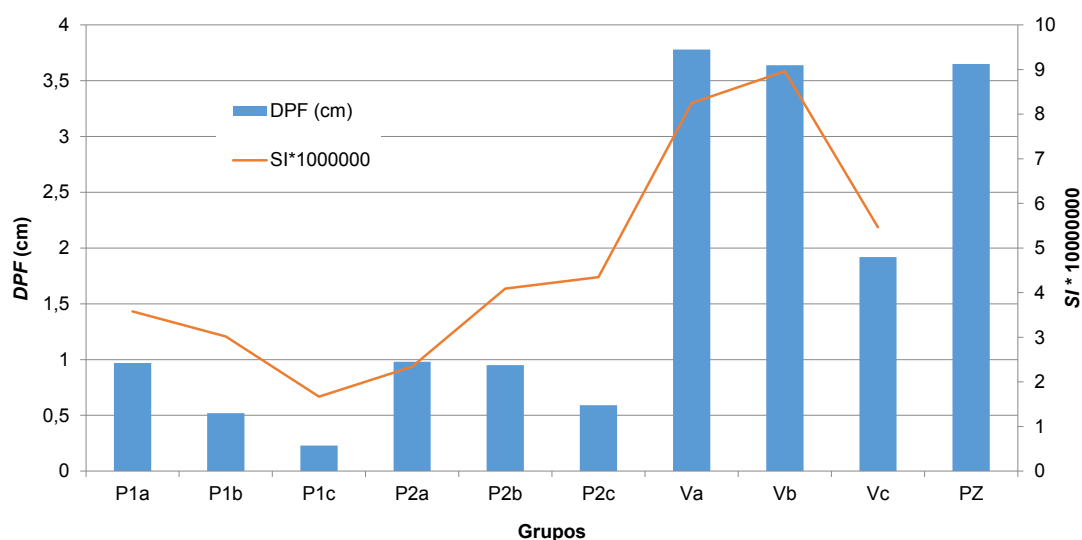


Figura 46. DPF e SI por grupo do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso1.

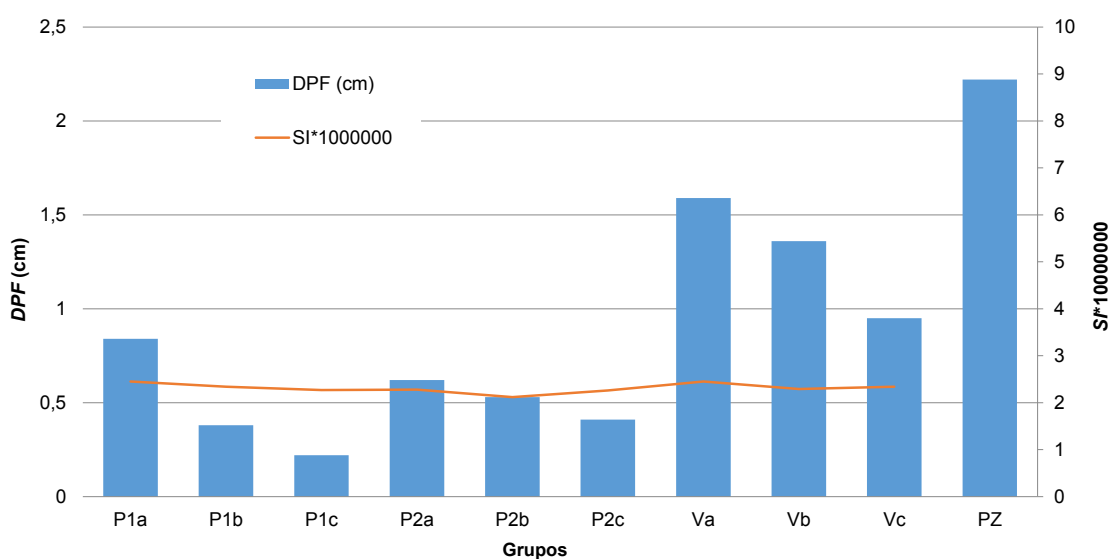


Figura 47. DPF e SI por grupo do modelo estrutural após a otimização da rigidez – Caso1.

Na Tabela 29 apresenta-se a variação do peso dos grupos e do modelo estrutural depois da otimização da rigidez no ELU. Na Tabela 30, a mesma comparação é feita para o deslocamento horizontal no topo da estrutura. Nota-se que houve um acréscimo total de 15% do peso da estrutura para uma redução de 47% do deslocamento horizontal no topo. Os grupos que apresentaram redução de massa – P1b, P1c e P2a – foram os mesmos grupos com os menores valores de SI antes da otimização da rigidez (Figura 46). Os dois acréscimos mais significativos de massa – 42,1% no grupo Va, e 45,8% no grupo Vb – se deram nos grupos com os maiores valores de SI antes da otimização da rigidez. Isto se deve ao fato de que a variação de massa para a redução do deslocamento é mais eficiente nos elementos com maior SI.

Tabela 29. Variação da massa do modelo estrutural, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 1.

Grupo	Peso (tf)		Variação	
	Antes	Depois	(tf)	(%)
P1a	2,13	2,70	0,57	26,8
P1b	1,34	1,27	-0,08	-5,8
P1c	1,06	0,78	-0,29	-26,9
P2a	3,28	2,15	-1,14	-34,6
P2b	1,83	1,95	0,12	6,7
P2c	1,06	1,41	0,35	33,0
Va	3,60	5,11	1,51	42,1
Vb	3,19	4,66	1,46	45,8
Vc	2,76	3,19	0,44	15,8
Total	20,26	23,22	2,96	15,0

Tabela 30. Variação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 1.

Grupo	DPF (cm)		Variação	
	Antes	Depois	(cm)	(%)
P1a	0,97	0,84	-0,13	-13,4
P1b	0,52	0,38	-0,14	-26,9
P1c	0,23	0,22	-0,01	-4,3
P2a	0,98	0,62	-0,36	-36,7
P2b	0,95	0,53	-0,42	-44,2
P2c	0,59	0,41	-0,18	-30,5
Va	3,78	1,59	-2,19	-57,9
Vb	3,64	1,36	-2,28	-62,6
Vc	1,92	0,95	-0,97	-50,5
PZ	3,65	2,22	-1,43	-39,2
Total	17,22	9,12	-8,1	-47,0

Na Figura 48 é apresentado o gráfico da participação de cada fonte de deformação que contribui para o deslocamento horizontal no topo. Os valores foram obtidos a partir dos componentes de deformação axial (DA), de deformação de cisalhamento (DV), de deformação de flexão (DF) e das deformações nas ligações, obtidos na Tabela 27 (a), em relação ao deslocamento horizontal no topo. Por se tratar de um pórtico rígido, com capacidade de transmissão de momentos nas ligações, a maior parcela de participação foi devida às deformações de flexão dos elementos, representando 70% do deslocamento total. Figuram em segundo lugar, as deformações nas regiões das ligações entre vigas e pilares, com participação de 21%. E finalmente, as deformações de cisalhamento e axial, com participação de 6% e 3%, respectivamente.

Observa-se a importância da consideração das deformações nas regiões das ligações para se obter uma resposta realista da estrutura. Negligenciar essas deformações significaria subestimar o deslocamento horizontal no topo em aproximadamente 20%.

Na Figura 49 é mostrado o gráfico da participação de cada fonte de deformação na estrutura depois da otimização da rigidez. Nota-se que a distribuição das fontes de deformações apresentou variações de no máximo 7% para as deformações de flexão e no mínimo 2% para as deformações axiais. Isto se deve ao fato da otimização da rigidez para o deslocamento horizontal no topo não ter como alvo a regularização das fontes de deformação da estrutura mas, sim, a regularização do SI de cada elemento.

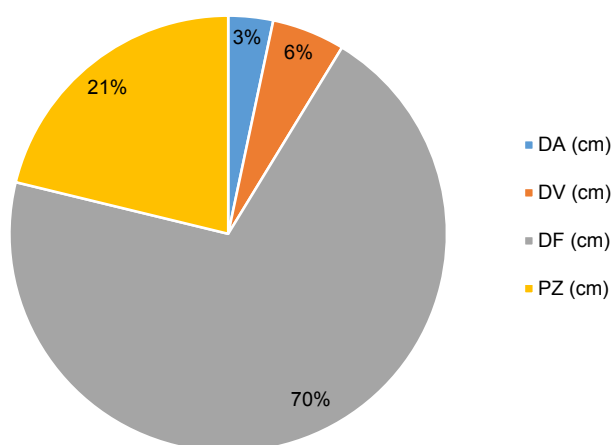


Figura 48. Fontes de deformação do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso1.

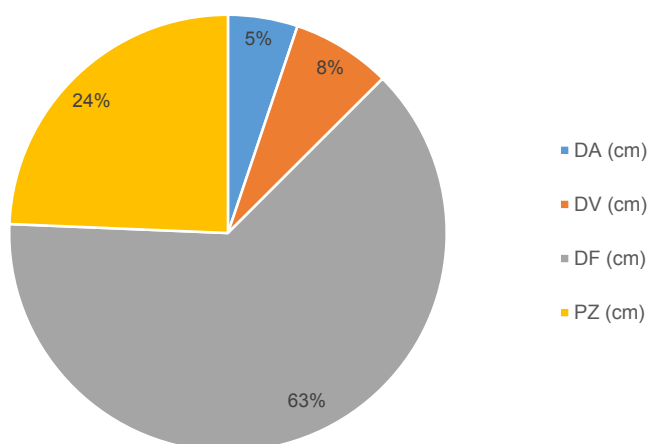


Figura 49. Fontes de deformação do modelo estrutural após a otimização da rigidez – Caso1.

4.2.4. Avaliação da resposta da estrutura para os deslocamentos horizontais entre pavimentos.

Na Tabela 31 é mostrada a avaliação dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos considerando a velocidade característica do vento para um período de retorno de 50 anos. Na Tabela 31.a, os índices foram avaliados de três maneiras, a saber: tomando os índices de deslocamentos horizontais relativos entre pisos devidos apenas às deformações de cisalhamento nas barras; tomando os índices de deslocamentos horizontais relativos entre pisos devidos a todas as fontes de deformação; e determinando a distorção de cisalhamento dos painéis (DDZ), representado pelo índice DMI. O limite máximo para os índices de deslocamento horizontal relativo foi de 1/500, de acordo com as recomendações de Griffis (1993).

Para os índices calculados tomando o deslocamento horizontal total, coluna (1), observa-se que, com exceção dos pavimentos Pav_1-0, Pav_11-10 e Pav_12-11, os valores ficaram acima do limite máximo. Neste caso, a rigidez da estrutura deveria ser aumentada para reduzir os índices de deslocamentos horizontais relativos entre pisos para o limite máximo de 1/500.

Nota-se que os valores dos índices obtidos de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800:2008, coluna (2), foram sempre menores que o limite máximo. Isto se deve ao fato da participação da deformação de cisalhamento representar apenas 8% do

deslocamento total, conforme mostrado no gráfico da Figura 49. Neste caso, poder-se-ia afirmar que o ELS de deslocamento horizontal relativo entre piso foi atendido em todos os pavimentos da estrutura.

Finalmente, calculou-se o DMI para cada DDZ por pavimento, representados nas colunas (3), (4) e (5) da Tabela 31.a. Nota-se que, para um mesmo pavimento, os DDZ's apresentaram valores distintos. Em alguns casos, os DMI's de um mesmo pavimento apresentaram valores abaixo e acima do limite máximo. Isto se deve ao fato do índice DMI levar em consideração os deslocamentos verticais relativos decorrentes das deformações axiais diferenciais entre os pilares, que podem contribuir para o aumento da distorção de cisalhamento do DDZ, ou reduzi-la, caracterizando o movimento de corpo rígido.

Os valores dos índices obtidos de acordo com a ABNT NBR8800:2008, coluna (2), e os DMI's, colunas (3), (4) e (5), foram comparados com o índice de deslocamento horizontal relativo total entre pisos, coluna (1), da Tabela 31.a. As diferenças são apresentadas na Tabela 31.b. Nota-se que os índices da coluna (2) representaram no mínimo 5,0% e no máximo 13,2% dos índices da coluna (1), para um mesmo pavimento. Para o Pav_11-10, por exemplo, o DMI da coluna (3) representou 37,5% do índice da coluna (1), enquanto o DMI da coluna (5), 133,9%. No primeiro caso, os deslocamentos caracterizaram um movimento de corpo rígido do DDZ, enquanto no segundo caso, uma distorção por cisalhamento do DDZ. Observa-se que os índices de deslocamento horizontal não são um parâmetro apropriado para avaliar os efeitos dos deslocamentos relativos entre pisos, podendo levar a resultados divergentes para mesmo pavimento.

Tabela 31. Avaliação do deslocamento horizontal relativo entre piso considerando a velocidade característica do vento para um período de retorno de 50 anos – Caso 1.

a) Índices de deslocamento horizontal entre pisos e DMI.

Pavimentos	Índice de deslocamento horizontal entre pisos (x100)		DMI (x100) ^{c)}		
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Total ^{a)}	NBR8800 ^{b)}	DDZ A	DDZ B	DDZ C
Pav_1-0	0.18	0.02	0.17	0.18	0.18
Pav_2-1	0.31	0.03	0.27	0.31	0.33
Pav_3-2	0.33	0.03	0.27	0.33	0.36
Pav_4-3	0.31	0.03	0.24	0.32	0.36
Pav_5-4	0.32	0.03	0.22	0.31	0.37
Pav_6-5	0.28	0.02	0.19	0.28	0.34
Pav_7-6	0.26	0.02	0.15	0.25	0.31
Pav_8-7	0.22	0.02	0.12	0.23	0.28
Pav_9-8	0.28	0.02	0.17	0.28	0.35
Pav_10-9	0.27	0.01	0.15	0.27	0.33
Pav_11-10	0.19	0.01	0.07	0.18	0.25
Pav_12-11	0.09	0.01	-0.02	0.1	0.17

b) Comparativo entre os valores obtidos e o índice de deslocamento total entre pisos.

