

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO – ESCOLA DE MINAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

# **METODOLOGIAS DE DETALHAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS**

AUTORA: CHRISTIANE ROBERTA FERNANDES GUARNIER

ORIENTADOR: Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências da Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica

Ouro Preto, setembro de 2009

G916m	<p>Guarnier, Christiane Roberta Fernandes.</p> <p>Metodologias de detalhamento de estruturas metálicas [manuscrito] / Christiane Roberta Fernandes Guarnier - 2009.</p> <p>xix, 376f.: il., color.; tabs.</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo.</p> <p>Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.</p> <p>Área de concentração: Construção Metálica.</p> <p>1. Estrutura metálica - Teses. 2. Aço - Estruturas - Teses. 3. Estrutura metálica - Detalhamento - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.</p> <p>CDU: 624.014.2</p>
-------	---

Catálogo: [sisbin@sisbin.ufop.br](mailto:sisbin@sisbin.ufop.br)

# **METODOLOGIAS DE DETALHAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS**

**AUTORA: CHRISTIANE ROBERTA FERNANDES GUARNIER**

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 04 de setembro de 2009, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Henor Artur de Souza (UFOP)



Dr. Fábio Domingos Pannoni (Gerdau Açominas)

*À minha mãe Rachel (In memoriam) por toda  
abdicação, ao meu pai Isaias, pelo orgulho  
motivador, à minha Tia Ottília, por estar sempre ao  
meu lado e permitir que eu chegasse até aqui.*



## **AGRADECIMENTOS**

Ao Professor Ernani pela orientação, dedicação e confiança.

Aos Professores do PROPEC pelo conhecimento transmitido.

À Róvia pela pronta atenção de sempre.

À CSD do Grupo Usiminas, em especial ao Engenheiro Bruno e ao Engenheiro Lincon, pela recepção e grande colaboração.

Ao Engenheiro Roberto Taier pela pronta e imensa colaboração. À empresa Figueiredo Ferraz Engenharia.

À Empresa Projekt Construções Industriais pelo fornecimento de conhecimentos fundamentais à pesquisa.

Às empresas CODEME, Pórtico Perfis Metálicos, PROTUBO, RMG Engenharia e Sustenta Perfis Metálicos, pelas visitas esclarecedoras.

Professores Aline Barbosa Werneck e José Luiz Rangel pela recomendação

Ao Prof. Marco Antonio Tourino Furtado pela contribuição para a aquisição de material didático essencial à pesquisa.

À CAPES, pelo fomento à pesquisa;

À minha família, pelo apoio e compreensão pela ausência.

Aos meus amigos, por compreenderem minha total ausência.

Ao Leonardo, pelo apoio, paciência e compreensão.

## RESUMO

Com o crescimento da construção civil e o conseqüente aumento da demanda por elementos pré-fabricados metálicos, cresce no mercado a necessidade de profissionais aptos a desenvolverem projetos de detalhamento. O ensino do processo de detalhamento de estruturas metálicas não é fornecido, hoje, no Brasil, pelo meio acadêmico ou por centros tecnológicos, ou ainda por cursos particulares, dificultando a difusão do conhecimento técnico e a oferta de profissionais capacitados. A formação de pessoal para atuar com detalhamento ocorre dentro de indústrias e de escritórios de projeto. A necessidade de maior agilidade nos projetos de fabricação de elementos metálicos fez com que o uso de software de modelagem 3D se tornasse quase uma exigência por parte dos fabricantes. Esses softwares aceleram o processo de detalhamento, gerando, automaticamente, detalhes, croquis de fabricação, arquivos CAM e listas de material. Questiona-se o uso do software de modelagem por profissionais não capacitados para projetarem estruturas metálicas, que produzem em larga escala desenhos que podem conter erros comprometedores à segurança estrutural, gerando perdas. O objetivo do trabalho é apresentar e analisar as metodologias de detalhamento de estruturas metálicas utilizadas no Brasil, através da busca por referências bibliográficas, eletrônicas e demais formas de documentação, além de visitas técnicas a escritórios de engenharia, empresas fabricantes de estruturas metálicas e empresas de prestação de serviços complementares, disponibilizando conhecimento técnico acessível sobre o assunto.

**PALAVRAS CHAVE:** Detalhamento de estruturas metálicas, croquis de fabricação, projeto de fabricação.

## **ABSTRACT**

With the growth of steel construction and the consequent increasing of prefabricated elements, also grows the need of professionals able to detailing projects. The professional education of detailing for steel construction is not provide nowadays, in Brazil, by universities or technological centers, neither by private courses, hampering the dissemination of technical knowledge. The training of staff to work in detailing occurs in industries and project offices. The need for agility in factoring projects has made the use of 3D modeling software became a requirement for manufactures. These software accelerate the process creating details, sketches, manufacturing, CAM files and bills of materials, automatically. It is questionable the use of a modeling software by professionals not able to design steel structures, which are producing drawings in large scale containing errors that could affect the structural safety. The objective of this thesis is to present and analyze the methodologies of detailing for steel construction used in Brazil, through the search for bibliographical and eletronic references, eletronic and also others documentation forms, besides technical visits to engineering offices, steel structures manufacturing companies and complemental services companies, providing technical knowledge available about the subject.

**KEY WORDS:** Detailing for steel structures, steel details, production outlines.

## SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....</b>	<b>1</b>
1.1 - Contexto e Justificativa da Pesquisa .....	2
1.2 – Objetivo .....	4
1.2.1 - Objetivos Específicos .....	4
1.3 – Metodologia .....	4
1.4 - Estruturação do trabalho .....	5
<b>CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>7</b>
2.1 – Introdução ao Estudo das Ações .....	8
2.1.1 - Ações permanentes .....	10
2.1.2 - Ações temporárias .....	11
2.1.2.1 - Ações devidas à construção e à montagem .....	11
2.1.2.2 - Ações devidas ao vento .....	12
2.1.2.3 - Ações devidas ao gelo, à neve e aos efeitos sísmicos .....	13
2.1.2.4 - Ações devidas a restrições e deformações .....	13
2.1.3 - Combinação de Ações .....	14
2.1.3.1 - Combinações de ações para os estados limites últimos .....	16
2.1.3.2 - Combinações de ações para os estados limites de utilização .....	17
2.1.4 - Métodos de Cálculo .....	19
2.1.4.1 - Introdução à LRFD (Load and Resistance Factor Design) segundo Rokach (1991) .....	19
2.1.4.1.1 - Teoria da Probabilidade .....	21
2.1.4.1.2 – Cargas .....	21
2.1.4.1.3 - Combinações de Cargas .....	22
2.1.4.2 – LRFD segundo Geschwindner (1994) .....	23
2.1.4.2.1 - Dados de Cargas .....	23
2.1.4.3 - Comentário sobre os três métodos de dimensionamento .....	27
2.2 – O Processo de Projeto .....	28
2.2.1 – Introdução .....	28
2.2.2 – O Projeto Arquitetônico .....	36

2.2.3 – O Projeto Estrutural: Projeto Básico e Projeto Executivo .....	40
2.2.3.1 - Projeto Básico .....	44
2.2.3.1.1 - Lançamento Estrutural .....	44
2.2.3.1.2 - Pré-dimensionamento .....	47
2.2.3.1.2.1 - Determinação do tamanho de vigas principais e secundárias para lajes e coberturas .....	48
2.2.3.1.2.2 - Pré-dimensionamento de colunas secundárias .....	53
2.2.3.1.2.3 - Considerações sobre pré-dimensionamento de cabos e arcos .....	56
2.2.3.2 - Projeto Executivo .....	59
2.2.4 – O Projeto de Fabricação .....	68
2.2.5 – O Projeto de Montagem .....	71
2.2.5.1 - Desenhos de Montagem .....	71
2.2.5.2 – Considerações de Projeto .....	74
2.2.5.3 - Economia de Projeto .....	75
2.2.5.4 – Estabilidade .....	75
2.2.5.5 – Emendas .....	76
2.2.5.6 - Formas Geométricas e Contraflechas .....	76
2.2.5.7 - Juntas Construtivas e de Dilatação .....	77
2.2.5.8 - Pré- Montagem .....	77
2.2.5.9 - Parafusagem e Soldagem .....	77
2.2.5.10 - Tensões de Montagem .....	78
2.2.5.11 – Manutenção .....	79
2.2.5.12 - Estocagem no Canteiro de Obras .....	80
2.3 – Lançamento Estrutural e Sistemas de Estabilização .....	81
2.3.1 – Sistemas de Estabilidade de Edifícios de Andares Múltiplos .....	83
2.3.1.1 – Generalidades .....	83
2.3.1.2 - Altura dos edifícios e seus custos .....	84
2.3.1.3 – Fatores Responsáveis para a Redução do Peso de um Edifício .....	86
2.3.1.3 - Distribuição das Forças Horizontais .....	88
2.3.1.4 - Quantidade Mínima de Sistemas de Estabilização .....	89
2.3.1.5 - Preferências por Sistemas Fechados .....	95

2.3.1.6 - Distribuição das Cargas de Vento entre os Painéis de Contraventamento (Stamato, 1986) .....	96
2.3.1.7 - Núcleos de Edifícios (Smith; Coull, 1991) .....	99
2.3.1.8 - Associação Contínua de Painéis de Contraventamento .....	101
2.3.1.9 - Distribuição das Ações Horizontais (Devido ao Vento) em Sistemas de Estabilizações Verticais Hiperestáticos (Smith, 1991) .....	102
2.3.2 - Tipos de Sistema de Estabilização de Edifícios de Múltiplos .....	103
2.3.2.1 - Quadro Contraventado .....	103
2.3.2.1.1 – Generalidades .....	104
2.3.2.1.2 – Vantagens .....	104
2.3.2.1.3 – Desvantagens .....	105
2.3.2.1.4 – Tipos .....	105
2.3.2.2 - Quadro Rígido .....	111
2.3.2.2.1 – Generalidades .....	112
2.3.2.2.2 – Vantagens .....	112
2.3.2.2.3 – Desvantagens .....	112
2.3.2.2.4 - Comportamento sob a ação de carregamento lateral .....	114
2.3.2.3 - Paredes de Cisalhamento .....	116
2.3.2.3.1 - Paredes de cisalhamento em um vão (Figura 2.59) .....	117
2.3.2.3.2 - Paredes de cisalhamento em linha inteira de coluna .....	118
<b>CAPÍTULO 3 – O PROCESSO DE FABRICAÇÃO DE UMA ESTRUTURA METÁLICA .....</b>	<b>121</b>
3.1 Principais Componentes Estruturais .....	122
3.1.1 – Chapas .....	123
3.1.1.1 - Chapas finas .....	123
3.1.1.2 - Chapas grossas .....	125
3.1.2-Perfis .....	125
3.1.2.1 - Perfis laminados .....	126
3.1.2.2 - Perfis Dobrados .....	126
3.1.2.3 - Perfis Soldados .....	126
3.1.2.4 - Perfis Tubulares .....	129
3.1.3- Elementos de fixação .....	129

3.2 – O Processo de Fabricação .....	134
3.2.1 - Suprimento .....	135
3.2.2 - Manuseio .....	136
3.2.3 - Corte .....	137
3.2.3.1- Corte mecânico .....	137
3.2.3.2 - Corte térmico .....	138
3.2.3.2.1 -Corte a Chama .....	138
3.2.3.2.2 - Corte a Plasma .....	141
3.2.3.2.3 - Corte a Laser .....	142
3.3 - Execução de Gabaritos .....	143
3.4 – Traçagem .....	143
3.5 - Operações de Usinagem e Forjamento .....	144
3.6 – Furação .....	146
3.7 - Desempenamento, empenamento (contra-flecha), curvamento e alinhamento ...	147
3.8 – Ajuste e Alargamento de Furos .....	148
3.9 - Métodos de Fixação .....	149
3.9.1 – Parafusagem .....	149
3.9.2 – Soldagem .....	150
3.10 – Inspeção .....	152
3.11 – Acabamento .....	153
3.12 - Tratamento de Proteção (Hayward e Weare, 2002) .....	154
3.13 - Preparação de Superfície e Pintura .....	156
3.13.1 – Pintura .....	156
3.14 – Embarque .....	157
<b>CAPITULO 4 – DIRETRIZES PARA O PROCESSO DE CRIAÇÃO DO</b>	
<b>DETALHE .....</b>	<b>158</b>
4.1 - Formas Estruturais .....	160
4.1.1 – Considerações sobre perfis .....	160
4.2 – Estruturas em arco .....	163
4.2.1 - Informações técnicas sobre arcos tri-articulados com diretriz circular..	166
4.2.2 - Curvamento de perfis .....	168
4.2.3 - Determinação de arcos circulares e elípticos .....	170

4.2.4 – Tolerâncias .....	171
4.3 – Ligações .....	175
4.3.1 – Soldagem .....	180
4.3.1.1 – Tipos de Soldagem .....	180
4.3.1.2 – Tamanho da solda .....	181
4.3.1.3 - Escolha do tipo de solda .....	184
4.3.2 – Parafusagem .....	185
4.3.3 – Ligações em Perfis Tubulares .....	189
4.3.3.1 - Estruturas Espaciais .....	191
4.4 – Interface com a fundação .....	193
4.5 – Desenhos .....	194
4.5.1 – Desenhos de Engenharia (ou projeto executivo) .....	194
4.5.2 - Projeto de Fabricação .....	195
4.6 - Relação entre detalhamento e corrosão atmosférica .....	196
4.7 – Considerações Finais .....	200
<b>CAPITULO 5 – DIRETRIZES PARA REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DE DETALHES DE ESTRUTURAS METÁLICAS .....</b>	<b>202</b>
5.1 – Considerações Iniciais .....	203
5.2 – Layout dos Desenhos .....	205
5.3 – Texto e Fonte .....	206
5.4 – Projeção e Representação .....	206
5.4.1 - Representação esquemática de estruturas .....	207
5.5 – Convenções de Detalhamento de Vigas e Colunas .....	208
5.6 – Detalhes de Ligações .....	209
5.7 – Cotas .....	213
5.7.1 - Cotagem e designação dos símbolos de furos, parafusos e rebites.....	213
5.7.2 - Cotagem e desenvolvimento de arcos .....	214
5.7.3 - Designação de barras, tubos e chapas .....	215
5.7.4 - Designação de perfis .....	216
5.7.5 - Cotagem de chapa de junção ( <i>Gusset</i> ) .....	217
5.8 – Escalas .....	219
5.9 – Marcas de Montagem .....	220



5.10 – Conceito de Peças Opostas .....	223
5.11 – Soldas .....	223
5.11.1 - Chanfros para solda .....	224
5.11.2 - Tipos de soldagem – simbologia .....	225
5.12 – Parafusos .....	226
5.12.1 - Símbolos para furos, parafusos e rebites .....	227
5.12.2 – Parafusos de Sujeição – chumbadores .....	229
5.13 – Abreviações .....	230
5.14 – Lista de Material .....	231
5.15 – Verificação .....	232
<b>CAPÍTULO 6 – MODELAGEM DE ESTRUTURAS METÁLICAS E CNC .....</b>	<b>235</b>
6.1 – O Detalhamento em Aço .....	237
6.1.1 – Softwares no detalhamento .....	243
6.2 – Construção de um modelo 3D de uma estrutura metálica .....	245
6.3 – Orientação do objeto .....	250
6.4 – Desenvolvimentos futuros .....	251
<b>CAPÍTULO 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS .....</b>	<b>253</b>
7.1 – Considerações Finais .....	254
7.2 – Sugestões de pesquisas futuras .....	258
<b>REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>259</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>265</b>
ANEXO I – Tabelas de Pré-dimensionamento de Vigas e Colunas .....	265
ANEXO II - Gráficos Esquemáticos para Pré-dimensionamento de Arcos e Treliças .....	279
ANEXO III – Tipos de Contraventamento de Edifícios de Andares Múltiplos .....	283
ANEXO IV – Estabilidade de Sistemas Estruturais .....	288
ANEXO V – Sistemas Estruturais em Arco (Mukhanov, 1980) .....	346
ANEXO VI – Tipos de Chanfros para Soldas .....	357
ANEXO VI – Tipos de Ligações em Perfis Tubulares (Ribeiro, 2003) .....	370

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Transmissão de cargas gravitacionais da estrutura principal até as fundações.....	9
Figura 2.2: Sistemas principais de transmissão de cargas em estruturas verticais.....	10
Figura 2.3: Fluxo de uma força aplicada , transversalmente, no centro de uma laje sem vigas .....	10
Figura 2.4: Fluxo de uma força aplicada , transversalmente, no centro de uma laje com uma ordem de vigas.....	11
Figura 2.5: Fluxo de uma força aplicada , transversalmente, no centro de uma laje com duas ordens de vigas .....	11
Figura 2.6: Fluxo de uma força aplicada , transversalmente, no centro de uma laje com três ordens de vigas .....	11
Figura: 2.7: Distribuição da probabilidade para o efeito de carga e a resistência.....	23
Figura: 2.8: Área de Influência e Área Tributária .....	27
Figura 2.9: Subdivisões do módulo de 600 mm .....	41
Figura 2.10: Relação entre medidas de vãos .....	49
Figura 2.11: Disposição esquemática de vigas .....	54
Figura 2.12: Disposição esquemática de colunas .....	57
Figura 2.13: Gráfico esquemático de pré-dimensionamento de arco .....	60
Figura 2.14: Diagrama unifilar .....	61
Figura 2.15: Exemplo de detalhes de ligações rígidas (soldadas) .....	63
Figura 2.16. Corrosão uniforme proveniente de falha no processo de projeto .....	66
Figura 2.17: Incompatibilidade entre perfis .....	67
Figura 2.18: Erros em pelas pela falta de detalhamento .....	67
Figura 2.19: Erro na locação do furo .....	68
Figura 2.20: Amassamento da estrutura para realização de soldagem .....	68
Figura 2.21: Flambagem global da diagonal da treliça .....	69
Figura 2.22: Furo para passagem de tubulação hidráulica .....	70
Figura 2.23: Incompatibilidade entre os projetos estruturais de concreto e metálico ...	70

Figura 2.24: Lançamento estrutural sobre planta de pavimento tipo. Edifício Scala Work Center, Arquiteto João Diniz .....	84
Figura 2.25: Edifício Scala Work Center, Arquiteto João Diniz .....	84
Figura 2.26: Gráfico - altura do edifício x peso da estrutura .....	88
Figura 2.27: Estabilidade de quadros articulados .....	93
Figura 2.28: Estabilidade de quadros articulados – Classificação .....	94
Figura 2.29: Sistemas de Estabilização Vertical – Classificação .....	95
Figura 2.30: Sistemas de Estabilização Vertical – exemplo .....	96
Figura 2.31: Perfil U – Centro Geométrico e Centro de Torção .....	97
Figura 2.32: Ação do vento em planta de pavimento tipo – exemplo .....	98
Figura 2.33: Exemplo ação do vento em painéis .....	99
Figura 2.34: Variação na distribuição da carga quando se modifica os painéis .....	100
Figura 2.35: Núcleos de edifícios .....	102
Figura 2.36: Núcleo torcido .....	102
Figura 2.37: Pórtico contraventado .....	105
Figura 2.38: Interferência do contraventamento na posição das esquadrias. Projeto arquitetônico não coerente com o estrutural. Congonhas/MG, 2007 .....	107
Figura 2.39: contraventamento por diagonais em painéis diferentes .....	108
Figura 2.40– Exemplo de contraventamento em "X". Hotel Arts, Barcelona, 1986 ...	109
Figura 2.41 – Exemplo de contraventamento em "X". Edifício Alcoa Building, São Francisco, EUA. 1964. Skidmore, Owings and Merrill .....	109
Figura 2.42: Diagonais trabalhando à tração .....	109
Figura 2.43: Diagonais trabalhando à tração e à compressão, simultaneamente .....	110
Figura 2.44: Modo Flexionante e Cortante .....	111
Figura 2.45: Exemplo de contraventamento em "Y" duplo. Edifício Sede Itaú, São Paulo 1995 .....	111
Figura 2.46: Contraventamento em K .....	112
Figura 2.47: Contraventamento em K .....	112
Figura 2.48: Pórticos rígidos .....	115
Figura 2.49: Contraventamento em diagonal associada à mão francesa .....	115
Figura 2.50: Quadros rígidos com comportamento à flexão .....	116
Figura 2.51: Quadros rígidos com comportamento cortante .....	117

Figura 2.52: Quadro com nós rígidos para análise aproximada sob carregamento lateral.....	117
Figura 2.53: Nomenclatura das dimensões de uma edificação .....	118
Figura 2.54: Estrutura tridimensional contendo paredes de cisalhamento em um vão e detalhe de ligação .....	119
Figura 2.55: Estrutura tridimensional contendo paredes de cisalhamento em linha inteira de coluna e detalhe de ligação .....	120
Figura 3.1 – Exemplos de perfis dobrados .....	128
Figura 3.2 – Perfil soldado: abreviaturas segundo a NBR 5884:2005 .....	129
Figura 3.3 – Especificação de um perfil soldado .....	129
Figura 3.4 – Exemplos de perfis tubulares .....	130
Figura 3.5 – Conectores de cisalhamento .....	133
Figura 3.6 – Exemplo de chumbador de expansão .....	134
Figura 3.7 – Serra de fita Peddinghaus .....	136
Figura 3.8 – Máquina automática de corte térmico, fotocopadora .....	140
Figura 3.9 – Máquina CNC de corte térmico – Flame-planner .....	140
Figura 3.10 – Máquina CNC de corte a plasma, Peddinghaus .....	141
Figura 3.11 – Detalhe, corte a laser .....	142
Figura 3.12 - Trabalhos realizados por CNC multifuncionais .....	145
Figura 3.13 - Máquina CNC para preparação de perfis .....	145
Fig. 3.14 – Posições de soldagem e diâmetro dos eletrodos .....	151
Figura 4.1: Comparação de área de pintura em perfis tubulares e perfis de seção aberta.....	162
Figura 4.2 – Torção de perfis C (ou U) e cantoneiras .....	164
Figura 4.3 – Arco de circunferência .....	165
Figura 4.4 – Cálculo do comprimento de arco pela distância entre dois pontos .....	166
Figura 4.5 – Articulações em arcos .....	167
Figura 4.6 – Semi-abertura mais freqüente em arcos .....	168
Figura 4.7 – Procedimento de curvas poligonais .....	171
4.8 – Almas com solda em campo .....	174
Figura 4.9 – Momento Típico: comportamento de rotação de ligações viga/coluna ..	178
Figura 4.10: Ligações rotuladas e rígidas .....	179

Figura 4.11: Localização das ligações de campo .....	179
Figura 4.12: Solda de penetração com preparação para V duplo .....	181
Figura 4.13: Soldas de filete .....	181
Figura 4.14: Parafusos simples e de Alta Resistência .....	187
Figura 4.17: Ligações em perfis tubulares .....	190
Figura 4.16: Ligações soldadas e aparafusadas em perfis tubulares .....	190
Figura 4.17: Dispositivos de extremidade de ligações soldadas em perfis tubulares ..	191
Figura 4.18: Dispositivos de extremidade de ligações parafusadas em perfis tubulares.....	191
Figura 4.19: Estruturas espaciais em perfis tubulares .....	192
Figura 4.20: Sistemas de ligações em perfis tubulares .....	192
Figura 4.21: Reações nas ligações de base para pórtico de abas inclinadas .....	193
Figura 4.22: Arranjos estruturais para bases de coluna em perfis tubulares .....	194
Figura 4.23: Distância mínima entre perfis – Detalhamento anti-corrosão .....	197
Figura 4.24: Soluções de projeto que evitem o acúmulo de água .....	198
Figura 4.25: Disposição dos componentes em relação à possibilidade de acúmulo de água .....	198
Figura 4.26: Detalhe do enrijecedor em relação ao acúmulo de sujeira .....	198
Figura 4.27: Arranjos geométricos em relação ao acúmulo de água e sujeira .....	199
Figura 4.28: Soluções para drenagem da água .....	199
Figura 4.29: Dimensionamento correto de juntas, dielétricos e materiais porosos .....	199
Figura 5.1: Exemplo de projeção de peças e seus detalhes .....	206
Figura 5.2: Exemplo de conjunto – coluna – Edifício de múltiplos andares .....	206
Figura 5.3: Representação simplificada de estrutura .....	207
Figura 5.4: Exemplo de conjunto – viga – Edifício de múltiplos andares .....	208
Figura 5.5: Projeto de Fabricação de uma treliça de telhado .....	209
Figura 5.6: Projeto de Fabricação de uma treliça de telhado – detalhes .....	209
Figura 5.7: Detalhes típicos de ligação aço/madeira .....	210
Figura 5.8: Detalhes típicos de ligação aço/madeira .....	211
Figura 5.9: Cotagem em desenho técnico .....	211
Figura 5.10: Cotagem de furos .....	212
Figura 5.11: Cotagem de furos .....	213

Figura 5.12: Cotagem de arcos .....	213
Figura 5.13: Cotagem de arcos .....	214
Figura 5.14: Dimensões e designação de chapas .....	216
Figura 5.15: Dimensões e designação de chapas .....	217
Figura 5.16: Cotagem de chapa Gusset .....	218
Figura 5.17: Exemplo Projeto estrutural .....	220
Figura 5.18: Diagrama de montagem .....	221
Figura 5.19: Símbolos de solda .....	223
Figura 5.20: Elementos de um chanfro .....	223
Figura 6.1: Sistema de modelagem 3D .....	238
Figura 6.2: Biblioteca de ligações típicas .....	245

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficientes de ponderação das ações .....	19
Tabela 2.2 – Coeficientes de combinação e fatores de utilização .....	21
Tabela 2.3 – Combinação de cargas e carga em sua condição máxima .....	25
Tabela 2.4 – Exemplos de sobrecargas nominais uniformemente distribuídas .....	28
Tabela 2.5: Comparação de vãos de diferentes elementos estruturais .....	56
Tabela 3.1 – Espessuras padronizadas preferenciais das chapas finas e massas correspondentes .....	125
Tabela 3.2– Espessuras padronizadas preferenciais das chapas grossas e massas correspondentes .....	126
Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas dos parafusos utilizados em estruturas metálicas.....	131
Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas de barras rosqueadas .....	132
Tabela 3.5 – Propriedades mecânicas de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça .....	133
Tabela 4.1 – Propriedades de curvamento de tubos .....	168
Tabela 4.2: Seções curvadas a partir de seu maior eixo – Raios típicos .....	169
Tabela 4.3 – Distorção da solda .....	173
Tabela 4.4 – Variações dimensionais e a prática de detalhamento .....	175
Tabela 4.5- Espessura da garganta efetiva de soldas de penetração parcial .....	183
Tabela 4.6 – Espessura da garganta efetiva da solda em juntas de superfície curva ...	184
Tabela 4.7 - Espessura mínima da garganta efetiva de uma solda de penetração parcial.....	185
Tabela 4.8- Tamanho mínimo da perna de uma solda de filete .....	185
Tabela 4.9 — Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas .....	187
Tabela 4.10 - Limitações relativas ao emprego de furos alargados ou alongados .....	188
Tabela 4.11 - Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda .....	189
Tabela 5.1 - Dimensões padrão de folhas de desenho mais utilizadas em projetos de estruturas metálicas .....	204

Tabela 5.2: Designação de barras, tubos e perfis .....	215
Tabela 5.3: Designação de barras, tubos e perfis .....	216
Tabela 5.4: Junta de topo sem chanfro .....	224
Tabela 5.5: Símbolos básicos de soldagem e sua localização .....	225
Tabela 5.6: Diâmetro e área bruta de parafusos .....	226
Tabela 5.7 - Símbolo para furo .....	226
Tabela 5.8 - Símbolo para parafuso ou rebite .....	227
Tabela 5.9 - Símbolo para furo em ordem de montagem .....	228
Tabela 5.10 - Símbolo para parafuso ou rebite em ordem de montagem .....	228
Tabela 5.11 – Exemplo de lista de material .....	231



## **1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

---

## **1.1 - Contexto e Justificativa da Pesquisa**

O mercado para a construção metálica hoje no Brasil se apresenta em um período de consolidação, caracterizado por um crescimento contínuo da utilização dessa tecnologia, graças à maior variedade de produtos oferecidos, ao maior conhecimento técnico dos profissionais e às vantagens da utilização do aço em elementos pré-fabricados. A utilização de estruturas metálicas na construção civil tem proporcionado aos arquitetos, engenheiros e construtores, soluções arrojadas, eficientes e de alta qualidade. A arquitetura do aço está associada à idéia de sofisticação, inovação e vanguarda, presente em obras de grande expressão arquitetônica, ferramentas estratégicas no “planejamento” de grandes centros urbanos que buscam uma nova imagem frente ao mundo globalizado.

Os órgãos especializados como ABCEM, através de seu corpo técnico, confirmaram a tendência de crescimento do setor da construção metálica em 2007 e 2008. O uso do aço está consolidado no país, pois, mesmo com a crise da economia mundial, a sua participação na construção civil continuará em expansão, haja visto que a indústria cimenteira enfrenta dificuldades produtivas como aquisição de matéria prima e a fiscalização ambiental.

Embora hoje o conhecimento técnico seja mais difundido do que há alguns anos atrás, o número de profissionais especializados atuantes no mercado ainda não é suficiente para acompanhar a demanda, em crescimento, do mercado da construção metálica.

O profissional para atuar na área de construção metálica precisa possuir um conhecimento específico para tal área, que na maioria das vezes não é adquirido com a graduação. Percebe-se que muitas vezes o conhecimento técnico para se realizar os desenhos de fabricação das peças era transmitido dentro da própria indústria. Esta realidade é percebida ainda hoje, pois mesmo com a utilização de softwares para detalhamento das peças, estes são caríssimos, ficando o treinamento restrito a equipes técnicas de grandes indústrias.

Com profissionais pouco capacitados atuantes no mercado, a falta de planejamento para o uso do aço como material estrutural leva a problemas que seriam facilmente solucionados no processo de projeto. Patologias da edificação seriam evitadas se houvesse o cuidado, por parte dos projetistas de pensar (e detalhar) cada ligação entre os elementos estruturais, cada interface entre os diferentes materiais etc., além do que, o detalhamento do projeto propiciaria menor chance de erros, com maior qualidade e maior velocidade na execução, o que representaria lucro aos investidores do setor.

A economia inflacionada em que os preços resultavam da soma dos custos de produção de uma empresa e dos lucros previamente arbitrários e a estabilização monetária empôs mudanças nos paradigmas de eficiência para os setores produtivos, conduzindo a uma formulação em que o lucro decorre do diferencial entre os preços praticados pelo mercado e os custos diretos e indiretos decorridos da geração do produto. Desta forma, a lucratividade das empresas passou a ser condicionada pela gestão de seus processos produtivos por parte da empresa. (GRILLO *apud* CAIADO<sup>1</sup>, 2005).

A fabricação de uma estrutura metálica ocorre por processos industriais, caracterizados pela racionalização. A eficiência da fabricação e da montagem de uma estrutura está relacionada ao detalhamento criterioso de seu projeto e à compatibilização de projetos e sistemas complementares. Somente dessa forma pode-se usufruir das vantagens da escolha do aço como elemento construtivo, vantagens estas como: ganhos de produtividade e prazos, organização do canteiro de obras e diminuição de desperdício de materiais.

Com a utilização dos elementos pré-fabricados, o processo de projeto passa a apresentar uma indispensável relevância para a qualidade da obra a ser executada, assim como os profissionais responsáveis. Nota-se que há uma carência de conhecimento específico no setor da construção civil de como projetar em construções metálicas. Os profissionais de arquitetura e engenharia buscam por maior conhecimento sobre construções em aço em

---

<sup>1</sup> CAIADO, Kneipp de Figueiredo. **Estudo e concepção de edifícios em módulos pré-fabricados em aço**. 2005.132p. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005. 132p.

cursos de extensão e, principalmente, cursos de pós-graduação, sendo ainda uma minoria na classe, insuficiente para acompanhar o mercado.

Diante deste crescimento de demanda no mercado e da falta de profissionais qualificados para o detalhamento de projetos de estrutura metálica, justifica-se o estudo científico que disponibilizado para o domínio público poderá contribuir para a verticalização do crescimento das construções metálicas em escritórios de projetos, empresas automatizadas fabricantes das estruturas metálicas que usem o sistema *CAD/CAM* e também os profissionais autônomos.

## **1.2 – Objetivo**

O objetivo do trabalho é apresentar e analisar as metodologias de detalhamento de estruturas metálicas utilizadas no Brasil, disponibilizando conhecimento técnico acessível sobre o assunto.

### **1.2.1 - Objetivos Específicos**

- Reunir e analisar metodologias diversas de detalhamento de estruturas metálicas, desde livros e manuais até softwares específicos.
- Conhecer e analisar as metodologias utilizadas por profissionais para projetos de fabricação de estruturas metálicas.
- Conhecer o processo de fabricação dos elementos de estruturas metálicas, em especial com máquinas *CNC*.
- Disponibilizar conhecimento científico sobre o assunto.

## **1.3 – Metodologia**

A metodologia empregada para a realização da pesquisa foi a busca por referências bibliográficas, eletrônicas e demais formas de documentação, além de visitas técnicas a escritórios de engenharia, empresas fabricantes de estruturas metálicas e empresas de prestação de serviços complementares, totalizando sete empresas visitadas (*CODEME* –

Betim/MG, *FIGUEIREDO FERRAZ ENGENHARIA* – Escritório Rio de Janeiro/RJ, *PÓRTICO* – Rio Acima/MG, *RMG ENGENHARIA* – Belo Horizonte/MG, *SUSTENTA*– Belo Horizonte/MG, *USIMEC* – Ipatinga/MG, *USIMINAS*- Belo Horizonte/MG). Como complementação da pesquisa, realizou-se a análise de softwares utilizados como ferramenta de detalhamento, mais especificamente o *TECNOMETAL* (brasileiro) e o *TEKLA Structures* (Finlandês).

#### **1.4 - Estruturação do trabalho**

Para facilitar a compreensão do trabalho, a dissertação foi estruturada em sete capítulos. O primeiro consta a apresentação da temática do trabalho, com sua contextualização, objetivos, metodologias e revisão bibliográfica.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica sobre o estudo das ações, o processo de projeto em construções metálicas e, por último, sobre o lançamento estrutural e os sistemas de estabilização de estruturas. O estudo ocorre de forma sucinta visando fornecer uma compreensão geral de todo o processo e da interligação entre as etapas.

O capítulo 3 descreve o processo de fabricação de uma estrutura metálica no Brasil.

O capítulo 4 fornece conceitos que possibilitam a criação do detalhe, tanto durante o projeto executivo quanto durante o projeto de fabricação, através do estudo da Geometria e das solicitações de uma estrutura, baseado na pesquisa bibliográfica.

O capítulo 5 proporciona diretrizes para efetuar o detalhe para fabricação ou projeto de fabricação, em função da tecnologia utilizada na fabricação e aspectos de montagem. Esse estudo associa pesquisa bibliográfica e pesquisa de campo.

No capítulo 6 pesquisam-se ferramentas computacionais utilizadas para auxiliar a etapa de detalhamento e sua interface com máquinas ferramentas CNC. Ao assunto somam-se observações da pesquisa de campo realizada junto a empresas fabricantes de estruturas metálicas e escritórios de engenharia brasileiros.

No capítulo 7 são apresentadas considerações finais a respeito das metodologias de detalhamento utilizadas no Brasil e sugestões para futuras pesquisas acadêmicas.

## 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

## 2.1 – Introdução ao Estudo das Ações

Segundo o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas<sup>2</sup> do Ministério da Indústria e do Comércio (1986), as ações a que estão sujeitos os edifícios e os elementos estruturais dos mesmos são originadas por forças geofísicas ou pela ação humana. As ações geofísicas podem ser de origem gravitacional, meteorológica ou sísmológica. A ação humana, proveniente da ocupação do edifício, é provocada por sua utilização, podendo ser os carregamentos decorrentes de elevadores, máquinas, equipamentos e pessoas.

Há, por outro lado, esforços introduzidos na construção pelos processos de execução, como os decorrentes de tensões internas devidas às soldas executadas na montagem, retração do concreto das lajes de piso, cargas de equipamentos de montagem e esforços oriundos de fases intermediárias de montagem (tais como ausência de contraventamentos definitivos). O engenheiro estrutural deve estar familiarizado, já na fase de projeto, com o carregamento e suas conseqüentes solicitações, de modo a construir um edifício seguro e adequado aos fins a que se destina.

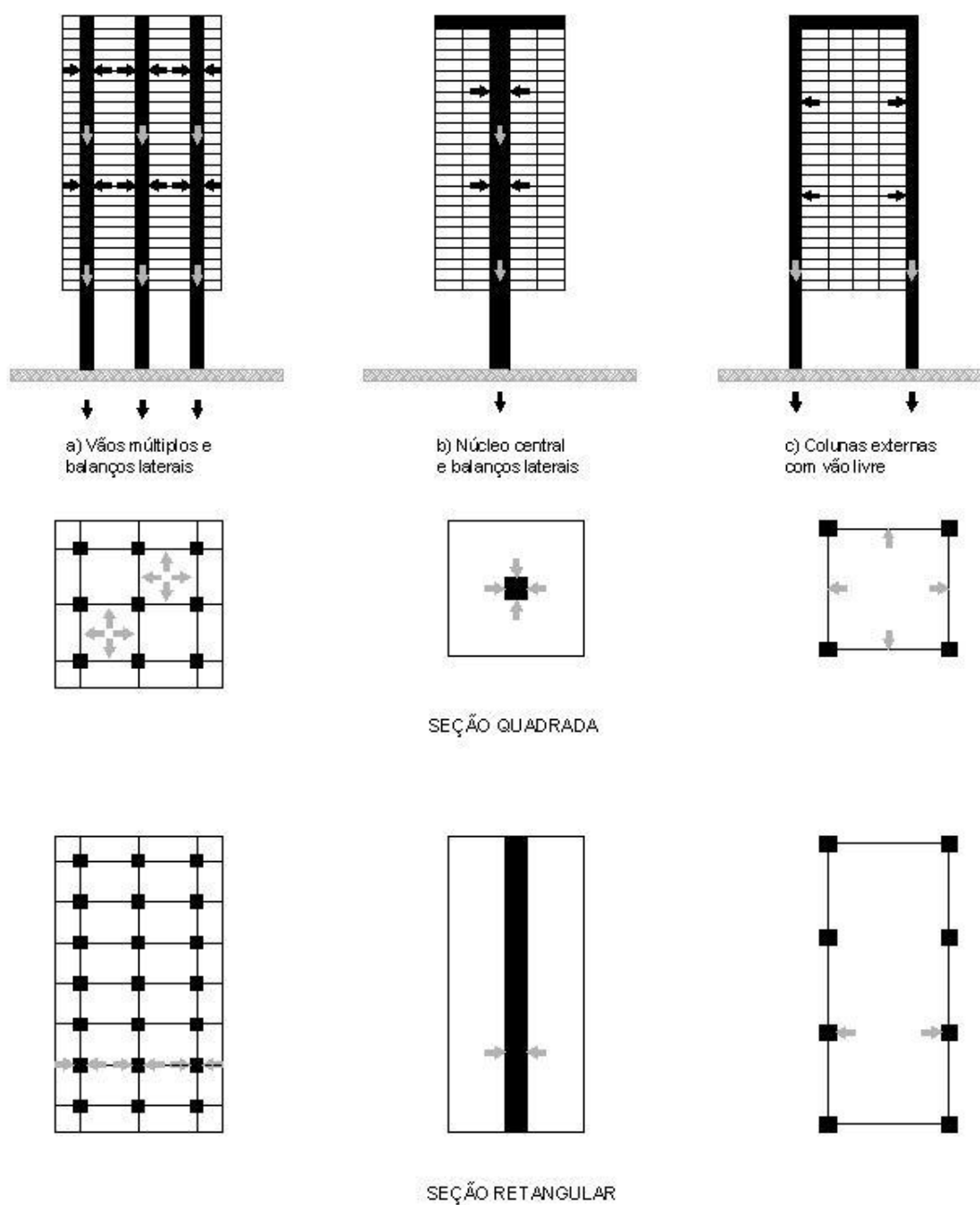
A Figura 2.1 mostra a transmissão de cargas gravitacionais da estrutura principal até as fundações, em construções cuja seção em planta é quadrada ou retangular. Na Figura 2.1-a, os pisos se apóiam em colunas, podendo ou não existir balanço lateral do piso. A Figura 2.1-b mostra uma construção com núcleo central e pisos em balanço. Na Figura 2.1-c, o vão interno é mantido livre, havendo somente colunas nos cantos do edifício de seção quadrada ou ao longo das fachadas maiores no caso de seção retangular.

A Figura 2.2 mostra a transmissão das cargas gravitacionais em edifícios com pisos suspensos ou colunas apoiadas em consolos ligados a um núcleo central. Em 2.2-a, os tirantes levam as cargas dos pisos suspensos até a viga superior da estrutura principal em pórtico.

---

<sup>2</sup>Ministério da Indústria e do Comércio. **Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas**. Volume I. Brasília. Graphilivros Editores Ltda. 1989. 416p.  
A partir desta página, será utilizada a sigla MBCEM para citar tal publicação no texto.

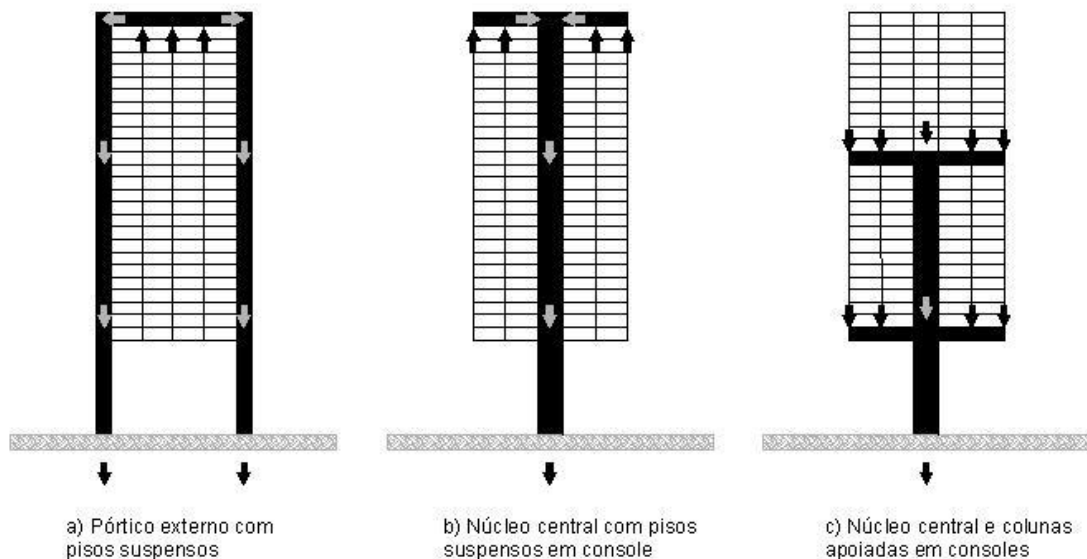




**Figura 2.1: Transmissão de cargas gravitacionais da estrutura principal até as fundações.**  
**Fonte: ENGEL<sup>3</sup> (1978).**

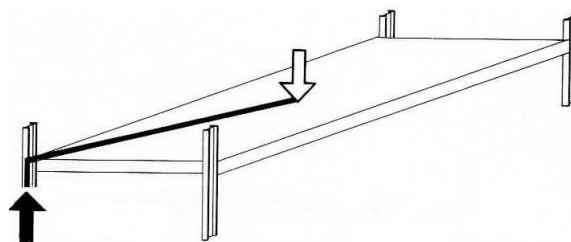
<sup>3</sup> ENGEL, Heinrich. **Sistemas de Estructuras**. Madrid. H. Blume Ediciones, 1978.

Na Figura 2.2-b, as cargas são levadas até vigas em consolo no topo do núcleo central. Na prática, geralmente, o núcleo é executado em concreto. Ambos os exemplos tem sua altura limitada pela influencia da deformação dos tirantes principais. A Figura 2.2-c mostra uma estrutura em que as colunas fora do núcleo se apóiam em consolos.



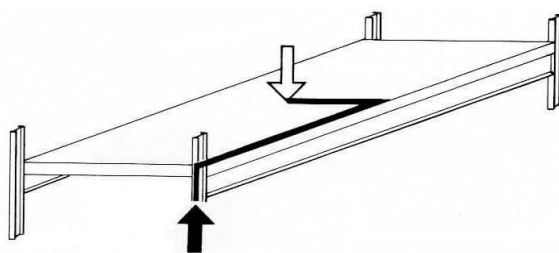
**Figura 2.2: Sistemas principais de transmissão de cargas em estruturas verticais. Fonte: Engel<sup>4</sup> (1978).**

As figuras 2.3 a 2.6 apresentam o fluxo de uma força (caminho) aplicada no centro de uma laje até o pilar (ou coluna) mais próximo, para que este a encaminhe até o solo.

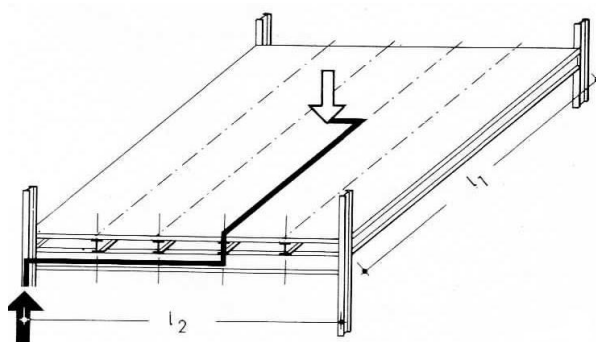


**Figura 2.3: Fluxo de uma força aplicada, transversalmente, no centro de uma laje sem vigas. Fonte: Hart; Henn; Sontag<sup>5</sup> (1976).**

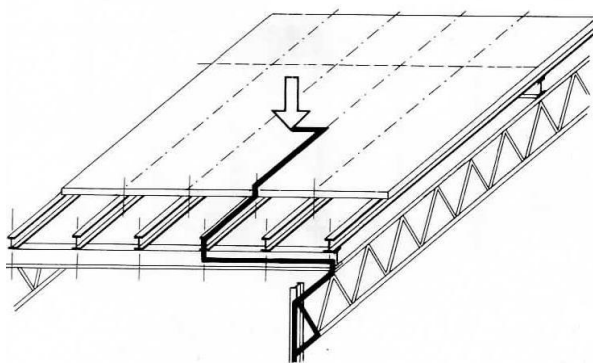
<sup>4</sup> ENGEL, Heinrich. **Sistemas de Estructuras**. Madrid. H. Blume Ediciones, 1978.



**Figura 2.4: Fluxo de uma força aplicada , transversalmente, no centro de uma laje com uma ordem de vigas. Fonte: Hart; Henn; Sontag (1976).**



**Figura 2.5: Fluxo de uma força aplicada , transversalmente, no centro de uma laje com duas ordens de vigas. Fonte: Hart; Henn; Sontag (1976).**



**Figura 2.6: Fluxo de uma força aplicada , transversalmente, no centro de uma laje com três ordens de vigas. Fonte: Hart; Henn; Sontag (1976).**

### 2.1.1 - Ações permanentes

<sup>5</sup> HART F.; HENN W.; SONTAG H. **El atlas de la construcción metálica: Casas de pisos**. Barcelona: Editorial Gustavo Gili. 1976.

Ações permanentes são aquelas causadas pela massa dos elementos componentes do edifício, tais como vigas, colunas, escadas, pisos, forros, paredes divisórias permanentes, revestimento das fachadas, tanques e reservatórios, sistemas mecânicos e outros elementos estruturais de acabamento ou instalações fixas. Pode parecer fácil determinar as ações permanentes no edifício; na prática, o erro pode ser superior a 10%, em casos espaciais, a 20%, devido à dificuldade em se fazer a estimativa exata dessas cargas. No estágio inicial, não é possível ao projetista da estrutura fazer uma previsão muito exata do peso dos materiais ainda não escolhidos. Nesta fase, é importante considerar a experiência obtida em obras semelhantes, para reduzir a margem de erro, bem como a utilização das informações contidas nas normas que regem o assunto.

### **2.1.2 - Ações temporárias**

As ações temporárias diferem das ações permanentes por seu caráter variável e imprevisível. As modificações das ações temporárias não são apenas função do tempo, mas também da localização. Estas ações podem ser causadas por pessoas, móveis, bibliotecas, arquivos, equipamentos mecânicos e aparelhos tais como computadores, veículos, equipamentos industriais, etc. Dada a versatilidade dos edifícios elevados, é muito difícil definirem-se as condições de cargas às quais a estrutura está sujeita. Através de experiências, da prática e de valores estatísticos, foram definidos valores que são recomendados como norma para vários tipos de ocupações. O resultado aparece sob a forma de tabelas de cargas e fatores de segurança para as condições mais desfavoráveis. Para tais ações são considerados valores equivalentes a cargas uniformemente distribuídas ou cargas concentradas.

#### **2.1.2.1 - Ações devidas à construção e à montagem**

As peças estruturais são dimensionadas para as ações permanentes e para as temporárias previstas para a construção acabada. Uma peça, porém, pode estar sujeita a ações maiores durante a montagem da estrutura, ações essas que podem variar bastante, uma vez que dependem do processo utilizado na montagem. Essas cargas decorrem dos processos construtivos, dos métodos de estocagem dos materiais ou dos equipamentos

de montagem e manuseio das peças e podem causar esforços concentrados bem maiores que as cargas previstas no cálculo. Um caso particular a ser considerado é, por exemplo, o das vigas mistas aço-concreto. Para elas deve-se verificar, na fase de cálculo, se a viga metálica é estável antes da cura do concreto, ou seja, se ela, sozinha, é capaz de resistir a todos os esforços que surgem na fase de lançamento do concreto até sua cura.

#### **2.1.2.2 - Ações devidas ao vento**

As construções de pequena altura, em alvenaria, ou de altura média, em concreto armado, são pouco sensíveis à ação do vento. No primeiro caso, devido à pequena altura, e no segundo caso, devido também ao grande peso próprio. Com o aparecimento dos prédios elevados de esqueleto metálico, com grandes vãos, otimização da área útil e materiais de acabamento de reduzido peso, o vento passou a ter grande influência, visto que a restrição ao deslocamento lateral do edifício, por ele provocado, pode ser mais importante no dimensionamento da estrutura que as cargas de utilização propriamente ditas.

A ação do vento em uma construção é dinâmica e influenciada por fatores como: o relevo e a rugosidade do terreno, as construções adjacentes, a forma, a esbeltez e eventuais aberturas do edifício. Em prédios de grande altura, os deslocamentos horizontais devem ser analisados considerando-se a velocidade característica do vento que pode ocorrer na região. Esses deslocamentos podem trazer problemas aos materiais de acabamento e, quando perceptíveis, desconforto ao usuário. Esses fenômenos, em geral, são mais notados em edifícios com mais de cinquenta pavimentos, e dependem do sistema estrutural utilizado e da forma da seção em planta do edifício. A velocidade média do vento, em geral, sofre acréscimo com a variação da altura em relação ao solo, e a proporção deste aumento depende da rugosidade da superfície do solo. A velocidade próxima ao solo é reduzida devido ao atrito com o mesmo. A Norma Brasileira, embora não adote uma variação contínua, se aproxima dessa forma de variação. Quanto maior a interferência devida às árvores, acidentes do terreno, construções, tanto mais elevada a cota em que irão ocorrer as velocidades máximas do vento.

As normas, em geral, não tratam das influências das rajadas sobre as estruturas e também não consideram certas formas especiais de edifícios. Por isso, nos casos de prédios muito altos, é importante a execução de ensaios em túneis de vento para a identificação das ações devidas às rajadas de vento.

### **2.1.2.3 - Ações devidas ao gelo, à neve e aos efeitos sísmicos**

Não serão feitas considerações sobre cargas devidas à neve, gelo e efeitos sísmicos, por terem ocorrência muito esporádica e restrita, no nosso país. Na eventualidade de se projetarem estruturas em países sujeitos a tais ocorrências, deverão ser consultadas literatura técnica e normas locais.

No caso de ações devidas à chuva, os elementos da cobertura devem ser dimensionados, considerando-se, além da carga permanente, uma sobrecarga mínima de  $0,15 \text{ kN/m}^2$ .

### **2.1.2.4 - Ações devidas a restrições e deformações**

Quando ocorrem deformações de materiais devidas a variações de temperatura e elas são contidas por qualquer tipo de força ou obstáculo, surgem tensões na estrutura. Os efeitos da deformação lenta, que em estruturas de concreto podem assumir grande importância, são desprezados nas coberturas metálicas, por serem muito pequenos.

As tensões introduzidas nas estruturas, por efeito das variações de temperatura, são controladas dimensionando-se os elementos estruturais para resisti-las ou permitindo-se o deslocamento através de juntas de dilatação.