Pavimentos	Índice de deslocamento horizontal entre pisos (%)		DMI (%)		
	(6)	(7)	(8)	(9)	
	(2) / (1)	(3) / (1)	(4) / (1)	(5) / (1)	
Pav_1-0	13.2	96.2	101.9	101.9	
Pav_2-1	8.6	87.1	100.0	106.5	
Pav_3-2	8.0	81.0	99.0	108.0	
Pav_4-3	8.5	76.6	102.1	114.9	
Pav_5-4	8.4	69.5	97.9	116.8	
Pav_6-5	8.2	67.1	98.8	120.0	
Pav_7-6	7.8	58.4	97.4	120.8	
Pav_8-7	7.6	54.5	104.5	127.3	
Pav_9-8	7.1	60.0	98.8	123.5	
Pav_10-9	5.0	56.3	101.3	123.8	
Pav_11-10	5.4	37.5	96.4	133.9	
Pav_12-11	7.1	-21.4	107.1	182.1	

a) Índices calculados considerando os deslocamentos horizontais totais devidos a todas as fontes de deformação.

b) Índices calculados de acordo com as prescrições da ABNT NBR8800:2008, considerando os deslocamentos horizontais devidos às deformações de cisalhamento e desprezando as deformações axiais dos pilares.

c) DMI calculado para cada DDZ do piso considerado.

d) Limite máximo de referência $1/500 (x100) = 0,2$

4.2.5. Avaliação da resposta da estrutura para os esforços solicitantes no ELU

Na Tabela 32 apresentam-se os esforços solicitantes críticos no ELU de cada grupo de elementos para uma situação antes e depois da otimização da rigidez no ELS. Observa-se que houve uma variação de todos os esforços. Na Figura 50 é mostrado um gráfico do momento fletor solicitante de cálculo crítico. Nota-se que o grupo P1a apresentou o maior acréscimo (37,56% do momento solicitante de cálculo) e o grupo P2a a maior redução (75,80%). Isto se deve ao fato da estrutura ser estaticamente indeterminada e sensível à variação de seção. A redistribuição da rigidez acarreta a redistribuição dos esforços solicitantes na estrutura.

Tabela 32. Esforços solicitantes de cálculo críticos antes e depois da otimização da rigidez – Caso 1.

Grupo	Comb.	N_{sd} (kN)		M_{sd} (kN.cm)		V_{sd} (kN)	
		Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
P1a	ELU2	1526,96	1567,80	30226,48	41579,9	95,39	141,78
P1b	ELU2	944,05	935,82	13368,63	11394,75	73,42	63,11
P1c	ELU2	415,89	430,77	8006,00	5096,3	50,35	31,69
P2a	ELU2	2356,17	2588,15	37766,47	9139,53	111,17	38,19
P2b	ELU2	1567,26	1739,68	14397,96	10560,94	73,28	64,51
P2c	ELU2	774,23	768,37	7035,08	8355,11	38,8	42,22
Va	ELU2	23,52	11,24	25435,37	31933,3	151,88	161,21
Vb	ELU2	18,56	27,17	22374,16	18548,33	144,3	131,87
Vc	ELU1	13,14	15,09	13992,48	13233,29	121,32	121,14

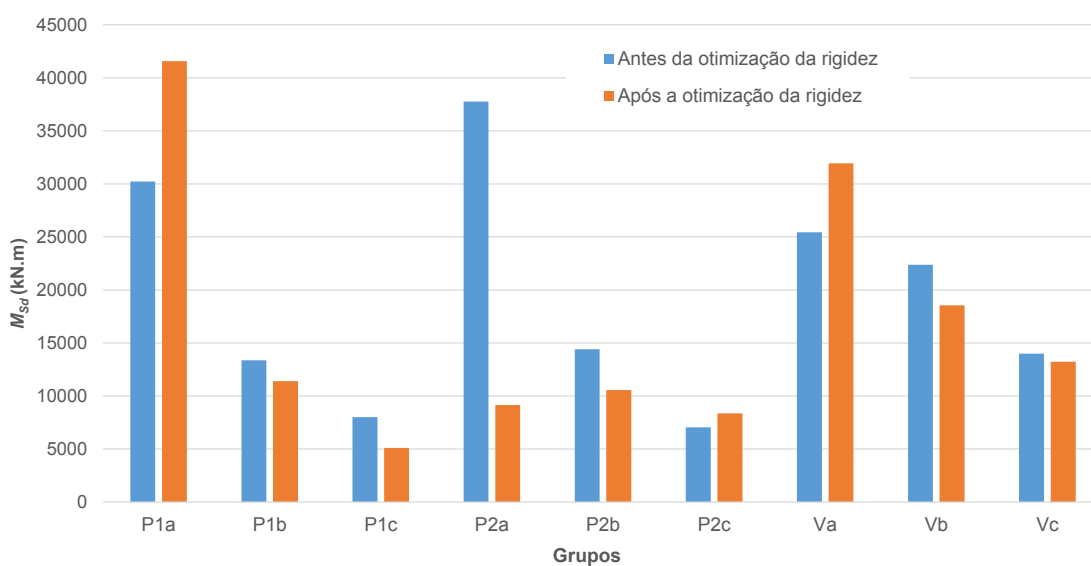


Figura 50. Variação do momento solicitante de cálculo crítico dos grupos, antes e depois da otimização da rigidez – Caso1.

4.3. Análise dos resultados para o Caso 2 – Pórtico contraventado de 18 pavimentos

4.3.1. Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

Na Tabela 33 apresenta-se a classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, realizada de acordo com as prescrições da ABNT NBR8800:2008. A estrutura foi classificada antes e depois da otimização da rigidez no ELS de deslocamento horizontal no topo. Para cada combinação última de ações foram obtidos os deslocamentos horizontais no topo do pórtico na análise de primeira ordem (u_1) e na análise de segunda ordem (u_2). O parâmetro de classificação foi calculado pela razão entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem.

Tabela 33. Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais – Caso 2.

Otimização da rigidez	Comb.	Deslocamento horizontal no topo (cm)		u_2/ u_1	Classificação
		u_1	u_2		
Antes	ELU1	13,94	15,14	1,09	Pequena deslocabilidade
	ELU2	23,23	25,01	1,08	Pequena deslocabilidade
Depois	ELU1	11,27	12,05	1,07	Pequena deslocabilidade
	ELU2	18,79	19,94	1,06	Pequena deslocabilidade

Nota-se que a estrutura foi classificada como de pequena deslocabilidade para a situação antes da otimização da rigidez. Entretanto, a estrutura dimensionada no ELU apresentou um deslocamento horizontal no topo excessivo. Isto se deve ao fato da classificação da estrutura quanto a deslocabilidade não apresentar relação com a magnitude dos deslocamentos sofridos, sendo um parâmetro de avaliação da resposta da estrutura para os esforços solicitantes de segunda ordem no ELU.

4.3.2. Evolução do dimensionamento otimizado

Na Figura 51 e na Tabela 34 são mostrados a evolução do dimensionamento otimizado. Para cada iteração foram registrados o peso final e o deslocamento horizontal no topo da estrutura. As primeiras cinco iterações foram realizadas para a otimização do peso no

ELU. Nota-se que o peso total da estrutura e o deslocamento horizontal no topo se mantiveram constantes a partir da segunda iteração. Isto ocorreu, pois, o modelo estrutural contraventado não é sensível a variação de seção.

A estrutura dimensionada no ELU apresentou um deslocamento horizontal no topo de 16,59 cm, não atendendo ao critério de serviço para o deslocamento horizontal no topo de 13,5 cm (Tabela 15). Foi necessário avançar para a próxima etapa do dimensionamento otimizado para o deslocamento horizontal no topo no ELS. Observa-se que na primeira iteração o deslocamento horizontal foi reduzido para 13,58 cm.

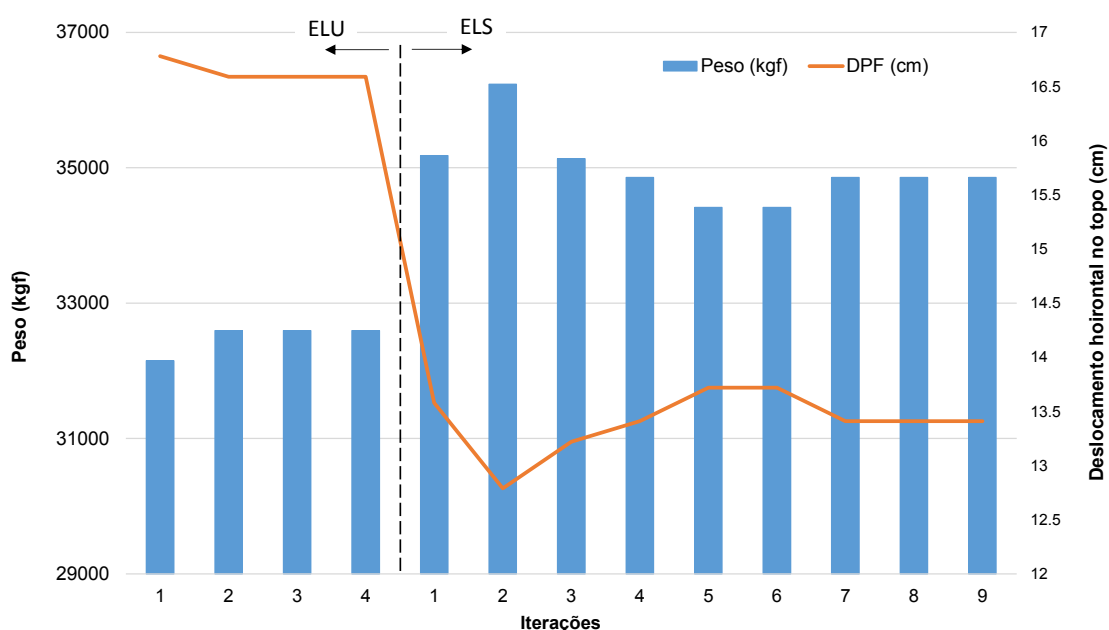


Figura 51. Evolução do dimensionamento otimizado no ELU e no ELS de deslocamento horizontal no topo – Caso2.

Tabela 34. Evolução do dimensionamento otimizado no ELU e no ELS de deslocamento horizontal no topo – Caso 2.

Verificação	Iteração	Peso total (kgf)	Deslocamento horizontal no topo <i>DPF</i> (cm)
ELU	1	32148,03	16,78
	2	32594,17	16,59
	3	32594,17	16,59
	4	32594,17	16,59
ELS	1	35180,27	13,58
	2	36233,60	12,79
	3	35131,86	13,22
	4	34856,42	13,41
	5	34413,11	13,72
	6	34413,11	13,72
	7	34856,42	13,41
	8	34856,42	13,41
	9	34856,42	13,41

Após uma sequência de 9 iterações, o deslocamento horizontal no topo apresentou uma variação de no máximo 5% entre iterações, mantendo-se constante a partir da 7ª iteração, com valor de 13,41 cm. Nota-se que, na otimização da rigidez, a variação do peso apresentou um comportamento similar a variação do deslocamento da estrutura. Foi necessário um número de iterações inferior ao do modelo estrutural do pórtico rígido de 12 pavimentos. Isto se deve ao fato de que o modelo estrutural do pórtico contraventado não é sensível a variação de seção. Os esforços solicitantes no ELU não sofrem alterações após cada iteração.

4.3.3. Avaliação da resposta da estrutura para o deslocamento horizontal no topo

Na Tabela 35 (a) apresentam-se os resultados da avaliação do deslocamento horizontal no topo da estrutura antes da otimização da rigidez no ELS. São mostrados para cada grupo de elementos e para a estrutura global: o perfil e o peso de aço do dimensionamento; o DPF e os componentes de deformação axial (DA), de cisalhamento (DV) e de flexão (DF); e o SI. Na Tabela 27 (b) apresenta-se a avaliação do SI dos grupos de elementos e da estrutura global. São mostrados parâmetros de dispersão do SI dos grupos e a

comparação entre o SI alvo e o SI efetivo da estrutura global. Na Tabela 36, os mesmos resultados são apresentados para a estrutura depois da otimização da rigidez no ELS de deslocamento horizontal no topo.

Tabela 35. Avaliação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso2.

(a) Resultados do *DPF* e *SI* por grupo para o deslocamento horizontal no topo da estrutura.

Grupo	Perfil	Peso (kgf)	DA (cm)	DV (cm)	DF (cm)	DPF (cm)	SI*1000000
vigas		8296,07	0	0	0	0	0
P1a	W 460x89,0	1499,31	0	0	0	0	0
P1b	W 360x57,8	1244,65	0	0	0	0	0
P1c	W 310x44,5	985,39	0	0	0	0	0
P1d		1063,71	0	0	0	0	0
P2a	CS 400x137	4197,24	7,00	0	0	7,00	13,10
P2b	CS 300x76,0	2958,04	4,19	0	0	4,19	11,14
P2c	W 310x44,5	5057,91	2,02	0	0	2,02	3,14
contrav-a	W 360x51,0	1196,69	0,79	0	0	0,79	5,20
contrav-b	W 360x44,0	1002,88	0,74	0	0	0,74	5,77
contrav-c	W 250x38,5	2507,2	0,80	0	0	0,80	2,50
vigas-cont-a		629,6	0,38	0	0	0,38	4,70
vigas-cont-b		629,6	0,29	0	0	0,29	3,66
vigas-cont-c		1325,88	0,38	0	0	0,38	2,26
Total		32594,17	16,59	0	0	16,59	6,68 ⁽²⁾

(b) Avaliação do *SI* ⁽²⁾.

Grupos				Estrutura global		
Média	Desvio Padrão	Coefficiente de variação (%)	Variância	Alvo ⁽¹⁾	Efetivo	Diferença (%)
5,72	3,85	67,27	14,80	5,43	6,68	22,89

(1) Para um deslocamento horizontal no topo de $H/400 = 13,5$ cm.

(2) Considerando apenas os grupos de elementos da subestrutura de contraventamento.

Tabela 36. Otimização do deslocamento horizontal do topo no ELS do modelo estrutural – Caso 2.(a) Resultados do *DPF* e *SI* por grupo para o deslocamento horizontal no topo da estrutura.

Grupo	Perfil	Peso (kg)	<i>DA</i> (cm)	<i>DV</i> (cm)	<i>DF</i> (cm)	<i>DPF</i> (cm)	<i>SI</i> *1000000
vigas		8296.07	0	0	0	0	0
P1a	W 610x113,0	1499.31	0	0	0	0	0
P1b	W 410x53,0	1244.65	0	0	0	0	0
P1c	W 250x32,7	985.39	0	0	0	0	0
P1d		1063.71	0	0	0	0	0
P2a	W 360x91,0(H)	6696.72	4.39	0	0	4.39	5.15
P2b	W 460x82,0	4197.24	2.95	0	0	2.95	5.53
P2c	W 410x60,0	4312.86	2.37	0	0	2.37	4.32
contrav-a	W 530x72,0	1196.69	0.79	0	0	0.79	5.2
contrav-b	W 530x66,0	1002.88	0.74	0	0	0.74	5.77
contrav-c	W 360x44,0	1875.07	1.07	0	0	1.07	4.47
vigas-cont-a		629.6	0.38	0	0	0.38	4.7
vigas-cont-b		530.35	0.35	0	0	0.35	5.16
vigas-cont-c		1325.88	0.38	0	0	0.38	2.26
Total		34856.42	13.41	0	0	13.41	5.15 ⁽²⁾

(b) Avaliação do *SI* ⁽²⁾.

Por grupo				Estrutura global		
Média	Desvio Padrão	Coefficiente de variação (%)	Variância	Alvo ⁽¹⁾	Efetivo	Diferença (%)
5,04	0,50	10,02	0,25	5,18	5,15	-0,67

(1) Para um deslocamento horizontal no topo de $H/400 = 13,5$ cm.

(2) Considerando apenas os grupos de elementos da subestrutura de contraventamento.

Na Figura 52 é mostrado um gráfico com os valores do *SI* e do *DPF* da Tabela 35 (a) para o deslocamento horizontal no topo de cada grupo de elementos antes da otimização da rigidez. Na Figura 53, os mesmos parâmetros são apresentados para os resultados da Tabela 36 (a) da estrutura depois da otimização da rigidez.

Observa-se que o dimensionamento no ELU (Tabela 35 (a) e Figura 52) resultou em uma distribuição da rigidez (*SI*) ineficiente ao deslocamento horizontal no topo. Os valores do *SI* dos grupos foram dispersos, com amplitude de 2,50 para o grupo contrav-c, a 13,10 para o grupo P2a. A média do *SI* dos grupos foi de 5,72, com desvio padrão de 3,85;

coeficiente de variação de 67,27%; e variância de 14,8 (Tabela 35 (b)). O SI efetivo da estrutura global foi de 6,68, 22,89% superior ao SI alvo para um deslocamento horizontal no topo de H/400. O peso total da estrutura foi de 32.594,17 kgf e o deslocamento horizontal no topo de 16,59 cm.

No caso do modelo estrutural do pórtico contraventado de 18 pavimentos, a resistência à ação horizontal é dada pela subestrutura de contraventamento em forma de treliça, situada no vão central da estrutura. Esta subestrutura é formada pelos grupos P2a, P2b, P2c, contrav-a, contrav-b, contrav-c, vigas-cont-a, vigas-cont-b e vigas-cont-c. Nota-se que o DPF e o SI destes grupos foram diferentes de zero, enquanto os demais grupos apresentaram valores nulos destes parâmetros. Os grupos P1a, P2b, P2c, P2d e vigas não participam do sistema resistente a ação horizontal e são ditos elementos contraventados. Portanto, os grupos dos elementos contraventados foram removidos da análise e otimização da rigidez pelo PTV. A otimização foi realizada tomando como alvo a redistribuição de rigidez entre os elementos dos grupos da subestrutura de contraventamento. Observou-se que o grupo vigas-cont-c apresentou um SI de tal maneira que seria necessário remover massa.

Os grupos de pilares P2a, P2b e P2c foram os que apresentaram a maior sensibilidade ao deslocamento horizontal, com SI de 13,10; 11,14; e 3,14, respectivamente. Em seguida, os grupos das diagonais do contraventamento contrav-a, contrav-b e contrav-c, com SI de 5,20; 5,77; e 2,5, respectivamente. E finalmente os grupos das vigas do contraventamento vigas-cont-a, vigas-cont-b e vigas-cont-c, com SI de 4,70; 3,66; e 2,26, respectivamente. Nota-se que houve uma relação indireta entre o SI do grupo e o seu nível em relação à base. Os grupos mais próximos da base apresentaram maior SI do que os grupos mais distantes da base.

Na estrutura após a otimização da rigidez no ELS (Tabela 36 (a) e Figura 53), a redistribuição de rigidez foi realizada em função do deslocamento horizontal no topo H/400. Observa-se que o valor do SI dos grupos apresentou uma variação inferior à situação anterior. A amplitude foi de 4,47 para o grupo contrav-c, a 5,77 para o grupo contrav-b. A média do SI dos grupos foi de 5,04, com desvio padrão de 0,50; coeficiente de variação de 10,02%; e variância de 0,25 (Tabela 36 (b)). O SI efetivo da estrutura global foi de 5,15, 0,67% inferior ao SI alvo para um deslocamento horizontal no topo de

H/400. O peso total da estrutura foi aumentado para 34.856,42 kgf e o deslocamento horizontal no topo reduzido para 13,41 cm.

De acordo com Charney (1993), a distribuição ótima da rigidez para um determinado deslocamento ocorre quando o SI dos elementos da estrutura são iguais. Como a solução do dimensionamento pertence a um conjunto discreto e finito de perfis, e considerando a restrição da resistência no ELU, não foi possível atingir um dimensionamento onde todos os elementos apresentem o mesmo valor de SI. Neste caso, a solução ótima foi aquela que apresentou os valores do SI dos elementos o mais homogêneo possível.

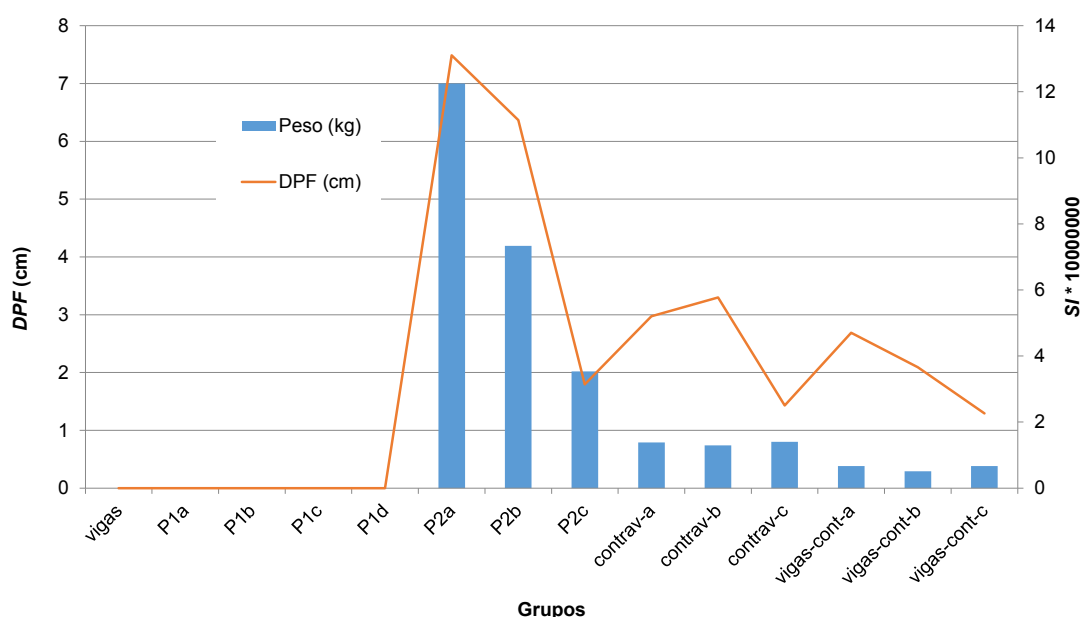


Figura 52. DPF e SI por grupo do modelo estrutural antes da otimização da rigidez – Caso 2.

Na Tabela 37 apresenta-se a variação do peso dos grupos e do modelo estrutural depois da otimização da rigidez no ELU. Na Tabela 38 a mesma comparação é feita para o deslocamento horizontal no topo da estrutura. Nota-se que houve um acréscimo total de 6,94% do peso da estrutura para uma redução de 19,17% do deslocamento horizontal no topo. Os grupos que apresentaram redução de massa – P2c, contrav-c e vigas-cont-b – foram os mesmos grupos com os menores valores de SI antes da otimização da rigidez (Figura 52). Os dois acréscimos mais significativos de massa – 59,6% no grupo P2a, e 41,9% no grupo P2b – se deram nos grupos com os maiores valores de SI antes da otimização da rigidez. Isto se deve ao fato de que a variação de massa para a redução do deslocamento é mais eficiente nos elementos com maior SI.

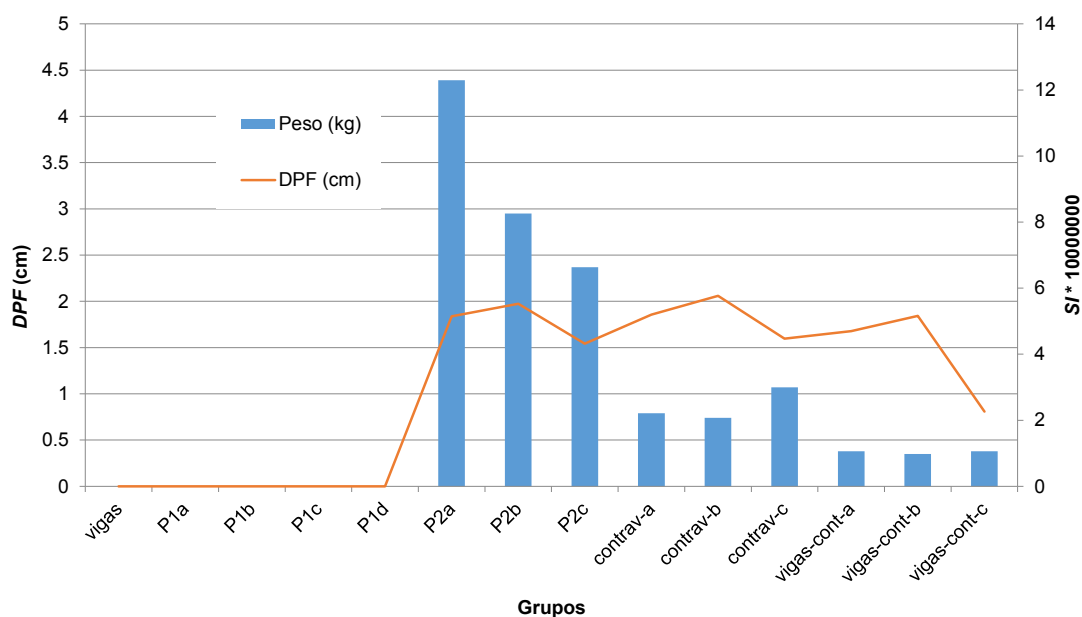


Figura 53. DPF e SI por grupo do modelo estrutural após a otimização da rigidez – Caso 2.

Tabela 37. Variação da massa do modelo estrutural, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.

Grupo	Peso (tf)		Variação	
	Antes	Depois	(tf)	(%)
vigas	8,30	8,30	0,00	0,0
P1a	1,50	1,50	0,00	0,0
P1b	1,24	1,24	0,00	0,0
P1c	0,99	0,99	0,00	0,0
P1d	1,06	1,06	0,00	0,0
P2a	4,20	6,70	2,50	59,6
P2b	2,96	4,20	1,24	41,9
P2c	5,06	4,31	-0,75	-14,7
contrav-a	1,20	1,20	0,00	0,0
contrav-b	1,00	1,00	0,00	0,0
contrav-c	2,51	1,88	-0,63	-25,2
vigas-cont-a	0,63	0,63	0,00	0,0
vigas-cont-b	0,63	0,53	-0,10	-15,8
vigas-cont-c	1,33	1,33	0,00	0,00
Total	32,59	34,86	2,26	6,94

Tabela 38. Variação do deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.

Grupo	DPF (cm)		Variação	
	Antes	Depois	(cm)	(%)
vigas	0	0	0	0,00
P1a	0	0	0	0,00
P1b	0	0	0	0,00
P1c	0	0	0	0,00
P1d	0	0	0	0,00
P2a	7	4,39	-2,61	-37,29
P2b	4,19	2,95	-1,24	-29,59
P2c	2,02	2,37	0,35	17,33
contrav-a	0,79	0,79	0	0,00
contrav-b	0,74	0,74	0	0,00
contrav-c	0,8	1,07	0,27	33,75
vigas-cont-a	0,38	0,38	0	0,00
vigas-cont-b	0,29	0,35	0,06	20,69
vigas-cont-c	0,38	0,38	0	0,00
Total	16,59	13,41	-3,18	-19,17

Por se tratar de um pórtico com contraventamento na forma de treliça, sem a capacidade de transmissão de momentos nas ligações, as deformações axiais foram 100% responsáveis pelo deslocamento horizontal no topo.

4.3.4. Avaliação da resposta da estrutura para os deslocamentos horizontais entre pavimentos.

Na Tabela 39 é mostrada a avaliação dos deslocamentos horizontais relativos entre pisos considerando a velocidade característica do vento para um período de retorno de 50 anos. Na Tabela 39.a, os índices foram avaliados de três maneiras, a saber: tomando os índices de deslocamentos horizontais relativos entre pisos devidos apenas às deformações de cisalhamento nas barras; tomando os índices de deslocamentos horizontais relativos entre pisos devidos a todas as fontes de deformação; e determinando a distorção de cisalhamento dos painéis (DDZ), representado pelo índice DMI. O limite máximo para os índices de deslocamento horizontal relativo foi de 1/500, de acordo com as recomendações de Griffis (1993).