As forças devido à variação de temperatura podem ocorrer, por exemplo, nas seguintes situações:

- na cobertura do edifício, cuja temperatura fica geralmente mais elevada durante o dia, por estar exposta diretamente ao sol. No interior, protegido ou climatizado, a variação de temperatura é desprezível;

- em fachadas, com uma face exposta ao sol e outra embutida no edifício;
- em colunas, com uma face aparente exposta ao sol e outra embutida no edifício.

O efeito das forças que ocorrem nas situações descritas é cumulativo, devendo ser considerado no cálculo de edifícios com cerca de 30 ou mais pavimentos, ou onde o grau de exposição ao sol possa introduzir tensões que afetem o dimensionamento.

Os efeitos da temperatura se fazem sentir, principalmente sob a forma de:

- flexão de colunas, provocada por temperaturas diferentes no interior e no exterior do edifício. Em edifícios com condicionamento de ar, a temperatura interna se mantém relativamente constante enquanto a externa é variável;
- movimento diferencial entre colunas externas e internas;
- movimento diferencial entre colunas, cujas faces aparentes estejam sujeitas a diferentes graus de exposição solar;
- movimento diferencial entre coberturas e pavimentos que podem afetar pisos e paredes.

### **2.1.3 - Combinação de Ações**

Os edifícios elevados estão sujeitos, durante sua vida, a grande variedade de ações, que podem ocorrer simultaneamente, tornando-se necessária a combinação das diversas solicitações possíveis, geralmente definidas por normas. Com a probabilidade de ocorrência de certas combinações pode ser muito remota, a maior parte das normas permite a utilização de tensões admissíveis maiores, ou então, coeficientes de ponderação menores, no caso de se adotar, no cálculo, o método dos estados limites.

Para o emprego de normas adequadas e para que se obtenham menores coeficientes de ponderação, devem-se determinar corretamente os valores das ações e analisar estatisticamente a probabilidade de ocorrência de combinações de ações.

As cargas, para efeito de cálculo da estrutura, podem ser consideradas estáticas, se as variações que elas sofrem, em relação à frequência natural da estrutura, ocorrerem lentamente, como é o caso dos carregamentos de utilização nos edifícios. Há, por outro lado, cargas que, por seus efeitos, devem ser consideradas como dinâmicas e podem ocorrer tanto de ações internas como de externas à construção

Como cargas dinâmicas provocadas por ações no interior, temos as decorrentes dos elevadores, equipamentos mecânicos diversos, equipamentos com movimento oscilatório e carros carregados atuando no edifício. Fontes externas que podem provocar outros tipos de cargas dinâmicas são os abalos sísmicos, o vento e o tráfego externo.

Ocorrerá ressonância em elementos ou no sistema principal da construção quando a frequência natural da estrutura for igual à frequência da fonte que provoca a ação. As forças na estrutura, no caso de ressonância, podem, teoricamente, produzir ações de grandeza infinita.

O projetista deve controlar as forças decorrentes de vibrações, não só dimensionando as peças para resisti-las, mas também procurando isolar a fonte ou amortecendo o movimento. A vibração pode ser isolada, separando-se a fonte da estrutura, e o movimento vibratório pode ser amortecido controlando-se a transmissão da vibração de um elemento para o outro.

A NBR 14762:2001<sup>6</sup> afirma que as ações a serem adotadas no projeto das estruturas e seus componentes são as estabelecidas pelas NBR 6120: 1980<sup>7</sup>, NBR 6123: 1988<sup>8</sup>, NBR

---

<sup>6</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro. ABNT, 2001.

<sup>7</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Cargas Para o Cálculo de Estruturas de Edificações**. Rio de Janeiro. ABNT, 1980.

<sup>8</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. ABNT, 1988.



7188: 1984<sup>9</sup> ou por tantas outras normas aplicáveis. Estas ações devem ser tomadas como nominais e para o estabelecimento das regras de combinação das ações, estas devem ser classificadas segundo sua variabilidade no tempo, conforme a NBR 8681: 2003<sup>10</sup>, em três categorias exemplificadas a seguir:

- $F_G$ : ações permanentes – peso próprio da estrutura e peso de todos os elementos componentes da construção, tais como pisos, telhas, paredes permanentes, revestimentos e acabamentos, instalações e equipamentos fixos, etc.;
- $F_Q$ : ações variáveis – sobrecargas decorrentes do uso e ocupação da edificação, equipamentos, divisórias, móveis, sobrecargas em coberturas, pressão hidrostática, empuxo de terra, vento, variação de temperatura, etc.
- $F_{Q\ exc}$ : ações excepcionais – incêndios, explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos, etc.

### 2.1.3.1 - Combinações de ações para os estados limites últimos

As combinações de ações para os estados limites últimos são as seguintes:

a) combinações últimas normais:

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi}) + \gamma_{q1} F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj}) \quad [2.1]$$

b) combinações últimas especiais ou de construção:

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi}) + \gamma_{q1} F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj}) \quad [2.2]$$

c) combinações últimas excepcionais:

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi}) + \gamma_{q1} F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj})$$

<sup>9</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – Procedimento**. Rio de Janeiro. ABNT, 1984.

<sup>10</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e Segurança Nas Estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro. ABNT, 2003.

$$\sum_{i=1} (\gamma_{gi} F_{Gi}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1} (\gamma_{qj} \psi_{0j,ef} F_{Qj}) \quad [2.3]$$

Onde:

$F_{Gi}$  representa as ações permanentes;

$F_{Q1}$  é a ação variável considerada como principal nas combinações normais, ou como principal para a situação transitória nas combinações especiais ou de construção;

$F_{Qj}$  representa as demais ações variáveis;

$\gamma_g$  é o coeficiente de ponderação das ações permanentes, conforme a tabela 2.1;

$\gamma_q$  é o coeficiente de ponderação das ações variáveis, conforme tabela 2.1;

$\psi_0$  é o fator de combinação, conforme tabela 2.2;

$\psi_{0,ef}$  é o fator de combinação efetivo das demais ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação principal foi  $F_{Q1}$ , durante a situação transitória. O fator  $\psi_{0,ef}$  é igual ao fator  $\psi_0$  adotado nas combinações normais, salvo quando a ação principal  $F_{Q1}$  tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que  $\psi_{0,ef}$  pode ser tomado igual ao correspondente  $\psi_2$ .

**Tabela 2.1 – Coeficientes de ponderação das ações.**

Combinações	Ações permanentes (γ <sub>g</sub> ) <sup>a c</sup>					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ <sub>q</sub> ) <sup>a d</sup>					
	Efeito da temperatura <sup>b</sup>	Ação do vento	Ações truncadas <sup>e</sup>		Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	
Normais	1,20	1,40	1,20		1,50	
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10		1,30	
Excepcionais	1,00	1,00	1,00		1,00	

<sup>a</sup> Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

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

<sup>c</sup> Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m2, ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

<sup>d</sup> Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m2, ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

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

**Fonte: NBR 8800 : 2008**

### 2.1.3.2 - Combinações de ações para os estados limites de utilização

Nas combinações de utilização são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações, conforme indicado a seguir:

a) combinações quase permanentes de utilização: combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período.

$$\sum_{i=1}^m FG_i + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj}) \quad [2.4]$$

b) combinações freqüentes de utilização: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de  $10^5$  vezes em 50 anos, ou que tenham duração total a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%.

$$\sum_{i=1}^m FG_i + \psi_1 F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj}) \quad [2.5]$$

c) combinações raras de utilização: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

$$\sum_{i=1}^m FG_i + F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj}) \quad [2.6]$$

Onde:

$FG$  é a ação permanente;

$F_{Q1}$  é a ação variável principal da combinação;

$F_{Qj}$  representa as demais ações variáveis;

$\psi_1 F_{Q1}$  é o valor freqüente da ação;

$\psi_2 F_{Q2}$  é o valor quase permanente da ação;

$\psi_1, \psi_2$  são os fatores de utilização, conforme tabela 2.2

**Tabela 2.2 – Coeficientes de combinação e fatores de utilização.**

Ações		$\gamma_{\Omega}^a$		
		$\psi_0$	$\psi_1^d$	$\psi_2^e$
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b)</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>c)</sup>	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
<sup>a</sup> Ver alínea c) de 4.7.5.3. <sup>b</sup> Edificações residenciais de acesso restrito. <sup>c</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. <sup>d</sup> Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar $\psi_1$ igual a 1,0. <sup>e</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para $\psi_2$ o valor zero.				

**Fonte: NBR 8800 :2008**

Observação: Para os casos de ações referentes aos estados limites últimos de utilização não previstos nesta Norma, devem ser obedecidas às exigências da NBR 8681. É conveniente avaliar os coeficientes de ponderação brasileiros para o uso no método de cálculo norte-americano.

## 2.1.4 - Métodos de Cálculo

### 2.1.4.1 - Introdução à LRFD (Load and Resistance Factor Design) segundo Rokach<sup>11</sup> (1991)

<sup>11</sup>ROKACH, A.J. **Structural steel design** (Load and Resistance Factor Method). Schaum's outline series. McGraw-Hill, Inc, 1991.

LRFD é um método para cálculo de estruturas metálicas tal que nenhum estado limite é excedido quando a estrutura está submetida a todas as combinações apropriadas de cargas fatoradas. Estado Limite é uma condição em que uma estrutura ou um componente estrutural torna-se ineficaz. Um elemento estrutural pode ter vários Estados Limites:

- Estados Limites de Resistência (ou Estados Limites Últimos): São relacionados com a segurança e a máxima capacidade de suportar cargas (isto é, rótula plástica e flambagem). A estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção (perda de equilíbrio, deformação plástica, etc.). O método LRFD, como aplicado a cada Estado Limite, pode ser resumido pela seguinte fórmula:

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n \quad [2.7]$$

- Estados Limites de Utilização: estão relacionados com o desempenho sob condições normais de serviço, isto é, deformações excessivas e vibrações. Determina a paralização, no todo ou em parte, do uso da construção, relacionada com funcionalidade.

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \Delta \quad [2.8]$$

Na terminologia da AISC LRFD, o lado esquerdo da inequação [1] é a resistência requerida e o lado direito é a resistência de cálculo. O lado esquerdo representa as combinações de carga, sendo o somatório das várias cargas (ou efeitos das cargas)  $Q_i$ , multiplicado por seus respectivos fatores de cargas  $\gamma_i$ . O lado esquerdo é independente do material; as cargas são tomadas a partir da curva de construção que governa e do LRFD em que os fatores de cargas deduzidos a partir de estudos de cargas de construções estatísticas. Cargas e combinações de cargas são cobertas depois neste capítulo. No lado direito da inequação, a Resistência de Cálculo para o Estado Limite é o produto da Resistência Nominal, ou Resistência  $R_n$  e seu Fator de Resistência  $\phi$ . Capítulos que sucedem este texto cobrem os Estados Limites aplicáveis a colunas,

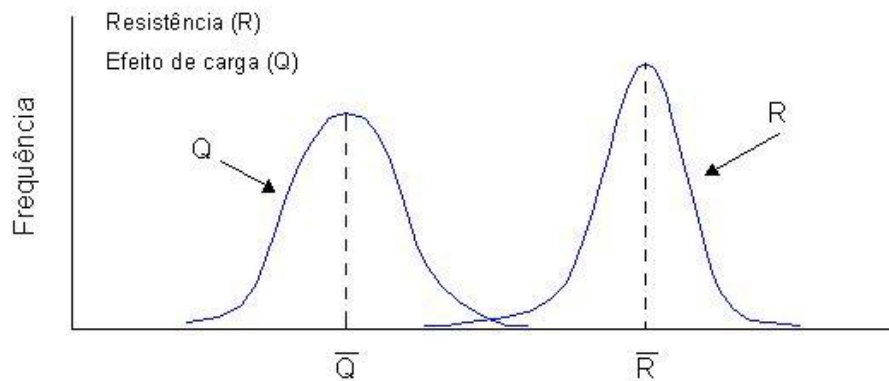
vigas, e outros elementos estruturais, junto com os correspondentes fatores de resistência e resistências.

Associado com cada um dos Estados Limites estão os valores para  $R_n$  e  $\phi$ , onde  $R_n$  (como calculado a partir das equações dadas nos capítulos subsequentes) define o limite de utilização da estrutura;  $\phi$  (sempre menor ou igual a 1,0) depende da variabilidade de  $R_n$ . Dados de ensaios foram analisados para determinar as incertezas em cada resistência. O maior intervalo do ensaio para certa resistência, menor é o seu fator  $\phi$ .

#### 2.1.4.1.1 - Teoria da Probabilidade

A seguir é apresentado um resumo simplificado das bases da teoria LRFD. O efeito da carga  $Q$  e a resistência  $R$  são consideradas variáveis estatisticamente independentes e aleatórias com distribuições da probabilidade como mostrado na Figura 2.7. Deixando a margem de segurança:

$$M = R - Q$$



**Figura: 2.7: Distribuição da probabilidade para o efeito de carga e a resistência.**

**Fonte: Rokach, 1991.**

#### 2.1.4.1.2 - Cargas

As cargas estruturais são classificadas como:

Cargas mortas (D): O peso próprio da estrutura e todas as características permanentemente instaladas no edifício; incluindo partes componentes.

Cargas Vivas (L): As cargas de gravidade devido ao uso intencional e ocupação, incluindo peso de pessoas e equipamentos móveis. Em LRFD, a notação L refere-se a cargas em pisos e  $L_r$  cargas em coberturas.

Cargas de Chuva (R): cargas derivadas do início da tempestade de chuva ou gelo.

Carga de Neve (S).

Carga de Vento (W).

Carga de terremotos (E).

No cálculo, a carga morta é calculada a partir do peso real dos vários elementos não estruturais. Todas as outras cargas são especificadas pelo código de construção regente. Quando as vigas suportam grandes áreas de pisos ou colunas suportam muitos pavimentos, as normas de edificação geralmente permitem uma redução da carga, esta carga reduzida é utilizada no LRFD.

#### 2.1.4.1.3 - Combinações de Cargas

A resistência requerida é definida no LRFD (AISC, 1999)<sup>12</sup> como a máxima (valor absoluto) força obtida a partir das seguintes combinações de cargas:

$1,4 D$	[2.9]
$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$	[2.10]
$1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + (0,5 L \text{ ou } 0,8 W)$	[2.11]

---

<sup>12</sup> AISC (1999). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, December, 1999.



$$1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad [2.12]$$

$$1,2 D + 1,5 E + (0,5 L \text{ ou } 0,2 S) \quad [2.13]$$

$$0,9D - (1,3 W \text{ ou } 1,5 E) \quad [2.14]$$

Exceção: o fator de carga sobre L nas combinações [2.11], [2.12] e [2.13] devem ser igualados a 1,0 para garagens, áreas ocupadas como lugares públicos e todas as áreas onde a carga é maior do que 4788,03 N/m<sup>2</sup>.

As cargas D, L, L<sub>r</sub>, S, R, W, e E representam ambas as cargas propriamente ditas ou os efeitos das cargas (isto é, as forças ou momentos causados pelas cargas). Nas expressões precedentes, somente uma carga assume seu valor máximo, enquanto as outras estão com seus valores arbitrários. Cada combinação modela a condição de carregamento do projeto quando uma diferente carga atinge seu máximo.

**Tabela 2.3 – Combinação de cargas e carga em sua condição máxima. Fonte: Rokach (1991)**

Combinação de Carga	Carga em sua condição Máxima
[03]	D (durante a construção; outras cargas não presentes).
[04]	L
[05]	L ou S ou R (uma carga de cobertura)
[06]	W (atuando na direção de D)
[07]	E (atuando na direção de D)
[08]	W ou E (opostos a D)

Nota: As combinações de carga [03] a [08] são para o cálculo dos Estados Limites de Resistência. Na determinação dos Estados Limites de Utilização (ou seja, deslocamentos) as cargas de serviço não fatoradas são utilizadas.

#### 2.1.4.2 – LRFD segundo Geschwindner<sup>13</sup> (1994)

##### 2.1.4.2.1 - Dados de Cargas

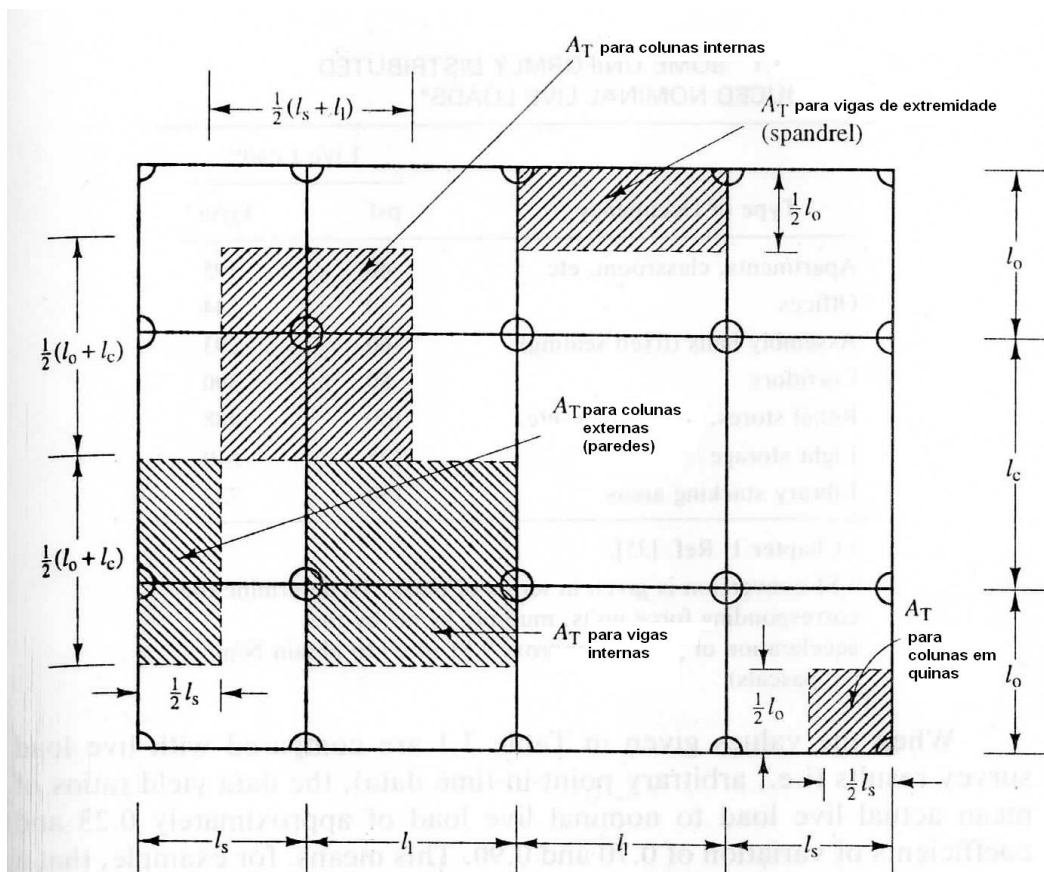
<sup>13</sup> GESCHWINDNER, Louis F.; BJORHOVDE, Reidar; DISQUE Robert O. **Load and Resistance Factor Design of Steel Structures**. USA. Prentice Hall, 1994.

Como já mostrado, as cargas podem variar amplamente, dependendo do tempo arbitrário, máximo anual, ou valores máximos no tempo sob considerações. As dimensões da área do piso também são fatores consideráveis que afetam a carga principal e o seu coeficiente de variação da seguinte forma: o coeficiente de variação da sobrecarga diminui à medida que a área de piso aumenta. Entretanto, os dados de cargas vivas podem ser confusos e contraditórios; por exemplo, a sobrecarga em pontos arbitrariamente determinados pode aparecer praticamente constante em todas as áreas. No cálculo, a área usada para computar a carga total à qual o elemento estrutural deve resistir é a área tributária  $A_T$ . Áreas tributárias simplificadas para alguns elementos são ilustradas esquematicamente pela Figura 2.8. Para ser utilizada na avaliação estatística de sobrecargas, entretanto, foi descoberto que a influencia da área  $A_1$  produz uma confiabilidade mais uniforme para diferentes tipos de cargas, e por esta característica foi usada para desenvolver as propriedades das sobrecargas. Resumidamente, a relação entre  $A_1$  e  $A_T$  é a seguinte:

Colunas:  $A_1 = 4 A_T$

Vigas:  $A_1 = 2 A_T$

Lajes :  $A_1 = A_T$



**Figura: 2.8: Área de Influência e Área Tributária. Fonte: Geschwinder, 1989.**

A área tributária é uma ferramenta matemática para determinar a magnitude da carga em um elemento em particular; a mesma não possui consequência física. A área de influência, entretanto, é importante no que diz respeito a área sobre a qual qualquer carga aplicada terá seu efeito sentido pelo elemento estrutural em consideração. Nenhuma porção da carga aplicada fora da área de influência será suportada pelo elemento em dimensionamento.

As características básicas das sobrecargas em pontos arbitrários e a sobrecarga para a vida útil máxima já foram descritas anteriormente. A relação entre elas e, o mais importante, para a carga de serviço ou carga nominal prescritas em pelas normas de edificação devem também ser compreendidas caso o subsequente desenvolvimento do fator de carga seja apreciado. Para colocar isto numa perspectiva apropriada, a Tabela 2.4 apresenta uma amostra de sobrecargas uniformemente distribuídas que são recomendadas pela ASCE 7-88.

Quando os valores dados na Tabela 2.4 são comparados com resultados de sobrecargas observados (dados em pontos arbitrários), os raios de dados de pesos da principal e atual sobrecarga para sobrecargas nominais de aproximadamente 0.23 e coeficientes de variação de 0.70 e 0.90. Isto significa, por exemplo, que uma sobrecarga típica em uma laje de piso de um escritório, para qualquer tempo dado, será de aproximadamente 575 N/m<sup>2</sup>.

**Tabela 2.4 – Exemplos de sobrecargas nominais uniformemente distribuídas.**

Tipo de Ocupação	Sobrecarga	
	lbf/ft <sup>2</sup>	N/m <sup>2</sup>
Apartamentos, salas de aula, etc.	40	1915
Escritórios	50	2394
Auditórios (assentos fixos)	60	2873
Corredores	80	3830
Lojas, restaurantes, etc	100	4788
Depósitos pequenos	125	5985
Bibliotecas	150	7182

**Fonte: Geschwinder (1994).**

Por outro lado, a relação entre a sobrecarga para a vida útil máxima e as cargas nominais é baseada em um período de referência de 50 anos e por esta razão deve ser extrapolado de um modelo de sobrecarga. O raio da máxima principal para a carga nominal varia entre 1.11 e 1.38 para uma área de influencia de 18,6 m<sup>2</sup>; o coeficiente de variação para o mesmo dado varia de 0.14 a 0.19. Ambos exibem uma tendência de cair enquanto A1 aumenta. Se as incertezas associadas com o modelo de sobrecarga forem incorporadas no total coeficiente de variação das sobrecargas, o último assumirá um valor aproximado de 0.25. Isto é agora independente do tamanho da área de influência.

Os dados de carregamentos na norma, como apresentados anteriormente na Tabela 2.4, são as sobrecargas básicas não reduzidas; para obter a magnitude da carga para um específico elemento estrutural, a área tributária deve ser levada em conta. De acordo com a ANSI (1972) apud Geschwinder (1994), o fator de redução da sobrecarga é expresso como:

$$RF = 1 - \text{mínimo de} \begin{matrix} 0.0008 A_T \\ 0.60 \\ 0,23 \cdot \left(1 + \frac{Dn}{Ln}\right) \end{matrix} \quad [2.15]$$

(quando todos os termos são definidos previamente). Para a ANSI load standard revisada, que agora está se tornando a ASCE 7-88, os autores reconheceram que a versão de 1972 tinha a tendência de subestimar as sobrecargas para a máxima vida útil. Um novo fator de redução foi então proposto, baseado no trabalho de McGuire, Ellingwood e Culver, que usa a área de influência.

$$RF = 0,25 + \frac{15}{\sqrt{A_1}} \quad [2.16]$$

Nenhuma redução é permitida para  $A_1$  inferior que  $37 \text{ m}^2$ , a qual corresponde a áreas tributárias de vigas e colunas de  $18,6 \text{ m}^2$  e  $9,3 \text{ m}^2$ , respectivamente.

Para determinados tipos de estado limite, bem como para todos os estados limites aplicáveis a elementos de ligação (parafusos, soldas e rebites), as resistências nominais são reduzidas por coeficiente de segurança. A condição para dimensionamento é:

$$\sum \pi_i \cdot \varphi_{ni} \leq R_n \quad [2.17]$$

Onde:

$\pi_i$  = coeficiente de segurança da ação nominal  $\varphi_{ni}$ . ( $\pi_i > 1$ , exceto o correspondente às ações permanentes, quando estas reduzem o efeito em pauta das ações).

$\varphi_{ni}$  = valor do esforço solicitante devido a carga  $i$ .

$R_n$  = resistência nominal do material.

Observação: Outros dados a respeito dos “métodos de cálculos” poderão ser pesquisados no livro de Walter Pfeil.<sup>14</sup>

#### 2.1.4.3 - Comentário sobre os três métodos de dimensionamento

Como existem incertezas tanto do lado dos efeitos das ações quanto do lado das resistências, é evidente que a aplicação de coeficientes de segurança só em um dos lados da condição para dimensionamento é falhar. Assim, nos métodos das tensões admissíveis, por exemplo, as diferentes incertezas relativas a cada tipo de ação não são consideradas, no caso de análise não linear perde-se também o controle da segurança, etc. No Método dos Coeficientes das Ações, por outro lado, os coeficientes de segurança das ações consideram incertezas relativas às resistências, desta forma, no caso de análise não linear, perde-se também o controle da segurança, etc.

Pelo exposto, já é possível concluir que o “Método dos Estados Limites”, através da aplicação de coeficientes de segurança adequados tanto às ações quanto às resistências, é o método mais correto de dimensionamento. Suas principais vantagens sobre os outros dois métodos são:

- a) Confiabilidade mais uniforme – Os coeficientes de segurança do Método dos Estados Limites (fórmula) são determinados de forma a controlar a probabilidade de violação de um estado limite;
- b) Controle de segurança no caso de análise não linear – Os coeficientes das ações do método dos estados limites são os que levam em conta de forma mais precisa as incertezas relativas aos efeitos das ações. Assim, na análise não linear, onde não há proporcionalidade entre ação e efeito da ação, a ausência de coeficientes de segurança  $\pi$  aplicados às ações (método das tensões admissíveis) provoca distorção em um sentido, e o uso de

---

<sup>14</sup> PFEIL, Walter; PFEIL, Michele. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. Rio de Janeiro. LTC Editora, 1995. 307p.

coeficientes de segurança  $\pi$  superiores ao do método dos estados limites (métodos dos coeficientes das ações) provoca distorção em sentido oposto;

- c) Controle da segurança na determinação de efeitos das ações cujos valores são reduzidos pelas ações permanentes;

## 2.2 – O Processo de Projeto

### 2.2.1 – Introdução

Na década de 70, embora não apresentasse um contexto favorável à industrialização, houve a introdução de produtos pré-fabricados no mercado da construção civil, nacional. A absorção de mão-de-obra não qualificada era mais do que uma tendência, uma questão social. Hoje a industrialização é um fato consolidado e está presente em três níveis do processo construtivo: a industrialização plena, onde o canteiro de obras é reduzido a um local de montagem; na racionalização construtiva, ou seja, na busca da máxima eficiência dentro desse sistema; na modulação, onde a ausência de padronização dimensional dificulta todo o seu processo. (Mancini<sup>15</sup>, 2003).

Castro<sup>16</sup> (1999) apresenta vantagens na utilização do aço como material estrutural, tais como:

- homogeneidade, alto módulo de elasticidade e resistência à tração;
- Velocidade de execução da estrutura, com diminuição no cronograma e a conseqüente redução de custos diretos e indiretos, o que torna a obra mais competitiva;

---

<sup>15</sup> MANCINI, Luciana Cotta. **Pré-dimensionamento de estruturas metálicas em fase de concepção arquitetônica**. 2003. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 2003. 240 p.

<sup>16</sup> CASTRO, E.M.C. **Patologia dos edifícios em estrutura metálica**. 1999. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1999. 202 p.

- Possibilidade de projetar grandes vãos, redução do número de pilares necessários;
- Estrutura mais leve, favorecendo transporte e montagem, além Alívio nas fundações;
- Possibilidade de utilização de peças mais esbeltas;
- Maior área líquida para a comercialização (vantagem mercadológica);
- As vigas em estrutura metálica podem possuir metade da altura das vigas de concreto armado o que é uma vantagem quando se trabalha com projetos com limitações de altura ou quando se deseja uma opção para diminuição da altura final da edificação;
- Flexibilidade de utilização dos espaços construídos;
- Possibilidade de montagem e desmontagem da edificação em outro local, permitindo o aproveitamento da estrutura em outra obra;
- Redução da área do canteiro de obras e do espaço para estocagem;
- Diminuição do desperdício;
- Precisão de execução;
- Reutilização das peças estruturais;
- Facilidade de montagem e desmontagem.

Teixeira<sup>17</sup> (2007) afirma que a construção metálica apresenta limitações, entendidas como fatores que atrasam a popularização do sistema construtivo em aço. Dentre elas, cita:

- Desembolso financeiro imediato e único para aquisição da estrutura;
- Falta de materiais complementares industrializados (vedações, por exemplo) ou fornecedores nacionais;
- Exigência de cuidados inerentes às movimentações diferentes dos componentes estruturais e vedação para que não gerem patologias;

---

<sup>17</sup> TEIXEIRA, R.B. **Análise da gestão do processo de projeto estrutural de construções metálicas**. 2007. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2007. 248 p.



- Necessidade de maior qualificação das pessoas que trabalham com esta tecnologia;
- Conforto termo-acústico é prejudicado devido à retirada de massa, recomendando alternativas para tratamento (Sales<sup>18</sup>, 2001);
- Patologias como corrosão, vibrações de piso, deslocamentos, etc;
- Necessidade de medidas adicionais de proteção para aumentar o tempo de resistência da estrutura metálica ao fogo;
- Preço elevado da estrutura, quando analisada de forma isolada;
- Cultura brasileira ainda extremamente voltada para o concreto armado o que gera resistência para novas tecnologias;
- Necessidade de criação de uma filosofia industrializada;
- Ensino ainda pouco aprofundado e específico sobre sistemas construtivos metálicos nas escolas de formação de arquitetos, engenheiros e projetistas, fazendo com que haja uma carência de profissionais especializados no mercado.

É de grande importância a definição do sistema construtivo ao iniciar o projeto de uma edificação. As vantagens do aço são amplamente obtidas quando a opção pela estrutura metálica é feita desde o início do processo de projeto. Os primeiros desenhos da edificação devem ser idealizados em função do uso da estrutura metálica, como plantas baixas contendo um estudo dos vãos.

Castro<sup>19</sup> (1999) afirma que projetar uma estrutura metálica requer um conhecimento aprofundado das características e propriedades dos materiais envolvidos, no caso o aço. A ausência deste conhecimento pode levar o projetista a uma solução incompatível com o sistema estrutural, acarretando problemas de várias naturezas. Percebe-se que em muitos casos os edifícios são idealizados segundo soluções adotadas em sistemas construtivos em concreto armado e, posteriormente, sofrem adaptações para a utilização do aço como elemento estrutural. Desta forma, além de propiciar o surgimento de

---

<sup>18</sup> SALES, Urânia Costa. Mapeamento dos problemas gerados na associação entre sistemas de vedação e estrutura metálica e caracterização de

problemas desnecessários, o projeto da estrutura em aço se torna economicamente inviável, pois a estrutura estará hiperdimensionada e seu custo pouco competitivo em relação ao concreto. A tradição do uso do concreto é perpetuada pelo desconhecimento do uso de novas tecnologias.

O projeto em construções metálicas se torna o elemento norteador de toda a produção. “Sua importância reside na responsabilidade pela geração das soluções que propiciem a produção da edificação com os níveis de qualidade e eficiência produtiva que forem permitidos pela própria complementação dos projetos e pela suficiência de seus detalhes.” (Novaes, 1996 <sup>20</sup> *Apud* Moraes, 2000 <sup>21</sup>)

O processo de projeto deve passar por inspeções e controles frequentes, que devem gerar dados para a realimentação de todo o processo, criando um ciclo de melhoria contínua. Os mecanismos de controle criam a possibilidade de verificar se as especificações de projeto estão sendo utilizadas adequadamente durante a produção; quais são os problemas causados por indefinições nos projetos; qual a eficiência do treinamento da mão-de-obra; quais elementos podem ser melhorados em empreendimentos futuros; se o cliente está satisfeito com o produto; se o projeto satisfaz as necessidades do cliente e do agente construtor; se o projeto contempla questões de construtibilidade; se existe incompatibilidade entre os subsistemas, etc.

*“Acredita-se que a etapa de projetos deve ser ainda mais valorizada em empreendimentos que utilizem sistemas construtivos metálicos. Por conceber a idéia de industrialização da construção, este sistema construtivo é menos sujeito a improvisações de obra devido à, por exemplo, deficiências nos projetos. Problemas de projeto interferem na agilidade do processo*

---

<sup>20</sup> NOVAES, C.C. **Diretrizes para garantia da qualidade do projeto na produção de edifícios habitacionais.** 1996. 389p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 1996.

<sup>21</sup> MORAES, F. R. de. **Uma contribuição ao estudo do processo de projeto de empreendimentos em construção metálica – uma visão segundo a nova filosofia de produção.** 2000. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2000. 244 p

*construtivo e na qualidade do produto, o que reduz a competitividade da construção metálica. Desta forma, as etapas de dimensionamento e detalhamento do processo de projeto devem assegurar as vantagens da construção metálica.” (Teixeira, 2007).*

Segundo Castro (1999), dentre as diversas formas de patologias construtivas, as chamadas atávicas são aquelas resultantes de má concepção de projeto, erro de cálculo, escolha de perfis ou chapas de espessura inadequada ou aços com resistência mecânica inferior à considerada no projeto estrutural. São perigosas, pois comprometem a segurança e funcionalidade da estrutura e são difíceis de serem reparadas. Quando ocorrem, exigem recuperação de alto custo.

Moraes (2000) afirma que a falta de compatibilização de projetos também é um problema na construção metálica, como ocorre na construção civil em geral. Os profissionais de uma determinada especialidade não participam dos demais projetos e não conhecem as possíveis interferências entre as especialidades. A visão de cliente do processo de projeto resume-se ao contratante ou ao empreendedor. As necessidades dos clientes internos do processo de projeto não são explicitadas, não sendo consideradas no desenvolvimento dos projetos. Não se consegue uma definição completa dos desejos e necessidades de todos os clientes do processo de projeto, contribuindo para a diminuição do valor final do produto.

Com base em Castro (1999), podem-se fazer alguns destaques aos empreendimentos que envolvem a construção metálica:

- Concepção: o projeto em aço requer compatibilização e planejamento, pois as peças são produzidas fora do canteiro de obras, ou seja, na fábrica, e somente montadas em campo;
- Projeto estrutural: a padronização (elementos estruturais, sistemas construtivos, sistemas de vedação e conexões) é um aspecto relevante na estrutura metálica, pois a maior produtividade, tanto na fabricação, quanto na montagem, estão intimamente ligadas à ela. O custo de uma estrutura não

depende apenas do peso de aço. É influenciado também pela padronização das peças. A padronização mais bem elaborada é uma das principais tendências da construção metálica.

- Industrialização: permite racionalizar o processo de produção e aceitar outros componentes pré-fabricados. Aumenta a precisão da obra, mas exige mão-de-obra qualificada.

Segundo Moraes (2000), a construção metálica permite que os projetos e detalhes construtivos utilizem o milímetro como escala de medida. Desta forma, tem-se uma precisão maior que os demais sistemas construtivos. Entretanto, esta característica não é aplicada em muitos casos em função dos seguintes fatores (Moraes, 2000, p.226):

- “Necessidade de colocar o produto no mercado, elaborando-se, muitas vezes, apenas os projetos que dão a configuração básica da edificação (arquitetura, estruturas e instalações);
- Contratação de projetistas em etapas posteriores à definição do produto, não podendo contribuir com soluções otimizadas no processo de projeto o que leva a um planejamento do processo de projeto ineficiente e até mesmo inexistente;
- Planejamento do processo de projeto ineficiente (ou inexistente);
- Prática de se manter algumas especificações indefinidas no decorrer do processo de projeto;
- Falta de visão sistêmica do cliente do sistema construtivo em aço, solicitando modificações demasiadas quando o empreendimento está em fase de construção;
- Falta de visão sistêmica dos principais envolvidos no processo de projeto, os quais apresentam abordagem restrita à sua área de atuação”.

Desta forma, no processo de projeto de empreendimentos que envolvem construção metálica, percebem-se deficiências semelhantes aos empreendimentos em concreto

armado. Isto mostra a necessidade de investimentos em gestão de projetos assim como ocorre com o desenvolvimento da tecnologia.

O Manual de Escopo de Serviços de Projeto de Estruturas da ABECE – Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (2007)<sup>22</sup>, afirma que o projeto estrutural é compreendido das seguintes fases: (a) apoio à concepção do produto; (b) apoio à definição do produto; (c) identificação e solução de interfaces; (d) projeto de detalhamento das especialidades; (e) pós-entrega do projeto e (e) pós-entrega da obra. Na fase de Apoio à Concepção do Produto (ACP), as empresas de projeto estrutural geram relatórios qualitativos a partir de análises de dados básicos fornecidos pela arquitetura, por exemplo: croquis do terreno, planta do pavimento tipo e características do empreendimento quanto ao número de pavimentos e subsolos. Esta fase serve para assessorar conceitualmente arquitetos e empreendedores.

Na fase de Apoio à Definição do Produto (ADP), os profissionais de engenharia estrutural desenvolvem uma concepção básica do sistema estrutural da edificação a ser projetada e buscam analisar comparativamente as alternativas estruturais para que seja definido o sistema estrutural a ser adotado. Esta fase tem como objetivo fornecer elementos para verificar a viabilidade do empreendimento e suprir informações necessárias para a elaboração de um orçamento prévio.

Na fase destinada à Identificação e Solução das Interfaces (ISI), o profissional de engenharia estrutural gera os desenhos de estruturas com todas as indicações para intercâmbio entre os projetistas envolvidos.

Na fase de Detalhamento das Especialidades (DET), o profissional de projeto estrutural desenvolve o projeto de obra (Projeto Estrutural Unifilar Básico), com detalhes de apoios e interfaces com as demais especialidades. O projeto de Fabricação e Montagem

---

<sup>22</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL (ABECE). **Manual de escopo de projetos e serviços de estrutura**. São Paulo, 2007. Disponível em: <[www.manuaisdeescopo.com.br](http://www.manuaisdeescopo.com.br)>. Acesso em: 17/08/2008.

da estrutura é realizado nesta fase. Para a ABECE (2007) estes normalmente são desenvolvidos pela empresa fabricante de estruturas.

A Pós-entrega do Projeto busca garantir a plena compreensão e utilização das informações do projeto estrutural e a aplicação correta deste nos trabalhos de campo. Na Pós-entrega da Obra, é desenvolvida uma análise da estrutura em serviço ou adaptações a novas condições de serviço.

Meseguer<sup>23</sup> (1991) descreve que o processo de produção de edifícios metálicos pode ser caracterizado por cinco etapas: planejamento; projeto; materiais; construção e manutenção.

A etapa de planejamento inclui o planejamento da implantação, a pesquisa de mercado, a compra do terreno, o programa do produto, o controle dos documentos de lançamento e a retroalimentação a partir dos clientes. O projeto, sendo tratado como processo estratégico, visa atender às necessidades do cliente (empreendedor) e é voltado à definição de características do produto final. Também pode ser tratado como processo operacional, quando visa à eficiência e a confiabilidade dos processos que geram o produto. A etapa de materiais corresponde à fabricação de materiais e componentes e o recebimento desses produtos em obra. Esta etapa pode afetar a qualidade do produto final, o prazo e a produtividade da obra. A etapa de construção é muito influenciada pelo planejamento, o qual estabelece a seqüência das atividades, considerando aspectos técnicos e operacionais e a coordenação das equipes. A manutenção é a etapa pós construção, onde os problemas que surgem devem ser diagnosticados e realimentar o processo construtivo.

Segundo o mesmo autor, a produção de edifícios metálicos e mistos ainda pode apresentar etapas adicionais, diferenciando-se do processo tradicional de construção de edifícios. São elas: fabricação da estrutura metálica; transporte e montagem da estrutura.

---

<sup>23</sup> MESEGUER, Álvaro Garcia. **Controle e garantia da qualidade da construção**. Trad. por Antonio Carmona Filho, Paulo Roberto do Lago e Roberto José Falcão Bauer. São Paulo. Sinduscon-SP:1991.

De acordo com a NBR 8800:2008<sup>24</sup>, o projeto de uma estrutura metálica compreende o “conjunto de cálculos, desenhos, especificações de fabricação e de montagem da estrutura”. As obras executadas com estruturas metálicas (mesmo que parcialmente) devem ter seus projetos estruturais seguindo esta norma. Esta, com base no “método dos estados limites”, regulamenta o projeto e a execução de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em temperatura ambiente. Devido ao enfoque da prática de projeto deste trabalho, serão apresentados a seguir, aspectos relevantes sobre as devidas etapas de projeto.

### 2.2.2 – O Projeto Arquitetônico

O projeto arquitetônico é o elo de todas as interfaces do processo construtivo, sendo de grande importância desde a fase de concepção do edifício devendo, portanto, conter especificações claras sobre o produto final. Desse modo, podem ser definidos mecanismos eficientes para que a produção ocorra de maneira planejada e suas atividades sejam devidamente acompanhadas, permitindo verificar a adequação ao projeto dos procedimentos de execução e a obtenção de um produto cuja qualidade seja compatível com a especificada. Muitas vezes, a orientação resume-se a poucas instruções verbais, deixando as demais informações a cargo do bom senso e da experiência do projetista (Melhado, 1994<sup>25</sup> *apud* Bauermann, 2002<sup>26</sup>). O simples fato de o projetista refletir sobre a forma como as atividades projetadas serão executadas constitui um fator de grande relevância e representa um alto controle de qualidade, proporcionando a melhoria de desempenho das soluções de projeto, cuja falsa premissa somente poderia ser obtida com um acréscimo de custos.

---

<sup>24</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR-8800: Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. ABNT, 2008.

<sup>25</sup> MELHADO, S. B. **Qualidade do Projeto na Construção de Edifícios; Aplicação ao Caso de Empresas de Incorporação e Construção**. 1994. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola Politécnica - Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

<sup>26</sup> BAUERMAN, M. **Investigação sobre o processo de projeto em edifícios de andares múltiplos de aço**. 2002. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2002. 269 p.

O projeto arquitetônico ou projeto básico é a primeira etapa de um grande processo. Pela literatura, o termo projeto básico é mais utilizado para edificações industriais, porém, tem-se observado em visitas a fábricas e escritórios de projeto de estruturas metálicas que projeto arquitetônico é (grosseiramente) para especificar a configuração formal e sua disposição espacial, além da especificação de materiais ou, ainda, possui caráter mais ilustrativo, visando à venda do projeto ao cliente. O termo mais utilizado em escritórios e fabricantes que lidam diretamente com construção metálica é projeto básico.

O projeto arquitetônico é a base dos demais projetos da edificação. No desenho será especificada a forma (volumetria), a divisão dos espaços internos, o *lay-out*<sup>27</sup> e materiais, além da implantação da edificação e paisagismo (quando houver). Todos esses itens planejados de acordo com o programa de necessidades, da contextualização tempo-espaço e das intenções do cliente.

O partido arquitetônico está aliado à concepção estrutural, ou seja, à escolha dos sistemas estruturais (arcos, vigas retas, pórticos, treliças ou vigas de alma cheia, entre outros). No projeto arquitetônico é interessante que se apresentem soluções que auxiliem na exeqüibilidade da fabricação e da montagem da estrutura, ou seja, racionalização e modulação empregadas no projeto. Por se tratar de um processo industrializado, é desejável a repetitividade, a padronização e a simplificação de operações, visando agilidade e economia.

*“A melhor solução estrutural é aquela que melhor atende ao partido arquitetônico proposto de forma econômica e fácil de construir.” (Rebello<sup>28</sup>, 2000)*

Atualmente, para se viabilizar uma obra, o tempo de projeto constitui um fator de grande importância. Um projeto bem solucionado reduz sensivelmente o tempo de execução da edificação. Um projeto arquitetônico em aço deve estabelecer com clareza:

---

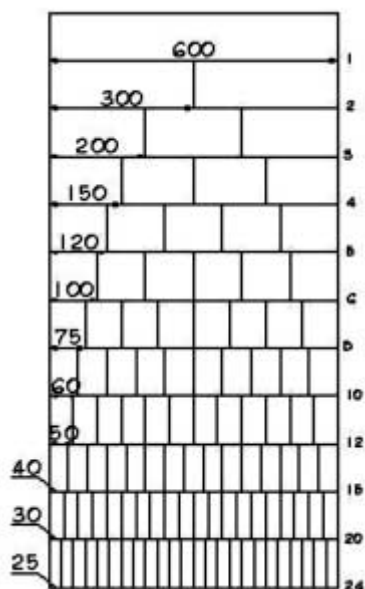
<sup>27</sup> No projeto de arquitetura, entende-se por *lay-out* a disposição interna de móveis e demais equipamentos, com a finalidade de propor uma melhor utilização do espaço no interior da edificação.

<sup>28</sup> REBELLO, Yopannan C. P. **Concepção estrutural e arquitetura**. São Paulo. Editora Ziguarte. 2000.



a modulação, os sistemas de estabilização, as dimensões arquitetônicas das peças, as ligações, os tipos de lajes, fechamentos e acabamentos, bem como o tipo e a qualidade do aço a ser utilizado. A partir destas informações, a equipe de projeto terá mais segurança na execução da proposta (Santos<sup>29</sup>, 1996 apud Mancini<sup>30</sup>, 2003).

Segundo Mancini (2003), um projeto em aço deve ser concebido, preferencialmente, a partir de um sistema modular definido através de malhas reticulares tridimensionais com dimensões básicas de 600 mm (Figura 2.9). Este módulo permite um grande número de subdivisões, em função das dimensões padrão dos perfis metálicos, com possibilidades praticamente ilimitadas de variação do desenho arquitetônico.



**Figura 2.9: Subdivisões do módulo de 600 mm. Fonte: Santos, 1996.**

Mancini (2003) confirma que o módulo de 600 mm é o mais apropriado, pois contém um número exato de vezes os números primos 2, 3 e 5 sendo, portando, os seus

<sup>29</sup> SANTOS, Pedrosvaldo Caram. Arquitetura em aço, uma abordagem para elaboração de projetos. **Cad. Revista Arquitetura e Urbanismo**. Belo Horizonte. n.4, p. 191-216, maio 1996.

<sup>30</sup> MANCINI, Luciana Cotta. **Pré-dimensionamento de estruturas metálicas em fase de concepção arquitetônica**. 2003. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 2003. 240 p.

divisores isentos de frações de milímetro. Já Neufert<sup>31</sup> (1997) apresenta uma tabela com os divisores do número 1 ao 250, afirmando que os números de melhor divisibilidade são os múltiplos de 12. O número 10, por exemplo, só é divisível por 2 e 5, já o número 12 é divisível por 2, 3, 4 e 6.

Em construções de mesma função é comum observarmos que determinadas medidas se repetem, assim como muitos detalhes estruturais, de aplicação equivalente, apresentam as mesmas dimensões. Portanto o princípio da repetição (modulação) justifica-se também por necessidades funcionais e por condições estruturais, facilitando tanto o desenho quanto à própria execução da obra e abrindo o caminho da industrialização e da produção em série (Nissen<sup>32</sup>, 1976 apud Mancini<sup>33</sup>, 2003).

Embora o Brasil possua, desde 1980, normas relativas à coordenação modular de vãos, estas são praticamente desconhecidas. Existe uma preocupação, por parte de sindicatos e entidades ligadas à construção metálica, em elaborar diretrizes que visam uma continuidade desse trabalho a fim de que o projeto arquitetônico nasça coordenado modularmente. Nesse sentido, arquitetos, engenheiros e todos os profissionais ligados à construção metálica necessitam estar bem informados e familiarizados com esses conceitos para assegurar a inserção de construções de qualidade ao mercado nacional, elevando o nível da qualidade de nossas edificações.

As vantagens acima citadas são amplamente obtidas quando a opção pela estrutura metálica é feita desde o início do processo de projeto. Os primeiros desenhos da edificação devem ser idealizados em função do uso da estrutura metálica, como plantas baixas contendo vãos condizentes com o material estrutural escolhido.

---

<sup>31</sup> NEUFERT, Ernst. **Arte de projetar em arquitetura**. 12ª edição. São Paulo: Editorial Gustavo Gili Brasil, 1997.

<sup>32</sup> NISSEN, Henrik. *Construcción industrializada y diseño modular*. Versão espanhola – El seminario de prefabricación, Madrid 1976.

O conhecimento por parte dos projetistas das propriedades do aço e das peças pré-fabricadas oferecidas no mercado auxilia no processo de projeto, tirando-se proveito das vantagens que a construção metálica oferece e otimizando o tempo despendido com o projeto, sem que seja necessário fazer grandes modificações para viabilizar a execução da edificação.

Observa-se que pelo desconhecimento de projeto com outros materiais, é muito comum a proposta de adaptação de um projeto inicialmente feito para o concreto, para o aço. Nessa situação, o aço se torna economicamente inviável, pois o projeto estrutural estará hiperdimensionado e seu custo pouco competitivo em relação ao concreto. A tradição do uso do concreto é perpetuada pela massa de profissionais de engenharia devido ao desconhecimento do uso de novas tecnologias.

### **2.2.3 – O Projeto Estrutural: Projeto Básico e Projeto Executivo**

A concepção de uma estrutura é um esforço combinado do arquiteto, do engenheiro civil, do urbanista e de outros especialistas nos diversos campos da Engenharia. Pode incluir proteção ao meio ambiente, acústica, engenharia mecânica, elétrica, ventilação e outros. (MBCEM, 1986)

Os critérios de projeto dessa estrutura devem incorporar todas as necessidades funcionais e econômicas de um projeto integrado e dar orientação geral ao sistema estrutural, às resistências mecânicas e tipos de materiais que serão empregados, à configuração da estrutura, às cargas a serem adotadas e às especificações. Além disto, estes critérios devem descrever, de forma detalhada, os parâmetros restritivos do projeto, tais como as flechas máximas de peças, limitando-se principalmente às características de serviço ou desempenho da estrutura.

Raad Jr.<sup>34</sup> (1999) em seu estudo sobre diretrizes para fabricação e montagem das estruturas metálicas, quando aborda o projeto estrutural, afirma que é necessário, primeiramente, determinar o objetivo do projeto. Este deve estar definido no projeto arquitetônico ou no projeto básico. Segundo o autor, é orientando-se pelo projeto arquitetônico que se determina o esquema estático da estrutura e são indicadas as dimensões, cargas atuantes e demais dados necessários para o cálculo e dimensionamento da estrutura. O cálculo e dimensionamento da estrutura são realizados com base em normas (NBR 8800:2008, por exemplo) e auxiliados por programas de computador. É através destes cálculos que são determinados os esforços solicitantes, as reações de apoio para cálculo das fundações e o dimensionamento otimizado para os perfis de vigas e pilares. Todo o cálculo e dimensionamento ficam registrados na memória de cálculo. Os desenhos de projeto são baseados na memória de cálculo e no esquema estático da estrutura, previamente realizados. Neles são definidas as dimensões principais da estrutura, os tipos de perfis e ligações e as normas que foram utilizadas. Nesta etapa, também é realizada uma lista preliminar do material a ser utilizado na fabricação da estrutura. Os desenhos de projeto servem para a elaboração dos desenhos de fabricação e montagem, além de auxiliarem nos demais projetos de engenharia.

O projeto estrutural é desenvolvido pela equipe de engenharia. Orientando-se pelo projeto de arquitetura, é determinado o esquema estático da estrutura metálica mais conveniente para o caso, com dimensões, cargas atuantes e demais dados necessários para o cálculo e dimensionamento estrutural. Através de métodos analíticos e auxílio do computador são feitos a análise estrutural e o dimensionamento. São determinados os esforços, reações de apoio (para cálculo das fundações) e perfis mais econômicos para colunas e vigas. São gerados os desenhos e a memória de cálculo. Nos desenhos, são definidas as ligações. Além disto, é gerada uma lista preliminar de materiais. Os desenhos gerados servem de base para elaboração dos desenhos de fabricação e montagem, além de fornecer elementos para o desenvolvimento e compatibilização de todos os projetos da edificação.

---

<sup>34</sup> RAAD Jr, A.A. **Diretrizes para fabricação e montagem das estruturas metálicas**. 1999. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1999. 218 p.

Para Teixeira (2007), o projeto de fabricação, elaborado pelo fabricante da estrutura ou por quem desenvolveu o projeto estrutural, utiliza como base a memória de cálculo, os desenhos e a estratégia de logística. Compreende o detalhamento (que define todas as peças da estrutura, detalhes dos encaixes e ligações) necessário às operações de fabricação. São geradas as especificações completas dos materiais e complementos necessários à montagem da estrutura.