Para os índices calculados tomando o deslocamento horizontal total, coluna (1), observa-se que, com exceção dos cinco primeiros pavimentos, os valores ficaram acima do limite

máximo. Neste caso, a rigidez da estrutura deveria ser aumentada para reduzir os índices de deslocamentos horizontais relativos entre pisos para o limite máximo de 1/500.

Nota-se que os valores dos índices obtidos de acordo com as prescrições da ABNT NBR:8800:2008, coluna (2), foram sempre nulos. Isto se deve ao fato de que os deslocamentos horizontais do pórtico rotulado são devidos exclusivamente às deformações axiais nas barras. Neste caso, poder-se-ia afirmar que o ELS de deslocamento horizontal relativo entre piso foi atendido em todos os pavimentos da estrutura.

Finalmente, calculou-se o DMI para cada DDZ por pavimento, representados nas colunas (3), (4) e (5) da Tabela 39.a. Nota-se que, para um mesmo pavimento, os DDZ's apresentaram valores distintos. Em alguns casos, os DMI's de um mesmo pavimento apresentaram valores abaixo e acima do limite máximo. Isto se deve ao fato do índice DMI levar em consideração os deslocamentos verticais relativos decorrentes das deformações axiais diferenciais entre os pilares, que podem contribuir para o aumento da distorção de cisalhamento do DDZ, ou reduzi-la, caracterizando o movimento de corpo rígido.

Os valores dos índices obtidos de acordo com a ABNT NBR8800:2008, coluna (2), e os DMI's, colunas (3), (4) e (5), foram comparados com o índice de deslocamento horizontal relativo total entre pisos, coluna (1), da Tabela 39.a. As diferenças são apresentadas na Tabela 39.b. Nota-se que os índices da coluna (2) foram nulos para qualquer pavimento. Para o Pav_18-17, por exemplo, o DMI da coluna (3) representou 200,0% do índice da coluna (1), enquanto o DMI da coluna (4), 3,4%. No primeiro caso, os deslocamentos caracterizaram uma distorção por cisalhamento do DDZ, enquanto no segundo caso, um movimento de corpo rígido do DDZ. Observa-se que os índices de deslocamento horizontal não são um parâmetro apropriado para avaliar os efeitos dos deslocamentos relativos entre pisos, podendo levar a resultados conservadores e contra a segurança num mesmo pavimento.

Tabela 39. Avaliação do deslocamento horizontal relativo entre piso considerando a velocidade característica do vento para um período de retorno de 50 anos – Caso 2.

a) Índices de deslocamento horizontal entre pisos e DMI.

Pavimentos	Índice de deslocamento horizontal entre pisos (x100)		DMI (x100) ^{c)}		
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Total ^{a)}	NBR8800 ^{b)}	DDZ A	DDZ B	DDZ C
Pav_1-0	0.11	0	0.12	0.09	0.11
Pav_2-1	0.13	0	0.18	0.09	0.12
Pav_3-2	0.15	0	0.23	0.08	0.13
Pav_4-3	0.16	0	0.27	0.08	0.14
Pav_5-4	0.19	0	0.33	0.09	0.16
Pav_6-5	0.21	0	0.38	0.08	0.18
Pav_7-6	0.23	0	0.42	0.08	0.19
Pav_8-7	0.24	0	0.45	0.07	0.2
Pav_9-8	0.27	0	0.49	0.07	0.24
Pav_10-9	0.29	0	0.52	0.07	0.28
Pav_11-10	0.31	0	0.55	0.06	0.31
Pav_12-11	0.32	0	0.56	0.06	0.33
Pav_13-12	0.32	0	0.58	0.05	0.34
Pav_14-13	0.32	0	0.59	0.04	0.34
Pav_15-14	0.32	0	0.59	0.03	0.33
Pav_16-15	0.31	0	0.59	0.02	0.32
Pav_17-16	0.30	0	0.58	0.01	0.31
Pav_18-17	0.29	0	0.58	0.01	0.3

(Continua)

Tabela 39. Avaliação do deslocamento horizontal entre piso considerando a velocidade característica do vento para um período de retorno de 50 anos – Caso 2 (continuação).

b) Comparativo entre os valores obtidos e o índice de deslocamento total entre pisos.

Pavimentos	Índice de deslocamento horizontal entre pisos (%)		DMI (%)		
	(6)	(7)	(8)	(9)	
	(2) / (1)	(3) / (1)	(4) / (1)	(5) / (1)	
Pav_1-0	0	110.3	82.7	101.1	
Pav_2-1	0	142.1	71.1	94.7	
Pav_3-2	0	156.8	54.5	88.6	
Pav_4-3	0	165.3	49.0	85.7	
Pav_5-4	0	170.7	46.6	82.8	
Pav_6-5	0	178.1	37.5	84.4	
Pav_7-6	0	182.6	34.8	82.6	
Pav_8-7	0	187.5	29.2	83.3	
Pav_9-8	0	183.8	26.3	90.0	
Pav_10-9	0	179.3	24.1	96.6	
Pav_11-10	0	179.3	19.6	101.1	
Pav_12-11	0	176.8	18.9	104.2	
Pav_13-12	0	181.3	15.6	106.3	
Pav_14-13	0	184.4	12.5	106.3	
Pav_15-14	0	186.3	9.5	104.2	
Pav_16-15	0	190.3	6.5	103.2	
Pav_17-16	0	191.2	3.3	102.2	
Pav_18-17	0	200.0	3.4	103.4	

a) Índices calculados considerando os deslocamentos horizontais totais devidos a todas as fontes de deformação.

b) Índices calculados de acordo com as prescrições da ABNT NBR8800:2008, considerando os deslocamentos horizontais devidos às deformações de cisalhamento e desprezando as deformações axiais dos pilares.

c) DMI calculado para cada DDZ do piso considerado.

d) Limite máximo de referência $1/500 (x100) = 0,2$

4.3.5. Avaliação da resposta da estrutura para os esforços solicitantes no ELU

Na Tabela 40 apresenta-se os esforços solicitantes críticos no ELU de cada grupo de elementos para uma situação antes e depois da otimização da rigidez no ELS. Observa-se que as variações das solicitações de cálculo foram irrelevantes. Na Figura 54 é mostrado um gráfico do esforço normal solicitante de cálculo crítico nos grupos de pilares e diagonais do contraventamento. Nota-se que o grupo contrav-c apresentou a maior variação de 1,01% do esforço normal solicitante de cálculo. Na Figura 55 apresenta-se um gráfico do momento fletor solicitante de cálculo dos grupos das vigas. Observa-se que não houve variação do momento solicitante de cálculo. Isto se deve ao fato da estrutura ser estaticamente determinada e não sensível a variação de seção. A redistribuição da rigidez não acarreta a redistribuição dos esforços solicitantes na estrutura.

A combinação crítica de ações dos grupos de elementos contraventados foi a ELU1NL, que corresponde à combinação com a maior resultante de ações gravitacionais, enquanto nos grupos da subestrutura de contraventamento foi a ELU2NL, que corresponde a combinação com a ação variável principal do vento.

Tabela 40. Esforços solicitantes de cálculo críticos antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.

Grupo	Comb.	N_{sd} (kN)		M_{sd} (kN.cm)		V_{sd} (kN)	
		Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
vigas	ELU1NL	23.15	23.5	15705.37	15705.37	17.96	17.96
P1a	ELU1NL	1939.37	1939.52	0	0	1.75	1.75
P1b	ELU1NL	1508.53	1508.66	0	0	3.33	2.58
P1c	ELU1NL	1077.59	1077.67	0	0	3.35	2.59
P1d	ELU1NL	646.58	646.62	0	0	2.31	1.87
P2a	ELU2NL	6329.61	6291.21	0	0	9.88	9.83
P2b	ELU2NL	4409.02	4380.11	0	0	16.07	12.52
P2c	ELU2NL	2740.5	2726.26	0	0	14.14	10.82
contrav-a	ELU2NL	530.12	530	0	0	0.23	0.23
contrav-b	ELU2NL	446.37	441.84	0	0	1.16	0.77
contrav-c	ELU2NL	348.66	343.88	0	0	1.5	1.02
vigas-cont-a	ELU2NL	300.23	299.55	3184.8	3184.8	15.91	15.9
vigas-cont-b	ELU2NL	236.73	233.28	3582.9	3582.9	0.52	0.33
Vigas-cont-c	ELU2NL	169.01	165.75	3184.8	3184.8	15.28	15.53

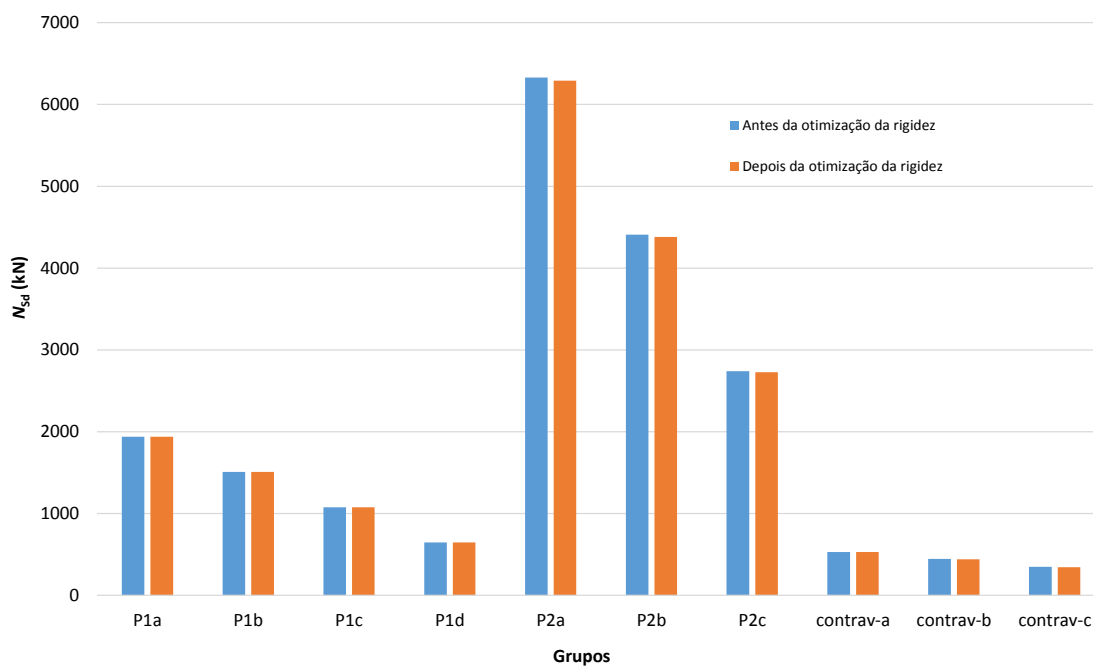


Figura 54. Variação do esforço normal solicitante de cálculo crítico dos grupos dos pilares e contraventamento, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.

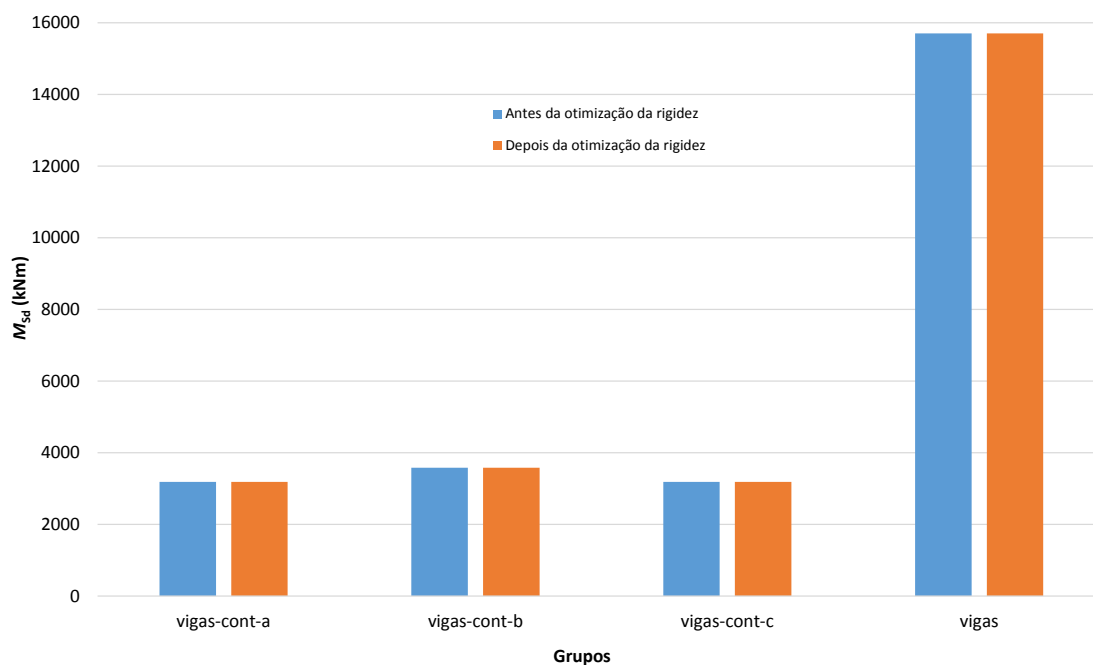


Figura 55. Variação do momento solicitante de cálculo crítico dos grupos das vigas, antes e depois da otimização da rigidez – Caso 2.

4.4. Avaliação dos resultados obtidos a partir da aplicação da metodologia de otimização da análise e dimensionamento

Tendo em vista o exposto no item 2.3.4, os quatro modelos estruturais adotados neste estudo foram dimensionados considerando-se duas situações de projeto no ELS: a) velocidade básica do vento para um período de retorno de 50 anos e b) velocidade básica do vento para um período de retorno de 10 anos. Em ambas as situações, foi realizado o dimensionamento otimizado para os ELS de deslocamento horizontal no topo e deslocamento horizontal relativo entre pisos. Os ELS foram verificados utilizando-se quatro métodos, conforme mostrado na Tabela 41.

Tabela 41. Métodos utilizados na verificação do ELS de deslocamento horizontal.

Método	Descrição
A	Deslocamento horizontal no topo em relação à base.
B	Deslocamentos horizontais relativos entre pisos determinados de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, considerando apenas a componente horizontal dos deslocamentos devidos às deformações de cisalhamento das barras.
C	Deslocamentos horizontais relativos entre pisos determinados considerando apenas a componente horizontal dos deslocamentos devido a todas as fontes de deformação.
D	Determinado pelo índice <i>DMI</i> de cada DDZ definido na estrutura.

Os pesos finais dos modelos estruturais para os ELS, verificados considerando-se a velocidade básica do vento para os períodos de retorno de 50 e 10 anos, são apresentados na Tabela 42.a e Tabela 42.b, respectivamente. Na Figura 56 é mostrado um gráfico comparativo do peso final de cada modelo estrutural para os períodos de retorno considerados. Para todos os casos, tomou-se o peso final obtido pelo Método D do dimensionamento no ELS.

Tabela 42. Peso final da estrutura para diferentes períodos de retorno da velocidade básica do vento.

a) Velocidade básica do vento para um período de retorno de 50 anos

Caso	Altura total H (m)	Altura entre pisos h (m)	Vão livre entre pilares l (m)	Peso total no ELS (tf)			
				Deslocamento no topo ^{a)}	Deslocamento horizontal relativo entre pisos ^{b)}		
					Método A	Método B ^{c)}	Método C ^{d)}
1	36,0	3,0	6,0	23,2	23,2	29,6	29,4
2	54,0	3,0	6,0	32,6	32,6	44,6	55,2
3	54,0	3,0	6,0	49,4	49,4	69,9	67,4
4	54,0	3,0	6,0	32,9	32,9	36,5	32,9

b) Velocidade básica do vento para um período de retorno de 10 anos

Caso	Altura total H (m)	Altura entre pisos h (m)	Vão livre entre pilares l (m)	Peso total no ELS (tf)			
				Deslocamento no topo ^{a)}	Deslocamento horizontal relativo entre pisos ^{b)}		
					Método A	Método B ^{c)}	Método C ^{d)}
1	36,0	3,0	6,0	21,7	21,7	25,2	25,1
2	54,0	3,0	6,0	32,6	32,6	37,2	41,4
3	54,0	3,0	6,0	44,6	44,6	58,2	53,9
4	54,0	3,0	6,0	32,9	32,9	32,9	32,9

a) Para um deslocamento horizontal máximo de $H/400$.

b) Para um índice de deslocamento horizontal máximo de $1/500$

c) Determinado de acordo com a ABNT NBR8800:2008, considerando apenas o componente horizontal dos deslocamentos devidos às deformações de cisalhamento das barras.

d) Determinado considerando apenas o componente horizontal dos deslocamentos devidos à todas as fontes de deformação.

e) Determinado pelo índice DMI de cada DDZ definido na estrutura.

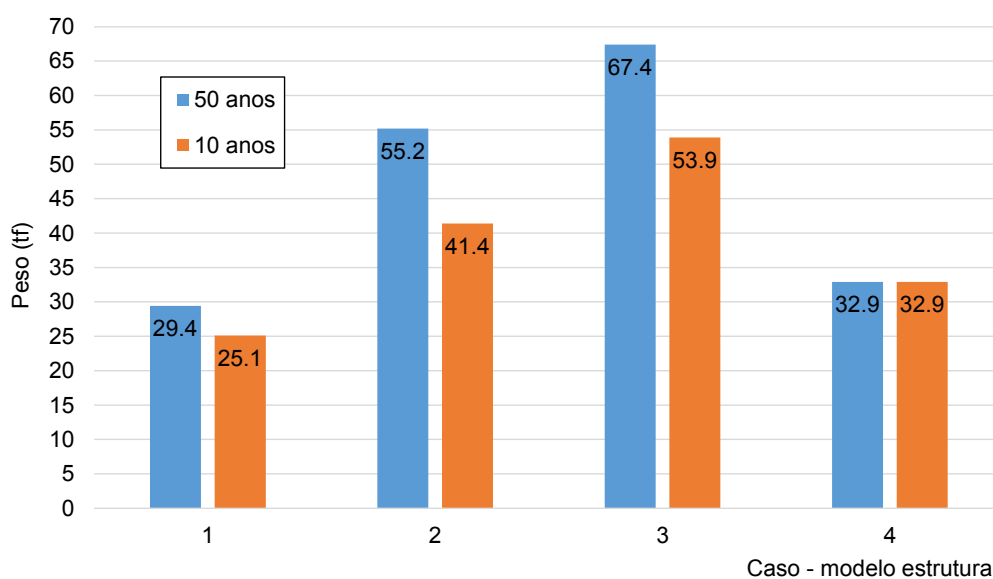


Figura 56. Comparativo do peso final dos modelos estruturais, considerando a velocidade básica do vento para um período de retorno de 50 anos e 10 anos.

Observa-se que o peso de aço ao final do processo de otimização para um período de retorno de 10 anos foi sempre igual ou menor que para um período de retorno de 50 anos. Isto se deve ao fato de a velocidade básica do vento para um período de retorno de 10 anos ser menor do que para um período de retorno de 50 anos. Os resultados para os diferentes métodos de avaliação no ELS de deslocamento horizontal foram diferentes. Isto ocorreu porque a resposta da estrutura para os diferentes deslocamentos horizontais é distinta.

A seguir, apresentam-se esquemas gráficos da verificação dos ELS de deslocamento horizontal considerados no dimensionamento. Para todos os casos, foram utilizados os resultados obtidos para a situação em que a velocidade básica do vento corresponde a um período de retorno de 50 anos (Tabela 42.a). Os modelos estruturais foram avaliados considerando-se o dimensionamento otimizado para três ELS de deslocamento horizontal, a saber: deslocamento horizontal no topo, deslocamento horizontal relativo entre pisos e índice DMI. Para cada dimensionamento, os parâmetros de aceitação dos ELS de deslocamento horizontal foram verificados e ilustrados nos esquemas gráficos.

Na Figura 57, na Figura 58 e na Figura 59 apresentam-se os resultados para o modelo estrutural do Caso 1.

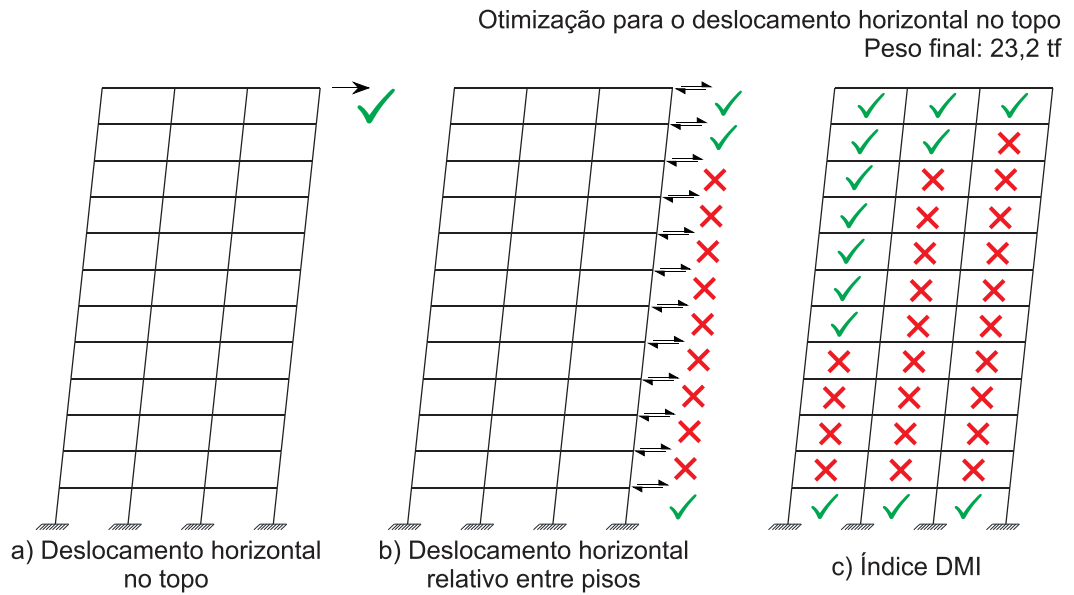


Figura 57. Caso 1 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.

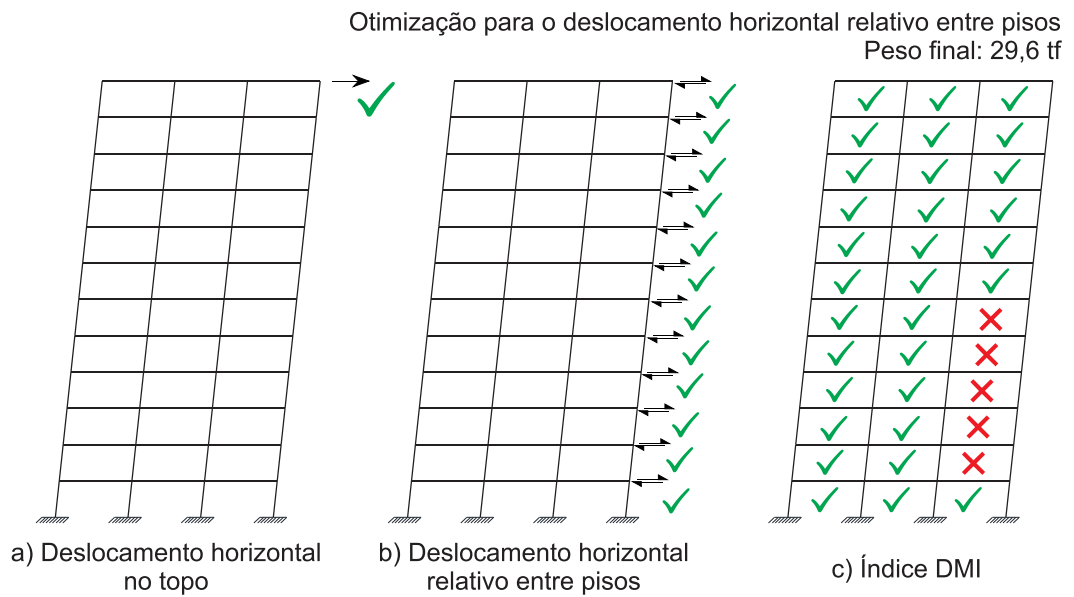


Figura 58. Caso 1 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.

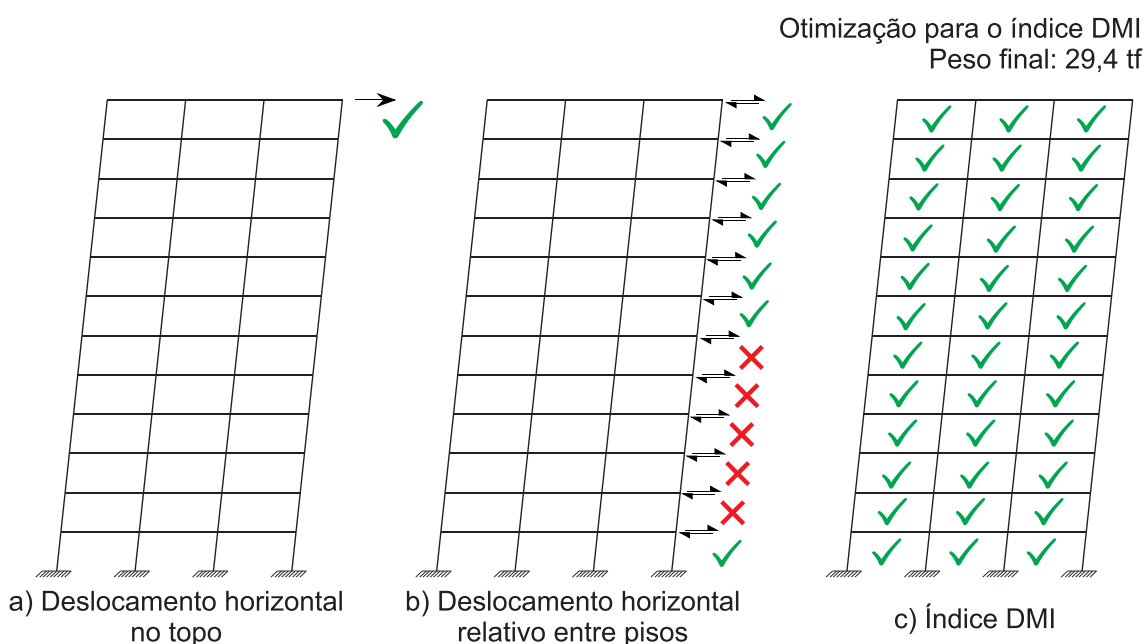


Figura 59. Caso 1 – Otimização para o índice DMI.

Observa-se que, na otimização para o deslocamento horizontal no topo (Figura 57), o deslocamento horizontal no topo foi atendido, enquanto nove dos 12 pavimentos e 23 dos 36 DDZ não atenderam aos limites de deslocamento horizontal estabelecidos na Tabela 15. O peso de aço ao final do processo de otimização foi de 23,2 tf.

Na otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos (Figura 58), tanto o deslocamento horizontal no topo quanto os deslocamentos horizontais relativos entre todos os pisos consecutivos foram atendidos. Entretanto, 5 dos 36 DDZ apresentaram um índice DMI acima do limite estabelecido (Tabela 15). O peso final foi de 29,6 tf.