O projeto de montagem é elaborado por quem detalha a estrutura (desenhos de fabricação). Cada peça detalhada recebe uma denominação que será marcada na peça para orientar a montagem da estrutura. Segundo Bauermann (2002), no processo de projeto de construções metálicas, o fabricante da estrutura é o principal responsável pelas etapas envolvidas no processo de produção. Não comenta especificamente sobre a proteção passiva em estruturas metálicas, mas é notório que todas as soluções de proteção contra incêndio devem ser abordadas ainda na etapa de projetos.

O melhor projeto de segurança contra incêndio é realizado pela implantação de um conjunto de sistemas destas proteções ativas e passivas. Segundo Neves<sup>35</sup> (1994) *apud* Teixeira (2007), as medidas ativas prevêm a existência de meios adequados à salvação das pessoas, começando pelo próprio projeto arquitetônico (corredores e escadas amplas, zonas limpas de fumos, etc.). Estas medidas também visam reduzir a probabilidade de ocorrência de incêndios severos, através da atuação em suas causas acidentais e da detecção de focos e limitação das possibilidades de propagação.

Segundo o mesmo autor, as medidas de proteção passivas visam reduzir a probabilidade de colapso estrutural sempre que ocorra um incêndio severo. Esta probabilidade depende da resistência ao fogo, a qual compreende três aspectos, ou seja, a capacidade resistente da estrutura, a sua integridade perante o fogo e a sua capacidade de isolamento térmico e que devem ser observados para os vários elementos da construção.

---

<sup>35</sup> NEVES, I. C. **Segurança Contra Incêndio em Edifícios - Fundamentos**. 1994. Instituto Superior Técnico - Departamento de Engenharia Civil, Lisboa. 557p. (Apostila).

Quando um elemento estrutural de aço não resiste às solicitações de cálculo em situação de incêndio, o aço atinge uma temperatura que promove uma perda indesejável de sua resistência mecânica. Desta forma, se faz necessário a aplicação superficial de um material isolante térmico (proteção passiva) no mesmo.

Segundo Starling<sup>36</sup> (2000), os materiais de proteção contra incêndio devem ser bons isolantes térmicos em temperaturas elevadas e manterem-se íntegros durante a evolução do incêndio, sem apresentar fissuras ou descolamentos. Estes materiais têm a função de retardar o aumento da temperatura do elemento estrutural metálico, permitindo que este mantenha uma resistência compatível com a solicitação atuante durante o incêndio. São geralmente aplicados através de jateamento ou em forma de placas ou mantas fixadas ao perfil através de pinos metálicos soldados. Dentre alguns mais utilizados estão: argamassas projetadas, tintas intumescentes, mantas, painéis fibrosos, placas de gesso acartonado e argamassas de vermiculita.

Os critérios de segurança deverão ser cobertos pela Norma Técnica, que deve ser citada, explicitamente, e por outras normas complementares, oficialmente adotadas ou de uso do cliente, para o qual a estrutura será projetada.

Os critérios de Projeto não devem ser confundidos com as especificações. Estas últimas são sempre referentes a materiais ou a métodos de execução. Os objetivos de uma especificação de execução são a complementação do projeto, esclarecendo os pontos que não estão totalmente definidos num contrato de execução, e o detalhamento de métodos e seqüências que não tenham sido fornecidos no desenho.

Em geral, especificações referentes a métodos de execução são preparadas especialmente para cada projeto, por exemplo, as seqüências de soldagem desejadas, as seqüências de montagem, o método de aplicação da pintura, etc. Normalmente não são incorporadas aos critérios de projeto.

---

<sup>36</sup> STARLING, C. M. D. **Estrutura e propriedades mecânicas durante e após incêndio da solda de aços resistentes ao fogo para a construção civil**. 2000. Tese de Doutorado. Departamento de engenharia metalúrgica, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2000. 269 p.

Os critérios de projeto deverão ser claros quanto à escolha do sistema estrutural que será adotado. Desta forma, deve ser indicado o tipo de estrutura de acordo com a Norma, seja ela contraventada ou não. Deve ser lembrado que a posição dos contraventamentos depende das características funcionais da edificação, incluindo na sua arquitetura e, muitas vezes, interferindo na circulação interna, com instalações mecânicas, elétricas e outras.

Quanto aos tipos de apoio, deve-se claramente definir, em função do tipo de solo e de fundação, se a estrutura terá seus pilares engastados ou rotulados nas fundações.

Se a estrutura a ser projetada conta com apoios em estruturas existentes, esse sistema deverá ser completamente descrito nos critérios de projeto.

Os projetos de edificações estruturadas em aço devem ser produzidos de acordo com a NBR 8800:2008, que define projeto como sendo o conjunto de cálculos, desenhos, especificações de fabricação. Ainda segundo a NBR 8800:2008:

- Os desenhos de projeto devem ser executados em escala adequada para o nível das informações desejadas. Devem conter todos os dados necessários para o detalhamento da estrutura, para a execução dos desenhos de montagem e para o projeto das fundações.
- Os desenhos de projeto devem indicar quais as normas que foram usadas e dar as especificações de todos os materiais estruturais empregados.

Divide-se o projeto estrutural em quatro etapas: projeto básico (ou preliminar), projeto executivo, detalhamento (ou projeto de fabricação) e projeto de montagem. Nesse item, somente serão abordados o projeto básico e executivo de uma estrutura, sendo os demais abordados nos itens seguintes.

#### **2.2.3.1 - Projeto Básico**

O projeto básico se inicia a partir do, ou simultaneamente ao projeto arquitetônico. Primeiramente, define-se o sistema estrutural a ser utilizado, ou uma associação de

sistemas e determina-se o esquema estático mais apropriado. Inicia-se o lançamento estrutural sobre a planta baixa do projeto arquitetônico. Mostram-se algumas elevações (ou vistas) para compreensão das dimensões verticais do projeto.

#### **2.2.3.1.1 - Lançamento Estrutural**

“Lançamento estrutural” é o ato de estabelecer a localização das vigas e pilares, na proposta arquitetônica, de acordo com a concepção estrutural adotada. O fluxo das ações em uma edificação irá determinar a localização dos elementos estruturais que irão resistir às mesmas.

Segundo o MBCEM (1986), a configuração da estrutura depende exclusivamente de exigências funcionais. Nesta fase deverá existir completa coordenação entre arquitetos, engenheiros civis e de outras especialidades. Espaçamentos entre pilares, vãos de vigas principais e secundárias, alturas do pé direito e disposição de outros elementos integrantes da estrutura principal, são obtidos através de considerações de otimização da estrutura em termos de parâmetros primários de custos tais como material, custo de terreno, de mão-de-obra de fabricação e montagem, projeto, manutenção da estrutura etc.

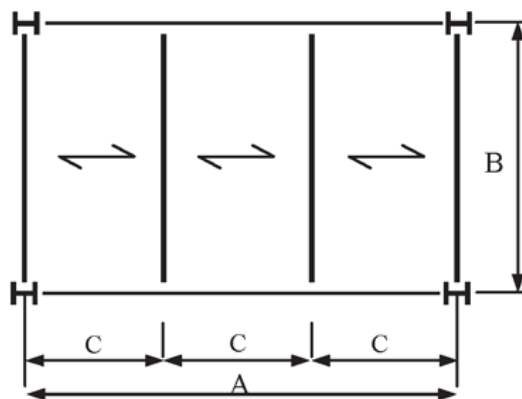
Rebello (2000) descreve alguns critérios que devem ser observados a fim de estabelecer uma solução estrutural adequada e compatível com o projeto arquitetônico:

As vigas devem ser locadas de modo a gerar lajes de mesma ordem de grandeza. Lajes adjacentes com dimensões muito diferentes podem ser antieconômicas, uma vez que necessitam de espessuras diferentes, mas para não dificultar o processo construtivo adotar-se-á para ambas, a espessura da laje maior. Outro inconveniente é que, quando carregadas, a laje menor, por influência da laje maior, tende a ser submetida apenas a momentos fletores negativos, provocando na viga que a apóia uma reação de baixo para cima. Nesta situação, a viga torna-se mais um elemento de ancoragem para equilibrar os esforços do que de transferência das cargas da laje, que é a sua principal função.



Sempre que possível, as vigas devem ser locadas sob as alvenarias. As vigas são mais rígidas que as lajes e sofrem deformações menores quando solicitadas pela carga da alvenaria, evitando trincas indesejáveis nas mesmas. Caso isso não seja possível, poder-se-á acrescentar uma viga intermediária sob esta alvenaria, desde que esta viga esteja distanciada da borda da laje, menos de  $\frac{1}{4}$  do vão total da laje, onde o efeito das deformações da laje pode ser desprezado. Deste modo evita-se, também, que a laje apóie-se, indevidamente, sobre a alvenaria do pavimento inferior, gerando esforços adicionais não previstos. Caso não haja aberturas para a passagem de pessoas nesta alvenaria, pode-se inverter esta viga, ou seja, a laje fica na face inferior da viga, com comportamento estrutural idêntico ao de uma viga normal.

Teixeira (2007) afirma que os vãos livres (Figura 2.10) devem ser determinados em função das necessidades do tipo de ocupação que se pretende para os pavimentos, mas alguns pequenos cuidados podem ajudar a estrutura, principalmente em relação ao melhor aproveitamento e menor volume de perdas.



**Figura 2.10: Relação entre medidas de vãos. Fonte: Teixeira, 2007.**

- Como os comprimentos padrão (de menor custo na usina e na rede de distribuição) para os perfis e chapas são normalmente de 6 e 12m, quando o projeto consegue que as vigas tenham dimensões iguais ao comprimento padrão ou seus múltiplos e sub-múltiplos (4, 8, 9, 15, 18m), teremos o melhor aproveitamento.

- A disposição do vigamento secundário depende normalmente das lajes e o vigamento principal do sistema estrutural do edifício.
- A altura do vigamento afeta a altura total da construção com implicações nas ligações e nos acabamentos.
- A passagem de dutos, principalmente os de ar condicionado, tem grande influência nesta dimensão.
- De uma maneira genérica pode-se dizer que o vigamento do piso é tanto mais econômico quanto menor for o percurso da carga até a coluna. (Pinho, 2000 *apud* Teixeira, 2007)

O número de pilares para a sustentação de uma edificação deve ser suficiente para que a estrutura seja de fácil execução e economicamente viável e devem ser locados de maneira que resultem em vigas de dimensões aproximadas. Segundo Rabello (2000), diferenças de até 20% nos comprimentos dos vãos das vigas ainda são econômicas. Os pilares devem ser posicionados sem descontinuidade, da fundação à cobertura, evitando o uso de vigas de transição que encarecem a estrutura.

Sempre que possível, os pilares devem ser locados nos encontros das vigas, evitando que elas apóiem-se umas sobre as outras. Neste caso, cargas concentradas sobre as vigas aumentam a solicitação ao momento fletor, exigindo maiores dimensões sendo, portanto, antieconômicas.

Os pilares devem ser locados sobre os mesmos eixos em uma modulação que facilite a execução da obra.

Lançada a estrutura, é efetuado o seu pré-dimensionamento. Para facilitar este procedimento, é aconselhável repetir o máximo possível a especificação de um mesmo perfil, evitando grandes variações de dimensões e tipos de elementos estruturais, sem inviabilizar o custo do empreendimento.

### **2.2.3.1.2 - Pré-dimensionamento**

O pré-dimensionamento de elementos estruturais constitui um importante passo para obter uma referência das dimensões dos perfis a serem especificados, bem como sua relação com os espaços arquitetônicos. Em nenhum momento este procedimento deve interferir no cálculo estrutural, atividade para a qual os engenheiros civis estão mais habilitados, mas, sobretudo, permitirá ao arquiteto trabalhar de uma forma mais realista as soluções de compatibilização de projetos hidráulicos, elétricos, ar condicionado, entre outros.

*“O cálculo existe para comprovar e corrigir o que se intuiu”* (Rebello, 2000).

O manual da AISC *Steel: a guide for Architects* (2002) propõe um método simples para pré-dimensionamento de vigas e colunas em perfis laminados<sup>37</sup>, utilizando-se tabelas<sup>38</sup>, que será apresentado em seguida:

#### **2.2.3.1.2.1 - Determinação do tamanho de vigas principais e secundárias para lajes e coberturas**

O planejamento arquitetônico de qualquer edificação requer o planejamento de muitos elementos individuais. Durante as fases de anteprojeto, um dos aspectos importantes a ser estabelecido é a altura do edifício. Nesta fase de projeto é requerida a formação preliminar da estrutura, como informações sobre sistema de piso (lajes) e cobertura em condições de incêndio, espessura de laje de piso, espessura de laje de cobertura, altura de vigas principais e secundárias de pisos e cobertura e altura de terças de cobertura. Cada um desses itens em combinação com os requisitos de sistemas mecânicos e elétricos vão estabelecer as “camadas” da edificação e, assim, a proporção vertical no projeto arquitetônico pode ser estabelecida.

---

<sup>37</sup> Os perfis produzidos pela GERDAU AÇOMINAS são padrão norte-americano (ASTM A6).

<sup>38</sup> Todas as tabelas mencionadas no método de pré-dimensionamento para arquitetos proposto pela AISC encontram-se em anexo.

Muitas vezes, durante as primeiras etapas de planejamento e projeto de uma edificação, estas ocorrem sem participação de uma equipe estrutural. Sem o envolvimento inicial de um engenheiro estrutural, podem ser feitas suposições imprecisas sobre alturas (seções) de elementos estruturais. As tabelas A, B, C e D, do mesmo Manual, ajudam o arquiteto a determinar as alturas de elementos estruturais de lajes e coberturas. As tabelas relacionam vãos com condições de carregamento e, como resultados, fornecem um perfil com determinadas dimensões. Cada grupo de tabela representa um distinto grupo de parâmetros de sistemas de piso e cobertura (vigas, longarinas). Três diferentes composições de cargas para cada gama de vãos de vigas principais e secundárias são apresentadas. As tabelas apresentam uma variação de altura (seção) nominal para vigas com vãos de 6,1 m a 12,2 m (exemplo: vigas W24 possuem uma altura nominal de 609 mm. Alturas preliminares de vigas podem ser rapidamente determinadas pelas tabelas para modulações retangulares e quadradas variando de 6,1 x 6,1 m a 12,2 x 12,2 m. Finalmente, a tabela E fornece uma representativa variação de vãos para diferentes componentes estruturais de estruturas em aço.

As tabelas de A a D apresentam uma gama de alturas de elementos estruturais para um vão particular. Deve-se ter atenção ao usá-las, já que a altura de qualquer viga dada se torna arredondada para mais, ocorrendo um aumento no peso próprio do elemento. Como regra geral, 25% de aumento do peso no elemento estrutural ocorrerá com cada redução do tamanho da altura do mesmo. Como exemplo, se observar a variação de W18<sup>39</sup> – W24 ter-se-ia um aumento de aproximadamente 25% no peso para a viga W21 para utilizar o mesmo critério de projeto de uma viga W24. Uma W18 teria aproximadamente 25% de aumento em seu peso se utilizada no lugar de uma W21. Poderia a W18 substituir uma W24, mas o mínimo de aumento no peso do elemento seria de aproximadamente 60 % (1.25 x 1.25).

Para qualquer problema de projeto (pré-dimensionamento) existem muitas soluções. Cada projeto terá uma única combinação de parâmetros de carregamento e vida útil da estrutura. As informações presentes na publicação foram preparadas de acordo com

---

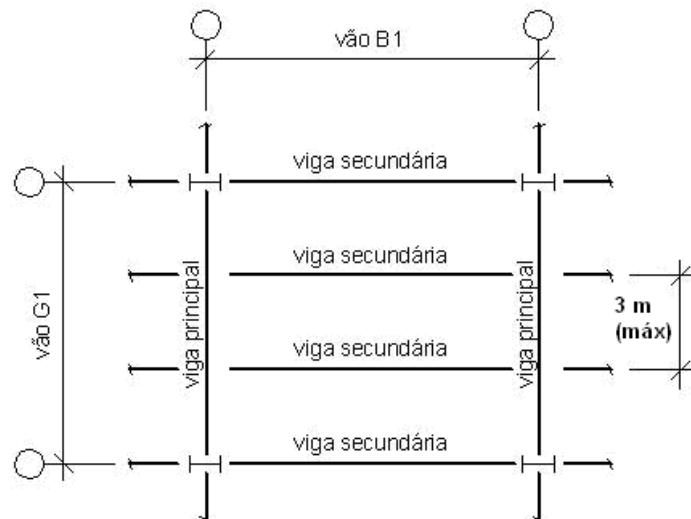
<sup>39</sup> Fazer a relação entre as dimensões dos perfis W da Gerdau (Catálogo laminados), altura do perfil de polegadas para mm, para encontrar o referente nas tabelas disponibilizadas pelo fabricante nacional.

princípios reconhecidos da engenharia e se restringem a uma informação geral somente, não devendo ser utilizada como ferramenta final de projeto, sem a verificação de um profissional credenciado para tal tarefa.

#### **A) Parâmetros e limitações de projeto**

Muitos parâmetros específicos e limitações vão de encontro ao projeto de qualquer elemento estrutural. Carregamentos impostos causados por terremotos, ventos, chuva, métodos de construção etc, variam ao longo do país. Sobrecargas de utilização são geralmente especificadas nas Normas para construção aplicadas. Cargas constantes, como o peso próprio, são mais dependentes do sistema e requerem uma especial atenção para sua computação. Itens específicos como uso e vida útil, tensão máxima, estabilidade lateral de elementos individuais e resistência lateral da edificação contribuem para o projeto (dimensionamento) seguro e eficiente da estrutura. A informação apresentada nas tabelas em anexo, deve ser utilizada apenas para um pré-dimensionamento das alturas de elementos estruturais como vigas principais e secundárias, tanto de piso (laje) como de coberturas, sem levar em conta ações sísmicas ou de instabilidade lateral da edificação.

Os vãos das vigas secundárias variam de 6 m a 12 m, saltando de 1,5 m. Já os vãos das vigas principais variam da mesma forma, para cada variação de vãos das vigas secundárias. Entretanto, as alturas das vigas principais cobrem 25 diferentes tamanhos de vão para cada um dos três casos de carregamento. Cargas constantes remetem ao peso próprio do sistema de estrutura do piso ou cobertura. Três diferentes condições de lajes e um único tipo de telhado (cobertura) foram considerados.



**Figura 2.11: Disposição esquemática de vigas.** Fonte: *Steel: a guide for Architects* (2002)<sup>40</sup>.

As tabelas de tamanhos das seções de vigas principais e secundárias foram baseadas nos seguintes parâmetros:

- *Load and resistance Factor Design Specification*, AISC, 1999.
- Cargas e sobrecarga foram uniformemente distribuídas sobre a área do vão da laje.
- A totalidade das sobrecargas foi aplicada no vão total, nenhuma redução das mesmas foi levada em conta.
- Nenhuma análise foi feita para susceptibilidade de vibração nos pisos.
- Uma sobrecarga de  $958 \text{ N/m}^2$  foi considerada para dimensionamento de viga mista.
- Dimensões de vigas principais e secundárias são representativas para as de aço e mistas.
- A flecha com a sobrecarga foi limitada a  $1/360$  do vão do elemento.
- Conectores de cisalhamento para vigas mistas tipo decking.
- O peso por unidade de um concreto normal foi de  $2323 \text{ Kg/m}^3$ ; o de um concreto leve foi  $1762 \text{ pcf}$ .

<sup>40</sup> AISC. **Steel: A Guide for Architects**. USA: American Institute of Steel Construction, Inc. 2002.

- Vigas principais e secundárias foram selecionadas assumindo que o empenamento será considerado pelo engenheiro estrutural na locação dos níveis dos pisos.
- Ligações não foram consideradas
- Resistência do aço de  $334,7 \times 10^6 \text{ N/m}^2$  e  $20,7 \times 10^6 \text{ N/m}^2$  para o concreto.
- Dimensões reais variam das nominais tabeladas contidas no mesmo guia.

Como exemplo de pré-dimensionamento, pode-se assumir alguns critérios de projeto, tais como:

- Carregamento inclui peso próprio da estrutura (laje + aço)
- Sobrecarga =  $1197 \text{ N/m}^2$
- Carga uniformemente distribuída por toda a área do vão da laje (área de laje)
- Sobrecarga =  $4788 \text{ N/m}^2$
- Carregamento =  $1197 \text{ N/m}^2$
- Peso próprio considerado na formulação da tabela
- camada de concreto leve de 108 mm
- deck de metal composto de 51 mm
- tensão de escoamento =  $334,7 \times 10^6 \text{ N/m}^2$
- estrutura de pisos requer 3 horas de resistência ao fogo (metal não protegido)
- vão da laje 9,1m x 10,6 m (vão da viga principal x vão da viga secundária)

## **B) Seleção da altura da viga secundária**

Entre na tabela C, tamanhos de vigas, segunda linha para carregamento de  $4788 \text{ N/m}^2$ . Olhe abaixo dos vão das vigas B1 (ft), quarta coluna, para vãos de vigas iguais a 10,6 m. Juntando os dois, encontra-se a célula que indica a variação do resultado, para este caso será W21-W24. Isso indica que a altura da viga deve ser de no mínimo 533 mm e no máximo 610 mm.

## **C) Seleção da altura da viga principal**

Entre na tabela C35 (presente no anexo), tamanho de vigas principais para vigas secundárias com vão de 10,6 m (35 ft), segunda linha para carregamento de 4788 N/m<sup>2</sup>. Olhe abaixo de vão das longarinas G1 (ft), terceira coluna, para vãos de vigas principais iguais a 9 m. Juntando os dois, encontra-se a célula que indica a variação do resultado, para este caso será W24-W30. Isso indica que a altura da viga deve ser de no mínimo 610 mm e no máximo 762 mm. Poder-se-ia usar uma altura nominal intermediária, de 686 mm, W27. Note que a altura real pode variar. Pode ser requerido um abaulamento do elemento (contra-flecha), devendo ser especificado por um engenheiro estrutural.

O mesmo manual apresenta uma tabela com a variação de vãos para diferentes componentes estruturais em aço, como a Tabela 2.5 apresentada a seguir:

**Tabela 2.5: Comparação de vãos de diferentes elementos estruturais.**

TABELA E: Variação de vãos para diferentes componentes estruturais									
Componentes	Variação de Vãos (m)								
	3	6	12	18	24	30			
Estruturas de cobertura									
Deck de metal 1 ½ "	■								
Deck de metal 3 "	■								
Deck de metal 6 "		■							
Vigas Secundárias *			■						
Vigas Principais *		■							
Joists									
Série K		■							
Série LH			■						
Estruturas de piso (lajes)									
Laje mista	■								
Laje simples	■								
Vigas Secundárias *			■						
Vigas Principais *		■							
Grandes Vãos									
Plate Girders				■					
Treliças - Fabricadas				■					▶
Joists Séries "DLH/SLH"					■				▶
Estruturas espaciais			■						

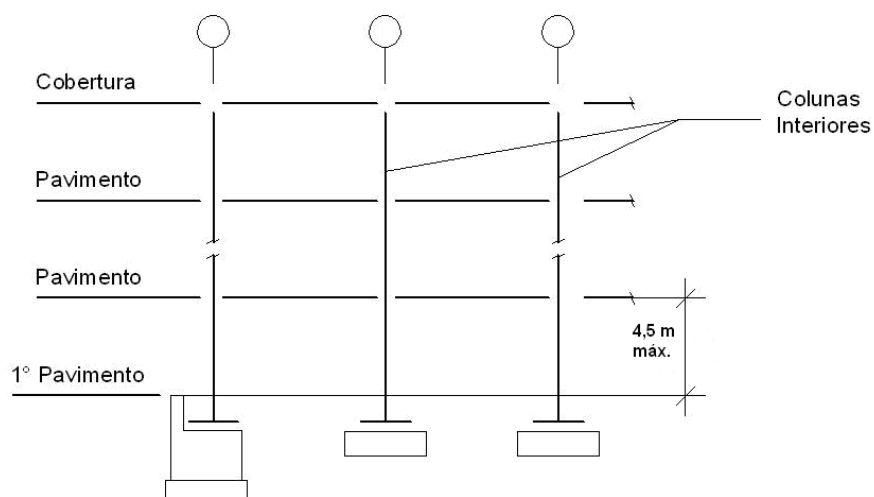
Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

#### 2.2.3.1.2.2 - Pré-dimensionamento de colunas secundárias



A determinação do tamanho total de colunas do recinto é uma função das dimensões da coluna assim como serviços de utilidade que podem ocorrer verticalmente, imediatamente ao lado das colunas. O tamanho das colunas determinado pelo engenheiro estrutural deve contar as cargas de gravidade, assim como as cargas laterais. Embora em rara ocorrência, a seleção do tamanho de colunas durante as fases de projeto, planejamento e pré-dimensionamento, pode ser assistida pela equipe arquitetônica.

No manual *Steel: a guide for Architects*, AISC (2002), apresenta uma metodologia de pré-dimensionamento de colunas interiores, calculado para edifícios que variam de um a seis pavimentos. Para estes cálculos, foram utilizadas duas diferentes cargas móveis na laje. Uma carga móvel de cobertura foi selecionada para ser usada com cada carga na laje. A escolha de uma só carga móvel de cobertura foi encontrada para ter o mínimo efeito na determinação do tamanho total da coluna. As colunas interiores foram assumidas de forma a não contribuírem para a resistência do sistema lateral do edifício. As tabelas apresentadas indicam dimensões representativas de colunas interiores para malhas quadradas e retangulares com vãos variando de 6 m a 12 m. Cada grupo de tabelas representa um tipo diferente de laje construída, com um sistema de resistência ao fogo de 2 horas.



**Figura 2.12: Disposição esquemática de colunas. Fonte: *Steel: a guide for Architects* (2002).**

Colunas exteriores não foram consideradas na formulação das tabelas de pré-dimensionamento de colunas, por duas razões. Primeiro, colunas externas normalmente estão agrupadas ao sistema de estabilização de cargas laterais da estrutura. Em segundo, vigas externas principais e secundárias sempre transmitem as cargas de fechamentos externos às colunas externas. Tipos de fachadas, assim como o peso próprio destas fachadas podem variar significamente. Como resultado, seria difícil formular, de forma concisa, tabelas para cálculo nestas condições. Como regra geral, para a etapa de pré-dimensionamento, colunas externas podem ser aproximadas ao tamanho de colunas internas. As tabelas com os resultados encontram-se no anexo.

Como dito anteriormente, para problemas de projetos existem muitas soluções. Cada projeto possui um único grupo de parâmetros de carregamento. O manual, ainda apresenta informação de dimensionamento e exemplo, preparados de forma condizente com a prática corrente para diferentes casos de carregamento, de acordo com princípios reconhecidos de engenharia, mas é somente para informação geral. Para avaliação minuciosa, recomenda consultar profissional credenciado.

Existem muitos parâmetros e limitações específicas que entram no projeto de qualquer elemento estrutural. Cargas causadas por movimentos de terra, vento, neve, chuva, métodos construtivos etc. variam de região para região no país. As cargas móveis são especificadas nas Normas aplicáveis. Cargas Constantes são muito mais dependentes do sistema e requerem atenção especial na sua determinação. Requerimentos específicos como os de serventia, resistência, estabilidade lateral de elementos individuais, e resistência lateral do edifício, etc., todos contribuem para o dimensionamento seguro e eficiente da edificação. A informação apresentada nas tabelas em anexo é direcionada para definição do pré-dimensionamento de colunas internas, sem levar em conta contribuições de cargas e instabilidade lateral causadas por movimentos de terra ou vento.

As dimensões das colunas foram selecionadas baseadas nas propriedades de perfis estruturais laminados e tubos para colunas. Os vãos variam de 6 x 6 a 12 x 12 m, em incrementos de 1,5 m, para malhas quadradas e retangulares. Como resultado, 15

diferentes tamanhos de vão para cada um dos dois casos de carregamento foram tabelados para três diferentes tipos de laje. A carga constante se resume ao peso próprio do sistema de laje/cobertura. As tabelas de dimensionamento das colunas interiores encontram-se no anexo.

#### **2.2.3.1.2.3 - Considerações sobre pré-dimensionamento de cabos e arcos**

Bedê <sup>41</sup>(1984) *apud* Mancini (2003), ao estudar o comportamento estrutural de um cabo, afirma que a configuração do cabo, devidamente considerada, cria uma interessante análise em relação ao seu aspecto econômico. Uma grande flecha aumenta o comprimento do cabo, mas reduz as tensões de tração permitindo, portanto, uma redução de sua seção. Entretanto uma flecha pequena reduz o comprimento do cabo, mas requer uma seção maior, devido às altas tensões desenvolvidas no mesmo. O volume total do cabo, ou seja, o produto de sua seção reta pelo seu comprimento tornasse grande tanto para pequenas como para grandes flechas, podendo ser mínimo ou ideal, para valores intermediários da flecha. A flecha ótima, considerada a mais econômica para uma dada distância horizontal entre apoios, apresenta dimensão igual à metade do vão, correspondendo à configuração de um triângulo isósceles, cujo empuxo é igual à metade da carga concentrada no meio do vão. A curvatura ótima no caso das parábolas e catenárias é da ordem de 3/10 do vão.

O arco é, depois do cabo, o sistema estrutural capaz de vencer maiores vãos com menores quantidades de material. Por isso, é comum o uso desse sistema em construções de grande porte como, entre outros, pontes, museus, teatros e coberturas de galpões industriais. Os elementos estruturais de maior comprimento ou extensão têm em comum a característica de transferir cargas em uma direção. O Prof. Philip Corkill da Universidade de Nebraska, citados por Rabello (2000), apresenta gráficos elaborados para pré-dimensionamento de arco (Figura 2.13) e outros sistemas estruturais (ver demais Figura no anexo I), com as proporções adequadas da largura, altura e espessura para estruturas em aço com elementos treliçados e de alma cheia. Para fins desta

---

<sup>41</sup> BEDÊ, Raymundo Cézar F. **Sistemas estruturais**. Escola de arquitetura. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 1984.

pesquisa, juntaremos ao texto apenas os gráficos de pré-dimensionamento de sistemas estruturais, em aço, não expostos anteriormente.

Os gráficos apresentam nas abscissas valores que correspondem a uma das variáveis, como vãos, quando se trata de estruturas de cabos e treliças. Nas ordenadas, encontram-se os valores correspondentes aos resultados do pré-dimensionamento, como a flecha do cabo, a altura da seção do arco ou da treliça. Na superfície contida entre duas linhas, destacada nos gráficos, são apresentados na linha superior valores máximos de pré-dimensionamento, na linha inferior valores mínimos e na área acinzentada os valores intermediários. Vale ressaltar que o uso do limite inferior depende do bom senso. Para uma estrutura pouco carregada pode-se utilizar do limite inferior. Em caso de dúvida, recomenda-se o uso da região intermediária ou para estruturas muito carregadas deve-se adotar o limite superior. Para o caso de restrições no dimensionamento da estrutura, é conveniente consultar um engenheiro estrutural habilitado.

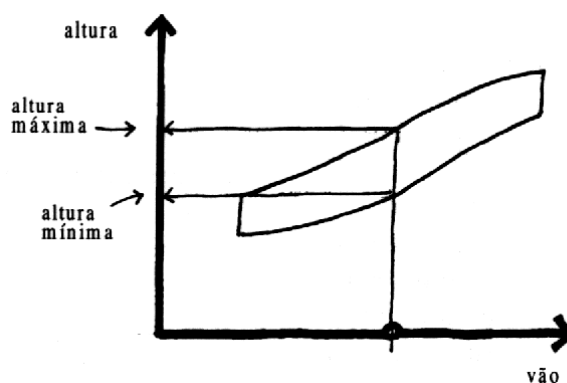


Figura 2.13: Gráfico esquemático de pré-dimensionamento de arco. Fonte: Rebello<sup>42</sup>, 2000.

Existem muitos softwares disponíveis para auxiliar o processo de pré-dimensionamento, inclusive gratuitos. Alguns fornecedores de estrutura metálica disponibilizam essa ferramenta, como o caso do Grupo Usiminas, que fornece o USIMETAL. Normalmente estes softwares são de fácil manuseio e eficientes para auxiliar nesta etapa. Vale

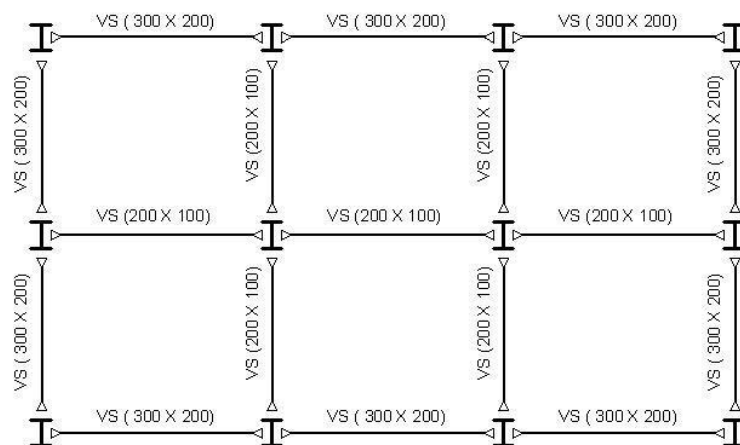
---

<sup>42</sup> REBELLO, Yopannan Conrado Pereira. **Concepção estrutural e arquitetura**. São Paulo: Editora Zigurate. 2000.

ressaltar que tais softwares não realizam o dimensionamento da estrutura portanto, não podem substituir o serviço de um engenheiro calculista.

No projeto básico, após lançada e pré-dimensionada a estrutura, geralmente são mostrados alguns detalhes, como das principais ligações (por ex. base, coluna-tesoura, tesoura, etc), embora não estejam ainda dimensionadas. Estas informações são necessárias para que o engenheiro calculista saiba que se trata de uma estrutura soldada, ou aparafusada, ou ambas, ou ainda para que ele possa fazer alguma proposição a respeito.

È comum a representação de um esquema estático estrutural na forma de um diagrama unifilar (Figura 2.14). Nesse diagrama, a representação cada elemento estrutural é feita por uma única linha, uniformizando todos os elementos, percebendo-se graficamente no desenho apenas o vão vencido. Este tipo de representação torna complicada a compreensão das informações transmitidas pelo projeto, pois dificulta a percepção das interações entre os diversos elementos estruturais, dificulta a visualização de emendas e ligações em perfis com seções variáveis, tanto dimensionalmente quanto geometricamente, assim como interferências sofridas por posicionamento de parafusos.



**Figura 2.14: Diagrama unifilar. Fonte: Bauermann 2003.**

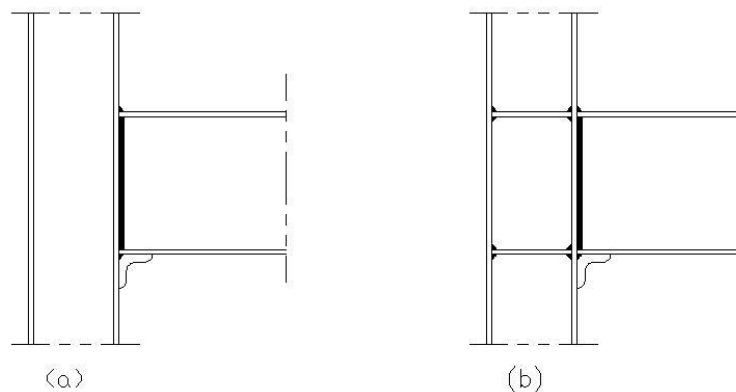
### 2.2.3.2 - Projeto Executivo

O projeto executivo é um documento, um conjunto de desenhos e memória de cálculo que definirá toda a estrutura. São dimensionados todos os elementos estruturais, todas as ligações e demais peças (“acessórios”). Nele, também são definidos cortes, arestas, espessura de solda, diâmetro de furos, diâmetros de parafusos, além do posicionamento de todos. Observa-se que várias peças somente irão ser detalhadas no projeto de fabricação, onde necessariamente serão mostradas todas as dimensões e demais informações para a execução, com precisão, da peça.

Segundo a NBR 8800:2008, desenhos de projeto devem ter escala adequada, conter todos os dados necessários para o detalhamento da estrutura, para os desenhos de montagem e para o projeto de fundação. Devem indicar as normas utilizadas, especificar todos os materiais estruturais utilizados, indicar os esforços solicitantes a ser resistido pela estrutura e, então, orientar os desenhos de fabricação, além de fornecer informações sobre as ligações. O responsável pelo projeto deve identificar todos os estados-limites aplicáveis, mesmo que alguns não estejam citados na Norma, e projetar a estrutura de modo que os estados-limites não sejam violados.

O dimensionamento, ou cálculo, é realizado em função das ações atuantes na estrutura, cargas, sobrecargas etc. Como ferramentas para realizar tal tarefa, o engenheiro calculista, além de seu conhecimento técnico sobre o assunto, conta com um arsenal de softwares para auxiliá-lo, como o *SAP 2000* e o *GTStrudl*, amplamente utilizados nos escritórios de engenharia visitados.

Na etapa do projeto executivo ocorre a criação dos detalhes (Figura 2.15). A definição dos detalhes é feita em função das ações e visando a estabilidade da estrutura, porém, deve-se também levar em conta a facilidade de sua execução, o custo e a facilidade de manutenção.



**Figura 2.15: Exemplo de detalhes de ligações rígidas (soldadas). Fonte: Smith<sup>43</sup>, 1991.**

Nessa etapa também é fornecida uma tabela, uma lista de materiais, onde são listados todos os itens, todas as peças, seguindo a mesma nomenclatura utilizada no desenho das mesmas. No Capítulo 4 são oferecidas metodologias e diretrizes para o detalhamento estrutural, com maiores informações sobre o assunto.

Também no projeto executivo é necessário realizar a compatibilização com os projetos de sistemas (sistemas de tubulação, ar-condicionado, elétrico e outros). Geralmente, em edifícios de andares múltiplos e edificações industriais em alvenaria, esses sistemas não são embutidos nos fechamentos laterais e sim, sobre o forro, o que permite fácil acesso para manutenção e modificações. A precisão da estrutura de aço possibilita maior precisão dimensional no projeto destes sistemas, permitindo técnicas de pré-fabricação e conseqüentemente rapidez na instalação, mesmo para sistemas complexos.

Para o projeto executivo, a NBR 8800: 2008 prevê as seguintes instruções:

*“- Além dos materiais, devem ser indicados dados relativos às ações adotadas e aos esforços solicitantes de cálculo a serem resistidos por barras e ligações, quando necessários para a preparação adequada dos desenhos de fabricação.*

<sup>43</sup> SMITH, B.S.; COULL, A. **Tall Buildings Structures: Analysis and Design**. Canadá. John Wiley & Sons, 1991.

- *Nas ligações com parafusos de alta resistência, os desenhos de projeto devem indicar se o aperto será normal ou com protensão inicial, e neste último caso, se os parafusos trabalharem a cisalhamento, se a ligação é por atrito ou por contato.*
- *As ligações soldadas devem ser caracterizadas por simbologia adequada que contenha informações completas para sua execução, de acordo com a AWS A2.4.*
- *No caso de edifícios industriais, devem ser apresentados nos desenhos de projeto ou memorial de cálculo o esquema de localização das ações decorrentes dos equipamentos mais importantes que serão suportados pela estrutura, os valores dessas ações e, eventualmente, os dados para a consideração de efeitos dinâmicos.*
- *Quando o método construtivo for condicionante, tendo feito parte dos procedimentos do cálculo estrutural, devem ser indicados os pontos de içamento previstos e os pesos das peças da estrutura, além de outras informações similares relevantes. Devem ser levados em conta coeficientes de impacto adequados ao tipo de equipamento que será utilizado na montagem. Além disso, devem ser indicadas as posições que serão ocupadas temporariamente por equipamentos principais ou auxiliares de montagem sobre a estrutura, posição de amarração de cabos ou espias, etc. Outras situações que possam afetar a segurança da estrutura devem também ser consideradas.*
- *Nos casos onde os comprimentos das peças da estrutura possam ser influenciados por variações de temperatura durante a montagem, devem ser indicadas as faixas de variação consideradas.*
- *Devem ser indicadas nos desenhos de projeto as contraflechas de vigas, inclusive de vigas treliçadas.”*

Vários autores apresentam patologias desenvolvidas no sistema construtivo metálico analisando diversos aspectos. Alguns destes serão descritos a seguir. Na maioria das vezes, não se estabelece uma correlação direta das patologias com o processo de projeto e também não há uma investigação sobre as causas destas patologias que se devem a



processos de projetos ineficientes. Quando são encontradas relações com o processo de projeto, este processo não é criteriosamente estudado, visando evitar a patologia ainda na etapa de projetos. Nas várias pesquisas estudadas sobre o assunto, a grande maioria não promove um diagnóstico das patologias, apenas faz uma listagem de quais são e onde ocorrem. Apresentam ações corretivas (manutenção predial), mas não preventivas ainda na etapa de projetos, porém, é importante ilustrar algumas patologias percebidas por diversos autores que tem alguma relação com a etapa de projetos.

Castro (1999) promove um levantamento de problemas patológicos em edifícios que utilizam estrutura metálica e que são vinculados à estrutura. O autor comenta a respeito da construção metálica (características, histórico da construção em aço no Brasil e deficiências neste processo construtivo), tece longas considerações a respeito de vários tipos de patologias (histórico, origem e incidência em construções metálicas) e procura indicar soluções corretivas, propondo procedimentos de manutenção, reparo e reforço, estabelecendo critérios para o levantamento e a prevenção das causas das patologias. É realizada, de forma superficial, uma correlação direta entre as patologias e as causas provenientes de etapas de projetos ineficientes em alguns dos casos apresentados. Não identifica como foi realizada a etapa de projeto e o que poderia ter sido feito ainda na etapa de projetos (ou como seria uma gestão de projetos eficiente) para evitar estes problemas. Dentre os problemas em que há uma relação com a etapa de projetos, segundo o autor, pode-se enfatizar: (a) corrosão; (b) falha nas ligações e (c) falha estrutural.

A corrosão pode ser provocada devido à disposição inadequada dos perfis, possibilitando o acúmulo de água e poeira, inexistência ou insuficiência de furos de drenagem, perfis semi-enterrados ou semi-submersos (Figura 2.16). Um projeto de qualidade poderia evitar esta patologia. Dentre as características de um projeto de qualidade alguns fatores devem ser considerados. Deve-se levar em conta a diminuição da possibilidade de criação de condições propícias ao desenvolvimento da corrosão eletroquímica, além do aumento da facilidade de aplicação e das condições para que os eventuais revestimentos adotados possuam melhor desempenho, facilidade de inspeção e manutenção. A geometria dos componentes estruturais, definida ainda no projeto,

pode favorecer ou dificultar o aparecimento de corrosão. Deve ser dada a preferência para superfícies planas ou lisas e geometrias curvas, arredondamento de cantos, componentes simples e não compostos, não utilizar seções abertas na face superior e garantir escoamento adequado da água.



**Figura 2.16. Corrosão uniforme proveniente de falha no processo de projeto. Fonte: Castro, 1999.**

As falhas nas ligações que, além de Castro (1999), também são apresentadas por Pravia e Betinelli<sup>44</sup> (1998) *apud* Teixeira (2007), além de poderem comprometer a integridade estrutural, podem causar danos em outros componentes da edificação, como: fissuras nas paredes, vidros quebrados em fachadas, vibração excessiva, etc. Ocorrem em ligações soldadas e aparafusadas. As causas deste tipo de patologia que estão diretamente ligadas à etapa de projetos provavelmente são (em ligações soldadas) falhas na etapa de detalhamento da ligação e incompatibilidade entre perfis devido à utilização de duas seções diferentes em uma mesma peça estrutural (Figura 2.17) e (em ligações aparafusadas) ruína por rasgamento, por esmagamento/ estriccionamento, cisalhamento, tensionamento axial do fuste do parafuso, dobramento do parafuso, rasgamento global e esmagamento da chapa de ligação, decorrentes da especificação inadequada de componentes (parafusos, porcas ou chapas). Podem também haver erros no cálculo do comprimento dos elementos estruturais ou no detalhamento da ligação como: gabarito errado (Figura 2.18), detalhamento insuficiente, erro no cálculo do comprimento dos

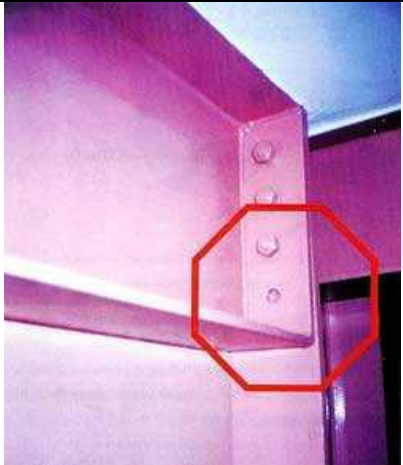

---

<sup>44</sup> PRAVIA, Z. M. C., BETINELLI, E. A. Conceito e estudos de casos de falhas em estruturas metálicas. **Construção Metálica**. São Paulo, n.35, 1998. p. 56-61.

elementos (Figura 2.18), diâmetro errado do furo ou parafuso e locação errada dos furos (Figura 2.19). Como outro exemplo de patologia em ligações proveniente de uma etapa de projetos ineficiente, pode-se observar na Figura 2.20 o amassamento das extremidades da borda dos perfis com o objetivo de se produzir uma ligação soldada.



**Figura 2.17: Incompatibilidade entre perfis. Fonte: Teixeira, 2007.**

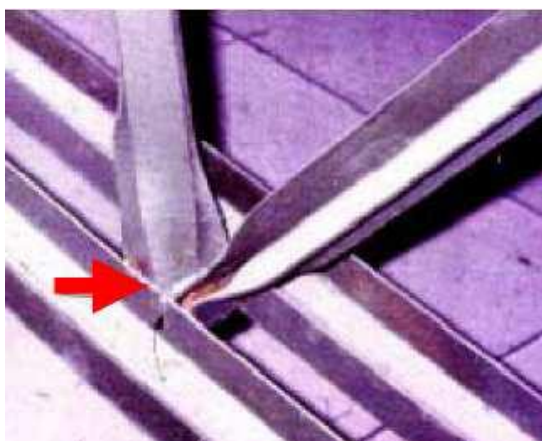
	
<p><b>Falta de furo na coluna – erro de gabarito</b></p>	<p><b>Comprimento excessivo da peça</b></p>

**Figura 2.18: Erros em pelas pela falta de detalhamento. Fonte: Teixeira, 2007.**



**Figura 2.19: Erro na locação do furo. Fonte: Pravia e Betinelli, 1998 *apud* Teixeira, 2007.**

A perda de estabilidade estrutural devido às falhas na etapa de projeto pode ter como indicadores os seguintes aspectos: ausência de elementos estruturais responsáveis pela estabilidade da estrutura (contraventamentos, mãos francesas, enrijecedores, conectores de cisalhamento, etc.); falta de ancoragem; dimensionamento e detalhes insuficientes; fundações inadequadas; deformidade excessiva (por flexão, cisalhamento ou torção), podendo provocar fissuras em paredes e danos nas esquadrias ou painéis de vidro. Como exemplo, a Figura 2.21 representa uma perda de estabilidade da estrutura devido a erros no dimensionamento da peça.



**Figura 2.20: Amassamento da estrutura para realização de soldagem. Fonte: Santos<sup>45</sup>, (1998) *apud* Castro (1999).**

---

<sup>45</sup> SANTOS, P. Consultoria preventiva na construção com aço acompanha a gestão da qualidade. Construção Metálica. São Paulo, 1998. – *apud* Castro (1999)



**Figura 2.21: Flambagem global da diagonal da treliça. Fonte: Pravia e Betinelli, 1998 *apud* Teixeira, 2007.**

Segundo Pravia e Betinelli (1998) *apud* Teixeira (2007) e Castro (1999), o sistema construtivo metálico, também apresenta como causa de muitas patologias provenientes de etapas de projetos ineficientes as escolhas inadequadas de elementos de laje e fechamentos (utilizados juntamente com as estruturas metálicas) provocando fissuras, corrosão, etc. Além disto, as interferências entre o projeto estrutural e os demais projetos são carentes de planejamento e coordenação durante a etapa de concepção e desenvolvimento dos mesmos. Isto acarreta alterações de projetos com a construção já em andamento, resultando em interrupções, perda de tempo e ociosidade na obra. Exemplos da falta de compatibilização de projetos podem ser ilustrados pela Figura 2.22, que apresenta o seccionamento do perfil para passagem de tubulações, e pela Figura 2.23, que apresenta a falta de compatibilização entre os projetos estruturais de concreto armado e metálico.



**Figura 2.22:** Furo para passagem de tubulação hidráulica. Fonte: Santos, 1998 *apud* Castro, 1999.



**Figura 2.23:** Incompatibilidade entre os projetos estruturais de concreto e metálico. Fonte: Pravia e Betinelli, 1998 *apud* Teixeira, 2007.

#### **2.2.4 – O Projeto de Fabricação**

Nesta etapa ocorre a elaboração dos desenhos de detalhamento e croquis de fabricação, de acordo com o projeto estrutural. Os conceitos originais da estrutura são traduzidos em esquemas, linhas, dimensões e notas que fornecem instrumentação completa para o corte, puncionamento, furação e montagem dos vários componentes estruturais.

Segundo Teixeira (2007), fabricação antecede a construção do edifício. Nesta etapa, as chapas de aço e/ou perfis são confeccionados ou adquiridos de acordo com as exigências do projeto estrutural. Parte de um detalhamento que define todas as peças

que compõem a estrutura, inclusive detalhes de encaixe e ligação. Fazem parte desta etapa: a traçagem, o corte, o acabamento e pré-deformação, a soldagem, o desempenho a quente, a dobra, a furação, o ponteamto e todos os processos auxiliares (usinagem, desempenos, esmerilhamento, calandragem), preparação da superfície e pintura. No transporte, as peças da estrutura devem ser embarcadas de acordo com o planejamento de montagem, para que não ocorra falta de espaço para estocagem na obra ou paralisações por falta de peças. A fase de montagem (dentro da etapa de construção) destaca-se por ser diferente do processo tradicional. Compreende na união das peças fabricadas, através de parafusos ou soldas, executado por mão-de-obra especializada, com auxílio de equipamentos e ferramentas apropriados. Também está incluído nesta etapa o processo de aplicação da proteção passiva contra incêndio e pintura anti-corrosiva.

O MBCEM (1986), em seu volume I, define os desenhos de fabricação como sendo “aqueles que detalham peça por peça da estrutura a ser fabricada, especificando o perfil a ser utilizado, as dimensões e extensões de soldas, o número de furos, diâmetro, espaçamento, tipos de acabamento e outros detalhes.” Afirma ainda que os desenhos são preparados pelo próprio fabricante da estrutura, de acordo com seus próprios métodos de fabricação e tipos de equipamentos disponíveis. Afirma ainda que o projeto estrutural e o detalhamento têm grande importância no custo final das estruturas e apresenta as seguintes atividades como parte da elaboração dos croquis de fabricação:

- preparação da lista preliminar de encomenda material;
- elaboração do plano de montagem;
- preparação dos sistemas de marcação e folhas de índice;
- elaboração dos detalhes típicos e folhas de rotina, lay-outs e memórias de cálculos;
- elaboração e conferência de desenhos ou fabricação;
- elaboração de listas de materiais e cálculo de pesos;
- elaboração dos croquis de fabricação;
- preparação da lista dos conectores de campo e eletrodos.



Tais afirmações hoje podem ser contestadas. Em várias visitas técnicas a empresas fabricantes de estruturas metálicas, foi constatado que, devido ao grande número de estruturas vendidas, a demanda exigiu que houvesse uma terceirização deste tipo de serviço. Os fabricantes contratam empresas de projeto para detalhar os projetos de estruturas segundo um guia de procedimentos, compatibilizando os desenhos com os da fábrica. Muitas das atividades mencionadas anteriormente são realizadas antes de se iniciar o projeto de fabricação. O setor de detalhamento do fabricante restringe-se à verificação dos desenhos (quando necessário) e a detalhar projetos de grande complexidade.

O MBCEM ressalta ainda que os desenhos de fabricação devem ser submetidos à aprovação do responsável pelo projeto, para verificação da adequabilidade dos elementos projetados. A viabilidade da montagem dentro do prazo definido no cronograma é de inteira responsabilidade do fabricante.

Raad Jr (1999) afirma que os desenhos de fabricação podem ser feitos por quem executou os desenhos de projeto ou pelo fabricante da estrutura metálica. Nesta etapa, definem-se as peças que compõem a estrutura e todos os detalhes de encaixe e ligação. A partir dos desenhos de fabricação define-se o projeto de montagem.

Pela NBR 8800:2008, os desenhos de fabricação têm como função traduzir para a fábrica as informações contidas nos desenhos de projeto, informando sobre os elementos componentes da estrutura, materiais a serem utilizados e suas especificações, além da locação, tipo e dimensão de todos os parafusos e soldas de fábrica e de campo. Caso necessário, devem indicar a seqüência de execução de ligações e então evitar o aparecimento de empenos ou tensões residuais excessivas.

O projeto de fabricação consiste em: reunir nos desenhos informações necessárias para a fabricação da estrutura. Estas informações necessitam de uma padronização para que, na linha de produção, sua interpretação ocorra de forma imediata pelos funcionários, evitando-se desperdício de tempo e possíveis erros de interpretação, o que acarretaria na perda da peça, gerando prejuízo. Nota-se, em visitas de campo, que cada fabricante



apresenta sua própria metodologia de representação dos detalhes, seus próprios procedimentos para a realização desses desenhos. Por esta razão, na maioria das vezes o detalhamento é feito pelo próprio fabricante (equipe técnica própria). Atualmente, devido ao grande crescimento do mercado de estruturas metálicas, há um processo de terceirização do serviço a outros escritórios. São fornecidos guias de procedimento para o detalhamento a esses escritórios, a fim de seguir a padronização do fabricante, evitando gasto de tempo na fábrica para fazer alterações e adaptações.

No detalhamento de fabricação, são definidos conjuntos de peças. A estrutura é dividida em conjuntos, em função do projeto de montagem. A finalidade é que saia montado de fábrica o máximo de peças possíveis, limitadas apenas pelo espaço disponível para transporte. Poder-se-ia solicitar eventualmente transporte especial para a estrutura, porém este serviço apresenta um alto custo, que inviabilizaria a execução. Torna-se viável a realização do projeto de montagem, ou de parte dele, antes da realização do projeto de fabricação, otimizando todo o processo de execução da estrutura.

Definido o conjunto inicia-se o detalhamento de cada peça componente, ou seja, desenha-se cada peça com todas suas informações, suas dimensões, possíveis cortes, furos, arestas, soldas etc. Cada formato conterá apenas o detalhamento de uma peça, o chamado croqui de fabricação, que consiste em um desenho limpo, objetivo e preciso, apresentando apenas as informações necessárias para a fabricação da peça. O excesso de informação no desenho compromete a sua compreensão, podendo ocasionar erros e, conseqüentemente, prejuízo com a perda da peça. Assim, é justificada a padronização de desenhos e símbolos utilizados num projeto, facilitando a compreensão e aumentando a produtividade.

A equipe técnica de detalhamento é composta por projetistas, desenhistas e o “verificador”, um engenheiro com ampla experiência em construção metálica, que verifica cada detalhe, cada medida, cada cota, cada ângulo, cada solda, cada nome, enfim, verifica todo o desenho a fim de encontrar possíveis erros que possam prejudicar a fabricação das peças. Essa verificação ocorre baseada nas normas brasileira e na

AISC, vigentes para as construções metálicas e, também, de acordo com os procedimentos de detalhamento fornecidos pelo fabricante.

Apesar das sugestões anteriores e das propostas pelos fabricantes, qualquer projeto de fabricação realizado no Brasil deve seguir as recomendações da NBR 8800:2008, que prescreve:

*“- Os desenhos de fabricação devem traduzir fielmente, para a fábrica, as informações contidas nos desenhos de projeto, dando informações completas para a produção de todos os elementos componentes da estrutura, incluindo materiais utilizados e suas especificações, locação, tipo e dimensão de todos os parafusos, soldas de fábrica e de campo.  
- Sempre que necessário, deve-se indicar nos desenhos a seqüência de execução de ligações importantes, para evitar o aparecimento de empenos ou tensões residuais excessivos.”*

As colocações citadas neste item serão apresentadas com maior análise no Cap. 5, segundo literatura estrangeira e visitas técnicas realizadas nos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro.

## **2.2.5 – O Projeto de Montagem**

### **2.2.5.1 - Desenhos de Montagem**

O projeto de montagem tem por objetivo descrever, de forma clara, de que maneira a estrutura será montada no local da obra. Em alguns casos define a própria seqüência da montagem. Sobre os próprios desenhos de projeto são efetuadas as marcas de montagem da estrutura. (MBCEM, 1986).

Raad Jr (1999) afirma que no projeto de montagem, toda peça detalhada recebe uma denominação que ficará marcada na mesma durante a fabricação e servirá para identificação durante a montagem da estrutura.

O diagrama de montagem consta de uma planta simples, limpa, apenas com as marcas dos grupos locados. Aparece a locação de todas as peças que compõem a obra, sendo cada uma delas um elemento simples ou composto, embarcado como unidade. No diagrama de montagem deve-se mostrar os eixos de elevação (vistas laterais) em desenhos separados, mesmo que sejam idênticos, pois cada vista conterá as marcas (nomes) de suas peças.

Segundo o MBCEM (1986), os desenhos de montagem geralmente contém: marcas de todas as peças a serem montadas, elevações, detalhes, seqüência de montagem, indicações de solda, referências, notas, recomendações especiais sobre os procedimentos de montagem. Informações estas com o objetivo de auxiliar a montagem da estrutura de forma rápida e sem erros. Também em decorrência destas informações podem-se tomar providências relacionadas com o acesso externo e interno à obra, implantação do canteiro, estocagem das peças, escolha dos equipamentos, execução das bases, locação dos chumbadores, programação de embarques prioritários, etc.

O Manual afirma que para alguns casos excepcionais, algumas empresas preferem fabricar parte da estrutura no próprio local de montagem. O constatado em visita aos fabricantes foi que deve-se montar o máximo que for permitido (pelo transporte) dentro da fábrica pois em campo há mais chances de erro ou de uma menor qualidade na execução do trabalho. Principalmente as ligações e emendas realizadas com solda, existe a preferência de realizar em campo apenas ligações aparafusadas. Algumas estruturas de maior complexidade costumam ser previamente montadas na fábrica para verificação, em certas situações a montagem ocorre em modelos reduzidos.

Os desenhos de detalhes atuam como um recurso do montador para controle da produção (avaliação do peso montado e medições em geral) e na ocorrência de dúvidas ou erros na fabricação. As lista de parafusos e arruelas também facilitam, pois contém quantidade, diâmetro, comprimento e tipos de parafusos e arruelas destinados à ligação das peças.

As especificações técnicas para a montagem da estrutura diferem, fundamentalmente, para cada tipo de obra. As normas de segurança são abrangentes, tanto no que se refere à preservação da vida humana, quanto ao uso e conservação dos equipamentos. Algumas empresas possuem seus próprios manuais de montagem, baseados nas normas e especificações existentes e enriquecidos com as recomendações decorrentes de sua própria experiência. De forma geral, as normas mais utilizadas são: Normas Brasileiras, Manuais AISC, AISE e AWS.

De acordo com a NBR 8800:2008, os desenhos de montagem devem indicar as dimensões principais da estrutura, marcas das peças, dimensões de barras (quando necessárias à aprovação), elevações das faces inferiores de placas de base de pilares, todas as dimensões e detalhes para colocação de chumbadores, locação, tipo e dimensão dos parafusos, soldas de campo, posições de montagem e outras informações necessárias à montagem da estrutura. Devem ser claramente indicados todos os elementos permanentes ou temporários essenciais à integridade da estrutura parcialmente construída.

A Norma também indica alguns requisitos especiais para fabricação e montagem:

*“L.6.1 - Permite-se que chapas de espera longitudinais sejam deixadas no local e, se usadas, devem ser contínuas. Se forem necessárias emendas nas chapas de espera em juntas longas, tais emendas devem ser feitas com solda de penetração total e o excesso de solda deve ser esmerilhado longitudinalmente antes do posicionamento da barra na junta.*

*L.6.2 - Em juntas transversais sujeitas à tração, as chapas de espera, se usadas, devem ser removidas e é necessário fazer extração de raiz e contra-solda na junta.*

*L.6.3 - Em juntas em T ou de canto, feitas com solda de penetração total, um filete de reforço não menor que 6 mm deve ser adicionado nos cantos reentrantes.*

***L.6.4** - A rugosidade superficial de bordas cortadas a maçarico, sujeitas a faixas de variações de tensões significativas, não deve exceder 25  $\mu\text{m}$ , usando-se como norma de referência a ASME B46.1.*

***L.6.5** - Cantos reentrantes em regiões de cortes, recortes e em aberturas para acesso de soldagem devem formar um raio não menor que 10 mm. Para isto deve ser feito um furo sub-broqueado ou subpuncionado com raio menor, usinado posteriormente até o raio final. Alternativamente o raio pode ser obtido por corte a maçarico, devendo, nesse caso, esmerilhar-se a superfície do corte até o estado de metal brilhante.*

***L.6.6** - Para juntas transversais com soldas de penetração total, em regiões de tensões de tração elevadas, devem ser usados prolongadores para garantir que o término da solda ocorra fora da junta acabada. Os prolongadores devem ser removidos e a extremidade da solda deve ser esmerilhada até facear com a borda das peças ligadas. Limitadores nas extremidades da junta não devem ser usados.*

***L.6.7** - Ver seção 6.2.6.2.6 para requisitos relativos a retornos em certas soldas de filete sujeitas a carregamentos cíclicos.”*

#### **2.2.5.2 – Considerações de Projeto**

Como as montagens das estruturas metálicas se caracterizam pela rapidez, precisão, adaptabilidade e confiabilidade, alguns critérios devem ser levados em conta ao se elaborar um projeto de montagem, pois vão influenciar diretamente no sucesso de sua execução. Segundo o MBCEM (1986), são eles: economia de projeto; estabilidade; emendas; formas geométricas e contraflechas; juntas construtivas e de dilatação; pré-montagem; parafusagem e soldagem; tensões de montagem; manutenção; estocagem no Canteiro de obras. Em seguida explica-se de cada um deles.

#### **2.2.5.3 - Economia de Projeto**

Fatores como transporte, equipamentos, acessos e condições topográficas do local de uma obra devem ser levados em consideração ao se estabelecer, no projeto de montagem, soluções econômicas e tecnicamente viáveis.

Deve ser elaborado um cuidadoso plano de montagem, baseado em experiências anteriores da própria empresa, com a finalidade de garantir segurança, eficiência e economia, principalmente quando o tempo previsto para entrega da estrutura montada for pequeno.

Devem ser consideradas, ainda, condições climáticas (ventos fortes, chuvas, possibilidades de inundação, etc.) e o entorno, construções adjacentes podem interferir na escolha do método de montagem e dos equipamentos, assim como a acessibilidade às fontes de energia. “A rapidez da montagem está relacionada com o fluxo de fabricação, o carregamento, o transporte e a descarga das peças. O seu início está condicionado ao término das fundações e, em alguns casos, à locação dos chumbadores”.

#### **2.2.5.4 - Estabilidade**

Deve-se verificar a estabilidade lateral de treliças e das vigas quando içadas pelo centro, pelas extremidades ou por outros pontos intermediários. Sendo lateralmente instáveis, deve-se avaliar a necessidade de reforçar os elementos, de acrescentar alguma escora ou contraventamento horizontal, ou de utilizar tirantes ou cabos de aço estaiados na base etc., itens provisórios que promovam a estabilidade, permitindo o içamento da peça com segurança.

Em montagem de edifícios industriais, a estabilidade longitudinal é adquirida com o uso de contraventamentos verticais entre as colunas e a estabilidade lateral é obtida pela montagem de contraventamentos horizontais, nos planos das terças ou das cordas inferiores das tesouras. Em edifícios de múltiplos andares ou em montagens de colunas de grande altura pode-se utilizar estais provisórios constituídos por cabos de aço e esticadores, que são ancorados na base ou na própria estrutura, até que sejam colocados

os contraventamentos definitivos. De modo geral, o montador é o responsável por estes suportes provisórios, até que os mesmos sejam removidos.

#### **2.2.5.5 - Emendas**

As emendas de campo são feitas por meio de parafusos ou de soldas, embora, como dito anteriormente, seja preferencial realizar o máximo de soldas possíveis ainda na fábrica.

As superfícies de ligações, incluindo as adjacentes às cabeças dos parafusos, porcas ou arruelas, devem estar isentas de carepa de laminação, rebarbas, protuberâncias, sujeiras ou qualquer outra matéria estranha que possa prejudicar o perfeito assentamento das partes.

As superfícies em contato, com ligações por atrito, devem estar isentas de óleos, vernizes ou outros revestimentos, exceto os indicados na Norma Brasileira.

As partes aparafusadas devem se ajustar rigidamente quando montadas e não devem ter gaxetas ou outros materiais compressíveis interpostos, exceto quando esteja previsto no cálculo.

#### **2.2.5.6 - Formas Geométricas e Contraflechas**

O MBCEM (1986) indica que as formas geométricas e contraflechas, dependendo do tamanho das peças, podem ser aplicadas na oficina ou na montagem de campo. Quando necessárias, são indicadas no diagrama de montagem, para compatibilizar as deformações da estrutura com os acabamentos da obra. Atualmente, constatou-se que ambas são aplicadas nas peças ainda na fábrica.

#### **2.2.5.7 - Juntas Construtivas e de Dilatação**

As juntas devem ser executadas com precauções, de forma que permitam a dilatação ou a retração adequada às condições de serviço da estrutura, pré-estabelecidas.

#### **2.2.5.8 - Pré- Montagem**

A pré-montagem se faz necessário para verificação das dimensões totais, prumo, nível e esquadros das partes ou do conjunto. As partes componentes são posicionadas e montadas temporariamente com parafusos, pontos de solda ou grampos. Após a verificação a montagem final é executada.

A parafusagem abrange a ligação de talas ou chapas de emenda, outras ajustagens e a correção de defeitos encontrados na inspeção.

Quando se constata que as posições dos furos não são coincidentes, devido a erros de detalhamento ou de fabricação, devem-se procurar soluções para o aproveitamento das peças, ou as mesmas serão perdidas, constituindo prejuízo ao fabricante. Como possibilidades, a conexão poderá ser feita através da complementação de calços, abertura de nova furação, substituição de conexões etc. Com a finalidade de assegurar a perfeita coincidência dos furos, algumas especificações exigem que as conexões de campo sejam alargadas na fabricação, com o auxílio de gabaritos metálicos, ou que se proceda a uma pré-montagem de oficina para as devidas correções. Tal procedimento onera a fabricação, porém é mais usual em conexões especiais, por exemplo, em pontes.

#### **2.2.5.9 - Parafusagem e Soldagem**

A parafusagem é o processo mais amplamente utilizado em montagens de campo, devido a sua facilidade de execução se comparada à soldagem. Os parafusos ASTM-A 307 (parafusos comuns) são utilizados em ligações de peças secundárias, não sujeitas a esforços dinâmicos, tais como terças, vigas de tapamento, etc. As porcas correspondentes aos parafusos devem ser apertadas de acordo com as especificações, para que se evite seu afrouxamento. Se necessário, podem-se utilizar ainda arruelas e porcas de travamento, porcas de obstrução, amassamento da rosca, ponto de solda ou qualquer outro procedimento recomendado.



Em conexões submetidas a cisalhamento, é necessário avaliar se as roscas estão ou não incluídas nos planos de cisalhamento. Os parafusos de alta resistência ASTM-A 325, A 490 ou equivalentes, são geralmente utilizados quando se deseja uma maior rigidez na estrutura, em ligações muito solicitadas e em ligações sujeitas a cargas dinâmicas. A utilização destes parafusos deve ser realizada adotando-se cuidados especiais que certifiquem a aplicação da força de protensão especificada.

Os parafusos de alta resistência devem ser apertados pelos métodos da rotação da porca ou do uso de indicador direto de tração, até atingir a força mínima especificada. Estes métodos encontram-se descritos na Norma Brasileira.

A soldagem de campo é outro procedimento indicado para realizar ligações de algumas peças ou de toda estrutura (esta última, embora não seja comum, depende de circunstâncias favoráveis para sua realização). Para a execução de ligações soldadas, o montador dispõe de informações contidas nos diagramas de montagem e nas listas de eletrodos. Estas informações referem-se aos detalhes de solda, à localização das conexões soldadas, ao tamanho e ao tipo de eletrodo, ao tipo da junta (que pode ser executada em filete, de topo, com penetração total, penetração parcial, etc.). Conexões mais específicas e soldagens em seqüência pré-determinada devem ser indicadas ao montador.

#### **2.2.5.10 - Tensões de Montagem**

As tolerâncias de fabricação e as de montagem de campo, embora admissíveis, introduzem esforços secundários à estrutura, ocasionando efeitos e deformações que são geralmente desprezíveis, faces às considerações do cálculo estrutural. Entretanto, precauções especiais devem ser tomadas em relação às solicitações que ocorrem durante a montagem, quase sempre provenientes do uso de equipamentos que se apóiam na estrutura. Isto usualmente ocorre em edifícios de andares múltiplos, com a utilização de guindastes atirantados, gruas ascendentes, etc. As peças assim solicitadas, nem sempre são dimensionadas por ocasião da elaboração do projeto estrutural. Esta providência, às vezes, ocorre após a definição do sistema de montagem e da escolha dos equipamentos.

Cabe, pois, ao engenheiro montador, a responsabilidade de verificar a resistência das vigas e de suas conexões, para suportar as cargas dos equipamentos, reforçando-as, quando necessário. Esta verificação deve ser aprovada pelo engenheiro projetista, que dispõe dos elementos de cálculo e pode, assim, analisar melhor a solução encontrada pelo montador. Além disto, podem verificar-se inversões de esforços em alguns elementos, particularmente em treliças de pontes, quando a montagem é feita por lançamento sobre pilares ou rolos.

#### **2.2.5.11 - Manutenção**

As estruturas de aço, antes de montadas, devem receber pintura que as protegerá contra corrosão do meio ambiente. Algumas ficam completamente expostas às intempéries ou a um ambiente agressivo, conseqüentemente, devem ser projetadas e detalhadas, de modo a apresentarem facilidades para a inspeção geral, limpeza, pintura e manutenção.

Apoios de extensão, pendulares ou em rolos, algumas vezes ficam travados com o acúmulo de pó, fragmentos e ferrugem, requerendo reparos ou substituição regular.

Passadiços e escadas de marinheiros devem ser previstos para o pronto acesso a todas as partes da estrutura, particularmente as que ficam por baixo dos pisos e cobertura.

Em algumas vigas caixão ou em construções celulares, o acesso ao interior deve ser feito por meio de janelas de inspeção, cuja tampa possa ser facilmente removida, tanto para o interior quanto para o exterior.

#### **2.2.5.12 - Estocagem no Canteiro de Obras**

Nem sempre a fabricação de uma estrutura se processa de acordo com a seqüência necessária para a montagem de campo. Por medida de economia, todos os elementos iguais ou semelhantes entre si são normalmente fabricados numa mesma operação, havendo certa preferência na fabricação de vigas de alma cheia ou de outras peças simples.

À medida que as peças são fabricadas, são embarcadas para o campo e estocadas no canteiro de obras, onde se acumulam em grande quantidade, antes mesmo do início da montagem. Esta estocagem é de fundamental importância para que os serviços de montagem se processem normalmente, sem descontinuidade das operações. Sempre que possível, o montador deve estocar o material recebido em áreas próprias, dispondo-o em ordem, de forma que não ocorram manuseios ou mudanças desnecessárias.

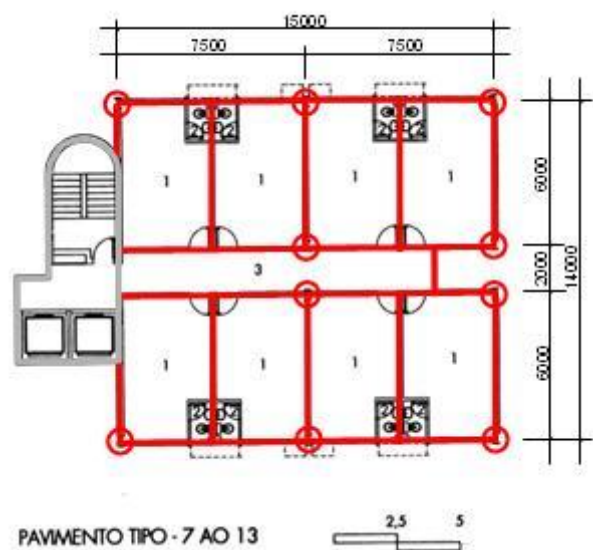
Cuidados especiais devem ser tomados para que não ocorram também deformações, perdas de peças de dimensões reduzidas e danos na pintura. As peças maiores, como as vigas de rolamento, colunas, etc., devem ficar perfeitamente apoiadas sobre dormentes de madeira, para que não sofram tensões ou empenos e não fiquem em contato com o solo, evitando assim, a impregnação com barro, terra ou outros materiais que provoquem deterioração da pintura.

As peças menores, como as conexões, os calços, os parafusos, etc., devem ser estocados em caixas de madeira, com dimensões que facilitem o seu deslocamento.

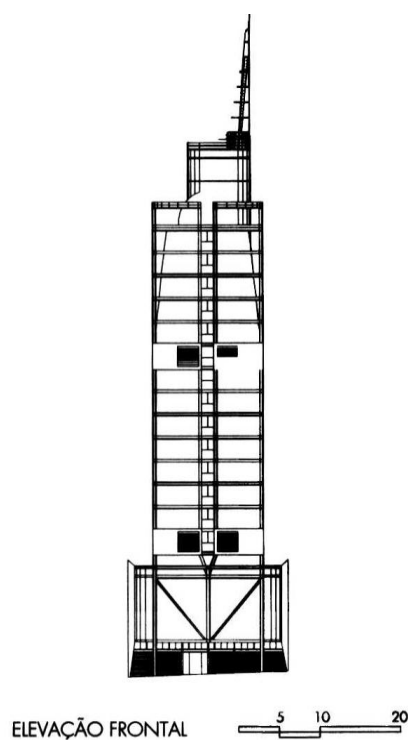
Raad Jr (1999) afirma que “a fabricação da estrutura pode ser iniciada tão logo fique pronto o primeiro desenho de detalhamento. Se ainda não foram detalhadas, os chumbadores e demais peças de fixação da estrutura são as que devem ser feitas em primeiro lugar, a fim de possibilitar a conclusão das fundações. Normalmente, segue-se a fabricação das colunas, vigas dos pórticos e dos contraventamentos, obedecendo ao cronograma de montagem da estrutura. Em seguida são fabricadas as vigas secundárias e de piso e posteriormente as tesouras, travessas e terças.”

### **2.3 – Lançamento Estrutural e Sistemas de Estabilização**

“Lançamento estrutural” é o ato de estabelecer a localização das vigas e pilares, na proposta arquitetônica, de acordo com a concepção estrutural adotada. O fluxo das ações em uma edificação irá determinar a localização dos elementos estruturais que irão resistir às mesmas. Ver figuras 2.24 e 2.25.



**Figura 2.24: Lançamento estrutural sobre planta de pavimento tipo. Edifício Scala Work Center, Arquiteto João Diniz. Fonte: Jardim e Sequeira<sup>46</sup> (2005).**



**Figura 2.25: Edifício Scala Work Center, Arquiteto João Diniz. Fonte: Jardim e Sequeira (2005).**

<sup>46</sup> JARDIM, G. T. C; SEQUEIRA, M. **Sistemas Estruturais**. Trabalho Acadêmico. Curso de Pós-Graduação “Lato Sensu” em Estruturas Metálicas. CEACOM, 2005.

A idéia de lançamento estrutural e fluxo das ações está associada aos conhecimentos de sistemas estruturais e como estes se comportam quando solicitados. Inicialmente, é necessário obter conhecimento sobre os tipos de carregamentos que solicitam uma estrutura.

De acordo com o MBCEM (1986), para a escolha do sistema estrutural mais adequado a cada caso específico, é importante considerar:

- seção em planta;
- altura;
- localização;
- vãos livres;
- pé direito;
- carregamentos;
- topografia;
- qualidade do solo;
- sistema de transporte vertical;
- utilidades.

Os tipos de sistemas estruturais de estabilização mais utilizados são:

- contraventados;
- em arco;
- em quadro;
- com núcleo ou paredes de cisalhamento;
- com pisos suspensos;
- com treliças alternadas;
- tubulares.

### **2.3.1 – Sistemas de Estabilidade de Edifícios de Andares Múltiplos**

#### **2.3.1.1 - Generalidades**

Existem três grandes fatores a se considerar no projeto das estruturas altas: a resistência, a rigidez e a estabilidade.

Em edifícios baixos, a resistência é o fator predominante. À medida em que se aumenta a altura, a rigidez e a estabilidade tornam-se mais importantes passando, muitas vezes a serem fatores dominantes no projeto.

Existem duas maneiras básicas para se aumentar a rigidez de um edifício. A mais óbvia é aquela que promove o aumento das seções das peças estruturais; a segunda e a mais coerente é adaptar o sistema estrutural às necessidades da edificação.

No Brasil, como não existem terremotos, o único efeito estrutural que se deve preocupar é o efeito do vento. É curioso e importante salientar que não existem registros de colapso de edifícios de andares múltiplos pelo efeito do vento no país.

Por outro lado, pode-se mostrar analiticamente que sob o efeito do vento, um edifício entraria em colapso através do que é chamado de efeito  $P-\Delta$ , no qual as excentricidades devido às cargas verticais originadas pela deformação horizontal da estrutura vão crescendo de tal forma a provocarem o colapso das colunas.

Assim, deve-se assegurar que os deslocamentos provocados pelo vento estejam abaixo daqueles correspondentes à estabilidade limite da edificação.

Outro critério que deve ser observado diz respeito ao deslocamento máximo admissível na estrutura, o qual não pode ser superior aos deslocamentos limites suportados pelos materiais de revestimento do prédio, apesar deste efeitos não ser muito significativo se analisado como um todo, as diferenças entre os deslocamentos horizontais entre pisos (*interstorey drif*) mostra-se freqüentemente ser um limitador da flexibilidade dos edifícios altos, pois provoca trincas nas paredes e quebra dos vidros das fachadas.

Caso o edifício seja esbelto (altura/menor dimensão > 5,0), um novo aspecto deve ser considerado. É o efeito dinâmico do vento que através do desprendimento cadenciado de vórtices, pode provocar oscilações indesejáveis, que por sua vez causam desconforto aos ocupantes pela sensação de movimento.

### **2.3.1.2 - Altura dos edifícios e seus custos**

A quantidade de material para resistir às cargas horizontais cresce de maneira muito pronunciada com o aumento da altura (chegando-se a até 50 pavimentos) e passa a ser o maior responsável pelo consumo de aço.

Acima dos cinquenta pavimentos, o sistema adotado para absorver os efeitos do vento é o que vai tornar o projeto econômico ou não. A estrutura de um edifício representa de 20 a 30% do custo total da obra.

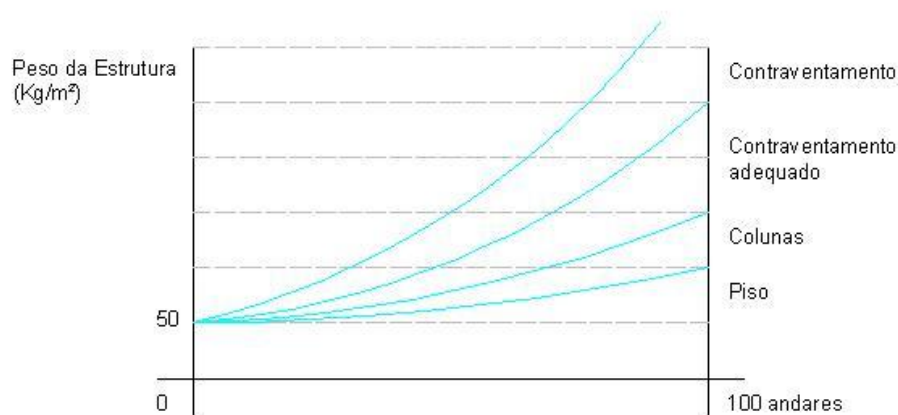
A principal parcela do custo da estrutura de um edifício em aço é usualmente aquela que corresponde ao peso da quantidade de aço consumida. O peso deste aço está relacionado diretamente com a eficiência do sistema estrutural adotado e relacionado a este último os custos referentes à fabricação e montagem da estrutura.

Uma maior eficiência de um sistema estrutural é obtida pela minimização do consumo de aço acima daquele necessário para resistir às cargas verticais de origem gravitacional. Desta forma, torna-se muito importante, em cada projeto específico, um estudo para redução desse peso extra do aço. Este consumo extra se refere à parcela do peso total da estrutura necessária ao enrijecimento do edifício quando da ação das cargas laterais, as quais podem ser devido à ação do vento ou de abalos sísmicos.

O gráfico representado na Figura 2.26 mostra o acentuado crescimento da quantidade de aço necessária para a resistência às cargas laterais, no caso de um edifício em aço, com sistema de contraventamento em quadro de nós rígidos com cinco vãos.

Em relação às cargas gravitacionais, o peso da estrutura cresce quase linearmente com o número de andares. No entanto, para a resistência às cargas laterais, este peso cresce quase exponencialmente.

Em edificações com mais de cinquenta pavimentos, um custo razoável para o sistema de resistência ao efeito do vento é de 1/3 do custo. Isto equivale de 7 a 10% do valor da obra. É conveniente salientar que nos percentuais citados anteriormente não se inclui os sistemas de ar condicionado, aquecimento e ventilação mecânica.



**Figura 2.26: Gráfico - altura do edifício x peso da estrutura. Fonte: Stamato<sup>47</sup> (1986).**

Pelo exposto, pode-se observar que para que os edifícios altos sejam competitivos com os de média altura é necessário que eles apresentem novos aspectos de economia que os tornem visíveis. O segredo está na otimização do custo global da obra, fato que só ocorrerá se esta otimização tiver início no projeto arquitetônico, o qual deverá ser desenvolvido em conjunto com os demais projetos (estrutural e sistemas complementares).

Cada edifício responde a um conjunto de variáveis, tais como local, mercado imobiliário, prioridades, leis municipais, estilo arquitetônico, etc. É esta singularidade que tem dado forte estímulo no encontro de soluções inovadoras ao atual estado da arte da engenharia dos edifícios.

### **2.3.1.3 – Fatores Responsáveis para a Redução do Peso de um Edifício**

Historicamente, o peso unitário (Kgf/m² ou MN/m² ou daN/m²) dos edifícios tem sido reduzido ao longo dos anos. Acompanhando esta evolução nos edifícios construídos nos Estados Unidos, é observado, atualmente, edifícios de 100 pavimentos pesando 146

<sup>47</sup> STAMATO, M.C. **Associação contínua de contraventamento**. São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1986.



Kgf/m<sup>2</sup> contra os 205 Kgf/m<sup>2</sup> do *Empire State Building*, construído há 68 anos. As razões para esta redução podem ser encontradas na lista a seguir:

#### **A) Conceitos Inovadores de Projeto**

Como dito anteriormente, os sistemas para as cargas verticais e, principalmente, as de estabilidade vertical, são responsáveis pelo peso da estrutura. Assim, os engenheiros estruturais estão continuamente procurando melhores soluções e métodos mais eficazes para estes sistemas, entre os quais, cita-se:

- Projetos de sistemas onde exista grande interação dos seus elementos;
- Uso de contraventamento externo ou interno em todo o contorno do edifício;
- Arranjo no vigamento dos pisos de tal forma que todas ou grande parte das cargas verticais sejam suportadas pelos elementos que também participam da resistência às cargas laterais;
- Minimização dos momentos devido ao vento nos elementos primários da estrutura (Ex. colunas principais);
- Arranjo das colunas externas de modo que seu espaçamento seja pequeno, o que permitirá que elas suportem grande parte das cargas verticais além das horizontais;
- Uso de formas curvas para reduzir o efeito do vento (formas aerodinâmicas);
- Uso de núcleos internos de aço ou concreto dispostos de forma a interagir via treliças “suspensórios” (*out-riggers*) com colunas externas.

#### **B) Uso de aço de alta resistência**

Nas peças principais (vigas e colunas), o uso de aços de maior resistência  $F_y = 345$  MPa traz economia, desde que estas peças tenham sido projetadas com baixo índice de esbeltez.

### **C) Aumento do uso de ligações soldadas**

Um maior uso de ligações soldadas pode trazer economia da ordem de 8 a 15% do peso do aço.

### **D) Uso de computadores**

O uso de softwares cada vez mais sofisticados permite, hoje, projetar a estrutura de um edifício utilizando-se alto grau de interação entre os elementos estruturais.

### **E) Redução do peso dos materiais de acabamento e vedações**

O emprego de divisórias leves ao invés de pesadas alvenarias, o uso dos revestimentos de pedra nas fachadas, cada vez com menores espessuras, traz uma grande redução no peso do aço empregado na estrutura.

Além dos fatores citados, convém também lembrar que o estudo dos modelos em túneis de vento, além de trazer grande segurança ao projetista, permite, muitas vezes, reduzir as pressões estabelecidas pelas normas técnicas.

#### **2.3.1.3 - Distribuição das Forças Horizontais**

As forças horizontais (fluxo do vento) que agem em cada nível de uma estrutura devem ser distribuídas entre os diversos elementos do sistema de estabilização vertical, a fim de se poder verificar se a resistência de cada um dos elementos é superior aos esforços que o solicitam. Deve-se lembrar, também, que caso a laje do edifício não possua rigidez suficiente em seu próprio plano, deve-se procurar contraventar estes planos para atender a tal requisito.

Para se definir o “método de cálculo” utilizado na distribuição das forças podem-se dividir os sistemas em duas categorias: isostáticos e hiperestáticos, tendo em vista que os hipostáticos não são de interesse para este estudo.

Nos sistemas isostáticos, a distribuição das forças não é influenciada pela rigidez dos diferentes elementos que compõem o sistema de estabilização vertical. No caso de sistemas hiperestáticos, para se calcular a distribuição das forças é preciso que se conheça a rigidez relativa de cada elemento.

As cargas horizontais  $\vec{H}$  não deverão ser transferidas a todos os nós e pilares pertencentes ao andar correspondente, mas somente aos pilares situados nos planos da estrutura do contraventamento, cujos elementos servirão de veículo para conduzi-las às fundações.

As estruturas dos contraventamentos devem ser em número tal que possam, de forma direta, contrapor-se a qualquer carga horizontal.

Dessas considerações, pode-se concluir que:

- a) Cada nível pode ser considerado como uma estrutura plana, vinculada ao contraventamento vertical;
- b) Os contraventamentos são vínculos externos de cada nível de piso e devem ser constituídos por um sistema que garanta pelo menos três graus de vinculação (duas direções horizontais e uma vertical);
- c) A estrutura do piso, em cada nível, deve ter condições de resistir às solicitações internas, oriundas das cargas horizontais a ela aplicadas.

Para preencher as condições dadas em (a), a estrutura de cada nível deve conter diagonais que liguem seis nós, transformando-a em uma viga reticulada horizontal. Como alternativa, o sistema de piso pode ser resistente horizontalmente, constituindo de

elementos de concreto pré-fabricado e/ou lajes, cuja deformabilidade no plano pode ser em geral desprezada (diafragma). Nesse caso, deve ser dada atenção à fase de montagem, na qual esses elementos não são ainda eficazes e a estrutura do piso ainda é hipostática. Ela poderá ser transformada em isostática, com a introdução de contraventamento horizontais provisórios, munidos de um sistema para controlar uma tensão.

Para preencher a condição dada em (b), se o contraventamento for constituído por lajes de concreto armado, poderá ser considerado como diafragma resistente à flexão no seu próprio plano, e à torção (dependendo de sua própria capacidade de resistir a esses efeitos). Se o contraventamento for de aço, constituído de uma estrutura treliçada, esta só será eficaz no seu próprio plano, constituindo-se um vínculo simples, no que se refere à estrutura plana do andar.

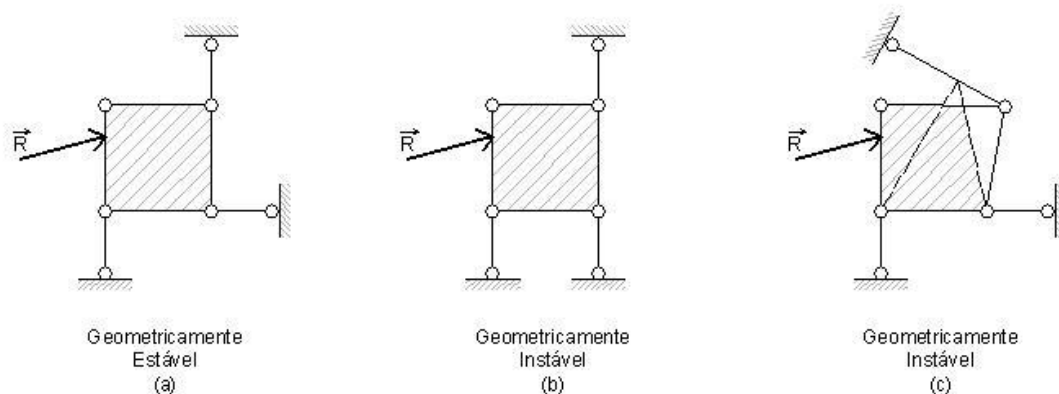
Para que a condição (c) possa ser preenchida, é necessário calcular as solicitações internas que se originam na estrutura plana do andar, para o efeito das cargas horizontais a ela aplicadas, sendo essas solicitações dependentes das condições de vínculo do contraventamento vertical.

#### **2.3.1.4 - Quantidade Mínima de Sistemas de Estabilização**

Uma estrutura será geometricamente estável se existir resistência na eminência ao movimento. Isto requer a presença de no mínimo três forças não-concorrentes e não simultaneamente paralelas. A Figura 2.27 ilustra tal afirmação.

Se todas as forças que constituem o sistema atuarem nem mesmo plano (como comum na prática), o corpo terá três graus de liberdade, sendo dois de translação e um de rotação.

Para fixar um corpo em um plano, é necessário evitar três deslocamentos, ou seja, restringir três graus de liberdade. Para isto são necessários três vínculos que não sejam nem concorrentes nem paralelos simultaneamente.

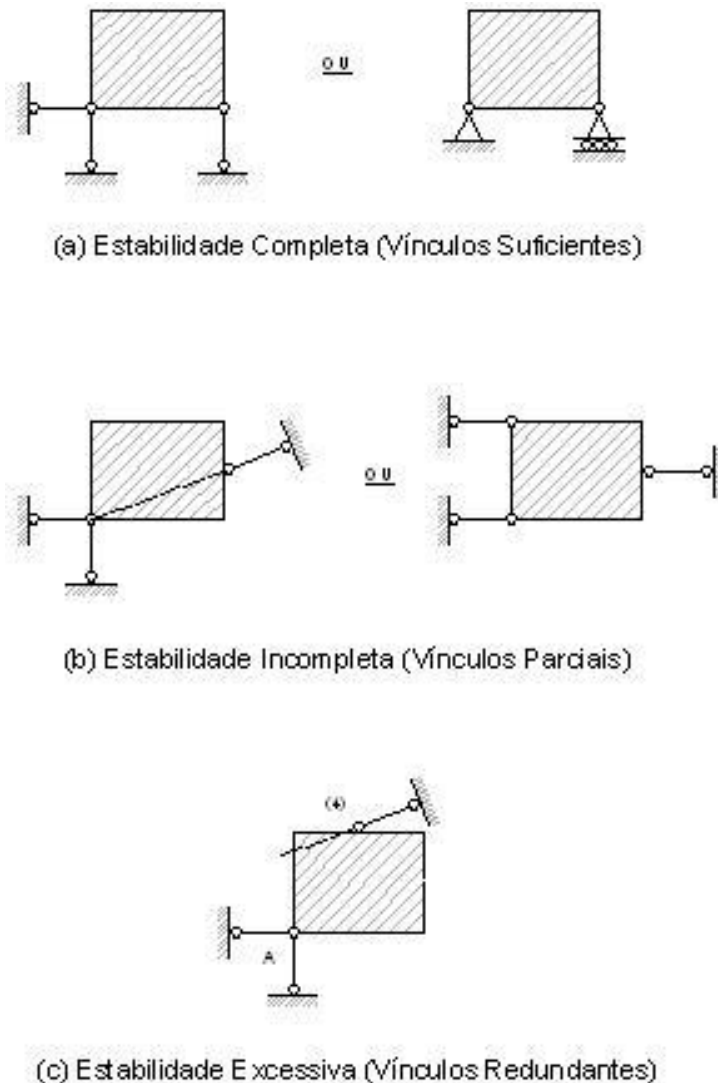


**Figura 2.27: Estabilidade de quadros articulados. Fonte: Stamato (1986).**

Para que os três vínculos não sejam nem concorrentes nem paralelos simultaneamente, entende-se com facilidade, levando-se em consideração que cada novo vínculo colocado no corpo deve restringir um de seus graus de liberdade.

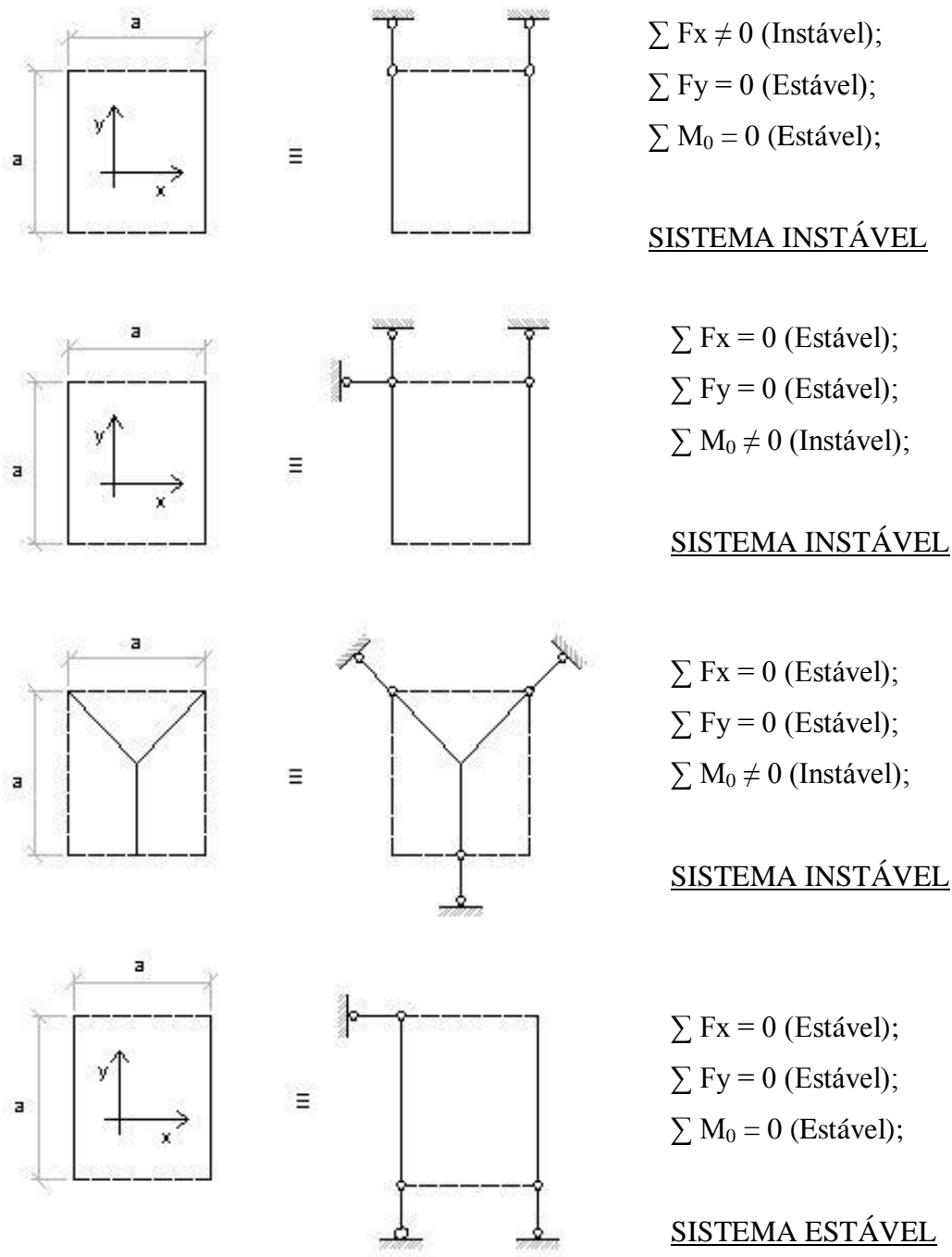
Ao discutir a relação entre vínculos e equilíbrio, deve-se estar atento para a questão da adequabilidade dos vínculos. A existência de três vínculos em um problema bi-dimensional, nem sempre garante a existência de uma configuração estável. A Figura 2.28 apresenta quatro diferentes tipos de vínculos. Na parte (a) da Figura, o ponto A do corpo rígido está fixado em dois vínculos e não pode transladar-se, e um terceiro vínculo impede qualquer rotação em torno de A. Assim, o corpo está completamente fixo com três vínculos adequados. Na parte (b) da Figura, o terceiro vínculo é posicionado de tal modo que a sua linha de ação passa pelo ponto A, onde as forças dos outros dois vínculos concorrem. Portanto, esta configuração de vínculos não pode oferecer nenhuma resistência inicial à rotação em torno de A, que pode ocorrer quando forem aplicadas forças externas sobre o corpo. Conclui-se assim, que este corpo está mal fixado, com vínculos parciais. A configuração da Figura (c) fornece uma condição semelhante de fixação incompleta, porque os três vínculos paralelos não podem oferecer resistência inicial a pequenos movimentos verticais do corpo, como resultado da aplicação de cargas externas sobre ele, nesta direção. Os vínculos desses dois exemplos são freqüentemente denominados de impróprios. Na parte (d) da Figura, têm-se as condições de fixação completa, com ligação (4) funcionando como um quarto vínculo,

desnecessário para manter a posição fixa. A ligação (4) é, então, um vínculo redundante e o corpo é estaticamente indeterminado.



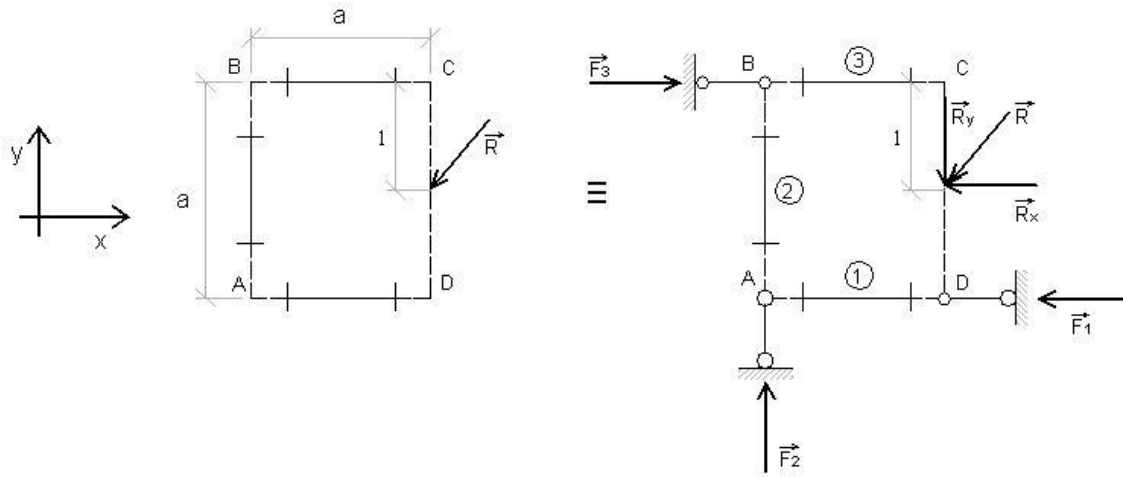
**Figura 2.28: Estabilidade de quadros articulados – Classificação. Fonte: Stamato (1986).**

Como mostrado pelas Figuras anteriores, é geralmente possível concluir, através de observação direta, quando os vínculos de um corpo em equilíbrio em duas direções são adequados (apropriados), parciais (impróprios) ou redundante. Assim, sejam os seguintes sistemas de estabilização vertical de um edifício (Figura 2.29):



**Figura 2.29: Sistemas de Estabilização Vertical – Classificação. Fonte: Stamato (1986).**

Seja o seguinte exemplo de sistema de estabilização vertical (Figura 2.30):



**Figura 2.30: Sistemas de Estabilização Vertical – exemplo. Fonte: Stamato (1986).**

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \boxed{F_1 + R_x - F_3 = 0} \quad [2.18]$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_2 - R_y = 0 \Rightarrow \boxed{F_2 = R_y} \quad [2.19]$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow F_3 \cdot a + R_y \cdot a - R_x(a - l) = 0 \Rightarrow \boxed{F_3 = \frac{R_x(a - l) - R_y \cdot a}{a}} \quad [2.20]$$

$$[3] \text{ em } [1] \Rightarrow F_1 + R_x - \frac{R_x(a - l) - R_y \cdot a}{a} = 0$$

$$\Rightarrow F_1 = \frac{R_x(a - l) - R_y \cdot a}{a} - R_x$$

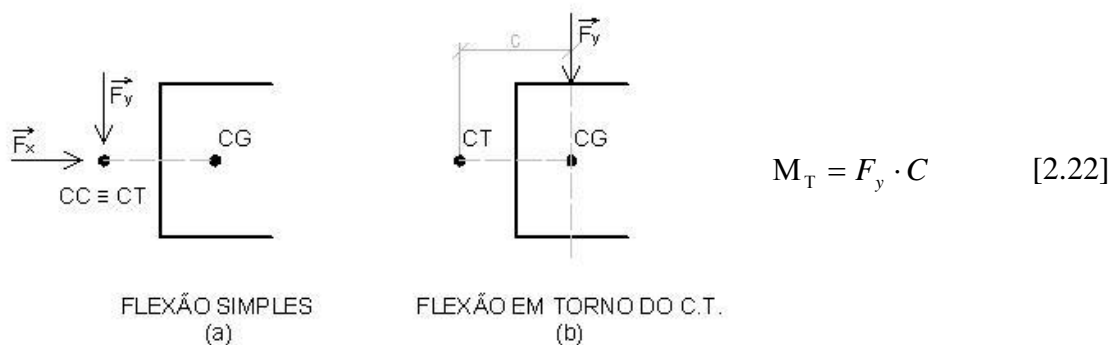
$$\Rightarrow F_1 = \frac{R_x \cdot a - R_x \cdot l - R_y \cdot a - R_x \cdot a}{a} = - \left[ \frac{R_x \cdot l + R_y \cdot a}{a} \right]$$

$$\boxed{F_1 = - \left( \frac{R_x \cdot l + R_y \cdot a}{a} \right)} \quad [2.21]$$



### 2.3.1.5 - Preferências por Sistemas Fechados

Em seções abertas do tipo “U” (Figura 2.31), os sistemas de estabilização possuem menor rigidez à torção, pois o centro de torção (cisalhamento) está em posição diferente em relação ao centro de gravidade. Se as forças externas atuarem passando pelo centro de torção, a peça terá flexão simples.



**Figura 2.31: Perfil U – Centro Geométrico e Centro de Torção.**

A pequena rigidez à torção das seções abertas leva à opção da escolha por sistemas fechados, para os quais a rigidez à torção é muito maior.

### 2.3.1.6 - Distribuição das Cargas de Vento entre os Painéis de Contraventamento (Stamato, 1986)

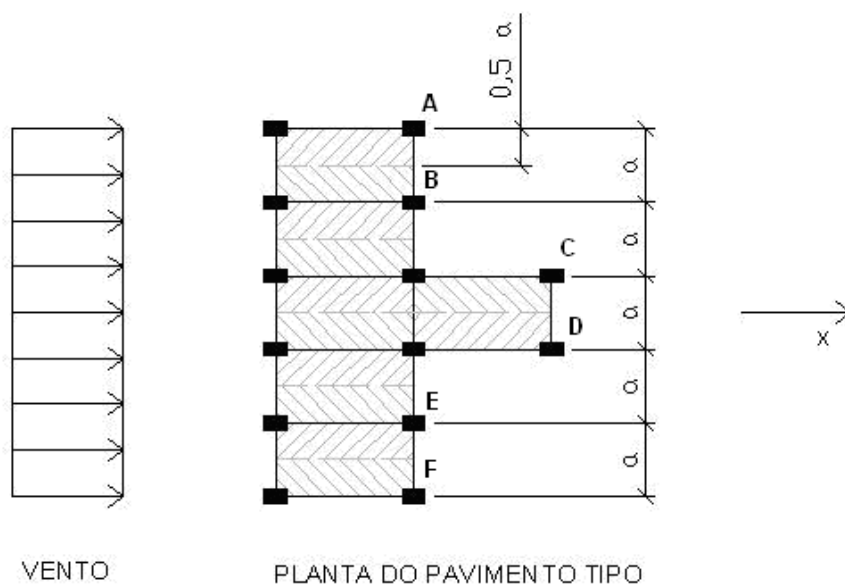
A estrutura do edifício é assimilada a um conjunto de elementos resistentes verticais (chamados de painéis de contraventamento), travados entre si, horizontalmente, em vários níveis, pelas lajes dos vários andares (ou pavimentos). Tais painéis são constituídos por pórticos deslocáveis, treliças e pilares-paredes, estes últimos que se desenvolvem em um ou mais planos (poços de elevadores, por exemplo).