Nota-se que, na otimização para o índice DMI (Figura 59), o deslocamento horizontal no topo, assim como todos os DDZ atenderam aos limites de deslocamento horizontal. Entretanto, 5 dos 12 pavimentos apresentaram deslocamentos horizontais relativos acima do limite máximo estabelecido na Tabela 15. O peso final foi de 29,4 tf.

Na Figura 60, na Figura 61 e na Figura 62 apresentam-se os resultados para o modelo estrutural do Caso 2.

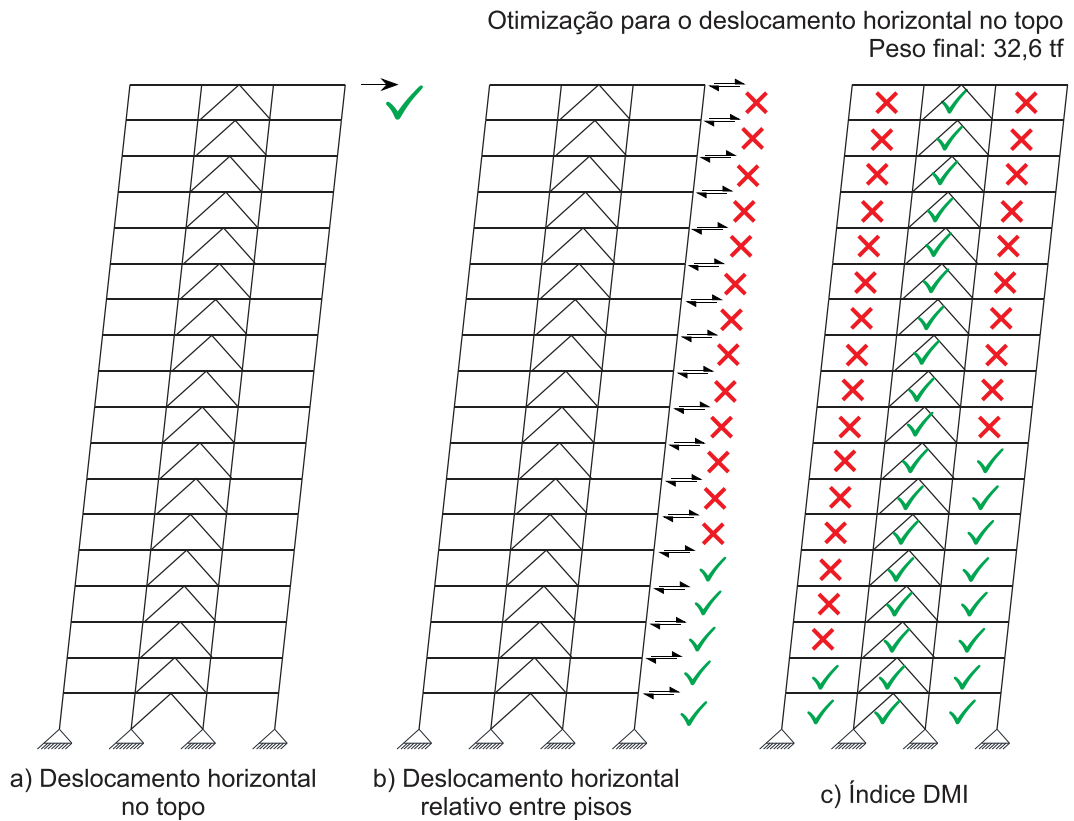


Figura 60. Caso 2 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.

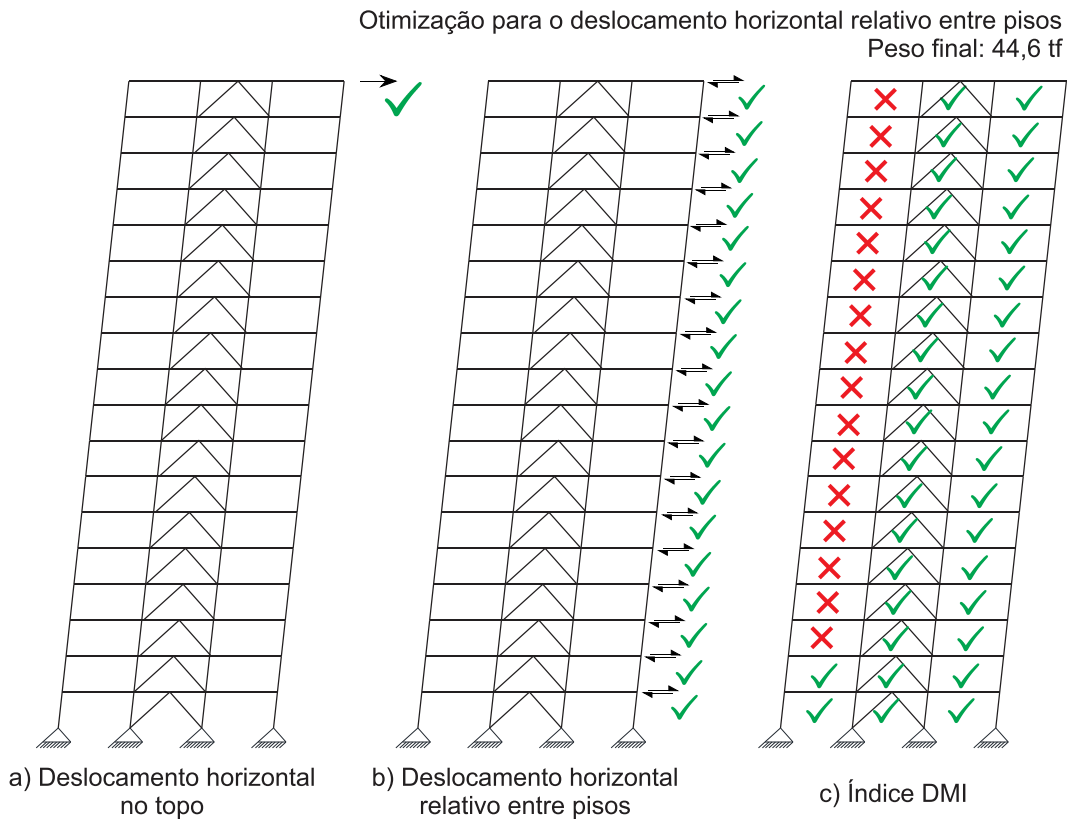


Figura 61. Caso 2 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.

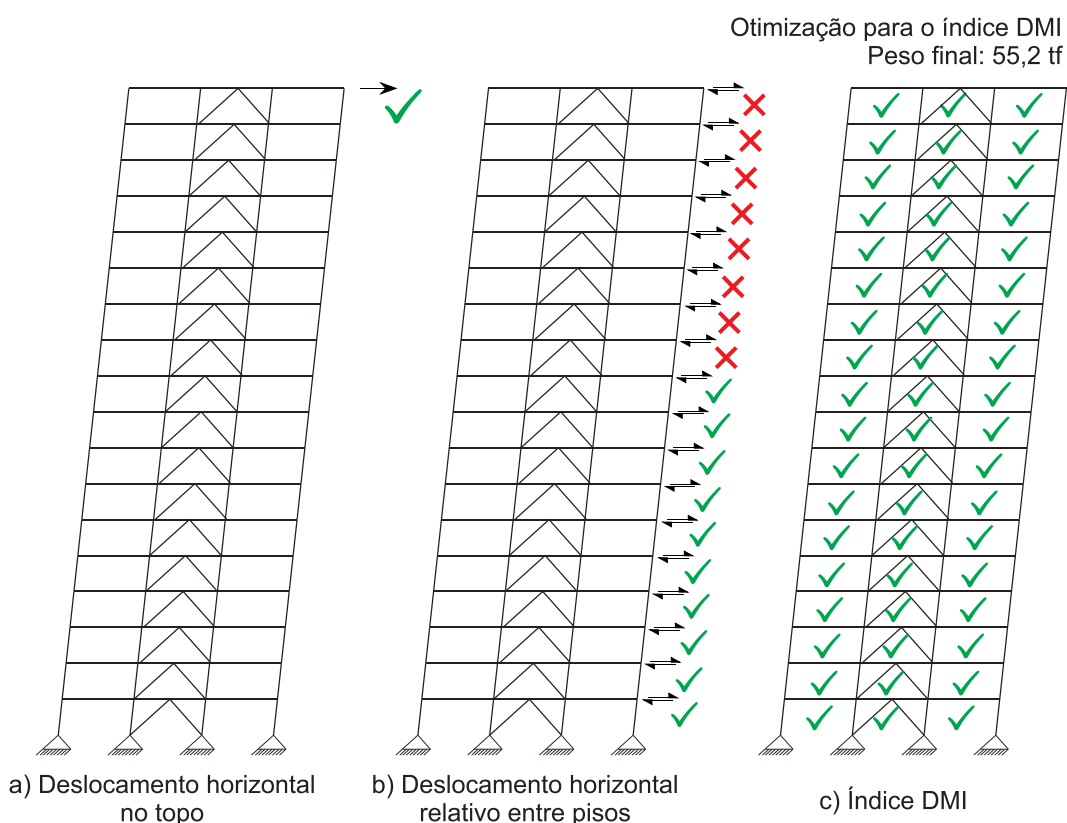


Figura 62. Caso 2 – Otimização para o índice DMI.

Observa-se que, na otimização para o deslocamento horizontal no topo (Figura 60), o deslocamento horizontal no topo foi atendido, enquanto 13 dos 18 pavimentos e 26 dos 54 DDZ não atenderam aos limites de deslocamento horizontal estabelecidos na Tabela 18. O peso de aço ao final do processo de otimização foi de 32,6 tf.

Na otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos (Figura 61), tanto o deslocamento horizontal no topo quanto os deslocamentos horizontais relativos entre todos os pisos consecutivos foram atendidos. Entretanto, 16 dos 54 DDZ apresentaram um índice DMI acima do limite estabelecido (Tabela 18). O peso final foi de 44,6 tf.

Nota-se que, na otimização para o índice DMI (Figura 62), o deslocamento horizontal no topo, assim como todos os DDZ atenderam aos limites de deslocamento horizontal. Entretanto, 8 dos 18 pavimentos apresentaram deslocamentos horizontais relativos acima do limite máximo estabelecido na Tabela 18. O peso final foi de 55,2 tf.

Na Figura 63, na Figura 64 e na Figura 65 apresentam-se os resultados para o modelo estrutural do Caso 3.

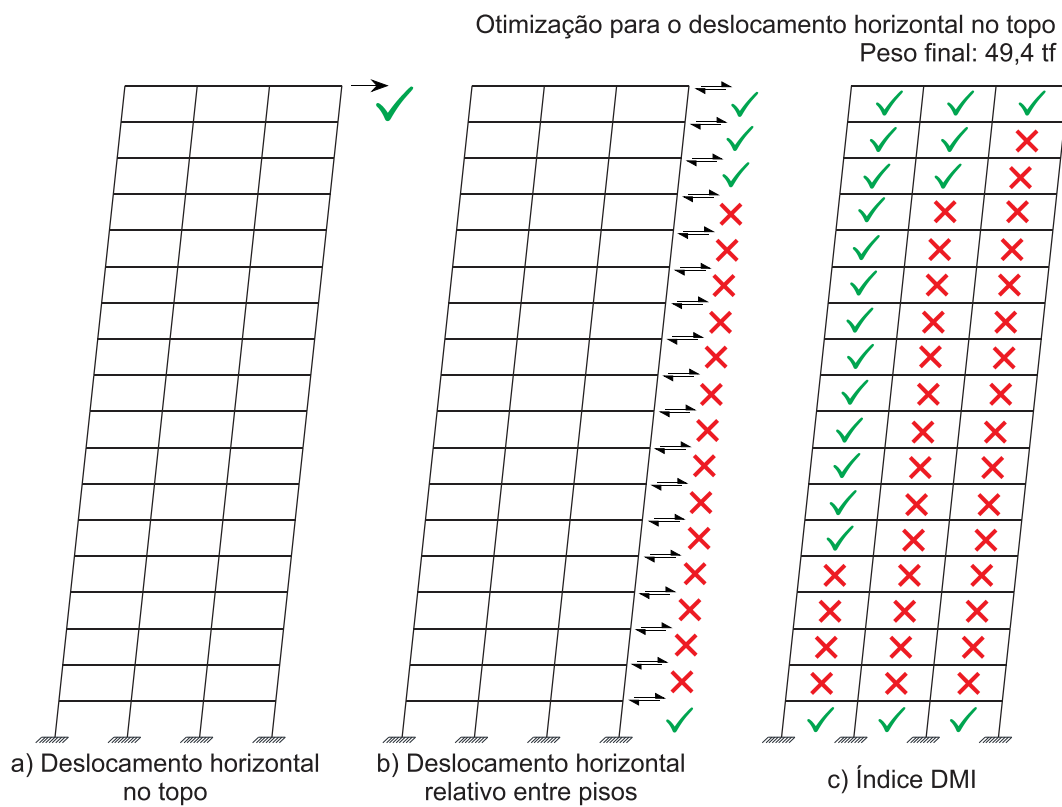


Figura 63. Caso 3 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.