Na literatura técnica, é apresentada uma preocupação mais comum com esforços nos painéis do que propriamente do problema da distribuição das cargas do vento entre os vários painéis.

Um critério simplista comumente empregado é o das “faixas de cargas”, exemplificado na Figura a seguir, onde se representa a planta do andar – tipo de um edifício, nos pórticos A, B, C, D, E, F.

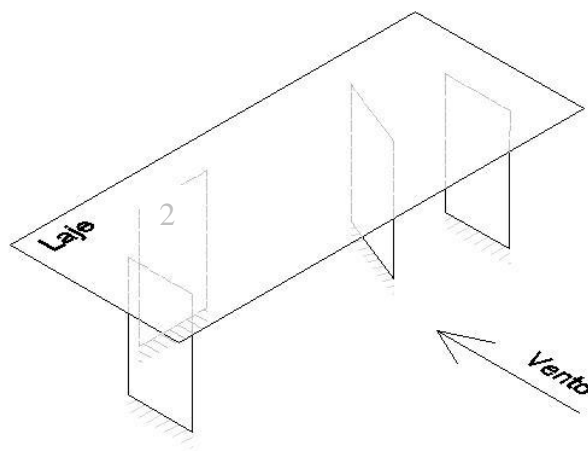
No caso da Figura 2.32, aos pórticos B, C, D, E, cujas faixas têm largura  $a$ , seria atribuída uma carga dupla dos pórticos A e F, cujas faixas têm largura de  $0,5 a$ . Admitindo-se vigas da mesma seção dentro do andar, assim como pilares com idêntica forma, percebe-se que é falho o critério. Devido à simetria da carga e da estrutura, as várias lajes só terão translação no sentido  $x$ , causando igual deslocamento em todos os pórticos. Se o comportamento em todos é suposto elástico, para produzir o mesmo deslocamento em elementos de diferentes rigidezes, será necessário aumentar o carregamento nos mais rígidos. Assim, os pórticos A, B, E e F, receberão a mesma carga, certamente menor que o quinhão recebido igualmente em cada um dos pórticos mais rígidos (C e D).

Nota-se que mesmo com um cálculo convencional que substitua a complexidade do problema tridimensional, é útil estabelecer um critério de distribuição da carga, levando em conta a rigidez dos painéis.



**Figura 2.32: Ação do vento em planta de pavimento tipo – exemplo. Fonte: Stomato, 1978.**

Se imaginarmos  $n$  painéis verticais planos (Figura 2.33), unidos no seu topo por uma laje horizontal, no tal plano só atuam cargas externas horizontais, cuja ação sobre cada painel é o objetivo que se tem em mira calcular. O efeito das cargas verticais é estudado pelos processos correntes, suficientemente divulgados. Sob a ação da carga externa, dois pontos quaisquer da laje podem apresentar deslocamentos relativos verticais. No seu plano, todavia, a laje comporta-se como uma viga de grande altura, com rigidez muito elevada, de modo a tornar desprezíveis os deslocamentos relativos horizontais. Deste modo, a laje será suposta extremamente rígida no plano horizontal.



**Figura 2.33: Exemplo ação do vento em painéis. Fonte: Stamato, 1986.**

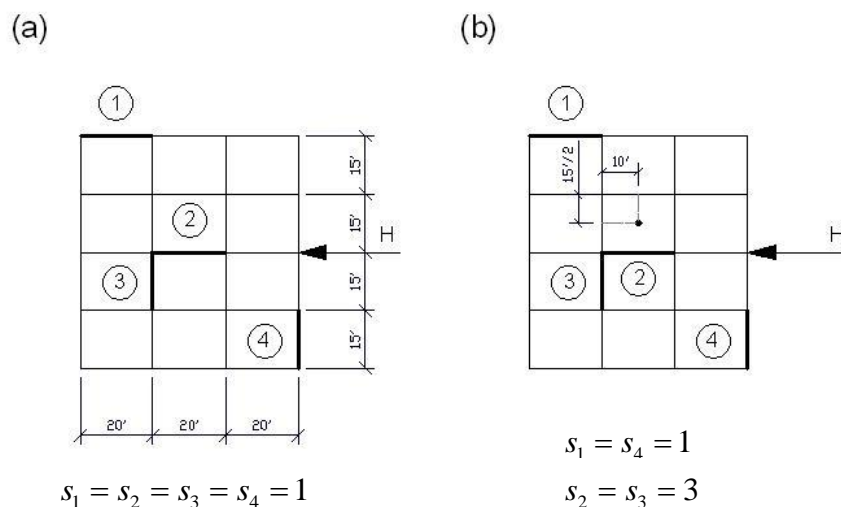
As forças do vento nos painéis podem ser determinadas. Alguns resultados poderão ser inesperados como o valor relativamente elevado da força sobre o painel 2 (perpendicular à direção da força), que poderia passar despercebido sem o auxílio da teoria estudada.

Quando existem várias lajes, o problema complica-se substancialmente. No estudo dos painéis contraventados com várias lajes, faz-se as seguintes hipóteses:

- a) As cargas horizontais do vento aplicam-se diretamente às lajes, por reação das paredes externas (a ação das cargas verticais, permanentes ou acidentais, não será objeto deste estudo).
- b) As lajes são rígidas em seu próprio plano e flexíveis na direção normal a este. Além da restrição ao movimento relativo dos painéis, nesta hipótese torna-se desnecessário conhecer como as cargas externas estão aplicadas à laje: é suficiente conhecer a resultante em cada laje.
- c) Os painéis são planos verticais e só recebem esforços em seu plano, apresentando rigidez desprezível aos esforços normais.

Observação: A posição dos painéis de contraventamento é estabelecida, muitas vezes, por considerações arquitetônicas. Os painéis mais rígidos ficam em posições pré-determinadas: caixas de escada, poços de elevadores, etc.

Convém notar a variação acentuada na distribuição da carga quando se modifica a rigidez dos painéis. Como exemplo, segue a Figura 2.30. No caso (a), com painéis de igual rigidez  $s = 1$ , as forças nos painéis valeriam:  $F_1 = 0,32 H$ ;  $F_2 = 0,68 H$ ;  $F_3 = - F_4 = 0,24 H$ , e todos eles seriam projetados tão rígidos quanto o mais solicitado ( $F_2 = 0,68 H$ ).



**Figura 2.34: variação na distribuição da carga quando se modifica os painéis. Fonte: Stamato, 1986.**

Caso fosse aumentada a rigidez relativa dos painéis centrais, como na Figura “b”, encontrar-se-ia:  $F_1 = 0,16 H$ ;  $F_2 = 0,84 H$ ;  $F_3 = - F_4 = 0,12 H$ .

O painel mais solicitado teria seus esforços acrescidos de 24% ( $0,84 \div 0,68 = 1,24$ ) e o correspondente aumento das seções das barras dos painéis (2) e (3), seria largamente compensado pela grande redução da rigidez dos painéis (1) e (4), que passariam a ser projetados com apenas 33% da rigidez do mais solicitado ( $F_2 = 0,84 H$ ). Uma das razões da vantagem do caso (b) reside no menor efeito de torção, obtido pela vinda do centro elástico para posição próxima (vizinha) da linha de ação de  $H$ .

### 2.3.1.7 - Núcleos de Edifícios (Smith; Coull<sup>48</sup>, 1991)

Núcleos de elevadores são componentes estruturais primários para resistir a carregamentos horizontais e de gravidade.

Núcleos de concreto usualmente compreende um conjunto de paredes de cisalhamento conectadas formando uma seção caixão (ver Figura 2.35). Os momentos de inércia de um núcleo de concreto são invariavelmente grandes, tal que é freqüentemente adequado para suportar cargas laterais. Os deslocamentos horizontais devido à flexão do núcleo com uma seção totalmente conectada são calculados, convencionalmente, como para uma viga em balanço vertical, na base do momento de inércia do núcleo em torno de seus eixos principais.

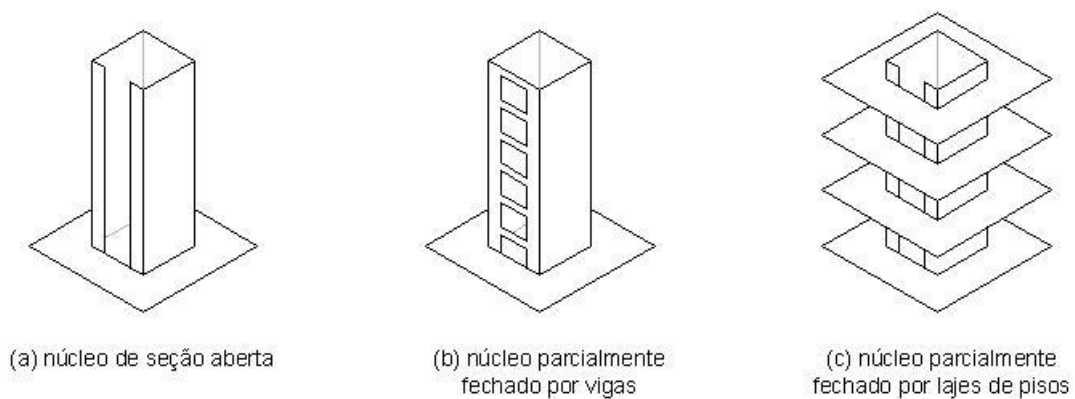
Se um edifício está também submetido à torção, como vários estão, a rigidez torcional do núcleo pode ser uma significativa parte da resistência torcional total do edifício. O comportamento torcional do núcleo e sua análise é um tópico que é relativamente pouco familiar para alguns engenheiros.

As proporções da altura, comprimento e espessura das paredes de um núcleo típico classifica-o, em termos de seu comportamento torcional, como uma viga de paredes

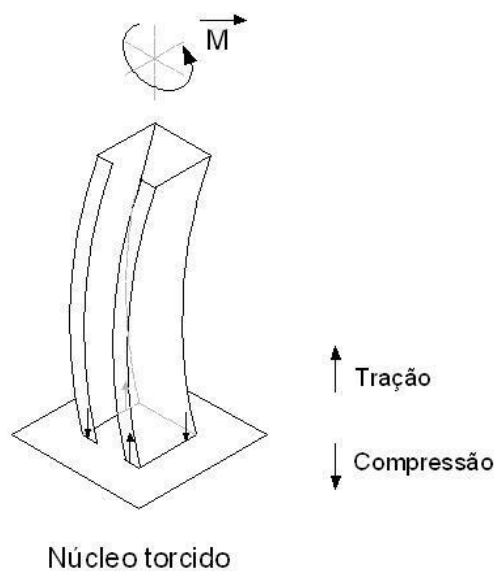
---

<sup>48</sup> SMITH, B.S.; COULL, A. **Tall Buildings Structures: Analysis and Design**. Canadá: John Wiley & Sons, 1991

finas abertas. Conseqüentemente, quando o núcleo torce, seções originalmente planas do núcleo empenam (Figura 2.36). Devido ao fato de que a seção da base está impedida de empenar pelas fundações, a torção induz deformações e tensões de empenamento ao longo da altura das paredes do núcleo. Em estruturas que são profundamente dependentes de sua resistência torcional sobre a rigidez torcional de um núcleo, as tensões de empenamentos verticais na base do núcleo podem ser de mesma ordem dos valores das tensões de flexão. Em tais casos, as tensões de empenamento não podem ser desprezadas.



**Figura 2.35: Núcleos de edifícios. Fonte: Smith; Coull (1991).**



**Figura 2.36: Núcleo torcido.**

Aos efeitos do empenamento torcional dos componentes estruturais de edifícios foi, no passado, dada pouca atenção; conseqüentemente, calculistas não estão geralmente habituados com os conceitos do comportamento ao empenamento, nem com seus métodos de análises. No cálculo de edifícios que são estruturalmente dependentes de um caso de elevador, o projetista estaria hábil a apreciar se um núcleo está sujeito à torção e empenamento, tal que isto possa ser levado em consideração em sua análise e projeto (cálculo).

O efeito destes itens é, primeiramente, proporcionar uma introdução ao conceito de empenamento restringido, explicando-o a partir dos princípios da flexão; em segundo, apresentar um método clássico de análise para núcleos uniformes que, através de soluções obtidas pelo uso de curvas de cálculos, visa oferecer uma compreensão da influência de certos parâmetros estruturais sobre o empenamento; e, finalmente, explicar alguns métodos de análises que são mais práticos, levando em consideração os núcleos cujas propriedades mudam através de sua altura, e núcleos que interagem com outros sistemas estruturais.

#### **2.3.1.8 - Associação Contínua de Painéis de Contraventamento**

Estuda-se a associação de painéis verticais de contraventamento admitindo-se que as lajes sejam diafragmas horizontais, sem rigidez transversal, distribuídos continuamente ao longo da altura do edifício.

Consideram-se apenas dois tipos de painéis:

- a) Painéis rígidos à força cortante, deformáveis apenas ao momento fletor e que reproduzem, aproximadamente, o comportamento das paredes.
- b) Painéis rígidos ao momento fletor, deformáveis apenas à força cortante e que simulam, aproximadamente, o desempenho dos pórticos usuais.

É admitido o comportamento elástico-linear do conjunto e a solução é obtida por equações diferenciais através de travamento semelhante ao processo dos deslocamentos.

Convenção → Parede → Paineis plano, sem rigidez transversal, extremamente rígido à força cortante e deformável apenas ao momento fletor.

Convenção → Parede → Paineis plano, sem rigidez transversal, extremamente rígido ao momento fletor e deformável apenas à força cortante.

Para aumentar a rigidez de um edifício fazem-se associações entre painéis de contraventamento como:

- a) Uma parede e um pórtico paralelo;
- b) Uma parede e um pórtico em série;
- c) Associação múltipla de paredes, pórticos e molas (associação mista).

### **2.3.1.9 - Distribuição das Ações Horizontais (Devido ao Vento) em Sistemas de Estabilizações Verticais Hiperestáticos (Smith; Coull<sup>49</sup> 1991)**

Análise da distribuição do carregamento lateral de vento é o que normalmente causa uma maior preocupação, já que um erro conceitual neste sentido pode comprometer elementos estruturais com esforços superiores aos previstos, como também podem vir a causar danos aos componentes estruturais.

O carregamento pode ser absorvido por quadros de nós rígidos, pilares-paredes em concreto ou aço, ou uma associação destes componentes em um mesmo plano.

Para sistemas hiperestáticos de estabilização, deve-se determinar o centro de rigidez para cada piso, assim como a resultante da carga de vento em (F), para que posteriormente, usando-se métodos de compatibilização, possam-se determinar as contribuições da carga de vento para cada nó dos sistemas de estabilização. Embora este assunto seja abordado no trabalho de Smith e Coull (1991), na presente pesquisa tal assunto não será discutido.

---

<sup>49</sup> SMITH, B.S.; COULL, A. **Tall Buildings Structures: Analysis and Design**. Canadá: John Wiley & Sons, 1991



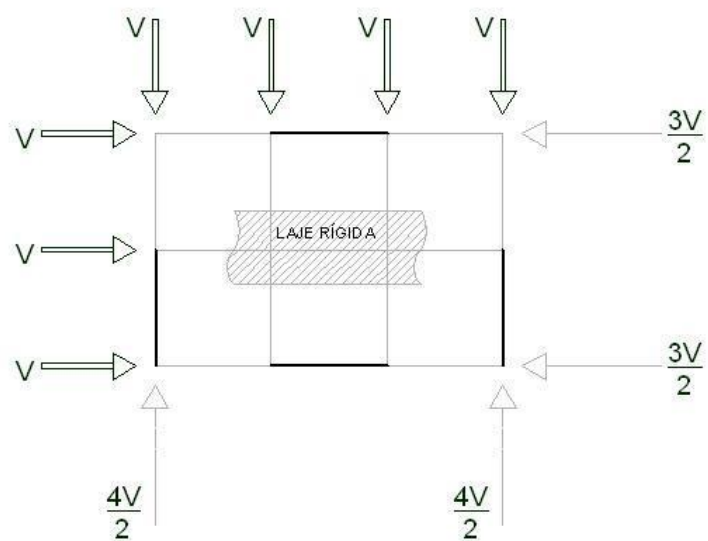
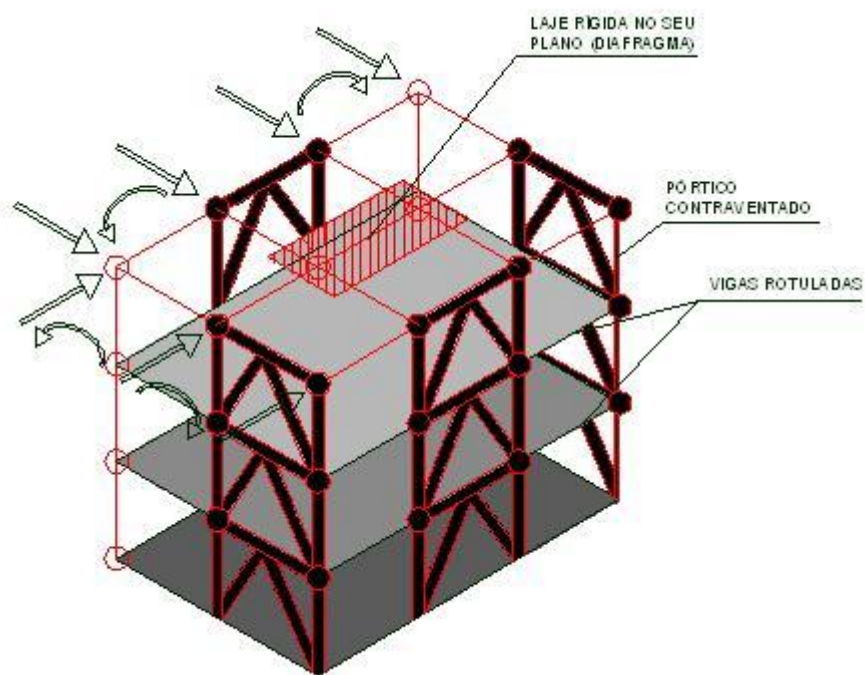


Figura 2.37: Pórtico contraventado. Fonte: Smith; Coull (1991).

## 2.3.2 - Tipos de Sistema de Estabilização de Edifícios de Múltiplos

### 2.3.2.1 - Quadro Contraventado

#### **2.3.2.1.1 - Generalidades**

Os contraventamentos em treliças (assim denominado devido à utilização de diagonais) são os mais econômicos e eficazes desde que, arquitetonicamente, não ocorra conflito com a disposição dos espaços internos do edifício. Geralmente, os painéis contraventados se localizam em torno das caixas de escadas e elevadores, ou em determinadas posições em que os mesmos não criem obstruções.

Em um edifício, caso as lajes trabalhem como diafragmas horizontais rígidos, não há necessidade de um enrijecimento para todos os quadros, pois as mesmas funcionam como um contraventamento horizontal, transferindo-se o carregamento lateral aos quadros verticais contraventados.

#### **2.3.2.1.2 - Vantagens**

- Os cálculos são mais simples do que os quadros de nós rígidos;
- As colunas são solicitadas predominantemente por cargas axiais;
- Os comprimentos de flambagem são inferiores ou iguais à altura do andar;
- As ligações por serem rotuladas são geralmente de concepção e execução mais simples;
- As colunas são mais leves, pois são dimensionadas apenas para compressão;
- O controle dos deslocamentos é obtido pela deformação à torção e compressão das barras, conseguindo-se assim pequenos deslocamentos com menor quantidade de material;
- O resultado de um edifício mais leve implica em redução de seu custo. O quadro contraventado pode ser a solução mais indicada para edifícios de até 40

pavimentos. À partir desta altura, o material consumido nos contraventamentos, para torná-lo suficientemente rígido e resistente, passa a ter sensível influência no custo de projeto.

#### **2.3.2.1.3 - Desvantagens**

A principal desvantagem desse sistema é a interferência arquitetônica provocada pelos vãos contraventados, internamente com a circulação dentro do edifício, ou externamente com a colocação de esquadrias nas fachadas. Um exemplo real é apresentado na Figura 2.38.

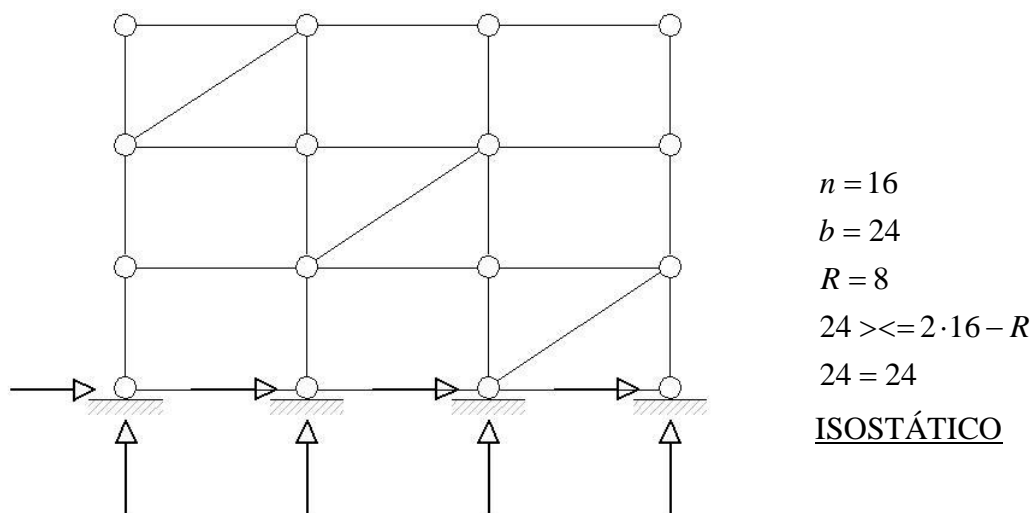


**Figura 2.38: Interferência do contraventamento na posição das esquadrias. Projeto arquitetônico não coerente com o estrutural. Congonhas/MG, 2007.**

#### **2.3.2.1.4 - Tipos**

##### **A) Contraventamento em múltiplos painéis**

É um arranjo de contraventamento por diagonais em painéis diferentes. Desta maneira, as forças axiais nas colunas causadas pelas cargas horizontais serão significativamente menores. (Smith; Coull, 1991)



**Figura 2.39: contraventamento por diagonais em painéis diferentes. Fonte: Smith; Coull (1991).**

### **B) Contraventamento em “X”**

É uma das soluções mais utilizadas na prática. As diagonais podem ser projetadas para resistir somente à tração, como no caso dos edifícios de baixa altura ou à tração e compressão, quando o edifício for alto. (Ver Figuras 2.40 e 2.41)

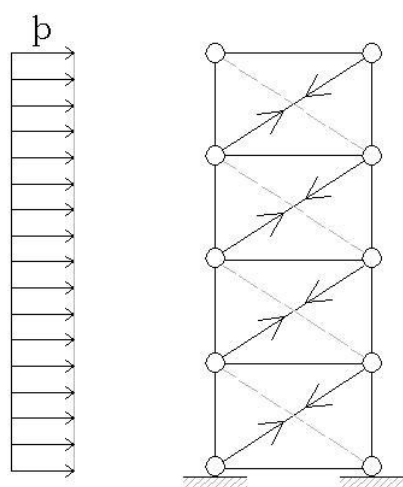
Na Figura 2.42, têm-se o caso em que as diagonais trabalham somente à tração. Neste caso, a diagonal tracejada, não sendo dimensionada à compressão, poderá faltar na ocasião da atuação do carregamento lateral, de tal forma que somente as diagonais cheias são consideradas para transferir o carregamento lateral às fundações.



**Figura 2.40– Exemplo de contraventamento em "X". Hotel Arts, Barcelona, 1986.**  
**Fonte:** [antecamera.blogs.sapo.pt/](http://antecamera.blogs.sapo.pt/). Acesso em 18 de junho de 2008.



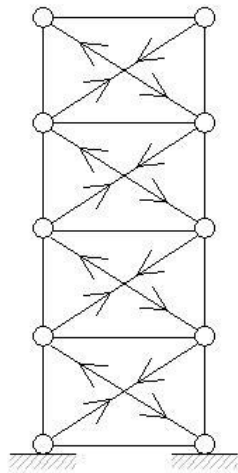
**Figura 2.41 – Exemplo de contraventamento em "X".**  
**Edifício Alcoa Building, São Francisco, EUA. 1964.**  
**Skidmore, Owings and Merrill. Fonte:** <http://en.structurae.de/files/photos/1/100km023/pict4993.jpg>. Acesso em 18 de junho de 2008.



**Figura 2.42: Diagonais trabalhando à tração. Fonte: Smith; Coull (1991)**

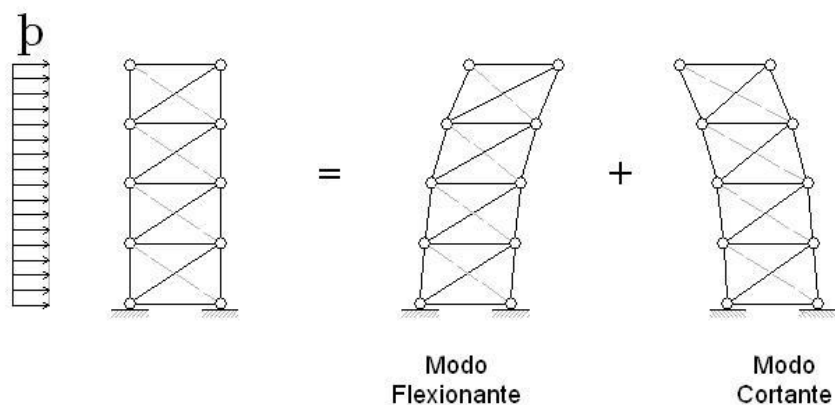
Para o caso do vento atuando no sentido contrário, as diagonais tracejadas passarão a trabalhar à tração, e aquelas em linha cheia não trabalharão.

Em edifícios de baixa altura, as diagonais podem ser projetadas para resistirem somente à tração. Porém, para edifícios altos, as diagonais devem ser projetadas para resistirem à tração e à compressão. Na Figura 2.43 a seguir, apresenta-se o caso em que as diagonais trabalham à tração e compressão simultaneamente.



**Figura 2.43: Diagonais trabalhando à tração e à compressão, simultaneamente.**  
**Fonte: Smith; Coull (1991)**

O deslocamento lateral de um quadro em contraventamento em “X”, como os demais casos de contraventamento em treliça, deve-se às parcelas de contribuição dos modos de deslocamento flexionante e cortante. A parcela de deslocamento correspondente ao modo flexionante é aquela devido ao alongamento e encurtamento das colunas, ou seja, corresponde ao sistema de contraventamento trabalhando como uma viga em balanço. Para o caso do modo cortante, esta parcela de deslocamento corresponde ao encurtamento e alongamento das diagonais. O modo flexionante é o que mais contribui para o deslocamento. A Figura 2.44 apresenta o comportamento de um edifício de múltiplos andares sob ação de carregamento lateral (vento), ambos os modos de deslocamentos para um quadro com contraventamento em “X” sob ação de um carregamento lateral.



**Figura 2.44: Modo Flexionante e Cortante. Fonte: Smith; Coull (1991)**

Como principal desvantagem, o contraventamento em “X” apresenta a obstrução total dos painéis, além do fato das vigas trabalharem como biapoiadas. O mesmo acontece para o contraventamento em Y ou duplo Y (Figura 2.45).



**Figura 2.45: Exemplo de contraventamento em “Y” duplo. Edifício Sede Itaú, São Paulo 1995. Foto: AG. Fonte: <http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp270.asp>. Acesso em 18 de junho de 2008.**

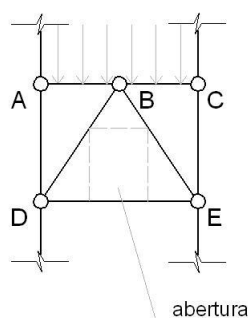
### **C) Contraventamento em “K”**

São mais adaptáveis à arquitetura devido à não obstrução do centro do painel onde estão localizadas as diagonais. A seleção do tipo de contraventamento é função da requerida,



mas freqüentemente influenciado pela dimensão da abertura de parede necessária para circulação. Devido às exigências de arquitetura, algumas vezes somente certos tipos de contraventamento são colocados em torno de caixas de elevador ou escadas. Ver Figura 2.47.

Nos contraventamentos em “K”, as diagonais podem ser projetadas para resistirem às cargas transmitidas pelas vigas, funcionando desta maneira como um apoio central, como no ponto *B* da Figura 2.46 (neste ponto pode ocorrer inversão dos esforços).



**Figura 2.46: Contraventamento em K. Fonte: Smith; Coull (1991).**



**Figura 2.47: Contraventamento em K. Fonte: Dias<sup>50</sup> (2002).**

---

<sup>50</sup> DIAS, Luís A. M., **Estruturas de Aço – Conceitos, Técnicas e Linguagem**. São Paulo, Editora Zigurate, 2002;



Observação: Caso haja flambagem da diagonal  $\overline{BE}$ , momentos adicionais serão introduzidos na viga  $\overline{AC}$ , podendo provocar a formação de uma rótula plástica junto a  $B$ , com o conseqüente colapso da estrutura.

Demais tipos de contraventamento de edifícios de andares múltiplos em estrutura metálica encontram-se no Anexo III.

### **2.3.2.2 - Quadro Rígido**

#### **2.3.2.2.1 - Generalidades**

Um quadro com nós rígidos terá sua resistência às cargas laterais através da rigidez de suas ligações. O sistema estrutural de um edifício pode ser concebido com quadro de nós rígidos em uma ou duas direções. Quando for adotada a solução de nós rígidos em uma direção, a estabilidade na outra direção deve ser garantida através de outros tipos de contraventamentos.

Uma ligação viga-pilar é considerada como sendo rígida se a mesma possuir resistência para suportar o momento último da viga, o esforço cortante correspondente e se o ângulo inicial entre a viga e o pilar permanecer praticamente inalterado até que o momento último seja atingido. Quando esse momento é atingido, uma ligação rígida, para ser considerada dúctil, deve ser capaz de sofrer, sem ruptura, grandes rotações inelásticas que permitam a formação de uma rótula plástica e a redistribuição dos esforços.

#### **2.3.2.2.2 - Vantagens**

- Possuem maior ductilidade. Em razões de atividades sísmicas utilizam – se quadro de nós rígidos;
- Oferecem maior flexibilidade para a disposição de espaço funcional e para modificações futuras;

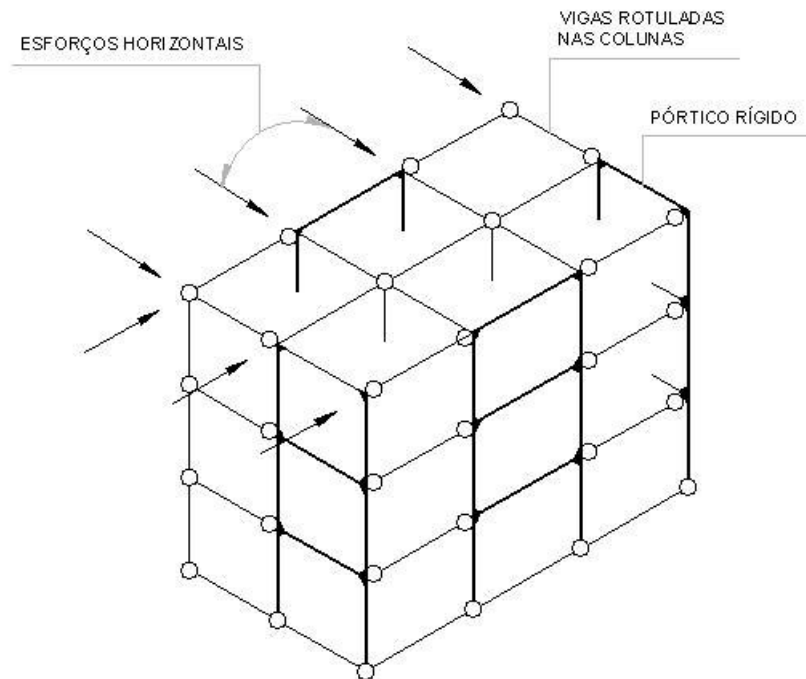
- Apresentam maior estabilidade estrutural durante a montagem.

#### **2.3.2.2.3 - Desvantagens**

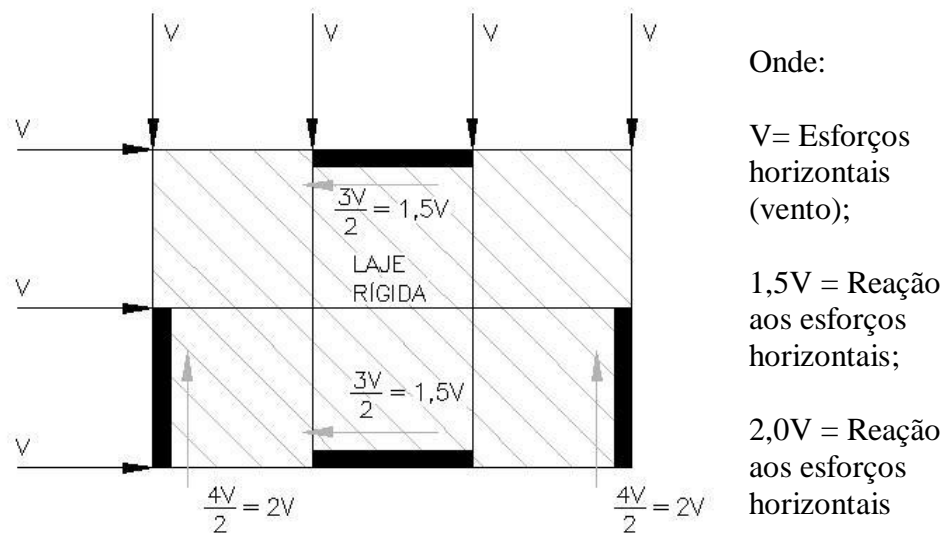
- A execução das ligações rígidas exige um maior trabalho de fábrica e de montagem;
- As colunas dos pórticos rígidos são significativamente mais pesados porque, além da compressão, devem ser dimensionados também a flexão;
- Para edifícios acima de aproximadamente “10” andares, manter o deslocamento horizontal dentro dos limites aceitáveis exige colunas e vigas de dimensões maiores e conseqüentemente mais pesadas. A flexibilidade desses quadros, à proporção que a altura do edifício aumenta, os deslocamentos laterais e os efeitos  $P-\Delta$  (2ª Ordem) tornam-se cada vez mais relevantes;
- É um sistema caro comparado com os outros. As estruturas com ligações rígidas (ver Figuras 2.48 e 2.49) oneram a sua fabricação e montagem, além de introduzirem momentos fletores suas colunas e, em construções mais altas, podem mostrar-se muito flexíveis. Este tipo de construção pode ser econômico em prédios com cerca de até “30” pavimentos, dependendo da seção em planta. Geralmente, sem emprego econômico se restringe a edifícios mais baixos.

#### **2.3.2.2.4 - Comportamento sob a ação de carregamento lateral**

Devido à continuidade dos elementos que compõem um quadro com nós rígidos, os mesmos respondem às cargas laterais principalmente com a flexão das vigas e colunas (Figura 2.50).

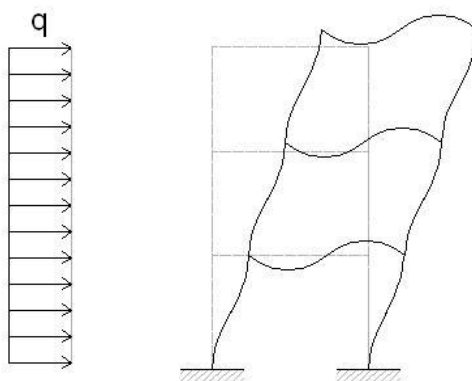


**Figura 2.48: Pórticos rígidos. Fonte: Smith; Coull (1991).**



**Figura 2.49: Contraventamento em diagonal associada à mão francesa. Fonte: Smith; Coull (1991).**

A capacidade de carga de um quadro com nós rígidos depende diretamente da resistência das vigas e colunas isoladamente, e sua capacidade decresce com o aumento do pé direito e espaçamento entre colunas.



**Figura 2.50: Quadros rígidos com comportamento à flexão.**

O deslocamento lateral total de um quadro de nós rígidos é devido a dois modos de deslocamentos: d-1- Modo flexionante e d-2- Modo cortante.

#### **A) Modo Flexionante**

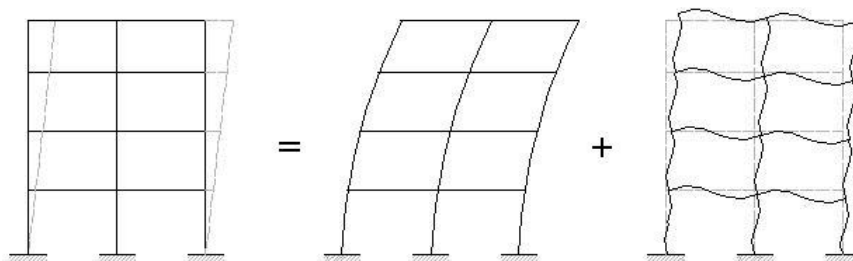
Neste modo, o quadro comporta-se como uma viga em balanço, a qual devido ao alongamento das colunas a sotavento. Este modo de deslocamento é responsável por cerca de 20% do deslocamento total da estrutura.

#### **B) Modo Cortante**

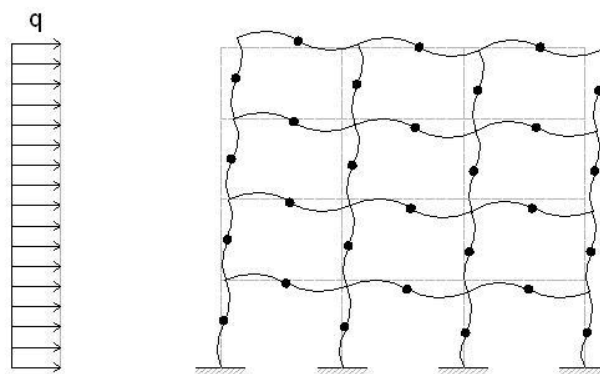
Neste caso, a resposta da estrutura a ação do carregamento lateral é através da flexão isolada das suas vigas e colunas (Figura 2.51). Estas flexões provocam uma distorção da estrutura como um todo. Este modo de deformação é responsável por cerca de 80% do deslocamento total, sendo 65% devido à flexão das vigas e 15% devido à flexão das colunas.

Diversos métodos aproximados para a análise de quadros com nós rígidos são baseados na existência de pontos de inflexão à meia altura dos andares e nos pontos médios dos vãos das vigas, conforme a Figura 2.52. Estas suposições são mais reais quando a rigidez à flexão das colunas é próxima à das vigas, pois à medida que a rigidez à flexão

das colunas aumenta em relação à das vigas, há uma maior participação do modo flexionante, com uma redução da flexão dos elementos isoladamente



**Figura 2.51: Quadros rígidos com comportamento cortante.**



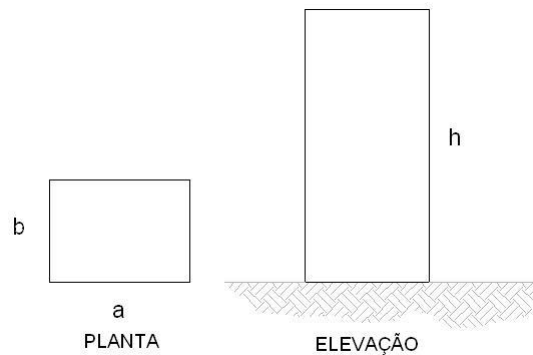
**Figura 2.52: Quadro com nós rígidos para análise aproximada sob carregamento lateral.**

### 2.3.2.3 - Paredes de Cisalhamento

Neste caso a rigidez vertical dos pórticos é conseguida através de paredes de concreto armado ou alvenaria estrutural construídas no vão entre vigas e colunas, em cada andar.

Alternativamente, uma parede armada pode substituir uma linha inteira de colunas no edifício, de tal forma que, além do enrijecimento vertical por ela promovida, também absorva as cargas verticais das colunas.

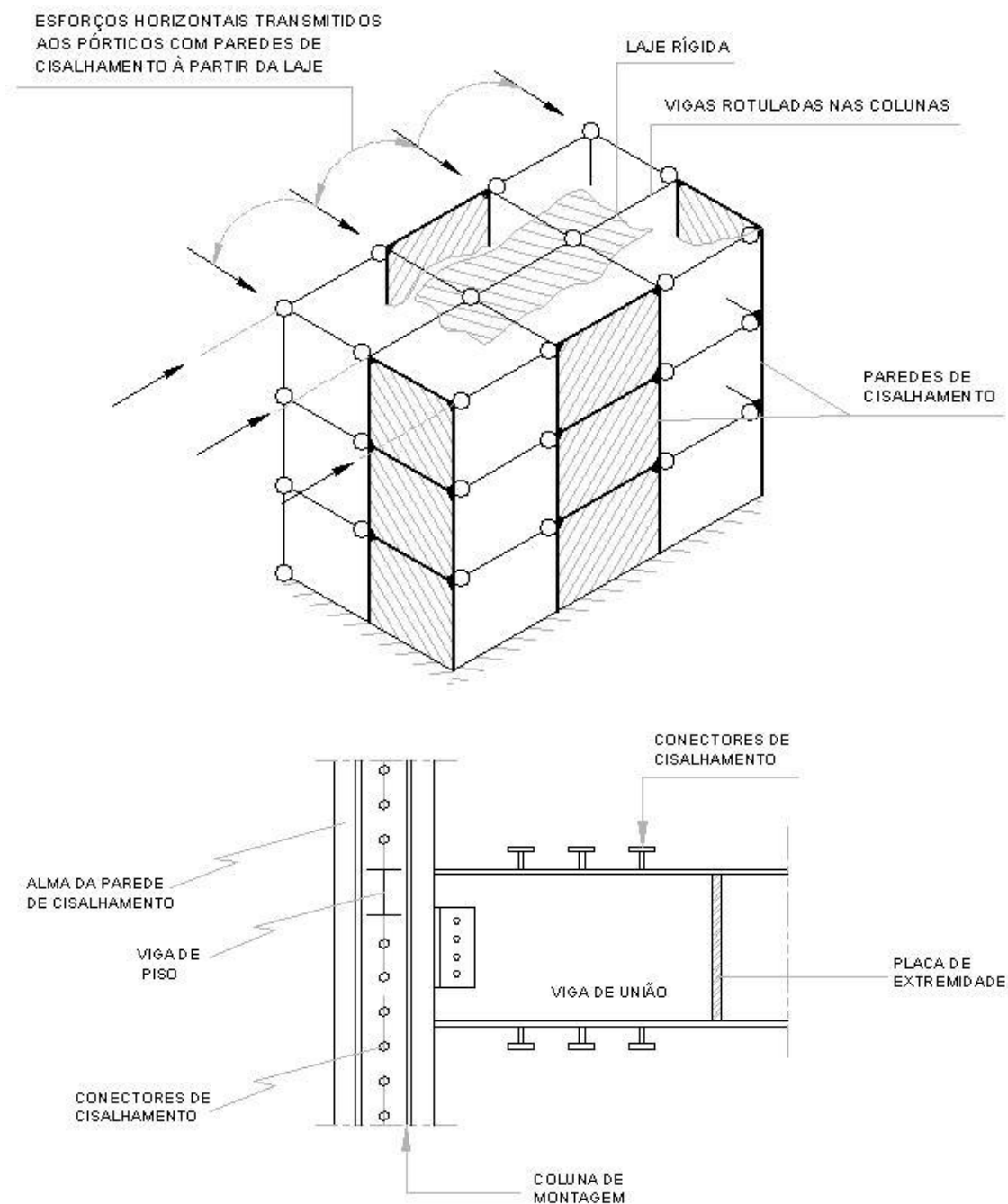
As cargas horizontais devidas ao vento são transmitidas para as paredes de cisalhamento através das lajes de piso. Do ponto de vista estático, as lajes são consideradas como placas horizontais de grande rigidez para solicitações no seu plano, devido à grande dimensão nesse sentido. Através das lajes, as cargas devidas ao vento são transmitidas aos elementos de enrijecimento vertical e, destes, às fundações. Somente quando ocorrer a relação  $h / b \geq 5$  ( $h$  = altura;  $b$  = menor dimensão transversal – Figura 2.53), que é o caso de edifícios lâminas, é que deveremos recorrer às paredes de cisalhamento.



**Figura 2.53: Nomenclatura das dimensões de uma edificação.**

Este sistema também conduz uma estrutura final leve

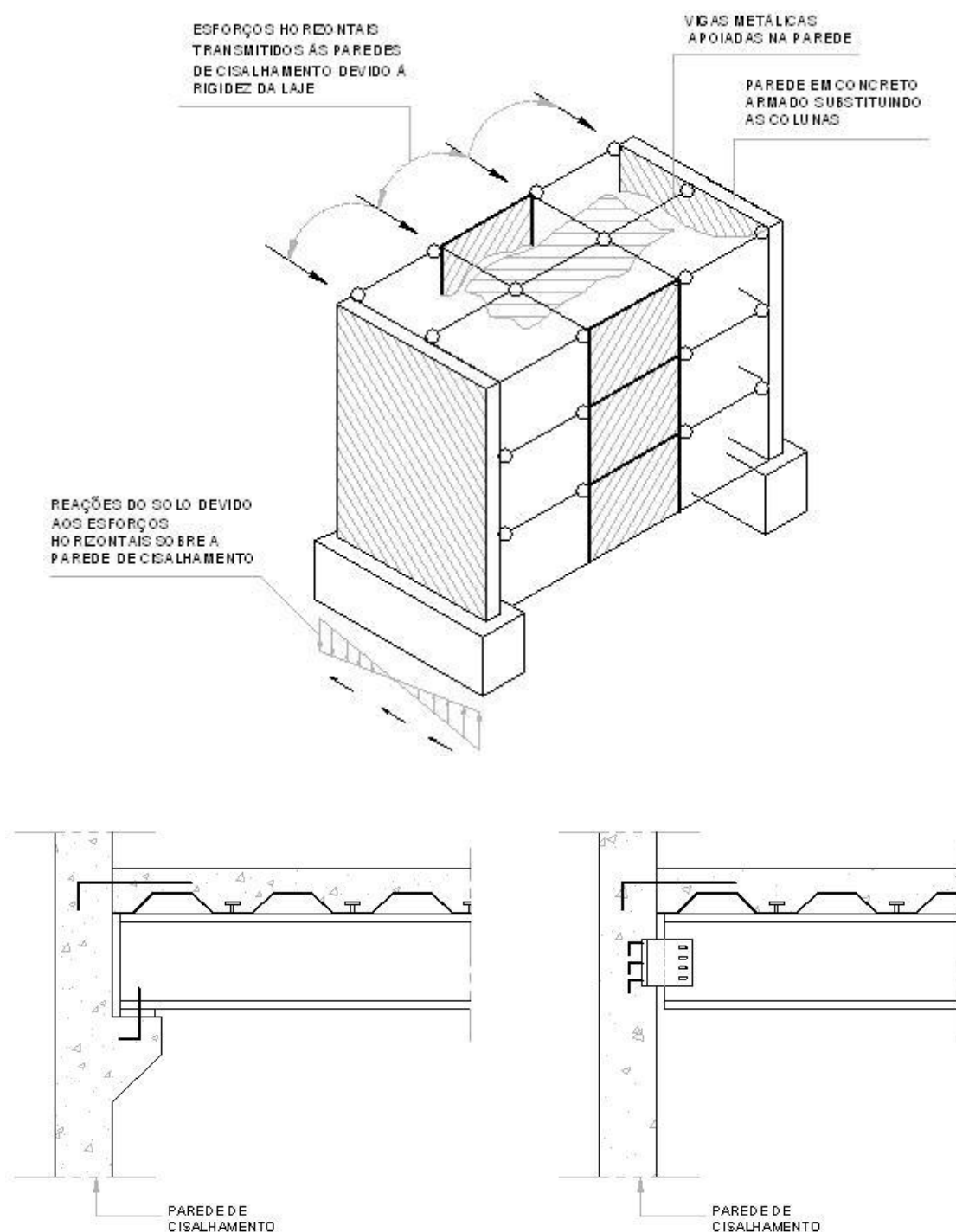
#### **2.3.2.3.1 - Paredes de cisalhamento em um vão (Figura 2.54)**



**Figura 2.54: Estrutura tridimensional contendo paredes de cisalhamento em um vão e detalhe de ligação. Fonte: Taranath<sup>51</sup>, 1988.**

<sup>51</sup> TARANATH, B.S. **Structural analysis and design of tall buildings**. Singapore: McGraw-Hill Book Company, 1988.

### 2.3.2.3.2 - Paredes de cisalhamento em linha inteira de coluna (Figura 2.55)



**Figura 2.55: Estrutura tridimensional contendo paredes de cisalhamento em linha inteira de coluna e detalhe de ligação. Fonte: Taranath, 1988.**



O Anexo VI apresenta de forma simplificada métodos de estabilização de sistemas estruturais planos e espaciais (tridimensionais), que deve ser consultado..

Para estruturas em arco, deve-se consultar o Anexo V que traz elucidações sobre tal sistema estrutural baseado no trabalho de Mukhanov<sup>52</sup> (1980).

---

<sup>52</sup> MUKHANOV, K. **Estruturas Metálicas**. Moscou. Editora: MIR,1980.

### **3 – O PROCESSO DE FABRICAÇÃO DE UMA ESTRUTURA METÁLICA**

---

O objetivo deste capítulo é descrever todo o processo de fabricação de uma estrutura metálica a partir da produção dos perfis e demais peças de aço. Tendo em vista que a descrição da produção do aço, enquanto beneficiamento do minério de ferro é facilmente encontrada na bibliografia nacional sobre construções metálicas, tal assunto não é abordado no capítulo, que visa concentrar informações pertinentes ao processo de detalhamento de uma estrutura.

A versatilidade é a mais notável característica das fábricas de estruturas metálicas, que costumam desempenhar variados tipos de atividades, por exemplo, a fabricação da estrutura de uma ponte de grandes vãos pode ocorrer simultaneamente com a fabricação da estrutura de um galpão industrial ou de um edifício de múltiplos andares. A velocidade e o cuidado com que cada uma dessas estruturas é fabricada e montada é mérito dos profissionais que detalham as peças e dos demais que a fabricam.

O conhecimento das operações em uma fábrica auxiliará o “detalhista” as razões de muitas convenções e práticas utilizadas na elaboração dos desenhos de fabricação. Também, o conhecimento dos equipamentos e facilidades na fabricação vão permitir ao detalhista realizar o desenho de cada peça de forma que esta seja executada e montada da forma mais fácil e econômica. Os desenhos devem ser feitos de acordo com a capacidade e as especificidades das máquinas na fábrica.

### **3.1 Principais Componentes Estruturais**

É de interesse do detalhista estrutural ter conhecimento dos principais componentes estruturais disponíveis no mercado, a fim de viabilizar a execução de detalhes projetados pelo mesmo.

As peças em aço, seja ele estrutural ou não, tem seu uso na construção metálica estabelecido por normas. Como exemplos dessas peças, temos: conectores de cisalhamento, parafusos, eletrodos para soldagem, perfis, chapas planas e perfis tubulares.

Os aços aprovados para uso pela Norma para confecção de perfis, barras e chapas são aqueles cuja qualificação estrutural é garantida por norma brasileira ou norma ou especificação estrangeira, desde que estes possuam resistência característica ao escoamento máxima de 450 MPa e relação entre resistências características à ruptura e ao escoamento não inferior a 1,18.

A norma brasileira permite ainda o uso de outros aços estruturais desde que possuam resistência característica ao escoamento máxima de 450 MPa, relação entre resistências características à ruptura e ao escoamento não inferior a 1,18 e que o profissional responsável pelo projeto analise as di<sup>53</sup>ferenças entre as especificações desses aços e daqueles mencionados na Tabela 3 da Norma e, principalmente, as diferenças entre os métodos de amostragem usados na determinação de suas propriedades mecânicas.

Raad Jr (1999) afirma que siderúrgicas brasileiras, tais como a Usiminas e Gerdau, produzem e comercializam aços estruturais, que possuem normas específicas e recebem designações comerciais próprias. Estes aços apresentam requisitos de composição e de propriedades mecânicas bem definidas, sendo adequados para diversos tipos de utilização estrutural. O autor apresenta em sua dissertação de mestrado, uma boa descrição dos principais componentes estruturais, de forma clara e sucinta e, por este motivo, será a principal referência para esse assunto

### **3.1.1 - Chapas**

As chapas metálicas são classificadas em chapas finas e grossas e são utilizadas, principalmente, na obtenção de produtos não planos, através de operações de corte, soldagem e dobramento.

#### **3.1.1.1 - Chapas finas**

---

<sup>53</sup> RAAD Jr, A. A. **Diretrizes para fabricação e montagem das estruturas metálicas**. 1999. 218 p. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1999.

São chapas laminadas a frio ou a quente, fornecidas pelas siderúrgicas com espessura padrão variando de 0.3 a 5.0 mm. As variações dessas espessuras padrão varia conforme critérios adotados em usinas siderúrgicas, conforme valores estão indicados na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1 – Espessuras padronizadas preferenciais das chapas finas e massas correspondentes.**

Espessura (mm)	Massa (daN/m <sup>2</sup> )	Espessura (mm)	Massa (daN/m <sup>2</sup> )
0,30	2,36	1,90	14,92
0,38	2,98	2,00	15,70
0,45	3,53	2,25	17,66
0,60	4,71	2,65	20,80
0,65	5,10	3,00	23,55
0,75	5,89	3,35	26,30
0,85	6,67	3,75	29,44
0,90	7,06	4,25	33,36
1,06	8,32	4,50	35,32
1,20	9,42	4,75	37,29
1,50	11,78	5,00	39,25
1,70	13,34		

**Fonte: Raad Jr (1999).**

As chapas finas a frio são fornecidas nos comprimentos-padrão de 2.000 mm, 2.500 mm e 3.000 mm, podendo também ser fornecidas sob a forma de bobinas. As larguras padrão apresentadas são de 1.000 mm, 1.100 mm, 1.200 mm, e 1.500 mm. Segundo o mesmo autor, são empregadas na fabricação de complementos construtivos, tais como, calhas, rufos, esquadrias, dobradiças, portas e batentes.

As chapas finas a quente são fornecidas nos comprimentos-padrão de 2.000 mm, 3.000 mm, e 6.000 mm. Apresentam-se em larguras padrão de 1.000 mm, 1.100 mm, 1.200 mm, 1.500 mm e 1.800 mm. As dimensões preferenciais fornecidas pelas siderúrgicas

são: largura de 1.200 mm e comprimento de 3.000 mm. São utilizadas na fabricação de perfis dobrados para estruturas leves e de terças e vigas de tapamento.

As chapas zincadas são fornecidas com espessuras-padrão de 0.25 a 1.95 mm, largura padrão de 1.000 mm e comprimentos padrão de 2.000 mm e 3.000 mm, e também em bobinas. São empregadas na fabricação de elementos complementares, tais como, telhas para coberturas e tapamentos laterais, calhas, rufos, caixilhos, dutos de ar-condicionado e divisórias.

No processo de compra, ao se especificar as dimensões de uma chapa dentro das dimensões padrão ou preferenciais das siderúrgicas, obtêm-se uma maior rapidez na entrega do produto e um menor preço por quilo de aço.

### **3.1.1.2 - Chapas grossas**

São fornecidas com espessuras variando de 4.75 a 150 mm, larguras-padrão de 1.000 a 3.800 mm e nos comprimentos-padrão de 6.000 e 12.000 mm, sendo empregadas em estruturas metálicas principalmente para a obtenção de perfis soldados, utilizados como vigas, colunas e estacas. Os valores de espessuras preferenciais estão indicados na Tabela 3.2, sendo que as outras dimensões preferenciais são: largura de 2.2m e comprimento de 12.0m. São utilizadas na fabricação de estruturas, principalmente para a formação de perfis soldados, utilizados como vigas, colunas e estacas.

**Tabela 3.2– Espessuras padronizadas preferenciais das chapas grossas e massas correspondentes.**

Espessura (mm)	Massa (daN/m <sup>2</sup> )	Espessura (mm)	Massa (daN/m <sup>2</sup> )
6,30	49,46	25,00	169,25
8,00	62,80	31,50	247,28
9,50	74,58	37,50	294,38
12,50	98,13	50,00	392,50
16,00	125,60	63,00	510,25
19,00	149,15	75,00	588,75
22,40	175,84	100,00	785,00

**Fonte: Raad Jr (1999).**

### **3.1.2-Perfis**

Destinados ao uso na construção de estruturas, obedecem a normas e requisitos de propriedades mecânicas bem definidas e, em alguns casos, a requisitos de soldabilidade, superfície para revestimento e resistência à corrosão.

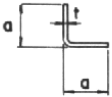
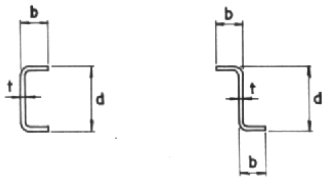
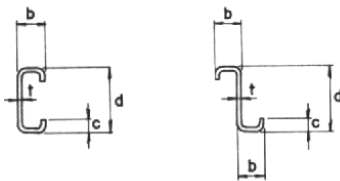
Os perfis de maior utilização no mercado possuem seções transversais semelhantes às formas das letras I, H, L, T, U e Z, recebendo denominações análogas a essas letras, com exceção das seções transversais em forma de L, sendo denominados de cantoneiras. Seções transversais com geometria circular, quadrada ou retangular estão presentes nos perfis tubulares.

#### **3.1.2.1 - Perfis laminados**

São obtidos diretamente por laminação a quente, podendo ser de abas inclinadas (padrão americano – faces internas das abas não paralelas as faces externas) ou de abas paralelas. Em países do hemisfério norte, os perfis laminados são largamente utilizados na execução de obras, sendo fator de lucro para indústrias siderúrgicas. Entretanto, a oferta de perfis laminados fabricados no Brasil era bastante restrita, obrigando em determinadas situações a importação do produto. Atualmente, a empresa Gerdau oferece perfis laminados nas formas I e H, de abas paralelas com bitolas variando de 150 a 610 mm (de 6 a 24 polegadas). Deve-se consultar as tabelas de perfis fornecidas pelo fabricante para um maior esclarecimento. A aquisição de perfis fora desse padrão necessita de importação

#### **3.1.2.2 - Perfis Dobrados**

São obtidos através de conformação a frio de chapas ou tiras provenientes de fardos ou bobinas, seja por dobragem em dobradeiras hidráulicas ou por perfilagem em perfiladeiras. Possuem grande liberdade dimensional, sendo empregados em estruturas leves e dimensionadas segundo normas específicas. A figura 3.1 apresenta algumas geometrias de seções perfis dobrados.

Tipo	Dimensões (mm)	Designação (exemplo)
	$a = 50 \text{ a } 100$ $t = 1,5 \text{ a } 5,0$	$a \times t$ L de 50 x 2,25
	$d = 50 \text{ a } 200$ $t = 1,5 \text{ a } 5,0$	$d \times b \times t$ U de 100 x 50 x 3,0
	$d = 50 \text{ a } 300$ $t = 1,5 \text{ a } 5,0$	$d \times b \times c \times t$ Z de 100 x 50 x 20 x 2,0

**Figura 3.1 – Exemplos de perfis dobrados. Fonte: Raad Jr (1999).**

### 3.1.2.3 - Perfis Soldados

São obtidos através do corte, composição e soldagem de chapas planas laminadas, sendo amplamente utilizados nas construções devido à grande variedade de dimensões possíveis. Os perfis soldados normalizados apresentam seção transversal em forma de H ou I, sendo as abreviaturas das características geométricas do perfil indicadas na Figura 3.2.

Em função da relação  $h/b$  dos perfis, os mesmos são divididos em:

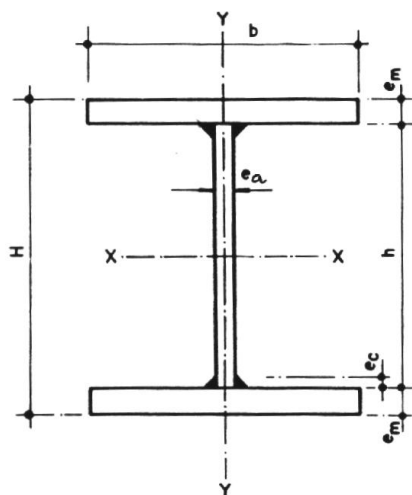
- Série CS para colunas, em que  $h/b = 1$ ;
- Série CVS para colunas e vigas, em que  $1 < h/b \leq 1.5$ ;
- Série VS para vigas, em que  $2 < h/b \leq 4$ .

De acordo com sua utilização, montagem e condições de aplicação, os perfis estão divididos em três categorias de padrão de qualidade:

- Rigoroso – I: perfis para usos especiais com elevadas exigências, tais como os utilizados em estruturas para usinas nucleares e para plataformas “off shore”;



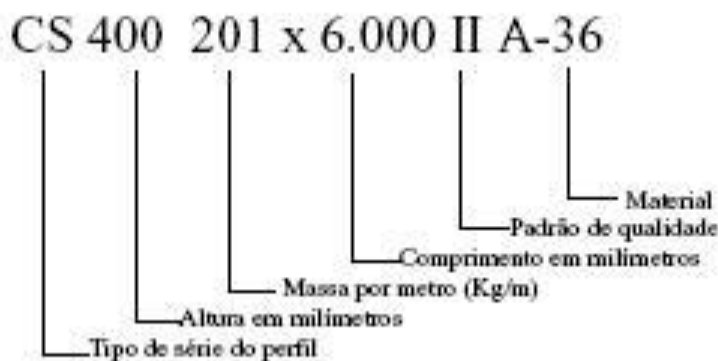
- Normal – II: perfis usados em construções convencionais, tais como os utilizados em pontes e edificações em geral (industrial, comercial e residencial);
- Comercial - III: perfis para usos gerais, tais como os utilizados em postes e estacas.



**H** – altura do perfil  
**b** – largura da mesa  
**ea** – espessura da alma  
**h** – altura da alma  
**em** – espessura da mesa  
**ec** – espessura do cordão de solda  
**S** – área da seção transversal do perfil  
**P** – peso nominal do perfil  
**Eixo X-X** – linha paralela à mesa, que passa pelo centróide do perfil  
**Eixo Y-Y** – linha perpendicular ao eixo X-X, que passa pelo centro de gravidade da seção do perfil

**Figura 3.2 – Perfil soldado: abreviaturas segundo a NBR 5884. Fonte: NBR 5884: 2005<sup>54</sup>.**

Os perfis soldados são geralmente especificados conforme indicado na Figura 3.3.



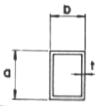
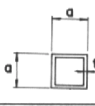

**Figura 41b– Especificação de um perfil soldado.**

**Figura 3.3 – Especificação de um perfil soldado. Fonte: Raad Jr (1999).**

<sup>54</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5884: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico**. Rio de Janeiro. ABNT, 2005.

### 3.1.2.4 - Perfis Tubulares

Uma grande variedade de tubos é encontrada no mercado, sendo fornecidos no comprimento padrão de 6.000 mm. Tubos com costura são obtidos pela prensagem ou pela calandragem das chapas, com soldagem por arco submerso, e pela conformação continua, com soldagem por eletrofusão. Tubos sem costura são obtidos através do processo de extrusão. Utilizados como elementos estruturais podem ser aplicados na formação de treliças planas ou espaciais ou como pilares, apresentando maior resistência à flambagem por torção em qualquer direção. A figura 3.4 ilustra alguns tipos, dimensões e simbologias usadas para os tubos com costura e sem costura.

Tubos	Sem costura		Com costura	
Tipo	Dimensões (mm)	Designação (exemplo)	Dimensões (mm)	Designação (exemplo)
	a x b de 50 x 30 a 120 x 80 t = 2,0 a 5,3	a x b x t 50 x 30 x 2,0	a x b de 25 x 19 a 200 x 80 t = 1,00 a 7,11	a x b x t 25 x 19 x 3,00
	a x a de 40 x 40 a 216 x 216 t = 2,0 a 5,3	a x a x t 40 x 40 x 3,0	a x a de 16 x 16 a 140 x 140 t = 1,00 a 7,11	a x a x t 140 x 140 x 7,11
	D = de 25 a 150 t = 1,5 a 9,0	D x t 25 x 2,0	d = 9 a 254 t = 1,00 a 7,11	D x t 150 x 5,00

**Figura 3.4 – Exemplos de perfis tubulares. Fonte: Raad Jr (1999).**

### 3.1.3- Elementos de fixação

A) Parafusos: Podem ser de uso comum, fabricados com aço de baixo teor de carbono, conforme a norma ASTM A 307 ou de alta resistência, fabricados conforme as normas ASTM A 325 e ASTM A 490. A Tabela 3.3 apresenta as propriedades mecânicas destes parafusos.

A NBR 8800:2008 especifica que os parafusos de aço de baixo teor de carbono devem satisfazer a ASTM A307 ou ISO 898 Classe 4.6. Os parafusos de alta resistência devem satisfazer a ASTM A325, ASTM A325M ou ABNT NBR 8800:2008, ISO 7411 Classe 8.8. Os parafusos de aço-liga temperado e revenido devem satisfazer a ASTM A490, ASTM A490M ou ISO 7411 Classe 10.9. As porcas e arruelas devem satisfazer as especificações compatíveis, citadas no ANSI/AISC 360-05.

**Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas dos parafusos utilizados em estruturas metálicas.**

<b>Especificação</b>	<b>Limite de Escoamento (MPa)</b>	<b>Resistência à Tração (MPa)</b>	<b>Diâmetro máximo (mm)</b>	<b>Tipo de Material</b>
<b>ASTM A 307</b>	-	<b>415</b>	<b>100</b>	<b>Carbono</b>
<b>ISO 898 Classe 4.6</b>	<b>235</b>	<b>390</b>	<b>36</b>	<b>Carbono</b>
<b>ASTM A 325*</b>	<b>635</b> <b>560</b>	<b>825</b> <b>725</b>	<b>12,7&lt;d&lt;25,4</b> <b>25,4&lt;d&lt;38,1</b>	<b>Carbono, Temperado</b>
<b>ASTM A 490</b>	<b>895</b>	<b>1035</b>	<b>12,7&lt;d&lt;38,1</b>	<b>Temperado</b>

**Fonte: Raad Jr (1999).**

\*Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica compatível à dos aços AR-COR 345. Graus A e B ou à dos aços ASTM 588.

**B) Eletrodos, arames e fluxos para soldagem:** segundo a NBR 8800:2008, os eletrodos, arames e fluxos para soldagem devem obedecer às seguintes especificações:

- a) para eletrodos de aço doce, revestidos, para soldagem por arco elétrico: AWS A5.1;
- b) para eletrodos de aço de baixa liga, revestidos, para soldagem por arco elétrico: AWS A5.5;
- c) para eletrodos nus de aço doce e fluxo, para soldagem por arco submerso: AWS A5.17;
- d) para eletrodos de aço doce, para soldagem por arco elétrico com proteção gasosa: AWS A5.18;

e) para eletrodos de aço doce, para soldagem por arco com fluxo no núcleo: AWS A5.20;

f) para eletrodos nus de aço de baixa liga e fluxo, para soldagem por arco submerso: AWS A5.23;

g) para eletrodos de baixa liga, para soldagem por arco elétrico com proteção gasosa: AWS A5.28;

h) para eletrodos de baixa liga, para soldagem por arco com fluxo no núcleo: AWS A5.29.

Nota: Maiores esclarecimentos sobre os processos de soldagem e critérios para utilização de soldas são fornecidos no decorrer deste capítulo, durante a descrição das etapas do processo de fabricação de uma estrutura.

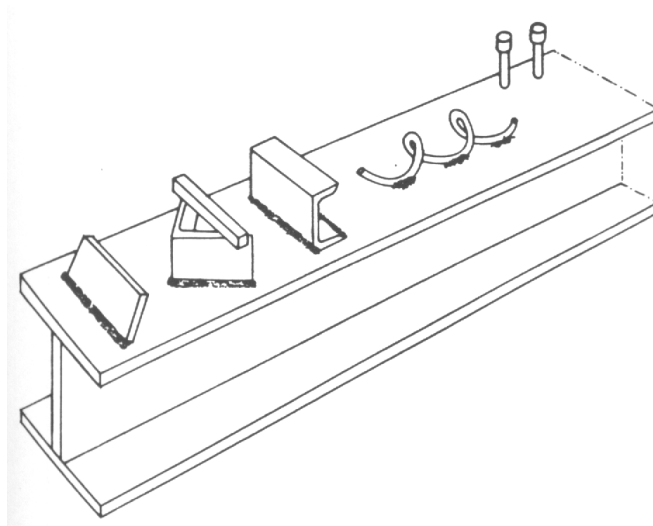
**C) Barras Redondas Rosqueadas:** São utilizadas como chumbadores ou tirantes e apresentam propriedades mecânicas de acordo com as normas ASTM A36 e ASTM A588, sendo indicadas na Tabela 3.4. As roscas obedecem às normas de parafusos conforme indicado no item anterior.

**Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas de barras rosqueadas. Fonte: Raad Jr (1999).**

Especificação	Limite de escoamento (MPa)	Resistência à Tração (MPa)	Diâmetro máximo (mm)	Tipo de material
ASTM A 36	250	400	100	Carbono
ASTM A 588	345	485	100	ARBL RC*

\* Alta resistência e baixa liga, resistência à corrosão.

**D) Conectores de Cisalhamento:** Diversos tipos de conectores de cisalhamento são empregados nas estruturas mistas (Figura 3.5).



**Figura 3.5 – Conectores de cisalhamento. Fonte: Raad Jr. (1999).**

A norma NBR 8800:2008 apresenta os requisitos que devem ser atendidos pelos conectores do tipo pino com cabeça e perfil U laminado. “Os conectores de aço tipo pino com cabeça devem atender aos requisitos do capítulo 7 da especificação AWS D1.1:2002.” “(...) O aço dos conectores de cisalhamento em perfil U formado a frio deve obedecer aos requisitos da ABNT NBR 14762.” O aço dos conectores de cisalhamento em perfil U laminado deve obedecer às especificações da norma para aços para perfis, barras e chapas, conforme descrito anteriormente.

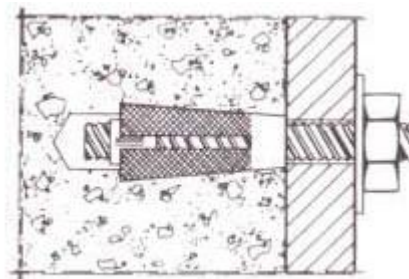
Os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça são encontrados nos diâmetros de 12.7, 15.9, 19.0 e 22.2 mm, sendo soldados à estrutura por meio de equipamentos de solda automática. A Tabela 3.5 indica as propriedades mecânicas deste conector.

**Tabela 3.5 – Propriedades mecânicas de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.**

Propriedades mecânicas	Tipo B
Resistência à tração	415 MPa
Limite de escoamento	345 MPa
Alongamento	20% mínimo
Redução de área	50% mínimo

**Fonte: Raad Jr (1999).**

**E) Chumbadores de Expansão:** São empregados entre ligações de estruturas metálicas e de concreto, tendo sua capacidade de arrancamento limitada a resistência à tração do concreto (Figura 3.6).



**Figura 3.6 – Exemplo de chumbador de expansão. Fonte: Raad Jr (1999).**

### **3.2 – O Processo de Fabricação**

Segundo Raad Jr (1999), uma fábrica de estruturas metálicas corresponde, de um modo geral, a uma instalação fixa, relativamente simples e de grande flexibilidade, podendo realizar simultaneamente uma série de operações específicas. O porte da fábrica irá depender da capacidade de produção desejada, podendo ser constituída por uma única seção, no caso de pequenas instalações, onde serão realizadas todas as operações ou constituída por múltiplas seções, no caso de médias e grandes instalações, onde as diversas etapas do processo estarão associadas a um determinado setor.

Com a definição do projeto estrutural se inicia o processo de fabricação, que passará antecipadamente pelo planejamento e controle da produção (PCP). O início desta etapa ocorre paralelamente ao estudo de viabilidade e seu desenvolvimento continua até o início efetivo do contrato. A etapa de PCP está voltada para a logística do processo, cujo sucesso está atrelado aos seguintes pontos: seqüência de montagem, limitações de canteiro, interface com obras civis, segmentação operacional do empreendimento e fluxo de caixa do cliente. Com base nesta logística, o PCP otimiza-se o uso dos recursos de fábrica (físico x financeiro) e administra-se as cargas de fábrica, executando a gestão simultânea de vários projetos. Em seqüência, é definido o fluxo de fabricação envolvendo estudos de métodos e processos, bem como gabaritos, programas para máquinas CNC e documentação pertinente aos processos, sendo observados os aspectos

técnicos, de normalização, da qualidade; a racionalização do processo fabril, dos componentes e da matéria prima.

O MBCEM (1986), em seu volume I, descreve as etapas do processo de fabricação com a tradução do texto do Manual *Detailing for Steel Construction*, da AISC. Tal fato confirma a similaridade do processo de fabricação de estruturas metálicas nos Estados Unidos e no Brasil.

O aço estrutural passa por várias operações ao longo da fabricação das estruturas. Contudo, a seqüência e importância das operações de oficina variam de acordo com o tipo de fabricação requerida. Esta grande variação nas operações distingue a fábrica de estruturas metálicas de uma unidade de produção seriada. As operações típicas, geralmente executadas são:

- Manuseio e corte de material;
- Execução de Gabaritos;
- Traçagem;
- Operações de usinagem e forjamento;
- Furação;
- Desempeno, dobramento e calandragem;
- Ajuste e alargamento de furos;
- Parafusagem e soldagem;
- Acabamento;
- Controle de qualidade;
- Limpeza e pintura;
- Embarque.

É usual que as diversas operações de fabricação sejam executadas com o auxílio de croquis de cada peça, evitando-se o manuseio dos desenhos detalhados, reservados ao pessoal especializado. Por outro lado, o controle do andamento dos trabalhos é efetuado através de fichas, que informam a posição de cada elemento estrutural dentro do fluxograma de fabricação.

### **3.2.1 - Suprimento**

O aço comprado às usinas laminadoras destina-se a trabalhos específicos, seguindo listas preparadas pelos projetistas ou departamento de compras. É a principal fonte de matéria-prima das fábricas de estruturas metálicas. O material pode ser entregue já nos comprimentos desejados, com seu custo ligeiramente acrescidos.

O aço estocado pelo próprio fabricante é usado para cobrir demandas superiores às quantidades encomendadas às usinas. É também utilizado para atender a pequenos trabalhos, que não justificam um pedido às laminadoras. O aço comprado de revendedores é utilizado quando o cliente deseja maior rapidez de entrega, mesmo que isto acarrete um acréscimo no custo dos serviços.

O manual de detalhamento da AISC (2002) recomenda que quando o aço chega a fábrica, esse deve ser identificado e checado de acordo com a lista de materiais especificada pelo fabricante e separado para um trabalho ou estoque específico. Especifica, ainda, que segundo a ASTM-A6, o aço, ao ser embarcado pelas laminadoras, esteja identificado com o número da corrida, nome do fabricante, marca registrada e tamanho. Ainda, Se o limite de escoamento especificado for maior que 250 MPa, a peça deve estar marcada também com o número da especificação aplicável e a codificação em cores.

Os sistemas de identificação de laminação e controle de identificação de aços de alta resistência garantem que o material especificado para os vários membros seja repetidamente identificado nas instalações do fabricante.

### **3.2.2 - Manuseio**

Segundo Raad Jr (1999), o desafio dos fabricantes de fazer produtos de maior qualidade a um custo menor e de maneira mais oportuna está intimamente ligado a movimentação de materiais que representa uma parcela significativa do custo total da estrutura assim como, exige um método e processo adequado aos parâmetros construtivos.



São usados equipamentos fixos como: talhas e braços giratórios para pequenas cargas localizadas e equipamentos móveis como: pontes em consolo, guinchos em monovias, semi-pórticos e pontes rolantes que por serem adequadas a múltiplas situações e deixarem livre o piso da fábrica são mais utilizadas.

Como equipamentos complementares não ligados à estrutura da fábrica e normalmente utilizados no transporte transversal de cargas, são usados: veículos sobre trilhos, empilhadeiras e guinchos sobre rodas, caminhões e mesas transportadoras.

A evolução do processo nos permite numa concepção moderna trabalhar com materiais em movimento automático entre processos automáticos de fabricação, partindo num futuro próximo para uma implementação e operação dos sistemas de movimentação inteligente, numa filosofia onde a melhor movimentação de materiais é a de mínimo movimento e estocagem.

### **3.2.3 - Corte**

O material fornecido com comprimento maior do que o necessário deve ser enviado para as tesouras, serras ou unidades de corte. Os processos usuais de corte do aço para a construção metálica são, basicamente, mecânicos ou térmicos. A escolha do processo de corte depende da etapa de fabricação, complexidade do trabalho e do tipo de material a ser utilizado.

#### **3.2.3.1- Corte mecânico**

Para se efetuar o corte mecânico de peças de aço, podem ser utilizadas serras, guilhotinas e tesouras, para espessuras até 25 mm. As serras (Figura 3.7) são utilizadas em cortes de perfis, apresentando bom acabamento nas extremidades. As guilhotinas se aplicam ao corte de chapas em vários ângulos, as cantoneiras por máquinas similares, capazes de cortar as duas abas ao mesmo tempo. As tesouras são usadas no corte de chapas empregadas na fabricação de perfis formados a frio. Vigas I, perfis U e colunas

leves são em geral cortadas por serras de alta velocidade de fricção, uma serra (*cold saw*) para peças conformadas a frio de baixa velocidade ou uma serra manual.



**Figura 3.7 – Serra de fita Peddinghaus. Fonte: Raad Jr (1999).**

Podem ser realizados cortes e furação automaticamente através de informações via computador. Alguns fabricantes utilizam máquinas de controle numérico via computador, CNC, o que elimina a necessidade de gabaritos em tamanho natural.

### **3.2.3.2 - Corte térmico**

O maçarico a gás é usado para corte de material de espessura ou tamanho acima da capacidade das diversas outras máquinas, além de peças curvas ou de geometria complexa. Esta operação é chamada “oxi-corte” ou “corte a chama”. O tipo portátil pode ser manufaturado na própria oficina ou, mesmo, no campo. O modelo estacionário possui um braço pantográfico, com bicos de corte numa extremidade, dirigidos pela outra extremidade que desliza sobre um gabarito. Algumas máquinas de corte por chama são montadas sobre carros que correm sobre trilhos-guia.

Os processos de corte a chama, plasma ou laser, são os mais utilizados na fabricação de estruturas metálicas.

#### **3.2.3.2.1 -Corte a Chama**

Conhecido como Oxicorte, é um processo no qual o metal é aquecido à uma temperatura de pré-aquecimento (conhecida como temperatura de ignição) inferior ao ponto de fusão através de uma chama oxigênio - gás combustível. Em seguida, o metal é oxidado rapidamente pelo oxigênio de corte e o óxido formado é fundido e removido continuamente pela ação do jato de oxigênio. A operação prossegue auto sustentada pelo desprendimento de calor provocado pela reação química entre o oxigênio puro e o ferro. O calor liberado mantém a condição necessária para a combustão, permitindo a abertura de um sulco no metal, denominado sangria ou corte.

Um corte perfeito é caracterizado por uma superfície lisa e regular, sendo as linhas de desvio quase verticais. A escória aderida na parte inferior do corte é facilmente removida. Algumas irregularidades nos ajustes podem provocar defeitos tais como, borda superior e inferior goivada, perda do corte, bordas convergentes, borda superior com gotas fundidas e borda inferior arredondada. Estes podem ser evitados ou eliminados caso sejam tomados os procedimentos adequados. Os defeitos mais comuns são provocados por: chama de pré-aquecimento inadequada; velocidade de corte irregular; superfície da chapa com carepa ou ferrugem; distância do bico a chapa fora de especificação e bico de corte sujo ou danificado.

Para aumentar a produtividade e a qualidade do corte foram desenvolvidas máquinas automáticas (figura 3.8), que permitem executar com precisão as mais diversas configurações de corte através de leitura dos desenhos por um copiador ótico.

A era da informática otimizou ainda mais o processo, permitindo com o uso de comandos numéricos computadorizados uma elevada precisão de operação (Figura 3.9).



**Figura 3.8 – Máquina automática de corte térmico, fotocopiadora. Fonte: Raad Jr (1999).**



**Figura 3.9 – Máquina CNC de corte térmico – Flame-planner. Fonte: Raad Jr (1999).**

O computador controla os três eixos, permitindo a execução de cortes com formas diversas e complexas, armazenando os desenhos na memória. Um software especial permite a maximização do aproveitamento das chapas, gerenciando inclusive os retalhos.

#### **3.2.3.2.2 - Corte a Plasma**

Os três estados da matéria normalmente conhecidos são sólido, líquido e gasoso. Aumentando-se o nível de energia obtém-se o quarto estado conhecido como plasma. O processo de corte a plasma utiliza um arco transferido, confinado, para cortar metais. Este arco é estabelecido por uma corrente direta, na qual o eletrodo é conectado ao pólo negativo e a peça de trabalho no positivo. Uma descarga de alta voltagem eleva consideravelmente o nível de energia, transformando o gás aquecido em gás plasma atingindo temperaturas superiores a 15000 °C. O calor do arco confinado é concentrado em uma área específica da peça atingindo seu ponto de fusão. As partículas fundidas são continuamente removidas pelo jato de plasma para produzir o corte. Ver Figura 3.10.



**Figura 3.10 – Máquina CNC de corte a plasma, Peddinghaus.. Fonte: Raad Jr (1999).**

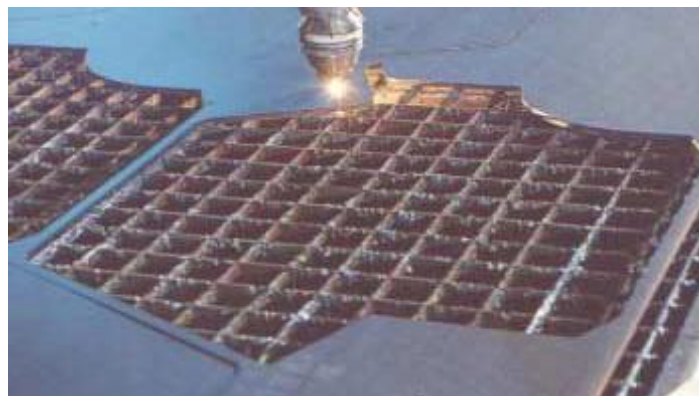
O processo de corte a plasma pode ser manual ou mecanizado, dependendo do material, espessura e nível de produção.

Atualmente estes equipamentos são controlados numericamente por computador e possuem sensores de altura (distância constante do bico à chapa) permitindo velocidades de cortes elevadas com excelente acabamento. Os sistemas de amperagem elevadas produzem ruídos, fumaças e radiações ultravioletas. Para reduzir estes efeitos prejudiciais à saúde do operador pode ser utilizado em algumas situações o corte

subaquático na qual a peça e a tocha são totalmente imersas sobre 50 ou 75 mm de água durante o corte. Desde que obedecidos os padrões de regulação indicados pelo fabricante e as técnicas de operação o processo de corte a plasma não apresenta defeitos significativos.

### 3.2.3.2.3 - Corte a Laser

O laser (*light amplification by stimulated emission of radiation*) trata-se de um feixe de luz que pode ser concebido em diversos meios físico-químicos, porém no que tange às aplicações industriais, o dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) é o que demonstrou ser o mais interessante. Os lasers de CO<sub>2</sub> são virtualmente universais para corte bidimensional, mas os enfoques de projeto variam quanto à manobra da peça em relação ao cabeçote de corte laser (Figura 3.11), para cortar os contornos desejados.



**Figura 3.11 – Detalhe, corte a laser. Fonte: Raad Jr (1999).**

Os lasers representam um bom potencial para ganhos em qualidade e produtividade. Os sistemas controlados por computador permitem que as peças sejam cortadas com precisão em uma só operação, poupando numerosas etapas em diversas máquinas que trabalham através de técnicas tradicionais. Esta capacidade de trabalhar em uma só etapa torna o laser uma poderosa ferramenta da produtividade para os fabricantes de estruturas metálicas que procuram boas reduções de custo e maior produção com flexibilidade.

### **3.3 - Execução de Gabaritos**

O MBCEM define gabarito como um modelo ou guia em tamanho natural, feito de papelão, madeira ou metal, usado para localizar furos puncionados ou broqueados, ou cortes e dobramentos a serem feitos na peça.

A execução dos gabaritos é a primeira tarefa de maior porte a ser executada quando um novo trabalho é iniciado. Os croquis de fabricação devem ser enviados para a oficina, com a devida antecedência, para assegurar uma quantidade suficiente de gabaritos, antes que as operações de fabricação propriamente dita se iniciem.

Percebe-se que atualmente muitas operações antes executadas com o auxílio de gabarito são agora feitas por máquinas controladas numericamente, CNC, onde os dados de projeto são transferidos para a máquina ferramenta via computador, tornando em desuso a confecção de gabaritos ou moldes.

### **3.4 - Traçagem**

Apesar da integração e automação industrial ser uma realidade nas fábricas de estruturas metálicas, uma pequena quantidade do material destinado para corte, dobra, conformação, furação, dentre outras atividades, continua passando antecipadamente pelo setor de traçagem, onde são transferidas as informações necessárias para fabricação das peças diretamente sobre a superfície do metal de acordo com o desenho e normas técnicas.

O pessoal responsável pela traçagem verifica também o material quanto às dimensões e ao desempenho. Se uma peça estiver curva ou empenada em excesso, deve ser enviada para as desempenadeiras. O material que for marcado a partir de gabaritos é colocado sobre as mesas de trabalho e fixado no local. Todos os furos têm seus centros puncionados e todos os cortes são marcados com riscadores de pedra-sabão. Todas as marcas de pré-furação e o corte são contornados com linhas pintadas, para evitar que sejam ignoradas, em operações posteriores. (MBCEM, 1986)

Assim como a confecção de gabaritos, a etapa de traçagem de furos e cortes diretamente sobre a peça também se encontra em desuso, graças ao atual e comum emprego de máquinas ferramentas controladas por controle numérico via computadores (CNC).

### **3.5 - Operações de Usinagem e Forjamento**

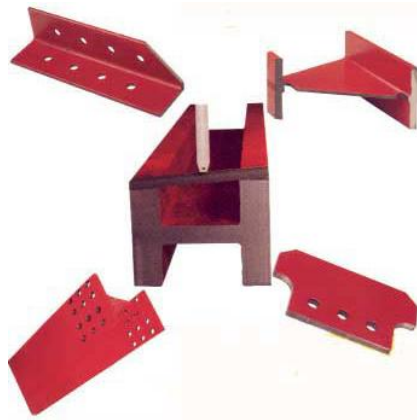
Como auxiliares à oficina principal de fabricação, muitas fábricas estão equipadas com instalações de usinagem e forjamento. Neste setor é feita a preparação de todos os componentes que irão se agregar a uma determinada estrutura durante a sua fabricação e até mesmo durante sua montagem. A preparação destes componentes inclui atividades que requerem cortes, recortes, furações, dobramentos, desempenos e ajustes das peças de acordo com as necessidades. Muitas destas operações podem ser realizadas paralelamente à fabricação da estrutura metálica

Uma das importantes funções da oficina de usinagem é a manutenção e reparo de equipamentos. Fica também sob sua responsabilidade a execução de furos para ligações pinadas (ou rebitadas), trabalhos de tornearia, plainamento de bases de colunas, fabricação de chumbadores e barras rosqueadas. Nas grandes fábricas, esta unidade é responsável, ainda, pela fabricação de maquinário para pontes rolantes, apoios de pontes, viradores ferroviários, dentre outros itens.

A forjaria executa todas as tarefas de dobramento e conformação de peças metálicas que exigem calor, e também, certos tipos de dobramento a frio. É responsável ainda pela fabricação de chumbadores curvos, canilhas de gancho e outras peças forjadas, que estejam dentro da capacidade de suas prensas percussoras.

Dentre os equipamentos que elevam a qualidade e a produtividade na fabricação, nota-se a presença de máquinas CNC (Figura 3.13) para preparação de laminados planos (chapas), que permitem a execução simultânea de furos (Figura 3.12), chanfros, cortes e recortes, entregando a peça na geometria desejada.





**Figura 3.12 - Trabalhos realizados por CNC multifuncionais. Fonte: Raad Jr (1999)**



**Figura 3.13 - Máquina CNC para preparação de perfis. Fonte: Raad Jr (1999)**

### **3.6 – Furação**

O puncionamento é o meio de furação mais comum adotado para furos em chapas de aço. Normalmente, o aço de médio carbono pode ser puncionado em espessuras de até 3 mm maiores do que o diâmetro do conector a ser utilizado. Os aços de alta resistência

são mais duros e, neles, o puncionamento se limita a espessuras menores. O projetista especifica o tamanho dos parafusos a serem utilizados. Exceto em casos especiais, os furos são puncionados com um diâmetro de 2 mm maior que o conector, garantindo assim uma certa tolerância para furos um pouco desalinhados.

Pequenas peças de aço, tais como cantoneiras de pequeno comprimento e pequenas chapas, tem seus furos puncionados um de cada vez. As máquinas usadas com este propósito são conhecidas como puncionadeiras de detalhes.

A puncionadeira múltipla possui uma série de punções, colocados transversalmente sobre uma mesa espaçadora. A mesa se estende a ambos os lados das punções e possui cilindros ajustáveis para apoiar a peça. Um carro movimenta a peça metálica através da máquina, e a localização dos furos é determinada por gabaritos de barras e chapas. Muitos furos podem ser executados ao mesmo tempo.

As furadeiras industriais fixas e radiais, utilizadas para execução de furos maiores que a capacidade das puncionadeiras, executam um só furo de cada vez. Para certos tipos de trabalhos que exigem muitos furos, uma furadeira múltipla pode ser usada. Neste tipo de equipamento, o material deve ser posicionado sobre as brocas. Por outro lado, as furadeiras que se movem horizontalmente, tais como as montadas em pórticos, podem ser localizadas exatamente no ponto de trabalho.

Os fabricantes de máquinas operatrizes têm combinado muitas funções, antes totalmente distintas, formando linhas de operação contínuas para pré-fabricação do material. O material é deslocado sobre um transportador, através de uma série de serras e puncionadeiras (furadeiras).

A sequência é controlada automaticamente: a máquina corta o material no comprimento adequado e, em seguida, executa as operações próprias da furação. Assim, o uso de espaçadores, chapas e marcações manuais, fica totalmente eliminado. Em tal equipamento, o cabeçote de broqueamento consiste de uma ou mais brocas, montadas de forma a permitir furos em almas e flanges de perfis I, simultaneamente.

Uma grande vantagem destas máquinas automatizadas é a sua precisão. A eliminação de erros dimensionais na pré-fabricação em muito simplifica as operações seguintes, de oficina ou montagem.

### **3.7 - Desempenamento, empenamento (contra-flecha), curvamento e alinhamento**

A prensa de curvamento, geralmente usada para desempenamento perfis I e U, cantoneiras e barras pesadas, é comumente conhecida como “bulldozer”, desempenadeira ou prensa de cabeçote, gag press (desempenadeira de perfil) ou cambering press (prensa de empenamento, arqueamento). Essa máquina possui um pistão (ou um grupo de pistões), hidráulico ou não, que aplica pressão diretamente em pontos ao longo da forma torta do perfil, trazendo-o para o alinhamento. A prensa também é utilizada para formar longos raios curvos em vários tipos de elementos estruturais. (AISC, 2002)

Chapas longas, as quais se encontram levemente curvadas ou empenadas fora de seu alinhamento longitudinal, são freqüentemente desempenadas usando-se uma retificadora de rolos, ou calandra de desempenar chapas. As chapas passam entre três rolos. O curvamento resultante aumenta o comprimento do lado côncavo e traz as chapas de volta a uma tolerância aceitável de empenamento.

Desalinhamentos em perfis estruturais são, algumas vezes, corrigidos por um spot ou aquecimento de fundição. Quando o calor é aplicado em uma pequena área do aço, a maior porção não aquecida do material circundante previne a expansão da parte aquecida, causando um engrossamento da área aquecida. Uma vez resfriada a retração produz um encurtamento do membro, colocando-o de volta no alinhamento. Este método é empregado constantemente para remover flambagem (deformações) em almas de vigas entre enrijecedores e para alinhar membros. O aquecimento deve ser controlado. Um crayon especial que muda de cor ou derrete a uma temperatura pré-determinada é muito utilizado para o controle da temperatura.

Uma press brake ou prensa viradeira mecânica (para chapas) é utilizada para formar ângulos de curvamento em chapas e lâminas. Este tipo de máquina possui uma largura útil de até 6,0 m. Chapas curvas usadas em tanques e chaminés (canos verticais) são conformadas em calandras.

### **3.8 – Ajuste e Alargamento de Furos**

Antes da montagem final, as partes que compõem uma peça devem ser pré-montadas, ou seja, as partes são montadas temporariamente por meio de parafusos, grampos ou pequenas quantidades de solda. Durante esta operação, a montagem é verificada quanto ao esquadro e às dimensões gerais. Só então a montagem definitiva é executada, seja por parafusos ou soldagem. (MBCEM, 1986 e AISC, 2002)

A operação de ajustes inclui fixação das peças do conjunto (como talas sobrepostas, cantoneiras para ligações, enrijecedores, etc.) e a correção dos menores defeitos encontrados pelo inspetor (verificador).

No caso de ligações parafusadas, nem sempre há um perfeito alinhamento entre os furos das peças, tornando-se necessário um pequeno alargamento para permitir que se coloque o parafuso. Além disso, algumas especificações exigem que certos furos sejam puncionados e alargados. Nesta operação, o puncionamento é feito 3 a 6 mm menor que o furo final. Somente então, após a montagem final da peça, os furos são alargados por ferramentas elétricas ou pneumáticas, para correção dos diâmetros, garantindo assim um perfeito alinhamento. Se o alargamento resultar em um furo maior do que o necessário, deve-se fazer a verificação do cálculo para o novo tamanho do furo.

Para um ajuste preciso entre os furos, algumas especificações exigem que as conexões de campo sejam alargadas com o auxílio de chapas de gabarito, ou que os membros que estejam sendo ligados sejam pré-montados em oficina, simultaneamente à montagem. Qualquer uma destas duas operações, no entanto, aumenta consideravelmente o custo de fabricação e, em geral, só é especificada para conexões de grande tamanho e

importância, freqüentemente encontradas em pontes. O uso de furação com controle numérico pode tornar tais operações desnecessárias.

### **3.9 - Métodos de Fixação**

A resistência da estrutura por inteiro depende do uso apropriado dos métodos de fixação (ligações) de suas peças. Quando existirem opções permitidas pelas especificações adotadas, um projetista de construções metálicas deve selecionar o método de fixação mais econômico e adequado para a fabricação.

#### **3.9.1 - Parafusagem**

Conexões parafusadas são usadas em ambas as situações: fábrica e campo. De acordo com o tipo de ligação parafusada especificada no projeto, podemos empregar dois tipos de parafuso para a montagem: o parafuso comum ASTM A307 que poderá ser apertado através de ferramentas manuais ou pneumáticas aplicadas à cabeça ou à porca do mesmo até que se garanta união entre as partes da estrutura, e o parafuso de alta resistência ASTM A325 ou A490, que requer cuidados especiais com relação ao acabamento de superfície das partes ligadas e às arruelas, assim como um torque mínimo especificado de montagem, por ser empregado em ligações de maior responsabilidade onde em geral, as cargas são relativamente altas ou sujeitas a flutuações dinâmicas (Raad Jr, 1999). O item 7.7 da NBR 8800: 2008 esclarece com detalhes os critérios para realização do projeto, montagem e inspeção de ligações com parafusos de alta resistência.

Os parafusos de alta resistência (ASTM A325 e A490) são amplamente usados em ligações onde atuam grandes cargas, ou naquelas sujeitas a flutuações dinâmicas de carregamento, como é o caso de pontes. O aperto deste tipo de parafuso é feito, em geral, com uma ferramenta pneumática, comumente chamada de “chave de impacto”. Esta operação deve ser cuidadosamente controlada, de forma a garantir a tensão especificada para cada caso. (MBCEM, 1986)

### 3.9.2 - Soldagem

Raad Jr (1999) afirma que “o primeiro e mais importante passo é selecionar o melhor processo de soldagem para o trabalho a executar. Esta é uma decisão muito desafiante, especialmente se o trabalho for adequado para soldagem semi-automática onde há tantas escolhas possíveis. E ainda, neste campo esta é a maior oportunidade de melhoria.” Desde que a soldagem manual seja inerentemente lenta, cara e sujeita ao elemento humano, está se tornando uma questão de sobrevivência econômica converter sempre que possível para o processo semi-automático.

Vale à pena lembrar que cada um dos processos tem suas próprias peculiaridades, vantagens e limitações. Em situações onde as condições permitirem, o uso de soldagem completamente automática proporciona economia e maior controle de qualidade da solda.

As máquinas de solda, tais como geradores, transformadores, retificadores e máquinas automáticas, possuem controles que são ajustados para obtenção de diversas características de soldagem, adequadas a cada tipo de serviço. A corrente elétrica de soldagem é conduzida por cabos que, ao serem conectados, formam um circuito entre o ponto de trabalho e a máquina. Este circuito se fecha quando um arco elétrico é formado entre o eletrodo e o local a ser soldado.

Soldas de grande comprimento e de tamanho uniforme são depositadas em geral por máquinas automáticas, que aplicam o arame de soldagem e o fluxo a uma velocidade controlada (máquinas de arco submerso). Existem ainda outros processos de soldagem, que se utilizam de atmosfera controlada (TIG, MIG, MAG), os processos de eletroescória, de soldagem por resistência, etc. As posições de soldagem e o diâmetro dos eletrodos são apresentadas na Figura 3.14.

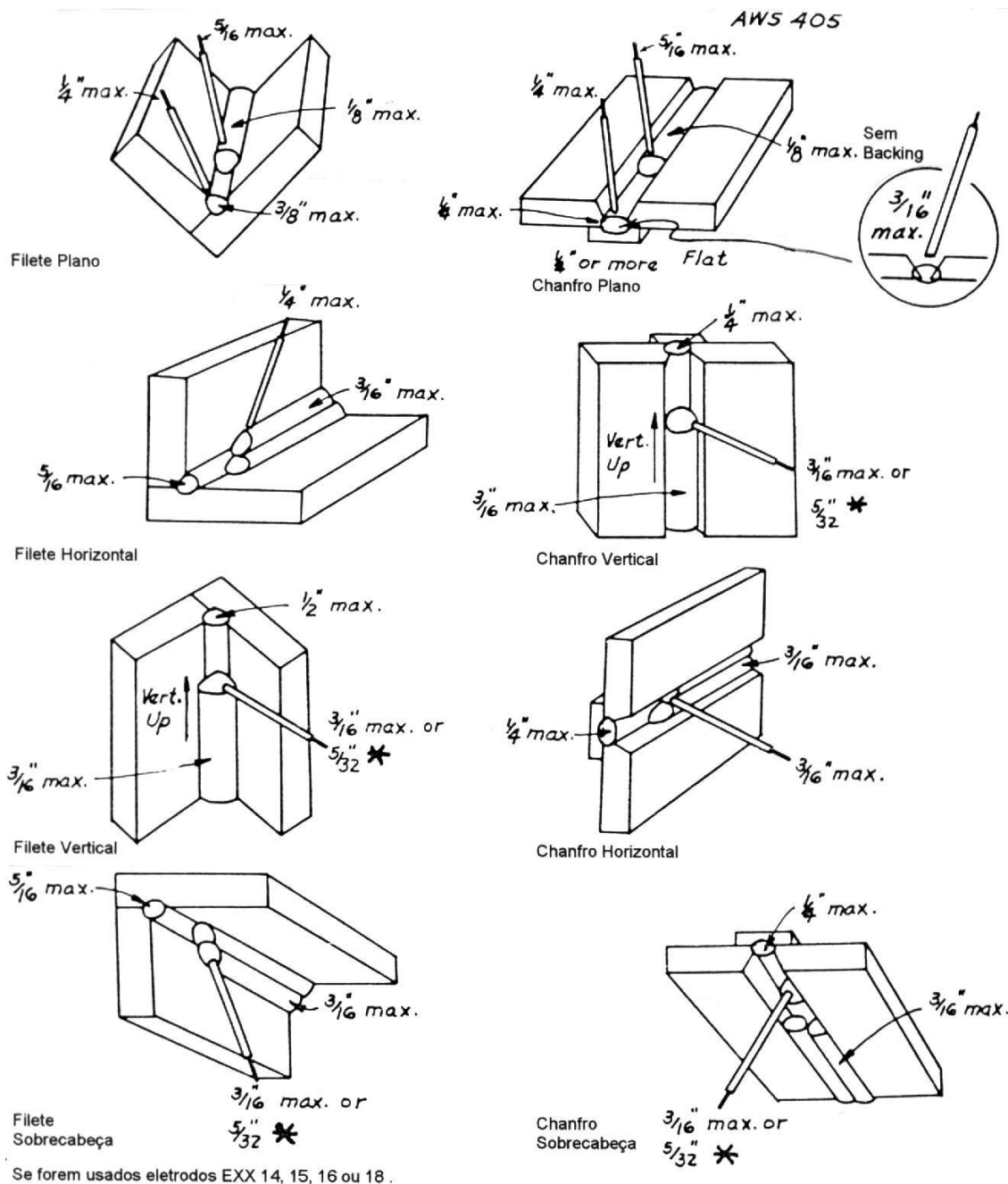


Fig. 3.14 – Posições de soldagem e diâmetro dos eletrodos. Fonte: Raad Jr, 1999.

É importante conhecer os principais defeitos no cordão de solda: arco instável, que é provocado quando o eletrodo está excêntrico; umidade no revestimento ou mal contato elétrico nos terminais; inclusões de escória, que acontecem quando se utiliza uma corrente muito baixa; chanfro irregular ou limpeza inadequada da escória entre passes;

falta de penetração, que poderá ser ocasionada por uma corrente muito baixa; preparação incorreta ou diâmetro inadequado do eletrodo; excesso de respingos, que ocorre quando se utiliza uma corrente muito alta; arco longo; metal base sujo ou eletrodo úmido; mordeduras, que são ocasionadas por uma corrente inadequada; chanfro muito estreito ou velocidade excessiva de soldagem; trincas, que podem surgir devido a preparação errada das juntas; metal base de má soldabilidade; resfriamento muito rápido, o que gera tensões residuais no conjunto soldado ou cratera final da solda com mal acabamento, neste caso específico é recomendável retornar com o eletrodo para dentro da cratera, antes de extinguir o arco; porosidade, que surge quando se emprega uma velocidade de soldagem muito alta, polaridade ou corrente incorreta; metal base com impurezas ou eletrodos úmidos; sopro magnético, que é um desvio do arco em corrente contínua provocado por forças magnéticas que desestabilizam o arco elétrico, prejudicando a penetração e uniformidade do cordão de solda, é possível neutralizá-lo modificando a posição da garra do cabo de retorno ou utilizando um transformador. Note que algumas destas falhas podem ser evitadas ainda na etapa de projeto, com o detalhamento correto das peças a serem soldadas. O capítulo 5 deste trabalho aborda a representação correta do detalhamento de peças a serem soldadas, dentre outros assuntos relacionados.

### **3.10 - Inspeção**

Todo o trabalho executado em uma fábrica de estruturas metálicas está sujeito à inspeção do próprio fabricante, que deve desenvolver procedimentos para o controle de qualidade, de acordo com o que julgar necessário de modo a garantir que a produção esteja conforme a especificação prescrita.

Além da verificação de concordância com a especificação, os inspetores devem-se assegurar de que as peças se ajustam satisfatoriamente no campo, ocasião em que a correção de erros é onerosa e mais difícil. São verificadas as dimensões globais, a localização e as dimensões das conexões, a montagem perfeita de acessórios e a instalação de conectores.



### 3.11 - Acabamento

Elementos estruturais cujas suas extremidades devem transmitir peso ou forças a que esteja suportando por apoios contra outro, são acabados em camada plana com rugosidade inferior a 500  $\mu\text{in}$  de acordo com a ANSI/ASME B46.1. Tal acabamento é obtido pela serração, ou polimento, ou outro processo similar.

Muitos tipos de máquinas disponíveis produzem cortes de acabamentos satisfatórios. Um tipo de máquina de polimento emprega um cabeçote móvel com uma ou mais velocidades altas, com cortadores rotativos calçados com carboneto. O cabeçote move-se sobre uma base que mantém a peça em alinhamento apropriado durante a operação de acabamento.

Quando as especificações de trabalho determinam que as bordas das chapas grossas aparadas além de possuírem certa espessura devem também ser planas, estas devem ser fixadas na esteira de uma máquina de fresagem ou de uma niveladora. O cabeçote de corte se move ao longo da borda da chapa, tornando-a plana até ficar totalmente nivelada, com um acabamento liso.

Chapas de base de coluna acima de certos limites espessura possuem recomendação da AISC e devem ter acabamento sobre a área em contato com o eixo da coluna. Este acabamento é usualmente feito em uma máquina conhecida como esteira planificadora.