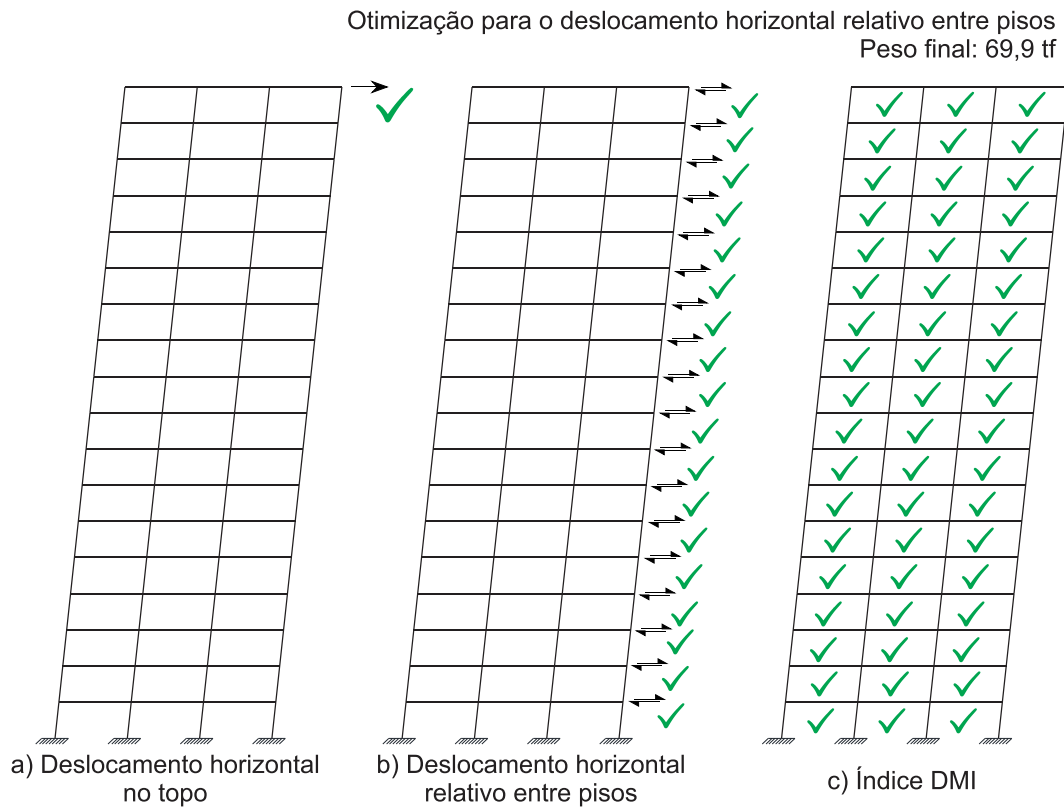


Figura 64. Caso 3 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.

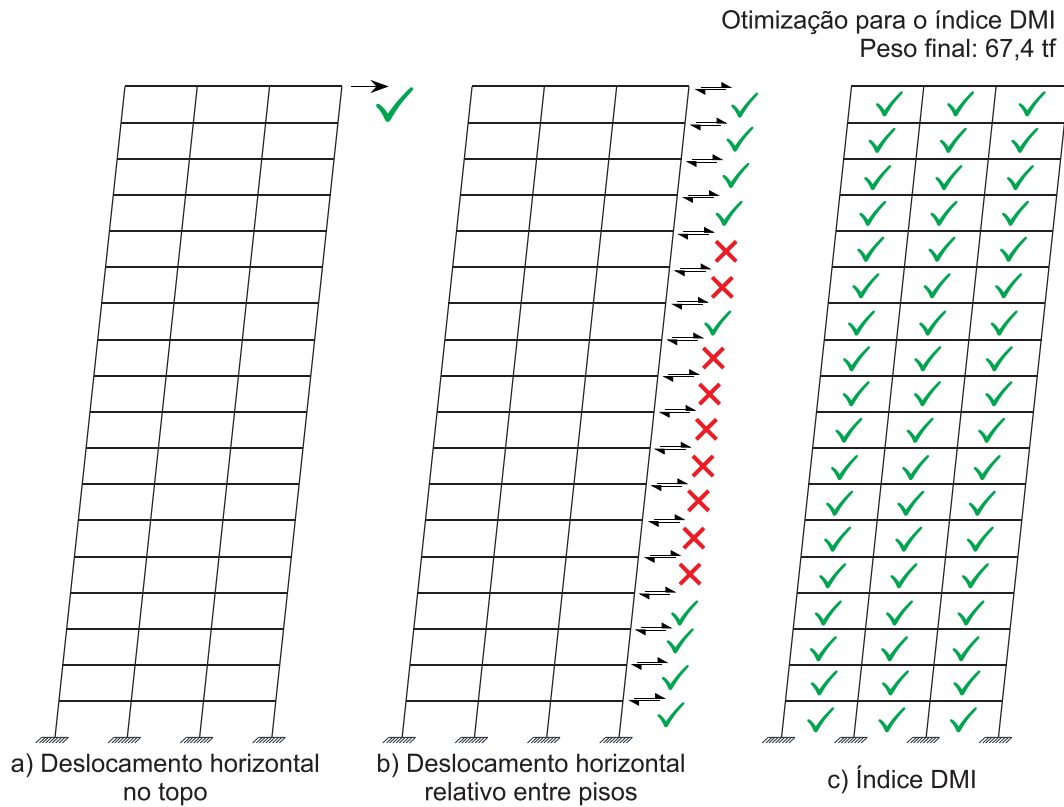


Figura 65. Caso 3 – Otimização para o índice DMI.

Observa-se que, na otimização para o deslocamento horizontal no topo (Figura 63), o deslocamento horizontal no topo foi atendido, enquanto 13 dos 18 pavimentos e 26 dos 54 DDZ não atenderam aos limites de deslocamento horizontal estabelecidos na Tabela 21. O peso de aço ao final do processo de otimização foi de 49,4 tf.

Na otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos (Figura 64), tanto o deslocamento horizontal no topo, os deslocamentos horizontais relativos entre todos os pisos e os índices DMI. O peso final foi de 69,9 tf.

Nota-se que, na otimização para o índice DMI (Figura 65), o deslocamento horizontal no topo, assim como todos os DDZ atenderam aos limites de deslocamento horizontal. Entretanto, 9 dos 18 pavimentos apresentaram deslocamentos horizontais relativos acima do limite máximo estabelecido na Tabela 21. O peso final foi de 67,4 tf.

Na Figura 66 e na Figura 67 apresentam-se os resultados para o modelo estrutural do Caso 4.

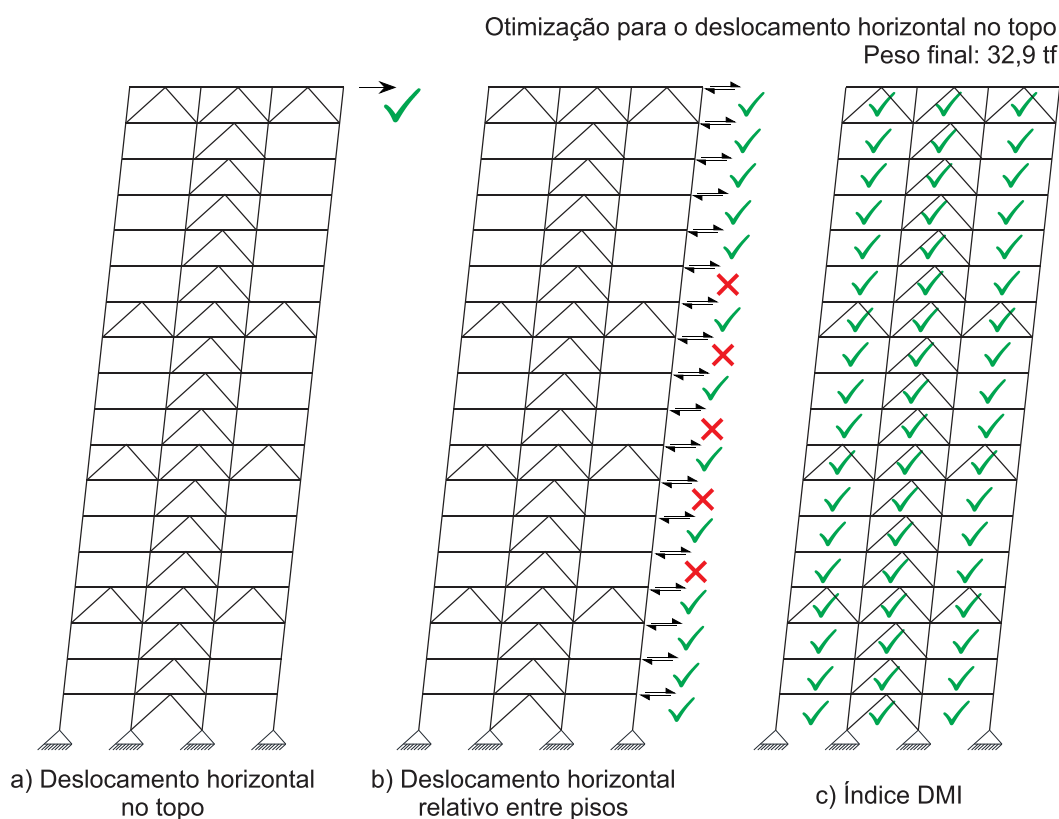


Figura 66. Caso 4 – Otimização para o deslocamento horizontal no topo.

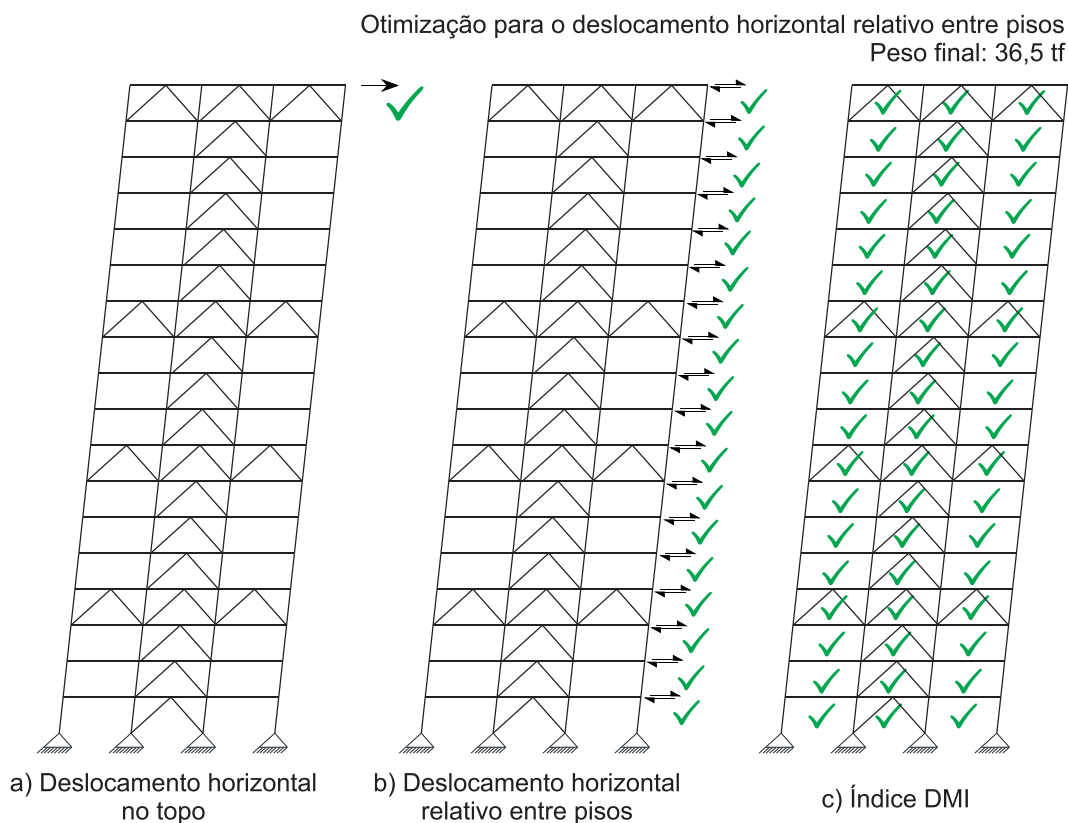


Figura 67. Caso 4 – Otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos.

Observa-se que, na otimização para o deslocamento horizontal no topo (Figura 66), o deslocamento horizontal no topo e o índice DMI para todos os DDZ foram atendidos, enquanto 5 dos 18 pavimentos não atenderam aos limites de deslocamento horizontal estabelecidos na Tabela 24. O peso de aço ao final do processo de otimização foi de 32,9 tf.

Na otimização para o deslocamento horizontal relativo entre pisos (Figura 67), tanto o deslocamento horizontal no topo, os deslocamentos horizontais relativos entre todos os pisos e os índices DMI. O peso final foi de 36,5 tf.

Fica evidente que as verificações do dimensionamento nos ELS de deslocamento horizontal relativo entre pisos por meio dos Métodos C e D são mutuamente exclusivas. No modelo estrutural do Caso 2, por exemplo, quando a otimização foi realizada pelo Método C (Figura 61), a verificação do deslocamento horizontal relativo entre os dois últimos pisos foi atendida, enquanto um dos três DDZ entre estes mesmos pisos foi superior ao índice de DMI limite. Isto ocorreu, pois, o Método C não considera os deslocamentos verticais relativos provocados pelas deformações diferenciais dos pilares. Estas deformações podem contribuir tanto para o aumento quanto para a diminuição da distorção por cisalhamento de um DDZ, sendo o segundo caso caracterizado pelo deslocamento de corpo rígido do DDZ.

Na otimização pelo Método D do modelo estrutural do Caso 2 (Figura 62), todos os três DDZ entre os dois últimos pavimentos apresentaram índices DMI abaixo do limite, enquanto o deslocamento horizontal entre estes pisos não atendeu ao limite estabelecido. Isto se deve ao fato do índice DMI considerar os deslocamentos horizontais e verticais relativos de um DDZ, fornecendo resultados mais precisos acerca da distorção por cisalhamento provocada pelo deslocamento horizontal da estrutura. Apesar dos dois últimos pisos apresentarem deslocamentos horizontais relativos acima do limite, a distorção por cisalhamento entre estes pisos é pequena, sendo caracterizada como deslocamento de corpo rígido sem a ocorrência de danos nos elementos não estruturais presentes naquela região.

Na Figura 68 é mostrado um gráfico comparativo do peso final dos modelos estruturais obtidos na otimização do dimensionamento pelos Método C e Método D. Os valores foram obtidos da situação de projeto com a velocidade básica do vento para um período de retorno de 50 anos (Tabela 42.a).