O termo acabamento ou polimento é utilizado em desenhos de detalhes para descrever qualquer operação que requeira que o aço seja acabado de forma plana, até superfícies acabadas por polimento, nivelamento, serração ou qualquer outro procedimento similar. (AISC - Detailing for Steel Structures, 2002)<sup>55</sup>.

---

<sup>55</sup> AISC. **Detailing for Steel Structures**. USA: American Institute of Steel Construction, Inc. 2002.

As legendas representativas de acabamento utilizadas nos desenhos de peças para a construção metálica são as mesmas designadas para o acabamento de peças mecânicas e encontram-se em qualquer livro de desenho técnico mecânico.

### **3.12 - Tratamento de Proteção (Hayward e Weare, 2002)<sup>56</sup>**

Quando exposta à atmosfera todo material de construção se deteriora com o tempo. O aço é afetado pela corrosão atmosférica e requer um grau de proteção, o qual não é problema, mas demanda uma avaliação criteriosa dependendo de:

- Agressividade do ambiente;
- Tempo de vida útil da estrutura;
- Cronograma de manutenção
- Métodos de fabricação e montagem;
- Estética.

Deve ser lembrado que para a corrosão atmosférica ocorrer é necessário a presença de ar e umidade. Assim, pilhas de aço embutidas permanentemente tendem a não corroer, mesmo que em contato com a água, quando contato com o ar é excluído em virtude da impermeabilidade do solo. Semelhantemente, as faces internas de seções tubulares não corroem, a vedação completa é alcançada para prevenir a continua entrada de ar e umidade.

Existe uma ampla variedade de sistemas de proteção disponíveis e quando usados adequadamente promovem a proteção do aço com o custo mais econômico. O detalhamento tem uma importante influência na duração do sistema de proteção. Em detalhes particulares deve-se evitar o aprisionamento de água e sujeira entre as camadas ou peças, especialmente em estruturas externas. Providenciando que as extremidades dos perfis tubulares sejam devidamente seladas com soldas, evita o tratamento anti-corrosão nas faces internas dos mesmos. Para grandes elementos estruturais em perfil

---

<sup>56</sup> HAYWARD, Alan; WEARE, Frank. **Steel Detailers' Manual**. 2ª edição. Editado por Anthony C. Oakhill. Malden. Blackwell Publishing, 2002.

tubular que sejam enrijecidos internamente como vigas caixão de pontes e *pontoons* (pontão, flutuadores), os quais necessitam de inspeções internas, é necessário prever sistema de proteção anti-corrosão internamente. Os acessos aos poços de inspeção devem ser vedados com camadas de gaxetas para prevenir a entrada de umidade o máximo possível, permitindo o uso de um sistema mais barato. Para estruturas imersas como os *pontoons*, que são inacessíveis para manutenção, deve-se providenciar proteção catódica contra corrosão.

A adequada preparação da superfície do aço é de extrema importância antes da aplicação de qualquer sistema de proteção. Atualmente, fabricantes competitivos no mercado estão devidamente equipados, tanto que a durabilidade dos sistemas de proteção vem sendo aumentada consideravelmente. Para ambientes externos é essencial que a carepa de laminação seja removida, se não removida, ela será despreendida pela corrosão. A limpeza por jateamento é amplamente usada para preparar as superfícies e outros processos, como a limpeza manual, são menos eficientes embora aceitáveis em ambientes moderados.

Os seguintes aspectos devem ser levados em consideração na especificação dos sistemas de proteção contra corrosão:

- (1) Camadas de metal como galvanização e alumínio metalizado (aspersão térmica) dão uma camada durável e mais resistente à manipulação em campo e à abrasão porém são mais caras;
- (2) Galvanização não é recomendado para chapas finas com espessuras inferiores a 5 mm. Elementos soldados, especialmente se esbeltos, estão sujeitos a distorção devido à liberação de tensão residual e necessitam ser corrigidos. A galvanização é especialmente recomendada para peças de pequena fabricação, que estão vulneráveis a danos durante o manuseio, como também durante o transporte. Exemplos: torres e vigas treliçadas com ligações parafusadas (campo/canteiro).

- (3) Muitos tamanhos e formas de elementos fabricados em aço podem ser galvanizados, mas as dimensões do tanque de galvanização limitam o tamanho e a forma das peças que serão galvanizadas.
- (4) Tintas de fundo antioxidantes são obtidas em uma gama de cores limitada (ex. cinza claro, cinza escuro e prata) e com acabamento acetinado. Quando se necessita de pintura decorativa ou outro tipo de acabamento, deve-se executar novas camadas de pintura sobre a pintura de proteção.
- (5) Qualquer defeito entre a superfície de preparo e aplicação da primeira camada de proteção deve ser mantido em um mínimo absoluto.
- (6) Travas de içamento devem ser providenciadas para grandes fabricações, que excedam 10 ton de peso a fim de evitar danos durante o manuseio.

### **3.13 - Preparação de Superfície e Pintura**

Toda peça estrutural de aço a ser pintada deve estar indicada nos desenhos do projeto ou nos croquis de fabricação. Antes da pintura, a peça de aço deve ser limpa meticulosamente até que seja removido qualquer resquício de polimento, qualquer corpo estranho, como carepa de laminação, respingos de solda, ferrugem, sujeiras, óleos, graxas e outros contaminantes. A limpeza deve ser feita manualmente ou com escovas de arame motorizadas, ou por decapagem à chama ou areia, granalha de aço (ou outra), ou ainda por jateamento abrasivo. Pode ser especificado certo tipo de tratamento, por exemplo o caso de pinturas que requeiram uma superfície livre de resíduos de polimento. O tipo e a cor da tinta, assim como o método de pintura, são controlados por especificações de projeto, que fazem parte dos documentos de contrato. O capítulo 4 do manual de detalhamento da AISC (2002) aprofunda a discussão sobre revestimentos em aço. O tipo de cor da tinta, assim como o método de aplicação, são também controlados por especificações de serviço. A marcação de embarque deve estar presente em cada peça, correta e claramente indicada.

### **3.13.1 - Pintura**

A tinta é basicamente um revestimento (especificado, formulado, fabricado em escala piloto, testado, otimizado e depois produzido) que só cumprirá sua finalidade, quando aplicada sobre as mais variadas superfícies, dentre elas os elementos de estruturas metálicas. Diante disto, devem-se evitar erros na aplicação, diluição e no preparo da superfície para que a tinta escolhida atenda às expectativas desejadas. Dentre as suas finalidades mais importantes destacam-se a estética, a proteção contra a corrosão e a proteção contra fogo (tintas intumescentes).

Podem-se ter dois tipos básicos de tinta: A tinta fornecida em uma só embalagem que não reage dentro desta enquanto fechada e que não precisa ser misturada com um catalisador, conhecida por monocomponente (esmalte sintético, "primer" sintético, borracha clorada, betuminosa) e a tinta fornecida em duas embalagens, conhecida por bicomponente (tinta epóxi, poliuretânica, "wash-primer", etil-silicato), onde dois componentes são separados em embalagens "A" (denominado base ou pigmentado) e "B" (conhecido por endurecedor, agente de cura, conversor, agente reticulador ou catalisador) por serem reativos e poderem ser misturados somente no ato da aplicação. A tinta bicomponente estabelece um tempo predefinido mínimo (tempo de espera ou indução), assim como um máximo (vida útil da mistura ou "pot-life") para o uso após a mistura.

### **3.14 - Embarque**

A área de embarque requer um grande espaço, onde as peças fabricadas são estocadas até o transporte. Logicamente deve-se dispor de meios de carregamento adequados, tais como guindastes, pontes rolantes, pórticos rolantes, empilhadeiras etc.

O material destinado a localidades distantes é, em geral, embarcado por ferrovia ou rodovia, e ocasionalmente, por barcas. O chefe da seção de embarque deve estar familiarizado com leis referente ao transporte. Deve possuir informações dos máximos permitidos de carregamentos e vãos de pontes. Quando o material é mais extenso, mais

comprido ou mais pesado do que as leis estabelecem, nas estradas, uma permissão para rota especial deve ser obtida com autoridades locais, estaduais ou federais.

O departamento de projeto deve expedir croquis de peças de grande porte, e os responsáveis pelo embarque devem estar familiarizados com as limitações e gabaritos de cada tipo de transporte, tais como as dimensões e as cargas máximas. Se for necessário, deve-se obter permissão especial das autoridades competentes. (MBCEM, 1986; AISC – Detailing for Steel Construction, 2002)

## **CAPITULO 4 – DIRETRIZES PARA O PROCESSO DE CRIAÇÃO DO DETALHE**

---

Em pesquisa de campo em escritórios de engenharia e pesquisa bibliográfica nacional, percebe-se que o processo de detalhamento é iniciado com a criação do detalhe propriamente dito, que ocorre na fase do projeto executivo, do dimensionamento da estrutura.

O manual da *AISC, Detailing for Steel Construction* (2002), apresenta a seqüência de trabalho para a equipe de detalhamento, conforme abaixo:

- Disposição do serviço e fabricante (checklist pré-planejado);
- Preparação de detalhes típicos, padronização dos desenhos; lay-out e memória de cálculo;
- Preparação do sistema de fabricação e marcas de montagem;
- Preparo e checagem da lista de material;
- Preparo e checagem dos desenhos de fundação e ancoragem;
- Preparo e checagem dos desenhos de montagem;
- Preparo e checagem dos croquis de fabricação, incluindo lista de material;
- Verificação e aprovação dos detalhes de fabricação;
- Incorporação dos documentos aprovados;
- Preparação das listas dos fixadores de campo;
- checagem dos ajustes, encaixes;
- Saída dos desenhos de fabricação e montagem para o campo.

Para equipes envolvidas com detalhamento em modelagem 3D<sup>57</sup> devem, segundo o mesmo manual, usar as seguintes listas de procedimentos:

- Disposição do serviço e fabricante (checklist pré-planejado);
- Preparação de detalhes típicos, padronização dos desenhos; lay-out e memória de cálculo;
- Preparação do sistema de fabricação e marcas de montagem;
- Entrada e checagem do esquema estrutural;

---

<sup>57</sup> O Capítulo 6 do presente trabalho aborda aspectos relacionados a este assunto.



- Entrada e checagem de colunas com dados da placa de base;
- Entrada e checagem de vigas e outros elementos estruturais;
- Preparo da lista de material;
- Produção e checagem das plantas dos projetos de fundação e ancoragem;
- Entrada e checagem das ligações;
- Preparo e checagem dos detalhes de colunas, vigas, etc.;
- Submeter à aprovação;
- Revisar os detalhes pelos comentários de aprovação;
- Submeter ao fabricante para produção;
- gerar lista de parafusos de campo.

A criação do detalhe, ou seja, a determinação da geometria e da peças que irão compô-lo está diretamente relacionada com o estudo dos perfis, das demais peças constituintes, dos meios e métodos de conexão dessas peças, do comportamento estrutural e, não menos importante, do processo de fabricação da estrutura metálica. O detalhamento da estrutura ocorre na fase do projeto executivo, dimensionamento da estrutura, estende-se até a fabricação pois, no dimensionamento cria-se o detalhe e para a fabricação ocorre o “detalhamento do detalhe”, onde chega-se ao nível de projeto de cada peça separadamente. A montagem pode influenciar os processos anteriores, visando à facilidade da execução.

## **4.1 - Formas Estruturais**

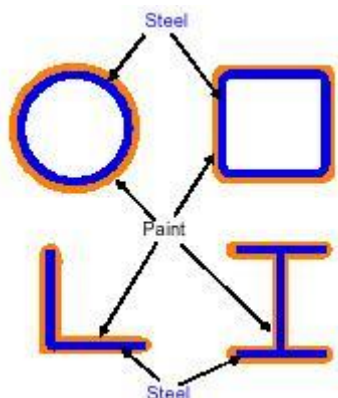
### **4.1.1 – Considerações sobre perfis**

A maioria das estruturas utiliza seções laminadas à quente, dobradas ou eletro-soldadas na forma de perfis I, H, C e cantoneiras. As formas utilizadas com menos frequência são os perfis T (cortados de perfis I ou duas cantoneiras unidas).

Perfis tubulares e caixão são disponíveis, porém, segundo Hayward e Weare (2002), seu custo por tonelada é 20% maior do que os de perfis I. Além do que, o uso em treliças e colunas se torna complexo em relação às ligações, especialmente as aparafusadas. São

amplamente utilizados quando o projeto requer um visual limpo, como quando utilizados de forma aparente, em edifícios públicos. A resistência ao vento é menor do que em seções abertas, sendo seu uso desvantajoso em sistemas tubulares treliçados, como torres, onde a estrutura de aço contribui pela maior parte da área exposta. Outras seções são disponíveis, como bulbo chato e com recortes trapezoidais como usadas em construções de placas enrijecidas, por exemplo, vigas caixão de pontes e de uso naval.

Os perfis tubulares apresentam características especiais, em que a forma da seção é favorável a compressão, torção e flexão. O aspecto estético é outro ponto positivo, pois seu uso consciente pode trazer uma imagem de limpeza e leveza à edificação. Nos aspectos técnicos, apresenta uma menor área de pintura e, por sua geometria, uma maior durabilidade da proteção contra corrosão, conforme a Figura 4.1. O uso deste perfil facilita a composição de estruturas mistas e a proteção contra incêndio.



**Figura 4.1: Comparação de área de pintura em perfis tubulares e perfis de seção aberta.**  
**Fonte: Ribeiro, 2003.**

No Brasil, os perfis tubulares são produzidos pela *Vallourec & Mannesmann Tubes* e sua designação é MSH diâmetro (D) x espessura da parede (t), com o diâmetro variando de 26,7 mm a 355,6 mm e a espessura da parede variando de 2,9 mm a 31,8 mm. As

tolerâncias dimensionais são:  $D < 48,3\text{mm} \rightarrow -0,4\text{ mm} \pm \square 0,8\text{mm}$ ;  $D \geq \square 60,3\text{mm} \rightarrow \pm 1\%$ ;  $t \rightarrow -12,5\%$ . (Ribeiro, 2003)<sup>58</sup>.

Existe uma gama de seções I e H (universal beams – UBs; universal columns-UCs) oferecidas no mercado com dimensões variadas. Seções mais pesadas são produzidas com os laminadores de acabamento mais afastados de forma que as dimensões principais da seção aumentem, porém, com as distâncias entre as flanges permaneçam constantes. Isto é conveniente em edifícios de múltiplos andares, aos quais é permitido usar seções menores em andares mais elevados, mantendo o mesmo formato da seção padrão. Entretanto, deve-se lembrar que as dimensões reais globais utilizadas sempre serão maiores que as dimensões padrão exceto quando a seção básica (usualmente mais leve, fina) é utilizada. Isto irá afetar o detalhamento e dimensões do revestimento global. Os desenhos devem mostrar as dimensões atuais. Para outras seções, as dimensões atuais são constantes para todos os pesos de cada tamanho padrão.

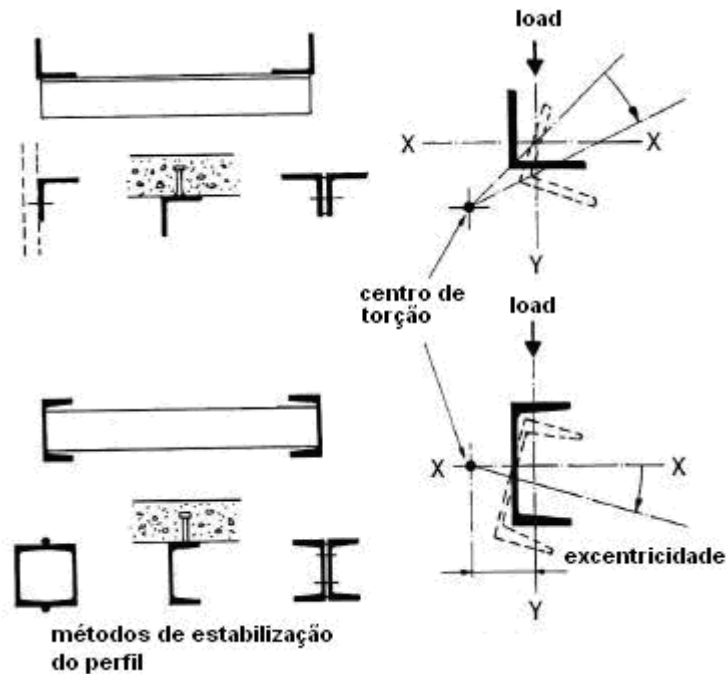
Outros perfis laminados são disponíveis no Reino Unido e em outros lugares, como trilhos (para trens), apoios de estaca (H barra ou Box soldada) e estaca-prancha (*Larssen* ou *Frodingham*). Vigas alveolares são feitas a partir de perfis I cortados para criar ondulações na seção vertical e reformado por solda, tornando até 50% mais profunda a seção e proporcionando uma viga eficiente para condições de carregamento leve.

Vigas e longarinas caixão possuem uma aplicação particular onde sua inerente rigidez à torção pode ser explorada. Por exemplo, em pontes curvas. Elementos compostos, constituídos de pelo menos duas ou mais seções laminadas interligadas, podem ser convenientes, como um I duplo. Para seções que são assimétricas em relação ao seu maior eixo (x-x), como os perfis U ou cantoneiras, sua interconexão com outro elemento para estabilidade à torção, se torna uma necessidade. Isto ocorre quando o

---

<sup>58</sup> RIBEIRO, Luiz Fernando Loureiro. **Projeto de edificações estruturadas em aço: Elementos e arranjos em perfis tubulares - Ligações**. Material didático de curso para *Vallourec & Mannesmann Tubes*. São Paulo, 2003. (Apostila).

centro de torção não coincide com a linha de ação da carga aplicada, como mostrado na Figura 4.2.



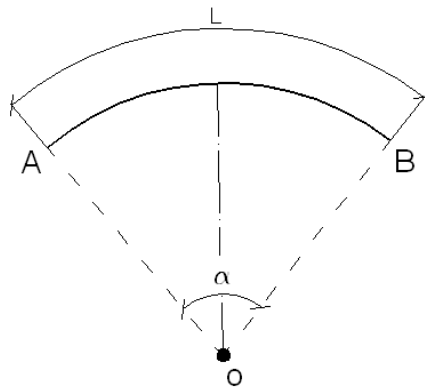
**Figura 4.2 – Torção de perfis C (ou U) e cantoneiras. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**

#### 4.2 – Estruturas em arco

As estruturas em arco basicamente possuem geratrizes de dois tipos: geratriz circular e geratriz parabólica.

A Geratriz circular constitui-se de um arco de circunferência em que a sua geometria é definida por um raio  $R$ , o centro “O” e o ângulo central  $\alpha$  (Figura 4.3).

O raio  $R$  deve estar dentro de certos limites para evitar grandes momentos fletores ao longo do arco e para manter uma certa predominância dos esforços de compressão. Este tipo de arco apresenta desvantagem arquitetônica, pois as flechas são relativamente pequenas e o espaço útil interno é menor. São interessantes para espaços que necessitem de grandes vãos.



**Figura 4.3 – Arco de circunferência.**

A geratriz parabólica constitui-se de um arco de parábola do segundo grau do tipo  $f(x) = ax^2 + bx + c$ , tendo as seguintes características geométricas:

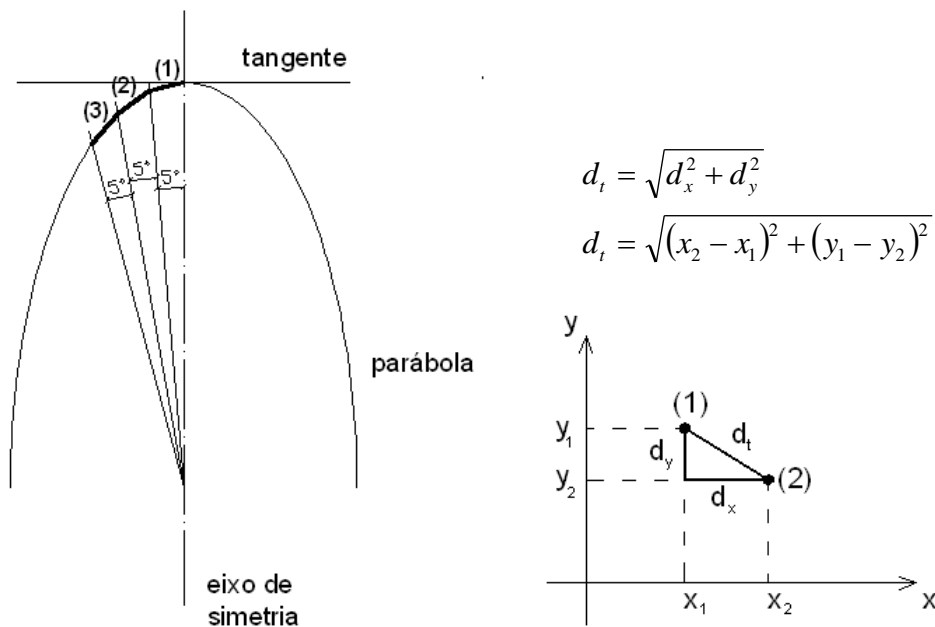
- A parábola intercepta o eixo  $y$  no ponto  $(O,C)$ ;
- Se existir a interseção entre a parábola e o eixo, as abscissas desses pontos serão as raízes da função;
- Pelo ponto médio entre as raízes para uma reta perpendicular ao eixo  $O_x$ , chamada de eixo de simetria da parábola;
- O encontro do eixo de simetria com a parábola é o vértice da parábola;
- As coordenadas do vértice são:  $v = \left(\frac{-b}{2a}, \frac{-\Delta}{4a}\right)$ ;
- A ordenada do vértice  $v\left(\frac{-\Delta}{4a}\right)$  é o valor mínimo da função se  $a < 0$ , sendo  $\Delta = b^2 - 4ac$ ;
- O domínio da função  $R$  e o conjunto imagem é o intervalo  $\left[\frac{-\Delta}{4a}; +\infty\right]$  se  $a > 0$ , ou é o intervalo  $-\infty\left[\frac{-\Delta}{4a}\right]$  se  $a < 0$ ;
- Os pontos notáveis da parábola são: eixo de simetria, abscissa e ordenada do vértice as raízes  $x_1$  e  $x_2$  sobre o eixo  $x$ .

Os arcos de geratrizes parabólicas possuem duas excelentes vantagens:

- 1) Existe predominância de esforços de compressão ao longo de todo o arco;
- 2) Arquitetonicamente as flechas são grandes e o espaço útil interno é maior em relação à altura.

O cálculo do comprimento do arco pode ser feito diretamente através dos conceitos de integral ou pode ser determinado por etapas através do cálculo da distância entre dois pontos, seguindo os determinados passos:

- 1) Define-se um centro (similar a o de um arco circular) sobre o eixo de simetria da parábola;
- 2) A partir deste centro, dá-se incrementos de ângulos (Ex. 5° ou 10°) de tal forma a rastrear todo o arco de parábola;
- 3) Para cada incremento determina-se a distância entre os dois pontos que interceptam a curva da parábola, mostrado na figura 4.4.



**Figura 4.4 – Cálculo do comprimento de arco pela distância entre dois pontos. Fonte: Samblancat<sup>59</sup>, 1978.**

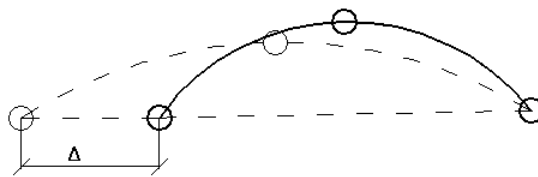
<sup>59</sup> SAMBLANCAT, V. C. *Calculo de estruturas de acero*. Madri: 1 Teoria, 1978.

4) Somando-se todos os incrementos, tem-se comprimento total do arco de parábola.  
 $d_{t1} + d_{t2} + d_{t3} + \dots + d_{tm} = S$

#### 4.2.1 - Informações técnicas sobre arcos tri-articulados com diretriz circular

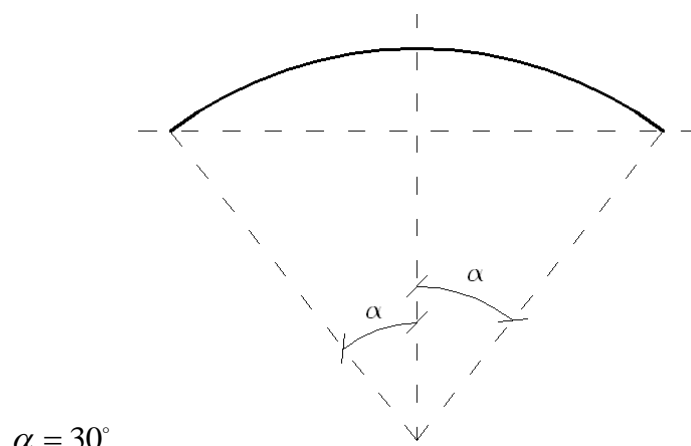
O arco triarticulado de diretriz circular (Figura 4.5) com a previsão de colocação de um tirante é a solução mais utilizada em coberturas curvas de estruturas metálicas. Entre as vantagens desta solução, destaca-se:

- 1) Facilidade de Construção;
- 2) Facilidade de Montagem;
- 4) Devido ao Isostaticismo, absorvem-se os erros de construções e montagens, sem que nele apareçam esforços adicionais.
- 5) A articulação de apoio substitui a junta de dilatação.



**Figura 4.5 – Articulações em arcos. Fonte: Samblancat, 1978.**

- 6) A semi-abertura  $\theta$  mais freqüente na construção de aros triarticulados é de  $30^\circ$  (Figura 4.6)



**Figura 4.6 – Semi-abertura mais freqüente em arcos. Fonte: Samblancat, 1978.**

#### 4.2.2 - Curvamento de perfis

Algumas vezes, as seções necessitam de serem curvadas, em uma ou ambas as direções, para propiciar uma pré-curvatura que contenha a flexão em vigas de grandes vãos, ou em casos de curvatura permanente, como em arcos para coberturas. No Brasil já existe empresa que pode curvar perfis aço estrutural a frio ou aquecimento através da indução de alta freqüência. Podem ser curvados tubos de seção circular, de seção retangular e perfis (inclusive trilhos) e materiais como alumínio, aço carbono, aços-liga, aços-inoxidáveis, duplex, cobre, titânio, tubos API e outro. No geral, podem ter curvas com um único raio, múltiplos raios, curvas parabólicas e elípticas, ou ainda com coordenadas. Podem ainda serem curvos em dois planos, formando uma espiral. Ver limite de dimensões para curvamento de tubos na Tabela 4.1 à seguir.

**Tabela 4.1 – Propriedades de curvamento de tubos.**

ESPECIFICAÇÃO	MÍNIMA	MÁXIMA
DIAMETRO	3/4"	38"
ESPESSURA	3,0 mm	70,0 mm
RAIO	-	Até 16.000 mm
ANGULO	-	Até 220°

**Fonte: Catálogo PROTUBO<sup>60</sup>.**

<sup>60</sup> PROTUBO. Curvamento por indução eletromagnética. (Catálogo). Disponível em [www.protubo.com.br](http://www.protubo.com.br). Acesso em 9/06/2007.



Embora seja um processo caro, o ato de curvamento de um elemento estrutural pode gerar economia significativa nos custos e nos prazos da obra em razão da redução dos pontos de solda e da eliminação da necessidade de radiografias e ensaios. O processo de curvamento segue a NBR 15273: 2005 – Curvas por Indução para a Indústria de Petróleo e Gás.

As tensões residuais geradas no processo de curvamento são de forma que qualquer operação que induza aquecimento, como soldagem ou galvanização, cause menos distorção. Embora mais dispendioso do que o curvamento a frio, o curvamento por indução de alta frequência permite curvar perfis de aço com raios muito menores e gerando bem menos deformação, como indicado na Tabela 4.2. O raio mínimo no qual cada perfil pode ser curvado depende de suas propriedades metalúrgicas (ductilidade), de sua espessura, da geometria da seção e do método de curvamento. A Tabela 4.2 fornece os raios típicos para nos quais uma gama de seções I e H podem ser curvadas, no seu maior eixo, por curvamento a quente ou a frio.

**Tabela 4.2: Seções curvadas a partir de seu maior eixo – Raios típicos.**

Dimensões da Seção	Raio Típico (curvado a partir do maior eixo)	
	Curvados a frio	Curvados a quente
838 x 292 x 226 UB <sup>61</sup>	75000 mm	12500 mm
762 x 267 x 197 UB	50000 mm	10000 mm
610 x 305 x 238 UB	25000 mm	8000 mm
533 x 210 x 82 UB	25000 mm	5000 mm
457 x 191 x 74 UB	20000 mm	4500 mm
356 x 171 x 67 UB	10000 mm	3000 mm
305 x 305 x 137 UC	10000 mm	2500 mm
254 x 254 x 89 UC	6000 mm	2500 mm
203 x 203 x 60 UC	4000 mm	1750 mm
152 x 152 x 37 UC	2000 mm	1250 mm

**Fonte: Hayward e Weare, 2002.**

<sup>61</sup> As siglas UB e UC significam respectivamente *universal beam* e *universal column*, termos britânicos para perfis I e H, estruturais, utilizados para vigas e colunas.

Observação: os perfis acima mencionados são de padrão europeu e perfis com tais dimensões em suas seções não são produzidos no Brasil. Para raios máximos e mínimos de curvamento é recomendável questionar empresas especializadas no ramo, por tais valores variam de acordo com o tipo de equipamento.

Perfis formados a frio que usam material de espessura fina (tipicamente de 1,5mm a 3,2mm) são usados para elementos secundários submetidos a carregamento leve, como terças e estruturas de fixação de piso. Não são aconselháveis para uso externo. Estão disponíveis em muitos fabricantes em dimensões particulares e são geralmente galvanizados. É importante que o projetista assegure que a estabilidade é garantida por esses elementos ou, se necessário, que providencie estabilidade adicional.

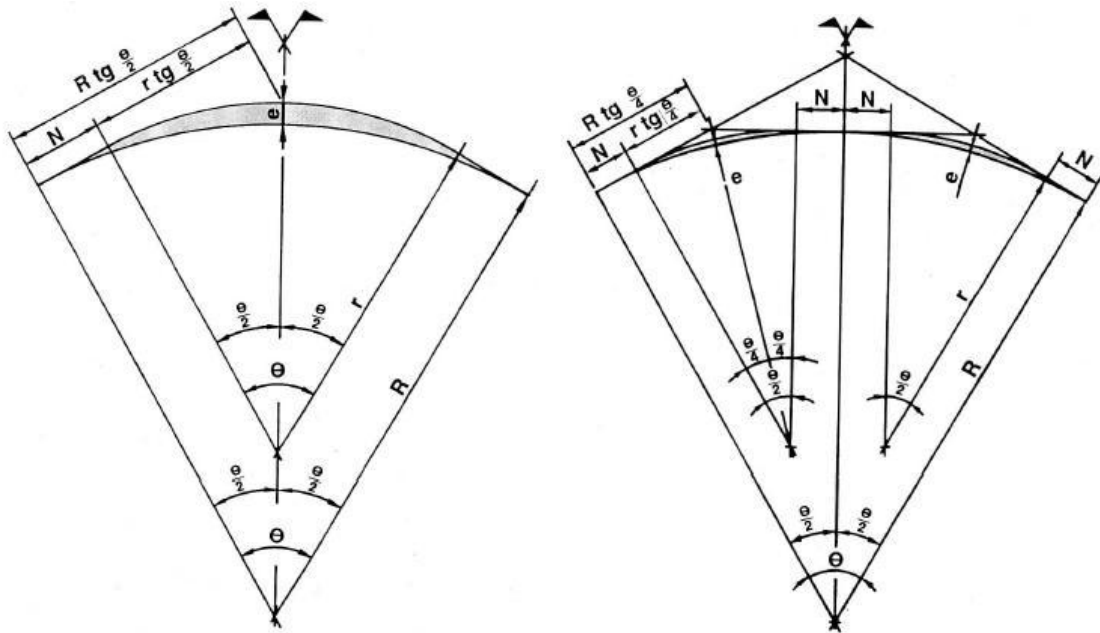
Estruturas vazadas, como treliça, vigas treliçadas ou Vierendeel e torres ou espaços treliçados, são formados por elementos individuais de perfis laminados, vazados, fabricados ou perfis compostos. Tais perfis são apropriados para uso em estruturas de grandes vãos submetida a carregamentos leves como coberturas ou onde a resistência ao vento deve ser minimizada, como torres. No passado, eram usados em pesadas aplicações, como em pontes, mas o avanço da automatização na fabricação junto com a disponibilidade de chapas espessas tornou as vigas de alma cheia mais econômicas.

#### **4.2.3 - Determinação de arcos circulares e elípticos**

Ao se realizar um projeto estrutural que possua um arco, é interessante consultar as empresas que executarão a curvatura do perfil, para conhecer as limitações do processo de curvamento, que definirão o raio máximo de curvatura. Muitas vezes o projeto de detalhamento é realizado na própria empresa.

No caso do Brasil, a empresa líder no setor, possui limitação de curvamento para um raio de até 16000 mm. Para valores superiores, o processo de curvamento por indução de alta-frequência possibilita a conformação de “curvas poligonais”, ou seja, o início e o fim da peça ficam na mesma posição que a original, apenas a parte central da curva está a uma distância “e”, que corresponde a alguns milímetros da curva original. Caso a

distância “e” esteja muito acima do solicitado pelo projeto, pode-se dividir a curva original em várias curvas com raio de até 16000 mm, formando uma curva poligonal e diminuindo cada vez mais a distância “e”, Figura 4.7.



**Figura 4.7 – Procedimento de curvas poligonais. Fonte: PROTUBO, 2008.**

#### 4.2.4 – Tolerâncias

Em todas as áreas da engenharia, deve-se ter devida atenção às tolerâncias nos projetos, tanto da parte dos projetistas quanto dos construtores. Isto ocorre porque a prática da absoluta precisão não pode ser garantida para cada e toda dimensão, mesmo quando se trabalha com altos padrões de manufatura. Tolerâncias muito próximas são demandadas nas aplicações da engenharia mecânica onde são envolvidas peças em movimento e um alto custo nas operações das máquinas ferramentas, devendo ser justificada a fabricação de cada componente. Em peças estruturais em aço tais tolerâncias próximas podem somente ser obtidas a um custo muito alto, levando-se em conta as grandes dimensões de muitos componentes estruturais e a variação que normalmente já é obtida nos produtos de aço laminados. Então, a prática aceita, nos interesses da economia, fabricar

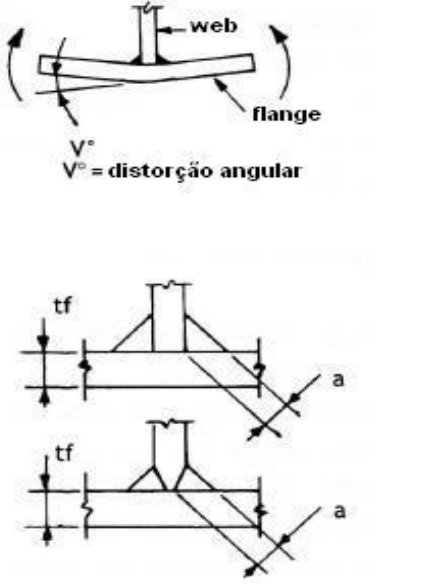
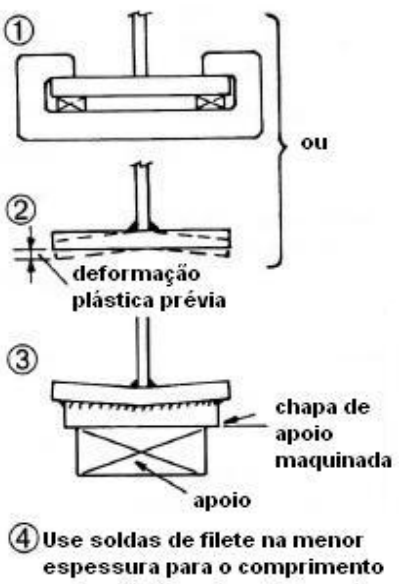


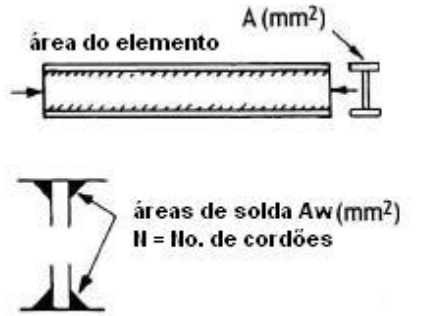
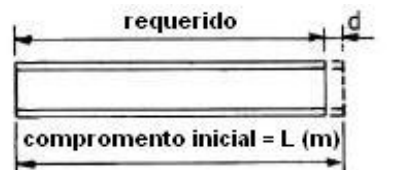
peças estruturais em aço dentro de padrões razoáveis obtidos em média das condições de trabalho e detalhar ligações as quais possam absorver pequenas variações no local. Quando justificado, operações como usinagem das extremidades das peças para precisar o comprimento e/ou angulação podem ser realizadas, mas, por se tratar de uma situação excepcional, apenas por fabricantes especialistas. Normalmente, operações de usinagem são restritas a peças pequenas (como placas de apoio cônicas), as quais devem ser executadas por fabricantes especialistas distante da oficina principal e fixadas antes da entrega no campo. (Hayward; Weare, 2002)

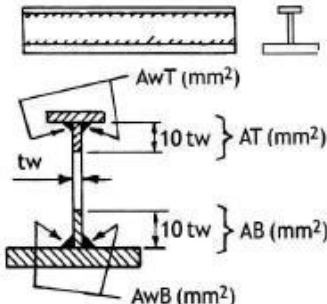
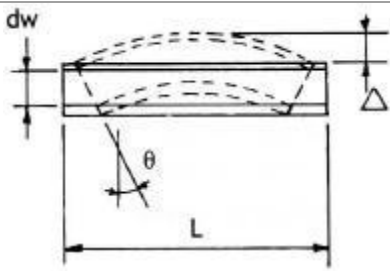
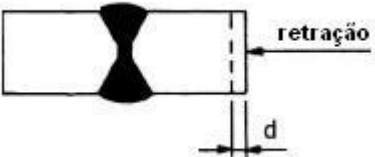
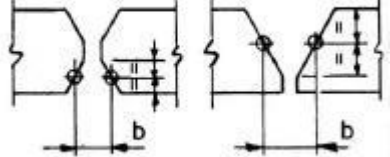
O uso de equipamentos CNC aprimorou significativamente a precisão tanto que tão melhores foram as tolerâncias alcançadas sem a necessidade de ajustes de furos. Entretanto, o fator principal que causa variação dimensional é a deformação da solda, a qual surge devido à retração (ou contração) do metal de solda fundido. A porção da distorção que ocorre é função do tamanho da solda, do aquecimento utilizado no processo, do número de cordões de solda, do grau de restrição presente e da peça que será soldada.

Uma medida da distorção da solda pode ser prognosticada e seus efeitos permitidos para um avanço das operações, mas alguns fabricantes preferem excluir o uso da solda para vigas e colunas e utilizam todas as ligações aparafusadas. Entretanto, a solda é necessária na fabricação de determinadas seções, nas quais os efeitos da distorção devem ser compreendidos e supridos.

Na Tabela 4.3 ilustram-se várias formas de distorção da solda (defeitos) e como elas podem ser permitidas ou sofrerem uma deformação plástica prévia, usando restrições temporárias ou preparando inicialmente elementos com comprimentos extras. Isto é freqüentemente feito no nível da oficina e deve ser calculado em concordância com o engenheiro responsável pela solda e o projetista. Os croquis de fabricação devem incluir os locais para a retração da solda, através do detalhamento dos componentes com comprimento extra.

Tabela 4.3 – Distorção da solda.

Tipo	Esboço (→ direção da distorção)	Soluções
Deformação da alma ou da flange	 <p><math>V^\circ = \text{distorção angular}</math></p>	 <p>④ Use soldas de filete na menor espessura para o comprimento requerido (geralmente 6 mm)</p>
Deformação da chapa devido aos enrijecedores.		 <p>② Use fabricação com gabarito para retê-la plana.</p>
Retração total	 <p>Nota: para cordões simultâneos, <math>II=1</math> para cada par.</p>	 <p>comprimento inicial feito maior para compensar a retração</p>

<p>Contra-flechas desiguais nas flanges</p>		 <p>Contra-flecha para neutralizar retração de solda de flanges desiguais</p>
<p>Retração da solda de penetração</p>		

Fonte: Hayward e Weare, 2002.

Quando a soldagem local em vigas de alma cheia emenda as mesas, deve ser soldada de forma que a retração da junta ocorra antes que a junta da alma (normalmente mais fina) seja feita, para evitar ondulações. Então, a alma deve ser detalhada com aproximadamente 2 mm extras de fenda na raiz, como mostrado na Figura 4.8.

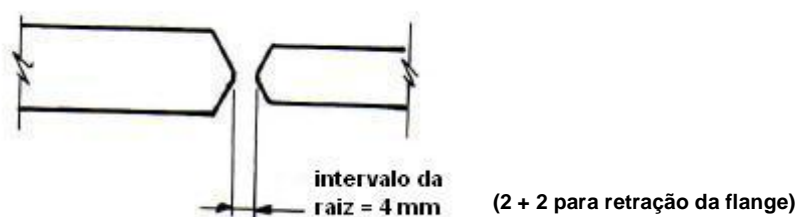


Figura 4.8 – Almas com solda em campo. Fonte: Hayward e Weare, 2002.

A Tabela 4.4 mostra algumas das principais causas de variações dimensionais que podem ocorrer e como elas podem ser superadas no detalhamento. Esta prática é bem aceita pelos desenhistas, projetistas e fabricantes. Não é usual incorporar limites de tolerância em desenhos de detalhes embora isto seja justificado em circunstâncias especiais, onde a precisão seja vital para conectar equipamentos mecânicos.

**Tabela 4.4 – Variações dimensionais e a prática de detalhamento.**

<b>Tipo de variação</b>	<b>Prática de detalhamento</b>
1 Perfis Laminados - Tolerâncias	- Dimensões do topo de vigas abaixando a partir do centro da alma
2 Comprimento dos elementos	- Intervalo de tolerância nas extremidades das colunas. Use ligações sobrepostas sem contato com chapas de extremidade. - Para estrutura aporticada de edifícios de múltiplos andares, com muitos vãos, considere “pacotes” de tolerâncias variáveis.
3 Ligações de extremidade parafusadas	- Parafusos simples ou de alta resistência em furos com folgas. - Para ambos os grupos use furadeira CNC ou moldes. - Para ligações complexas, crie furos pilotos e os alargue durante a pré-montagem. - Providencie furos de grande diâmetro e arruelas caso seja possível excessiva variação.
4 Variações de contra-flecha e nivelamento de elementos	- Intervalo de tolerância de ligação de topo de vigas de 6 mm (nominal) - Use ligações sobrepostas
5 Inexatidão no assentamento da fundação e chumbadores para alinhamento e nivelamento.	- Providencie espaço para o <i>grout</i> abaixo da chapa de base. Molde parafusos de sujeição (chumbadores) nas cavidades. Provenham parafusos com comprimento extra com rosca em excesso.
6 Parafusos de cabeça embutida/ parafuso fixador	- Evite sempre que possível.
7 Variação do tamanho de solda	- Mantenha os detalhes claros, para o caso de solda hiper-dimensionada.
8 Colunas preparadas para apoio de extremidade	- Extremidades de colunas fabricadas à máquina (a chapa de extremidade deve pedir espessura extra). - Incorpore chapas de divisão entre os comprimentos das colunas.
9 Efeitos cumulativos em grandes estruturas	- Onde a montagem é onerosa ou necessita de entrega do material para exportação, realize pré-montagem de parte ou da estrutura completa.
10 Ajustes para precisão de partes mecânicas na estrutura	- Use fabricação com parafusos, separadamente.

**Fonte: Hayward e Weare (2002).**

### **4.3 – Ligações**

Uma das principais etapas no estudo e elaboração de projetos de estruturas de aço consiste no processo de definição das ligações. Adicionalmente aos aspectos técnicos como a segurança, a qualidade e a resistência, deve-se considerar o fato de que as ligações representam um decisivo componente no custo da estrutura. A isto, está diretamente ligada a racionalidade, que pode vir a determinar a escolha do sistema construtivo.

A NBR 8800:2008 afirma, no item 6.1.1.2 que “as ligações metálicas consistem em elementos de ligação, como enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras e consolos, e meios de ligação, como soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos”.

A escolha correta do tipo de ligação e a padronização são fatores que contribuem significativamente para a redução dos custos de fabricação e montagem da estrutura, além do ganho de tempo no projeto que ocasiona economia indireta no custo da obra.

As ligações são necessárias para a união de elementos estruturais que compõem a estrutura. E deverão ser capazes de resistir às solicitações garantindo a integridade estrutural.

As ligações podem ser soldadas e parafusadas, realizadas na fábrica ou em campo (no canteiro de obras). O número de ligações de campo deve ser mínimo possível contendo o máximo de componentes já montados (conjunto), por isso, a maioria dos conjuntos é formada na fábrica. Fabricação com solda é usada na maioria das vezes nas oficinas das fábricas, utilizada para elementos como vigas de alma cheia, vigas caixão, enrijecedores e chapas em geral.

O tipo de ligação a ser utilizada na fase de dimensionamento da estrutura é definido pelo engenheiro calculista. Uma estrutura projetada com menos peso próprio, porém com fabricação mais complexa pode ser mais cara do que uma estrutura relativamente mais pesada contendo ligações simples. Uma vez que o conceito global é decidido, as ligações devem sempre ter, ao menos, a mesma atenção despendida do que o projeto/cálculo dos principais elementos que formam a estrutura. A adequação



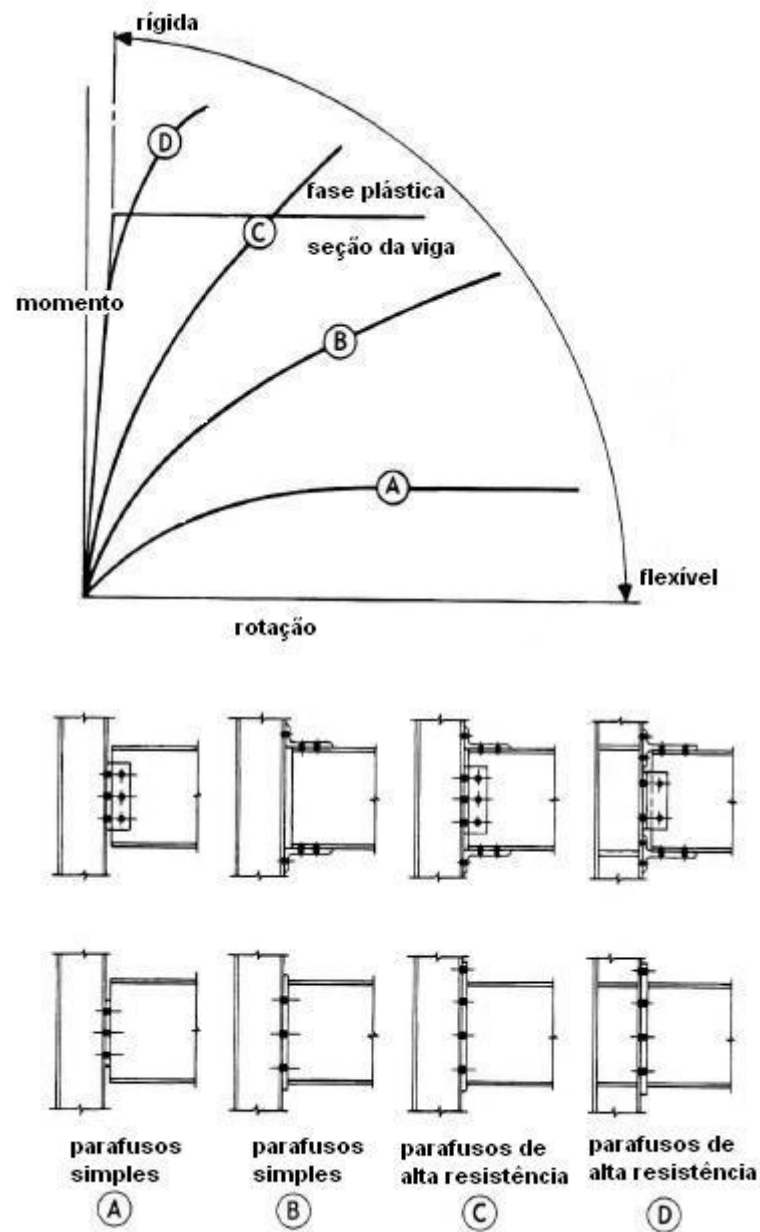
estrutural, não é, por ela mesma, o critério exclusivo porque o calculista deve empenhar-se para projetar uma estrutura eficiente pelo menor custo.

Muitas estruturas aporticadas econômicas são construídas utilizando-se contraventamento com cantoneiras ou ligações de chapa de extremidade soldadas, sem enrijecedores e então ligadas com parafusos comuns. Estas ligações são definidas como ligações rotuladas, as quais transmitem cisalhamento, mas não possuem rigidez suficiente para conter a viga sob ação da carga de vento sem flexão significativa. A Figura 4.9 mostra o grau de rigidez de ligações através da capacidade das mesmas de transmitir ou não momento fletor. Ainda sobre a figura, ligações rotuladas (tipos A ou B) são significativamente mais baratas para fabricar embora possa ser necessário utilizar peças mais robustas em alguma parte da estrutura para se obter os mesmos benefícios de uma ligação rígida.

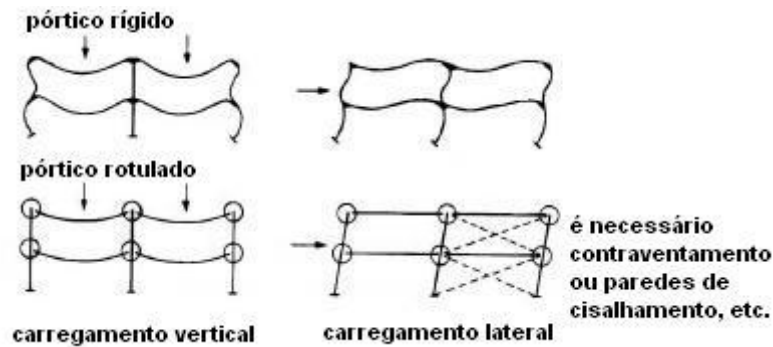
O uso de ligações simples habilita o fabricante a utilizar métodos automatizados mais prontamente e com mais facilidades para tolerâncias locais, sendo freqüentemente uma solução mais econômica. Entretanto, é necessário estabilizar estruturas que possuam ligações simples contra carregamentos laterais, como vento, através de contraventamento ou paredes de cisalhamento (concreto), núcleos rígidos etc. Por esta razão, a estrutura é estabilizada durante o processo de montagem e antes de acrescentado o contraventamento ou apoiá-la nas paredes de cisalhamento, para garantir sua segurança.

Todas as ligações mostradas na Figura 4.10 são capazes de ser enrijecidas na montagem. De forma geral, podem-se adicionar chapas de base ou de apoio, embora em algumas circunstâncias seja necessário efetuar cálculos. A provisão de esquadros de apoio não é uma necessidade teórica, mas melhora a segurança da montagem de edifícios altos. O comportamento de ligações rígidas e rotuladas é mostrado na Figura 4.10 e as localizações típicas de ligações de campo em exemplos de estruturas são mostradas na Figura 4.11. A última figura mencionada retrata bem a idéia de conjunto onde deve-se pensar em criar conjuntos com o maior número de peças possível,

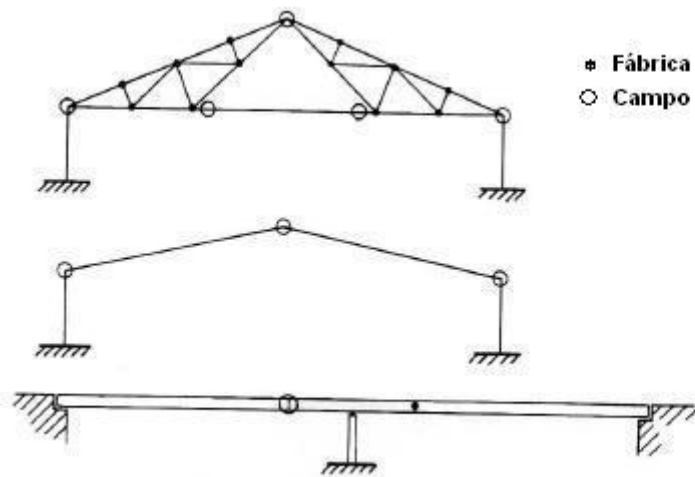
deixando o mínimo de ligações para serem realizadas em campo, onde há maior possibilidade de erro na execução.