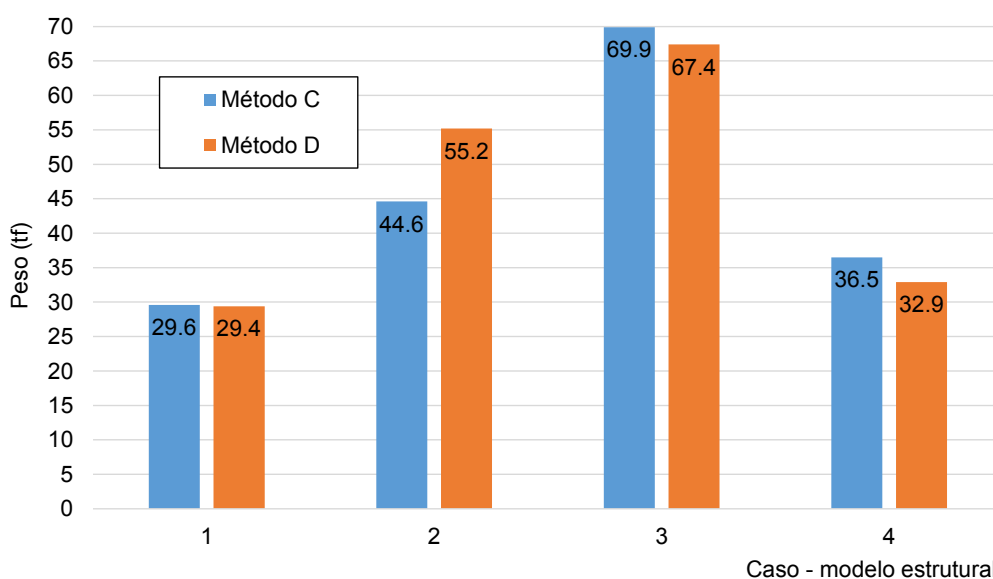


Figura 68. Comparativo do peso final dos modelos estruturais, considerando a otimização do dimensionamento pelo Método C e pelo Método D.

Observa-se que a diferença do peso final dos modelos estruturais dimensionados no ELS de deslocamento horizontal relativo entre pisos pelo Método C e pelo Método D foram diferentes. Para os pórticos rígidos dos Caso 1 e Caso 3, a otimização do dimensionamento pelo Método D (Figura 59 e Figura 65) proporcionou uma solução mais leve do que o método C (Figura 58 e Figura 64). Na estrutura rotulada do Caso 2, a otimização do dimensionamento pelo Método D (Figura 62) resultou numa estrutura mais pesada do que o Método C (Figura 61). Aceitando que o Método D é o mais adequado para avaliar os danos em elementos não estruturais, fica evidente que a sua utilização como parâmetro de otimização do dimensionamento de pórticos rígidos é vantajosa. Para este tipo de estrutura, a otimização do dimensionamento pelo Método D proporciona uma avaliação precisa dos danos em elementos não estruturais com um menor consumo de aço, quando comparada ao Método C. Em contrapartida, na estrutura rotulada Caso 2, o controle das distorções de cisalhamento dos DDZ foi mais eficiente acrescentando-se elementos de contraventamento na estrutura existente, dando origem ao modelo estrutural Caso 4.

Capítulo 5

CONCLUSÕES

5.1. Conclusões gerais

Neste trabalho foi apresentada uma metodologia de dimensionamento otimizado de estruturas planas de aço, considerando os ELU e os ELS de deslocamentos horizontais. A metodologia foi desenvolvida com o auxílio de uma ferramenta computacional implementada para integrar um algoritmo de dimensionamento de elementos estruturais de aço, um algoritmo de otimização da rigidez pelo PTV e o aplicativo de análise estrutural SAP2000. Foram avaliados o efeito da metodologia sobre a economia de aço e a potencialidade para o estudo do desempenho estrutural em estruturas metálicas reticuladas planas de edifícios usuais.

Foram modelados quatro casos de estruturas planas usuais de edifícios em estrutura metálica: um pórtico rígido de 12 pavimentos; um pórtico rotulado de 18 pavimentos contraventado por um pórtico central na forma de treliça; um pórtico rígido de 18 pavimentos; e um pórtico rotulado de 18 pavimentos contraventado por um pórtico central e por treliças intermediárias a cada 4 pavimentos. No primeiro caso, a resistência a ações horizontais foi assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações entre vigas e pilares, enquanto no segundo caso a resistência foi assegurada por subestruturas em forma de treliça.

Os resultados obtidos indicam que a metodologia de dimensionamento otimizado foi eficiente na economia de aço dos modelos estruturais analisados. A otimização da rigidez pelo PTV permitiu a redução dos deslocamentos horizontais dos modelos estruturais com um acréscimo mínimo de aço. A ferramenta computacional possibilitou a avaliação do desempenho estrutural frente às ações horizontais do vento, dando subsídios ao projetista para a tomada de decisões de projeto no ELS de deslocamentos horizontais. A integração do algoritmo de dimensionamento no ELU e o programa de análise estrutural SAP2000 permitiu a execução de sucessivas iterações da metodologia de dimensionamento otimizado.

Estudos recentes demonstram que nas estruturas em que a resistência a ações horizontais é assegurada pela capacidade de transmissão de momentos das ligações entre vigas e pilares, a contribuição das deformações nas regiões das ligações para os deslocamentos horizontais é considerável e não deve ser ignorada. Nos pórticos rígidos analisados neste trabalho, as deformações das ligações foram responsáveis por cerca de 25% dos deslocamentos horizontais. Este dado indica que negligenciar essas deformações pode conduzir a uma avaliação incorreta dos deslocamentos horizontais neste tipo de estrutura, podendo evidenciar danos em elementos não estruturais da edificação.

O deslocamento horizontal relativo entre pisos é aquele que apresenta o maior potencial de dano a elementos não estruturais e, portanto, deve ser o principal parâmetro no controle de deslocamentos horizontais de edifícios altos. A avaliação desses deslocamentos pelo método tradicional, que considera apenas a componente horizontal dos deslocamentos provocados pela ação do vento, não é eficiente para estimar os danos provocados nos elementos não estruturais. Este tipo de avaliação pode levar a resultados divergentes para um mesmo pavimento.

Uma avaliação mais realista e eficiente da potencialidade de dano nos elementos não estruturais pode ser obtida por meio do índice DMI. Este índice considera os deslocamentos horizontais relativos – provocados pela ação do vento – e os deslocamentos verticais relativos – provocados pela combinação de ações gravitacionais e do vento – de um DDZ da estrutura. Desta maneira, foi possível identificar se os deslocamentos sofridos nos DDZ caracterizaram uma distorção por cisalhamento ou um movimento de corpo rígido.

As simulações permitiram constatar que o que a ABNT NBR8800:2008 prescreve na nota m da Tabela C.1 não corresponde à realidade. Nos pórticos rígidos, as deformações de cisalhamento das barras contribuíram com apenas 9% para os deslocamentos horizontais, o que é muito pouco. Nos pórticos rotulados, a contribuição das deformações de cisalhamento para os deslocamentos horizontais foi nula, indicando que, à luz do critério da ABNT NBR8800:2008, os deslocamentos horizontais relativos entre pisos devidos à ação do vento seriam nulos. A norma estabelece ainda que não devem ser consideradas as deformações axiais dos pilares. Entretanto, observou-se nos casos analisados que as deformações axiais dos pilares podem produzir deslocamentos verticais relativos que

podem incrementar as distorções por cisalhamento nos painéis da estrutura, que são as principais causas de danos nos elementos não estruturais dos edifícios.

Observando-se os resultados obtidos da otimização dos pórticos, nota-se que o deslocamento horizontal de pórticos rígidos pode ser controlado eficientemente com pouco acréscimo de massa ao sistema. Nos casos analisados, as deformações de flexão e das ligações foram responsáveis, em média, por 63% e 25%, respectivamente, dos deslocamentos horizontais dos pórticos rígidos. Como a rigidez à flexão das barras da estrutura é função da terceira potência da altura dos perfis, um pequeno acréscimo na altura de uma barra significa um grande aumento de sua rigidez à flexão.

Para os pórticos rotulados, o acréscimo de massa para controlar os deslocamentos horizontais não foi eficiente. Neste tipo de estrutura, as deformações axiais são responsáveis por 100% dos deslocamentos horizontais. A rigidez axial das barras cresce diretamente proporcional ao aumento da área da seção transversal, sendo necessário um grande aumento da massa da estrutura para atingir a rigidez necessária. O controle de deslocamentos horizontais nos pórticos rotulados foi mais eficiente acrescentando-se novas subestruturas de contraventamento do que aumentando a rigidez das subestruturas de contraventamento existentes.

Não existe nas normas técnicas brasileiras uma especificação acerca da velocidade básica do vento que deve ser considerada no ELS. Tradicionalmente, adota-se a mesma velocidade básica utilizada no ELU, para a qual há uma probabilidade de 63% de que seja excedida em um período de retorno de 50 anos. O ELS de deslocamentos horizontais está relacionado, principalmente, à potencialidade de danos em elementos não estruturais. Isto posto, é preciso estabelecer um equilíbrio entre o custo de evitar os danos e o custo de repará-los. Considerar a não ocorrência de danos em elementos não estruturais devidos aos deslocamentos horizontais para um período de 50 anos é uma solução conservadora e custosa, uma vez que os danos serão evitados pelo aumento da rigidez dos elementos estruturais. Sugere-se, para efeito de verificação do ELS de deslocamentos horizontais, considerar a velocidade básica do vento correspondente a um período de retorno de 10 anos.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Após a realização deste trabalho, diversas questões podem ser levantadas, indicando a possibilidade de outras investigações, dentre as quais podem-se citar as seguintes:

- ampliação da capacidade do programa Optsteel para que ele contemple estruturas espaciais;
- realização de estudos sobre a aplicação da metodologia de dimensionamento otimizado em outras tipologias de estruturas, além de pórticos e treliças planas;
- realização de estudos da otimização da rigidez pelo PTV para o ELS de vibração excessiva;
- expandir a abrangência dos algoritmos de dimensionamento e otimização para estruturas mistas de aço e concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6123. **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. 1988.

ABNT NBR 8800. **Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro. 2008.

BAKER, W. F. **Sizing Techniques for Lateral System in Multi-Story Steel Buildings**. Proceedings of the Fourth World Congress, Tall Buildings: 2000 and Beyond. Hong Kong: Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 1990. p. 857-868.

BARRAR, C. D. **Structural Optimization Using the Principle of Virtual Work and an Analytical Study on Metal Buildings**. Blacksburg. 2009.

CHAN, C. M.; GRIERSON, D. E.; SHERBOURNE, A. N. Automatic optimal design of tall steel building frameworks. **Journal of Structural Engineering**, 121, Maio 1995. 838-847.

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

CHARNEY, F. A. **Sources of elastic deformation in laterally loaded steel frame and tube structures**. Hong Kong: Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 1990b. p. 893-915.

CHARNEY, F. A. **The use of Displacement Participation Factors in the Optimization of Drift Controlled Buildings**. Proceedings of the Second Conference on Tall Buildings in Seismic Regions. Los Angeles, California: Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 1991. p. 91-95.

CHARNEY, F. A. **Economy of steel framed buildings through identification of structural behavior**. [S.l.]: ASCE. 1993. p. 12-1-13-33.

CHARNEY, F. A.; PATHAK, R. Sources of elastic deformation in steel frame and framed-tube structures: Part 1: Simplified subassemblage models. **Journal of Constructional Steel Research**, 64, 2008a. 87-100.

CHARNEY, F. A.; PATHAK, R. Sources of elastic deformations in steel frame and framed-tube structures: Part 2: Detailed subassemblage models. **Journal of Constructional Steel Research**, 64, 2008b. 101-117.

COMPUTER AND STRUCTURES INC. **SAP2000 Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures**. Berkley: [s.n.], 2008.

FALEIROS, J. P. M. **O crescimento da indústria brasileira de estruturas metálicas e o boom da construção civil**. [S.l.], p. 47-84. 2010.

FORREST-BROWN, G.; SAMALI, B. **Practical Optimisation of Framed Structures Using Virtual Work Principals**. Proceedings of the Fourth World Congress, Tall Buildings: 2000 and Beyond. Hong Kong: Council of Tall Buildings and Urban Habitat. 1990. p. 1019-1029.

GAJIC, Z. About Tech. **About.com**, 2015a. Disponível em: <<http://delphi.about.com/od/windowshellapi/a/heap-stack-explained-for-delphi-developers.htm>>. Acesso em: 23 Janeiro 2015.

GAJIC, Z. About Tech. **About.com**, 2015b. Disponível em: <<http://delphi.about.com/od/windowshellapi/ss/setprocessworkingsetsize-delphi-program-memory-optimize.htm#step5>>. Acesso em: 23 Janeiro 2015.

GRIFFIS, L. G. Serviceability Limity States Under Wind Load. **Engineering Journal**, p. 1-15, 1993.

HENIGE JR., R. A. **Structural Optimization to Limit Natural Periods**. Proceedings of the 1991 Structures Congres. Indianapolis, Indiana: ASCE. 1991. p. 253-260.

LÉGER, P.; PAULTRE, P.; NUGGIHALLI, R. Elastic analysis of frames considering panel zones deformations. **Computers and Structures**, 39, 1991. 689-697.

LOPES, J. A. E. **Produtividade da mão de obra em projetos de estruturas metálicas**. São Paulo. 2001.

LUI, E. M.; CHEN, W. F. Frame Analysis with panel zone deformation. **Int. J. Solids Structures**, 22, 1986. 1599-1627.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Análise Estrutural: Deformações em estruturas. Método das Forças.** 3ª edição. ed. [S.l.]: Ed. Globo, v. Vol. 2, 1979.

VELIVASAKIS, E. E.; DESCENZA, R. **Design Optimization of Lateral Load Resisting Frameworks.** Proceedings of the Eight Conference on Electronic Computation. Houston, Texas: ASCE. 1983. p. 130-143.

WADA, A. **Drift Control Method for Structural Design of Tall Buildings.** Los Angeles, California: Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 1991. p. 425-434.