**Figura 4.9 – Momento Típico: comportamento de rotação de ligações viga/columa. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**



**Figura 4.10: Ligações rotuladas e rígidas. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**



**Figura 4.11: Localização das ligações de campo. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**

Em campo, podem ser realizadas ligações soldadas e aparafusadas, porém a última é mais rápida e usualmente mais econômica. É mais complicado realizar soldas em campo porque a estrutura não pode ser facilmente virada, para permitir o acesso da soldagem em todas as faces. Segundo Hayward e Weare (2002), os custos de montagem são altos devido ao equipamento utilizado para alinhar e soldar as peças para a ligação, ao pré-aquecimento e abrigo e aos testes não destrutivos. A exceção é em projetos maiores onde tais custos podem ser absorvidos em um grande número de ligações (mínimo de 500). Como regra geral para ligações soldadas e aparafusadas, os autores citam:

- Para ligações rígidas devem ser usadas em pontes visando resistir às vibrações do carregamento gerado pelos veículos e seus vãos devem ser feitos de forma consecutiva.

Isto permite que o número de juntas de dilatação do deck e apoios seja reduzido, minimizando, assim, o custo com a manutenção destes itens, vulneráveis ao tráfego e ao ambiente externo.

- Para edifícios no Reino Unido<sup>62</sup> (local de residência do autor de referência), o projeto de ligações é geralmente realizado pelo fabricante, com o tamanho do elemento e as reações nas extremidades (reações de apoio) especificadas nos projetos executivos (desenhos de engenharia). É importante que todas as suposições no dimensionamento sejam fornecidas ao fabricante para que este dimensione e detalhe a ligação. Se as ligações forem rígidas, então, os momentos fletores e quaisquer cargas axiais devem ser adicionados às reações de apoio. Para ligações rotuladas, o engenheiro calculista deve especificar como ocorrerá a estabilidade da estrutura em ambas as situações, no momento da montagem e com a construção finalizada.

### **4.3.1 – Soldagem**

#### **4.3.1.1 – Tipos de Soldagem**

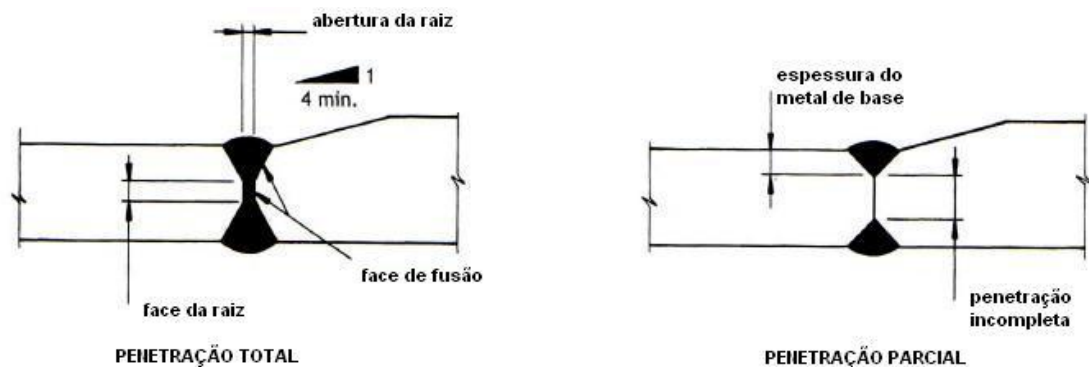
Existem dois tipos principais de soldagem: soldagem de penetração e solda em filete. A solda de penetração é definida como a qual em que o metal recobre substancialmente a peça, dentro dos planos das superfícies das partes juntadas. É capaz (se especificada como de penetração total) de absorver a força do material de cada lado da junta. A de penetração parcial alcança somente uma específica profundidade de penetração, onde a força total do elemento entrante não precisa ser resistente, e é considerado como uma solda em filete no cálculo teórico da força. Soldas de penetração são mostradas na Figura 4.12.

Um filete de solda possui seção de forma aproximadamente triangular. É formado dentro de uma reentrância, um chanfro na junta, não sendo uma solda de penetração. Sua resistência é alcançada pela capacidade de cisalhamento do metal de solda que

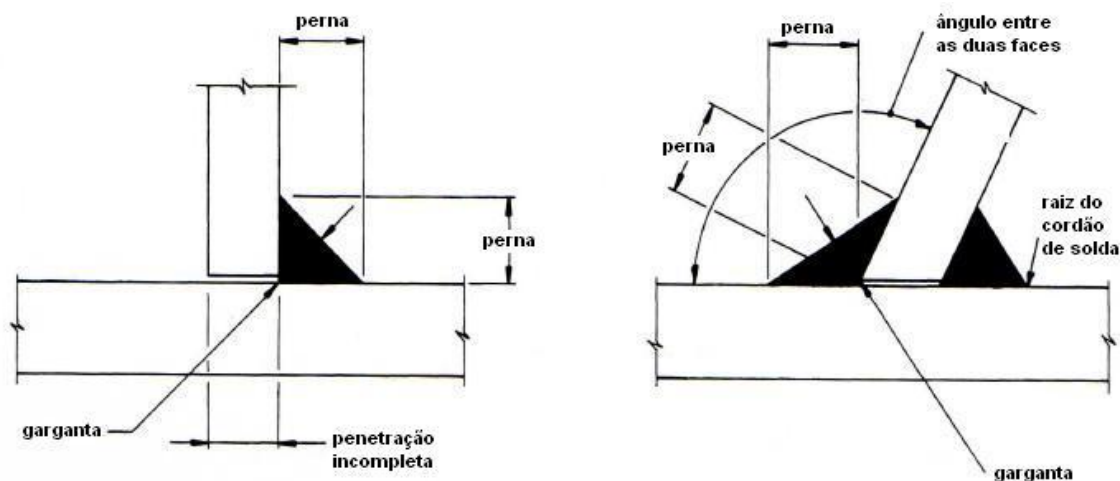
---

<sup>62</sup> O mesmo ocorre no Brasil. O engenheiro calculista dimensiona as ligações principais.

cruza o chanfro, o tamanho da solda é usualmente especificado como o comprimento da aba. Soldas em filete são mostradas na figura 4.13.



**Figura 4.12: Solda de penetração com preparação para V duplo. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**



**Figura 4.13: Soldas de filete. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**

#### 4.3.1.2 – Tamanho da solda

Com a intenção de reduzir a distorção, deve ser especificado o tamanho mínimo para a força requerida. Segundo Hayward e Weare (2002), os engenheiros tendem a hiperdimensionar as soldas acreditando que estão melhorando o produto e freqüentemente especificam solda de penetração quando solda de filete é suficiente. O resultado é um

produto mais caro no qual será propensa uma distorção indesejada durante sua fabricação, o que pode realmente ser prejudicial.

O uso de muitos cordões de solda é significativamente mais oneroso do que um único cordão de solda. O projeto de uma ligação geralmente utiliza cordões com 5 ou 6 mm de espessura exceto para longos cordões de solda os quais serão soldados automaticamente com uma espessura de 8 ou 10mm, considerada ótima dependendo das exigências de projeto. Para uma fabricação leve usando perfis tubulares, pode-se usar 4 mm de espessura ou menos, com possibilidade de reduzir a distorção e evitar decaimento à chama. Para chapas finas (8 mm ou menos) a espessura máxima da solda deve ser de 4 mm e o uso de soldas intermitentes (se permitido) ajuda a reduzir a distorção. Se a chapa for posteriormente galvanizada a quente, então a distorção devido à liberação de tensões residuais da solda pode ser séria, se utilizadas soldas de grande espessura em materiais finos. Soldas intermitentes não devem ser especificadas em situações de exposição (devido ao risco de corrosão) ou para juntas que sejam sujeitas à fadiga, como vigas de pontes rolantes, mas são apropriadas para áreas internas, como em vigas caixão e pontões (flutuadores).

A Tabela 4.5 indica a espessura da garganta efetiva de soldas de penetração parcial e tipo de chanfro para vários processos de soldagem e posições de soldagem e, a Tabela 4.6, em sequência, indica a espessura da garganta efetiva da solda em juntas de superfícies curvas.

**Tabela 4.5- Espessura da garganta efetiva de soldas de penetração parcial.**

Processo de Soldagem	Posição de Soldagem <sup>e)</sup>	Tipo de Chanfro <sup>f)</sup>	Espessura da Garganta Efetiva	
Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) <sup>a</sup>	Todas	<div>J</div> <div>U</div> <div>V com ângulo de 60 °</div>	Profundidade do chanfro	
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) <sup>b</sup> Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) <sup>c</sup>	Todas			
Arco submerso (SAW) <sup>d)</sup>	P			<div>J</div> <div>U</div> <div>V ou bisel com ângulo de 60°</div>
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) <sup>b</sup> Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) <sup>c</sup>	P,H			Bisel com ângulo de 45°
Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) <sup>a</sup>	Todas	Bisel com ângulo de 45°	Profundidade do chanfro menos 3 mm	
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) <sup>b</sup> Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) <sup>c</sup>	V,S	Bisel com ângulo de 45°		
<div><sup>a</sup> SMAW - Shielded Metal Arc Welding.</div> <div><sup>b</sup> GMAW - Gas Metal Arc Welding.</div> <div><sup>c</sup> FCAW - Flux Cored Arc Welding.</div> <div><sup>d</sup> SAW - Submerged Arc Welding.</div> <div><sup>e</sup> P – Plana; H – Horizontal; V – Vertical; S – Sobrecabeça.</div> <div><sup>f</sup> Ângulo do chanfro é o ângulo entre as faces de fusão.</div>				

**Fonte: NBR 8800: 2008**

**Tabela 4.6 – Espessura da garganta efetiva da solda em juntas de superfície curva.**

Processo de soldagem	Espessura da garganta efetiva	
	Solda em bisel <sup>a,b</sup>	Solda em V <sup>a</sup>
Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW) e arco elétrico com fluxo no núcleo, no qual uma proteção adicional é fornecida por um gás ou mistura de gases externos (FCAW-G)	5R / 8	3R / 4
Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) e arco elétrico com fluxo no núcleo, no qual a proteção é fornecida exclusivamente pelo gás advindo do interior do eletrodo tubular (FCAW-S)	5R / 16	5R / 8
Arco submerso (SAW)	5R / 16	R / 2
<sup>a</sup> R é o raio da superfície da junta (pode ser assumido como igual a 2t para seção tubular retangular). <sup>b</sup> Para solda em bisel com R menor que 10 mm, deve ser usado adicionalmente um filete de reforço além da superfície nivelada da solda. Para efeito de cálculo, deve ser considerada apenas a garganta desse filete.		

**Fonte: NBR 8800: 2008**

#### **4.3.1.3 - Escolha do tipo de solda**

Soldas de penetração, especialmente de penetração total, devem somente ser usadas onde forem essenciais, como para compor flanges de vigas principais e secundárias em todo o comprimento da peça. Seu alto custo se deve ao número de operações necessárias incluindo a preparação das extremidades, goivadura reversa (*back-gouging*), alinhamento de grelhas, rasadas (quando especificado) e testes. Soldagem de chapas de topo, gousset, enrijecedores, contraventamento e junções de almas e flanges, devem usar soldas de filete mesmo se implicar em consumo de mais material. (Hayward e Weare, 2002)

A NBR 8800:2008 apresenta limitações no uso dos diversos tipos de solda e devem ser consideradas ao se realizar a escolha de determinado tipo. Em relação às soldas de penetração, “(...) A dimensão da solda deve ser estabelecida em função da parte mais espessa soldada, exceto que tal dimensão não necessita ultrapassar a espessura da parte menos espessa, desde que seja obtida a força resistente de cálculo necessária. Para essa exceção e para que se obtenha uma solda de boa qualidade, devem ser tomados cuidados especiais usando-se preaquecimento. Não podem ser usadas soldas de



penetração parcial em emendas de peças fletidas.” A Tabela 4.7 indica as espessuras mínimas de gargantas efetivas de soldas de penetração parcial. A Tabela 4.8 apresenta o tamanho mínimo da perna de uma solda de filete, em função da parte menos espessa soldada.

**Tabela 4.7 - Espessura mínima da garganta efetiva de uma solda de penetração parcial.**

Menor espessura do metal-base na junta (mm)	Espessura mínima da garganta efetiva <sup>a</sup> (mm)
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19 até 37,5	8
Acima de 37,5 até 57	10
Acima de 57 até 152	13
Acima de 152	16
<sup>a</sup> Ver 6.2.2 para definição de garganta efetiva.	

**Fonte: NBR 8800: 2008**

**Tabela 4.8- Tamanho mínimo da perna de uma solda de filete.**

Menor espessura do metal-base na junta mm	Tamanho mínimo da perna da solda de filete, $d_w$ <sup>a</sup> mm
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19	8
<sup>a</sup> Executadas somente com um passe.	

**Fonte: NBR 8800: 2008**

#### 4.3.2 – Parafusagem

Parafusagem é o método ideal para formar ligações em campo e usado algumas vezes na fábrica. O termo parafuso usado no senso comum significa o agrupamento do parafuso, porca e arruela. Parafusos em furos livres (ou com folgas) podem ser usados

somente quando não é necessária a precisão exata. Parafusos simples (termo usado para parafuso não tensionado em furos de 2 a 3 mm maiores do que o diâmetro necessário para o parafuso) podem geralmente serem usados, exceto nas seguintes situações onde o deslizamento não é permitido às cargas de trabalho:

- (1) Ligações rígidas – para parafusos em cisalhamento
- (2) Estruturas propensas a impacto, vibração e fadiga. Ex. Silos, torres e pontes.
- (3) Ligações sujeitas à inversão de tensão (exceto onde ocorre somente devido à carga de vento)

Parafusos de alta resistência devem ser usados nesses casos ou, excepcionalmente, o uso de parafusos precisos em furos de diâmetro (com tolerância de 0 mm a +0,15mm).

Se parafusos de diferentes graus e tipos são utilizados num mesmo projeto, então é coerente utilizar diferentes diâmetros. Isto irá superar qualquer possibilidade de erros na fase de montagem e prevenirá parafusos incorretos usados nos furos. Como exemplo, um arranjo típico seria:

Todas as variações de parafusos de 4.6 – 20 mm de diâmetro

Todas as variações de parafusos de 8.8 – 24 mm de diâmetro

Parafusos simples e parafusos de altas resistências são ilustrados na Figura 4.14.

A Norma Brasileira NBR 8800:2008 estabelece dimensões máximas de furos, conforme indicado na Tabela 4.9. Podem ser utilizados furos com diâmetros maiores nas placas de apoio de pilares, levando-se em conta as tolerâncias de locação de chumbadores em bases de concreto, com o uso de arruelas soldadas à placa de base, especialmente dimensionadas para tal situação. Também apresenta limitações ao uso de furos alongados ou alargados na Tabela 4.10, que devem ser consideradas no projeto das ligações.

O espaçamento máximo e mínimo entre furos também são estipulados pela mesma Norma, assim como a distancia mínima de um furo às bordas e a distancia máxima de um parafuso ou barra rosqueada às bordas. A Tabela 4.11 expõe a distância mínima do centro de um furo-padrão à borda

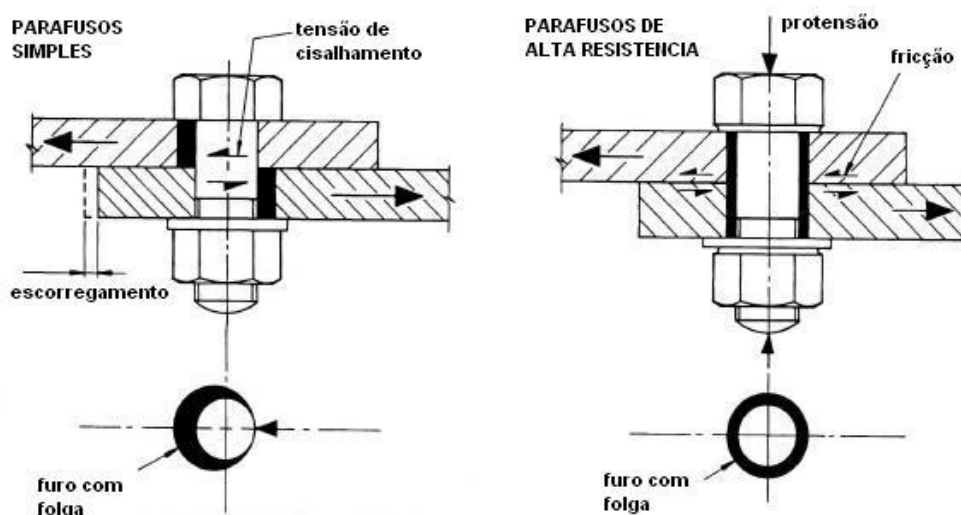


Figura 4.14: Parafusos simples e de Alta Resistência.. Fonte: Hayward e Weare, 2002.

Tabela 4.9 — Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas.

	Diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada $d_b$	Diâmetro do furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
Dimensões em milímetros	$\leq 24$	$d_b + 1,5$	$d_b + 5$	$(d_b + 1,5) \times (d_b + 6)$	$(d_b + 1,5) \times 2,5 d_b$
	27	28,5	33	$28,5 \times 35$	$28,5 \times 67,5$
	$\geq 30$	$d_b + 1,5$	$d_b + 8$	$(d_b + 1,5) \times (d_b + 9,5)$	$(d_b + 1,5) \times 2,5 d_b$
Dimensões em polegadas	$\leq 7/8$	$d_b + 1/16$	$d_b + 3/16$	$(d_b + 1/16) \times (d_b + 1/4)$	$(d_b + 1/16) \times 2,5 d_b$
	1	$1 \ 1/16$	$1 \ 1/4$	$1 \ 1/16 \times 1 \ 5/16$	$1 \ 1/16 \times 2 \ 1/2$
	$\geq 1 1/8$	$d_b + 1/16$	$d_b + 5/16$	$(d_b + 1/16) \times (d_b + 3/8)$	$(d_b + 1/16) \times 2,5 d_b$

Fonte: NBR 8800: 2008

**Tabela 4.10 - Limitações relativas ao emprego de furos alargados ou alongados.**

Tipo de furo	Tipo de ligação permitido	Limitações	
		Posição do furo	Arruelas <sup>a</sup>
Alargado	Por atrito	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação	Endurecidas, sobre furos alargados em chapas externas da ligação
Pouco alongado	Por atrito	Em qualquer uma ou em todas as chapas de ligação. Qualquer posição, independentemente da direção da solicitação	Sobre furos pouco alongados em chapas externas da ligação devem ser usadas arruelas, que devem ser endurecidas quando os parafusos forem de alta resistência
	Por contato	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação. Maior dimensão normal à direção da solicitação	
Muito alongado	Por atrito	Em somente uma das partes da ligação, para a mesma superfície de contato. Qualquer posição, independentemente da direção da solicitação	Arruelas de chapa ou barras chatas contínuas, de aço estrutural, com espessura mínima de 8 mm e com furos-padrão, devem ser usadas sobre furos muito alongados em chapas externas. Tais arruelas ou barras devem ter dimensões suficientes para cobrir totalmente os furos alongados após a instalação dos parafusos. Quando for necessário usar arruelas endurecidas (ver 6.7.4.2 e <sup>a)</sup> ), estas serão colocadas sobre aquelas arruelas de chapas ou barras contínuas
	Por contato	Em somente uma das partes da ligação, para a mesma superfície de contato. Maior dimensão normal à direção da solicitação	

<sup>a</sup> Quando forem usados parafusos ASTM A490 de diâmetro superior a 25,4 mm, em furos alongados ou alargados, nas chapas externas da ligação, devem ser usadas arruelas endurecidas de acordo com a ASTM F436, porém de espessura mínima igual a 8 mm, em lugar das arruelas-padrão.

**Fonte: NBR 8800: 2008.**

**Tabela 4.11 - Distância mínima do centro de um furo-padrão à borda <sup>a)</sup>.Fonte: NBR 8800: 2008 (Tabela 14 na fonte)**

Diâmetro $d_b$		Borda cortada com serra ou tesoura mm	Borda laminada ou cortada a maçarico <sup>b</sup> mm
pol	mm		
		22	19
		29	22
1/2	16	32	26
5/8	20	35	27
3/4	22	38 <sup>c</sup>	29
7/8	24	42 <sup>c</sup>	31
1	27	44	32
1 1/8	30	50	38
1 1/4	36	53	39
> 1 1/4	> 36	57	42
		64	46
		1,75 $d_b$	1,25 $d_b$

<sup>a</sup> São permitidas distâncias inferiores às desta Tabela, desde que a equação aplicável de 6.3.3.3 seja satisfeita.

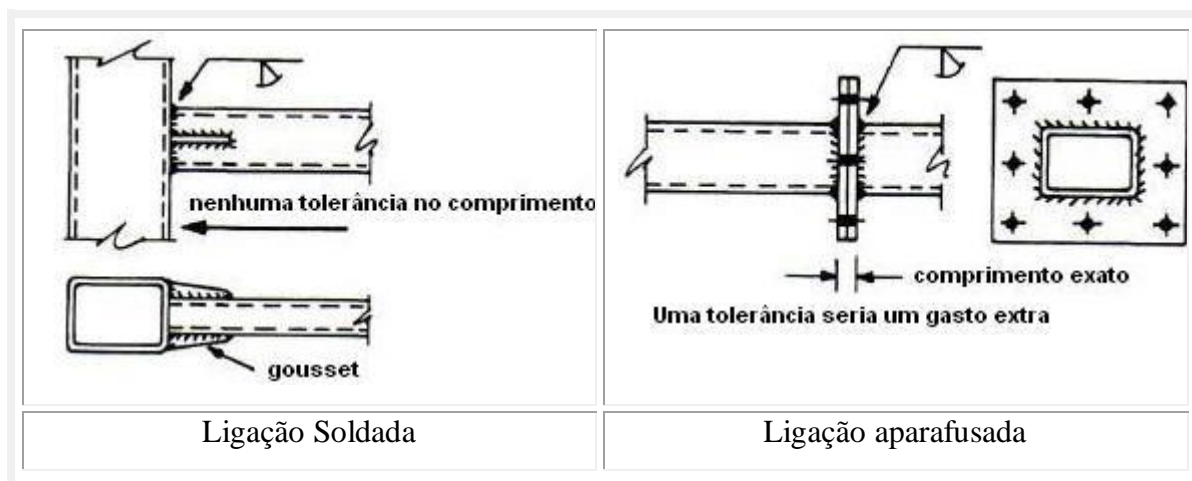
<sup>b</sup> Nesta coluna, as distâncias podem ser reduzidas de 3 mm, quando o furo está em um ponto onde a força solicitante de cálculo não exceda 25 % da força resistente de cálculo.

<sup>c</sup> Nas extremidades de cantoneiras de ligação de vigas e de chapas de extremidade para ligações flexíveis, esta distância pode ser igual a 32 mm.

*“Para qualquer borda de uma parte ligada, a distância do centro do parafuso, ou barra redonda rosqueada, mais próximo até essa borda não pode exceder a 12 vezes a espessura da parte ligada considerada, nem 150 mm.”*

#### 4.3.3 – Ligações em Perfis Tubulares

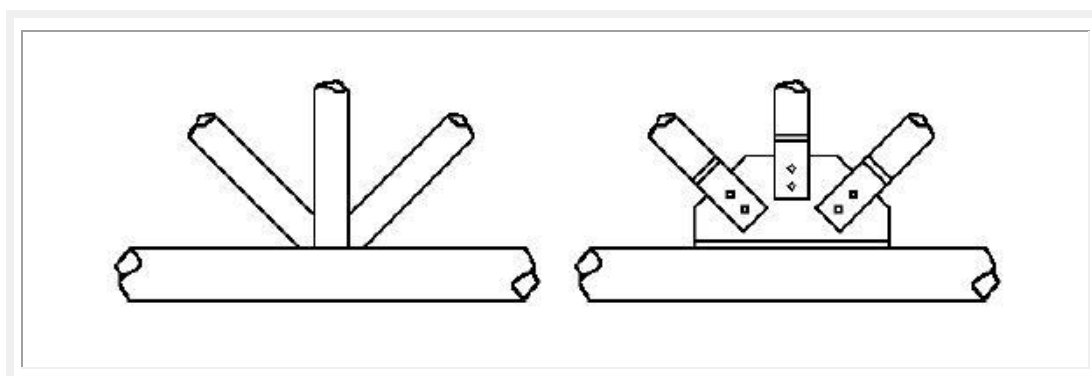
Ligações em perfis tubulares são normalmente mais caras e, na maioria das vezes, demandam soldagem de topo em lugar da solda de filete. Ligações aparafusadas em seções vazadas requerem chapas de extremidade prolongadas ou chapas gousset e chapas de vedação, porque o acesso interno não é possível para o aperto de parafusos considerando que cantoneiras e perfis U podem ser conectados por juntas sobrepostas simples (ou juntas com recobrimento). (Hayward e Weare, 2002). A Figura 4.15 compara ligações típicas aparafusadas e soldadas.



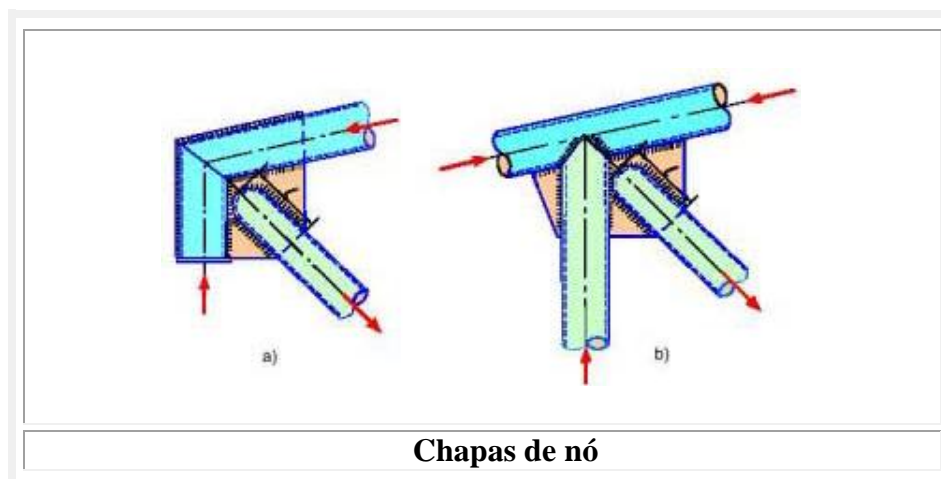
**Figura 4.15: Ligações em perfis tubulares. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**

Para ligações soldadas, os elementos podem ser soldados diretamente ou com o auxílio de dispositivos de extremidade, Figura 4.16. Para ligações rotuladas, deve-se observar se necessita do uso de conectores especiais, conforme ilustrado na Figura 4.17. Ao se criar os nós, deve-se avaliar capacidade rotacional dos nós e limitar as excentricidades nos mesmos. O anexo VI apresenta os principais tipos de ligação em perfis tubulares.

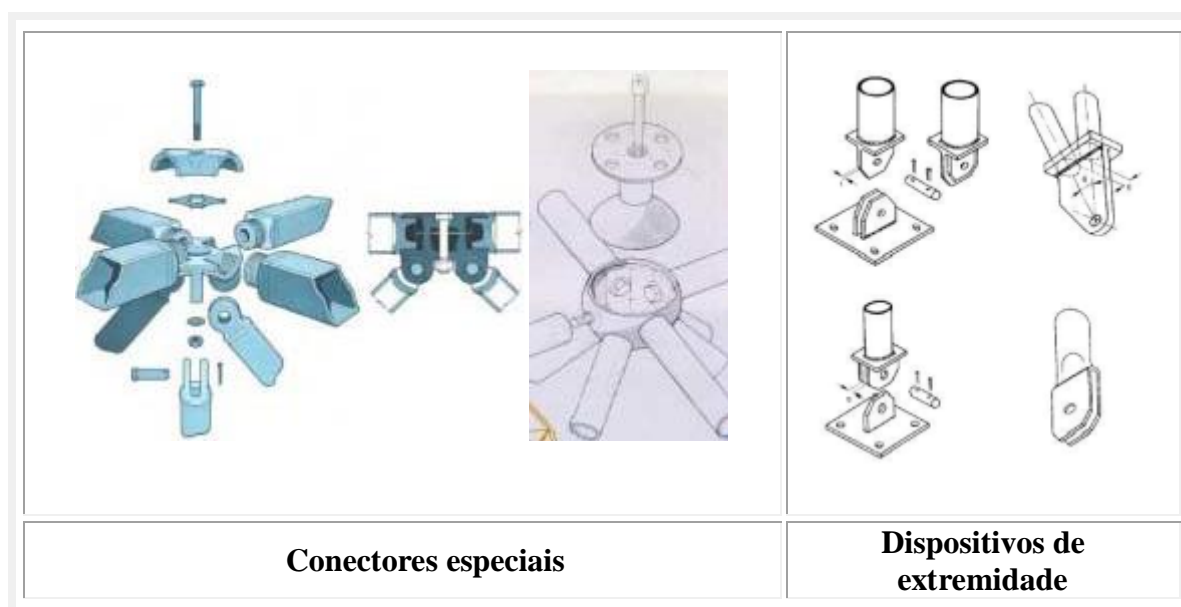
Existem duas classes de ligações em perfis tubulares, ligações diretas e indiretas. As ligações diretas ocorrem quando se liga diretamente um ou mais tubos a outro por meio de solda. Já as ligações indiretas ocorrem quando se necessita de elementos adicionais para compor a ligação entre um tubo e outro (s). Ex: Chapa Gousset. A Figura 4.18 ilustra as duas classes.



**Figura 4.16: Ligações soldadas e aparafusadas em perfis tubulares. Fonte: Ribeiro (2003).**



**Figura 4.17: Dispositivos de extremidade de ligações soldadas em perfis tubulares. Fonte: Ribeiro, 2003.**



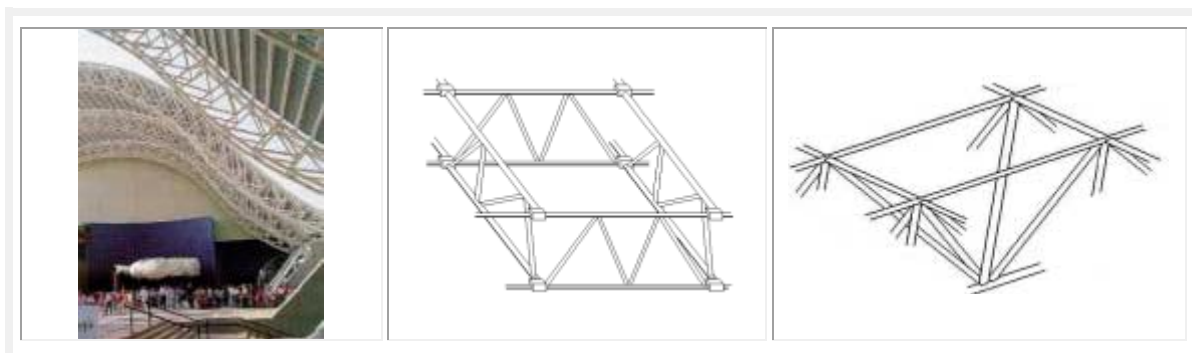
**Figura 4.18: Dispositivos de extremidade de ligações parafusadas em perfis tubulares. Fonte: Ribeiro, 2003.**

O Anexo VI reuni várias tipologias de ligações em perfis tubulares, que servirá de repertório ao projetista.

#### 4.3.3.1 - Estruturas Espaciais

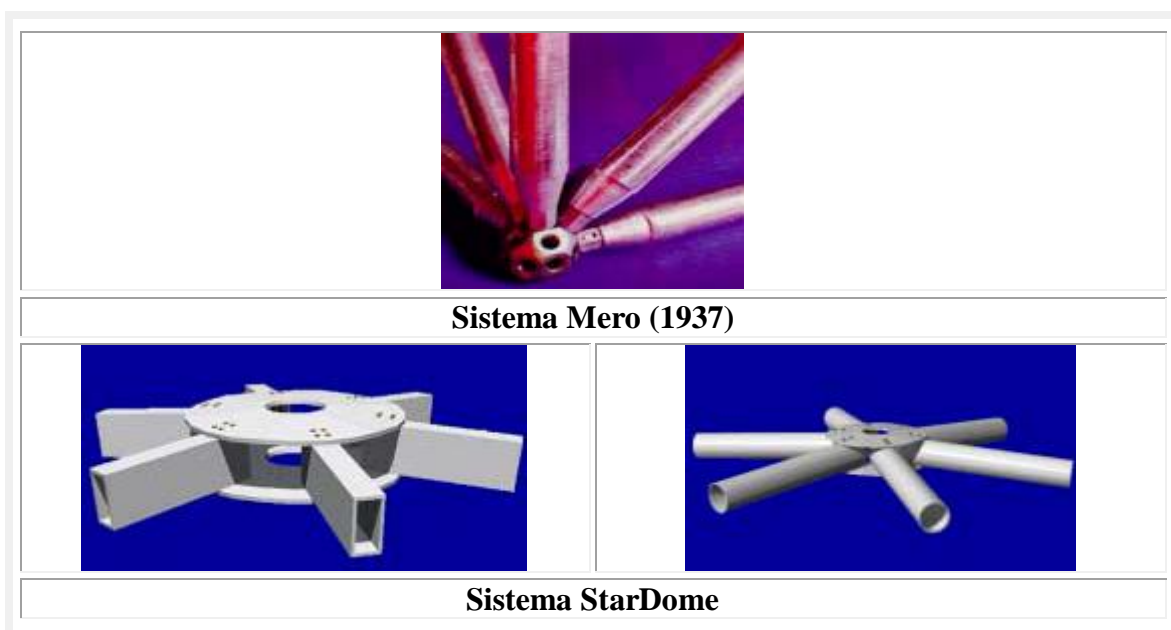
As estruturas espaciais (Figura 4.19) são constituídas por elementos estruturais, submetidos predominantemente a esforços axiais e dispostos em diferentes planos,

formando módulos lineares, planos ou tridimensionais. É comum o uso de perfis tubulares em estruturas espaciais de coberturas (como aeroportos, centros de distribuição e estádios esportivos), pontes e passarelas.



**Figura 4.19: Estruturas espaciais em perfis tubulares. Fonte: Ribeiro (2003).**

O uso de perfis tubulares apresenta vantagens como padronização, fabricação seriada, estocagem, transporte e montagem; utilização de elementos padronizados de ligação (a mesma ligação se repete por vários nós); alta resistência à torção e à flambagem (preferência por seções circulares); peso reduzido (elementos ou conjuntos); menor custo de manutenção (pintura e proteção contra corrosão ou incêndio); diversidade de dispositivos de ligação, sistemas de ligação (Figura 4.20); aparência estética.



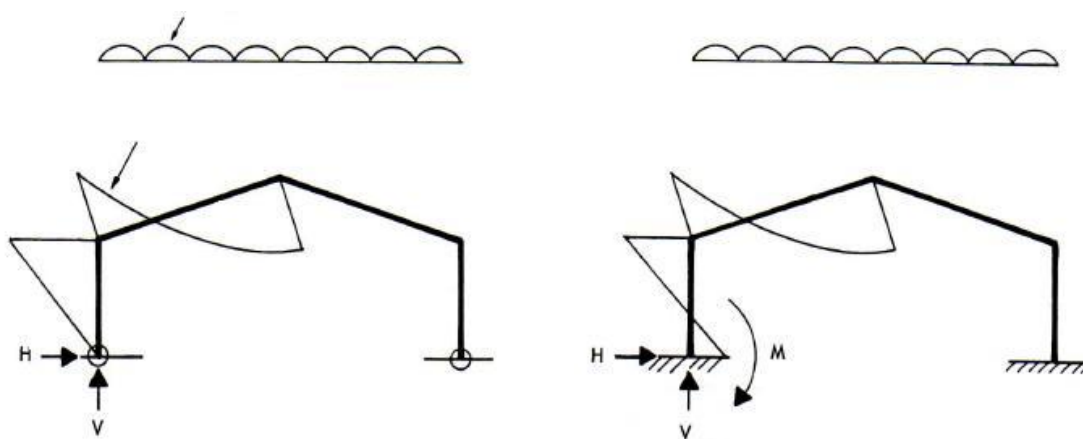
**Figura 4.20: Sistemas de ligações em perfis tubulares. Fonte: Ribeiro (2003).**



#### 4.4 – Interface com a fundação

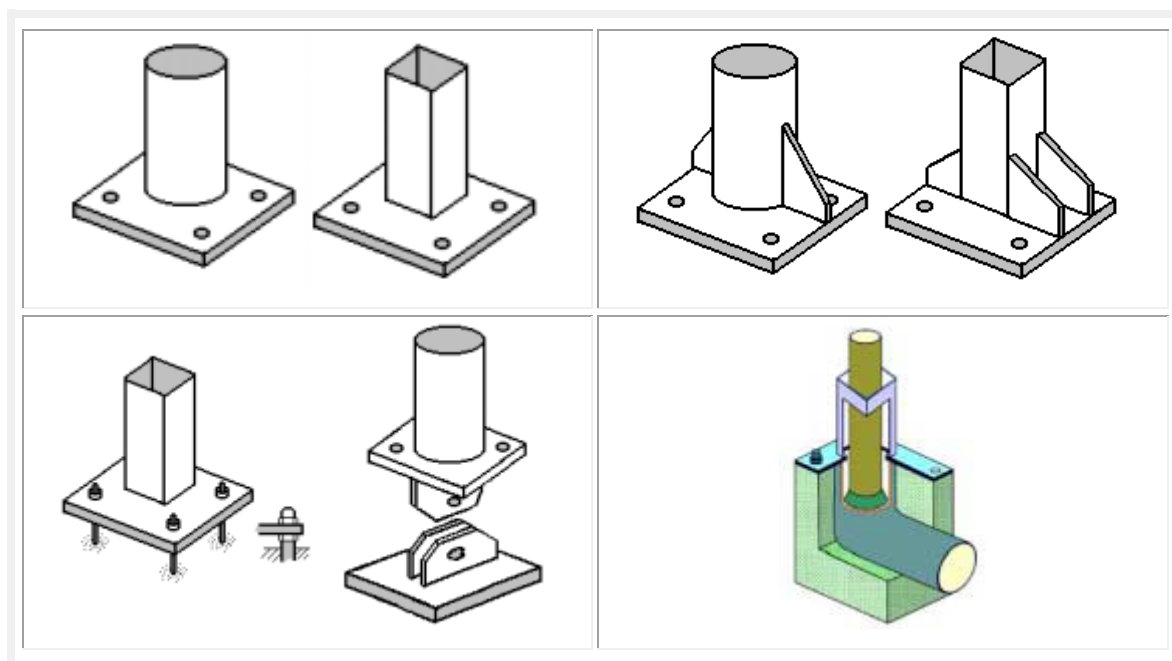
É importante reconhecer se a interface da estrutura em aço com a fundação deve possuir uma ligação que resista ou transmita momento.

A figura 4.21 mostra um pórtico de águas inclinadas ligado (conectado) ou por um pino de base (chumbador) na fundação de concreto ou alternativamente onde o cálculo resiste a um momento constante na condição de engaste. No primeiro caso, a fundação deve ser dimensionada para reações verticais e horizontais considerando que para o último, sua fundação deve resistir também ao momento fletor. Em geral, para portais de águas inclinadas, a estrutura em aço será ligeiramente mais pesada com pinos de base (chumbadores), mas a fundação será mais barata e menos susceptível a movimentos do subsolo.



**Figura 4.21: Reações nas ligações de base para pórtico de abas inclinadas. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**

Para algumas estruturas é vital assegurar que os chumbadores sejam capazes de prover ancoragem apropriada para prevenir o soerguimento (erguimento) sob condições de carga críticas. Um exemplo é uma torre d'água onde o seu erguimento pode ocorrer no nível da fundação quando o tanque está vazio sob carga de vento, embora as principais condições de cálculo para os elementos estruturais da torre tenham sido considerados com o tanque cheio. A Figura 4.22 mostra arranjos estruturais para bases de coluna em perfis tubulares.



**Figura 4.22: Arranjos estruturais para bases de coluna em perfis tubulares. Fonte: Ribeiro (2003).**

A NBR 8800:2008 traz diretrizes para o projeto e dimensionamento das ligações em estruturas metálicas. Para a fase de detalhamento de um projeto, é de interesse observar as recomendações prescritas para dimensionamentos de ligações (quando ocorre a criação da geometria do detalhe).

## **4.5 – Desenhos**

### **4.5.1 – Desenhos de Engenharia (ou projeto executivo)**

Os desenhos de engenharia são definidos como os que descrevem as exigências do contratante e os detalhes principais. Normalmente fornecem todas as dimensões principais da estrutura, incluindo alinhamentos, níveis, vãos, tamanhos das peças e mostram a estrutura na forma montada. Algumas vezes, especialmente para edifícios, as ligações não são indicadas e devem ser dimensionadas pelo fabricante para o carregamento especificado no projeto executivo e deve passar pela aprovação do engenheiro estrutural. Para grandes estruturas como pontes, o projeto executivo

geralmente mostra detalhes das ligações incluindo o tamanho de todos os parafusos e soldas.

O projeto executivo visa alcançar as seguintes propostas:

- Base da estimativa do custo pelo engenheiro, antes de convidado o novo encarregado;
- Convidar encarregados nos quais a base de preço é competitiva à do contratado;
- Instruções para o contratado durante o contrato (ex. desenhos de contrato) incluindo quaisquer revisões e variações. Muitos contratos envolvem revisões em algum estágio devido às exigências do contratante ou alguma circunstância inesperada como a variação das condições do solo;
- Bases de medida do trabalho completo para se realizar os pagamentos progressivos ao contratado;

#### **4.5.2 - Projeto de Fabricação**

O projeto de fabricação (ou detalhes de fabricação) é definido como os desenhos desenvolvidos pelo fabricante da estrutura de aço, que mostram todos e cada um dos componentes ou elemento em detalhe completo para fabricação. Uma exigência da maioria dos contratos é que os detalhes de fabricação tem que passar pela aprovação do engenheiro estrutural, mas o fabricante permanece com a responsabilidade de qualquer erro ou omissão. A maioria dos engenheiros responsáveis realiza uma detalhada verificação dos detalhes de fabricação e aponta qualquer falha aparente. Dessa forma, qualquer detalhe indesejável é descoberto antes da fabricação e a chance de erro é reduzida. Usualmente, uma cópia marcada (corrigida) é devolvida ao fabricante que assim emenda os desenhos como apropriados para re-submissão. Uma vez aprovados, os detalhes de fabricação devem ser corretamente considerados como documentos de contrato.

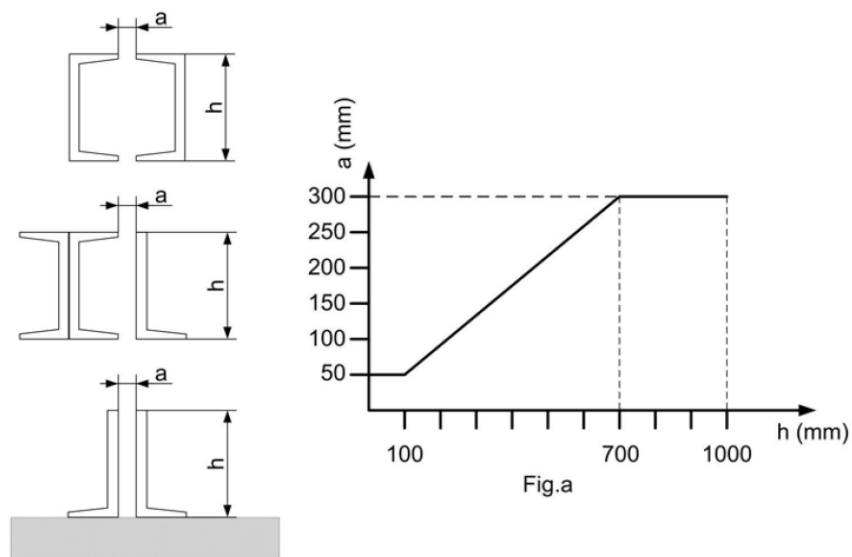
O projeto de fabricação é necessário, pois, desta forma, o fabricante pode organizar a produção eficiente de um grande número de elementos similares, mas cada um possuindo diferentes detalhes e dimensões.

O Capítulo 5, seguinte, apresenta informações sobre o processo de representação de detalhes de estruturas metálicas, regido pelas NBR8800: 2008 e NBR 14611: 2000.

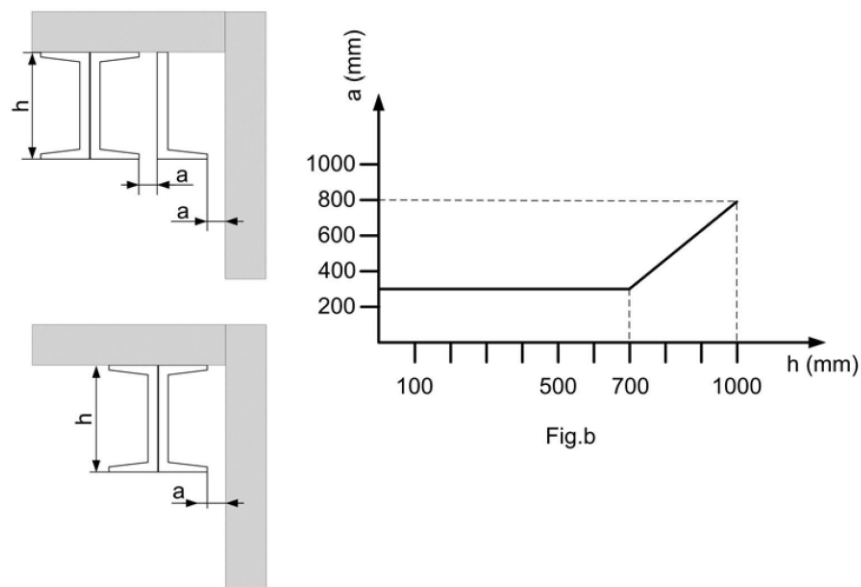
O uso do CAD por engenheiros e fabricantes melhora a eficiência do detalhes e minimizam consideravelmente o custo com erros durante a fabricação e a montagem. O Capítulo 6 aborda o assunto com maior profundidade.

#### **4.6 - Relação entre detalhamento e corrosão**

Os componentes de aço devem ser projetados levando-se em consideração a acessibilidade da estrutura, que tem por finalidade a aplicação, inspeção e manutenção. Deve-se prever no detalhamento, soluções que evitem o acúmulo de água e sujeira, elementos que podem ocasionar corrosão. Dentre estas soluções, estão previstas o distanciamento mínimo entre perfis (Figura 4.23), arranjos geométricos da estrutura que evitem o acúmulo de água (Figuras 4.24, 4.25 e 4.26), como também detalhes corretos de enrijecedores (Figura 4.27), o dimensionamento correto de juntas, dielétricos e materiais porosos (Figura 4.28) e soluções que facilitem a drenagem da água (Figura 4.29).



A Distância mínima permitida entre os perfis ou entre um perfil e uma superfície adjacente  
 $h$  Distância máxima que um operador pode atingir em espaços restritos (mm)  
 A distância mínima permitida  $a$  entre dois perfis é dado pelo gráfico de  $a$  "versus"  $h$ , até 1000 mm (Fig.a) acima



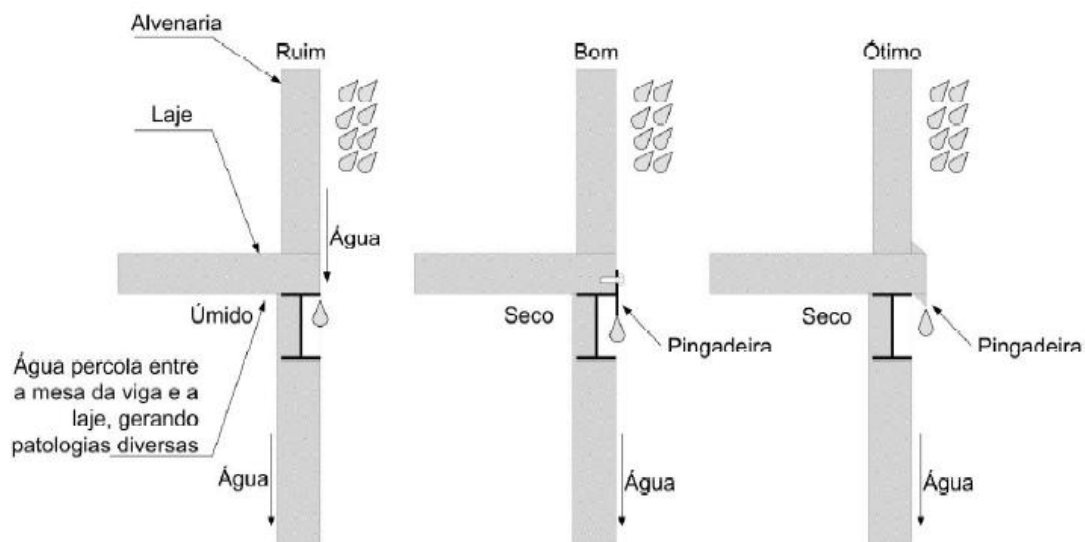
A distância mínima permitida  $a$  entre o perfil e a superfície adjacente é dada pela Fig.b.

Nota 1 Se o operador deve atingir distâncias maiores do que 1000 mm,  $a$  (Fig.b) deve ser preferivelmente no mínimo de 800 mm.

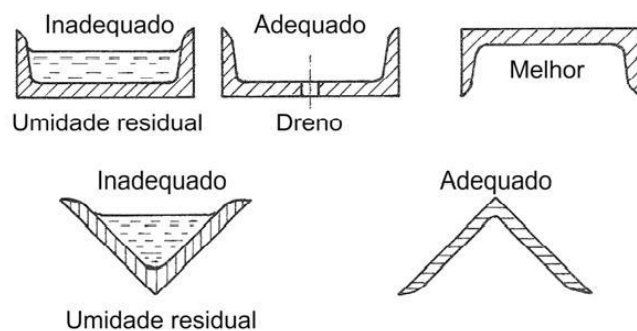
Nota 2 Quando o projetista não puder utilizar estas recomendações, medidas especiais deverão ser tomadas.

**Figura 4.23: Distância mínima entre perfis – Detalhamento anti-corrosão. Fonte: Pannoni<sup>63</sup>, 2009.**

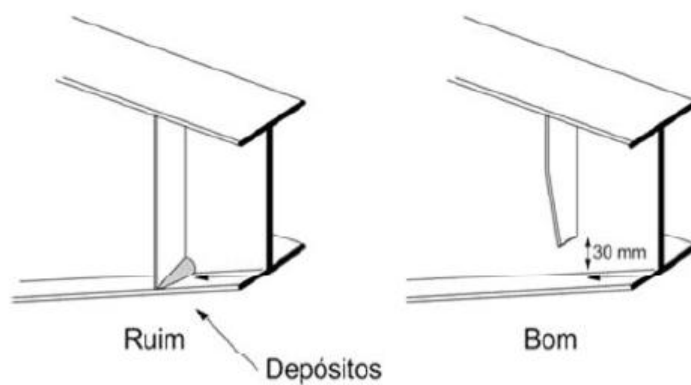
<sup>63</sup> PANONNI, Fábio Domingos. **Projeto e durabilidade**. Série Manual de Construção em Aço. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2009.



**Figura 4.24: Soluções de projeto que evitem o acúmulo de água.. Fonte: Pannoni, 2009.**



**Figura 4.25: Disposição dos componentes em relação à possibilidade de acúmulo de água.. Fonte: Pannoni, 2009.**



**Figura 4.26: Detalhe do enrijecedor em relação ao acúmulo de sujeira. Fonte: Pannoni, 2009.**

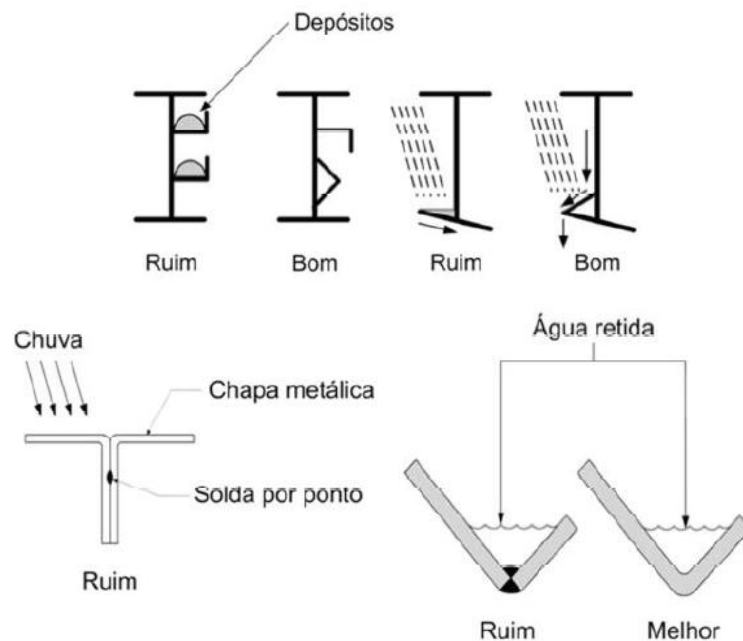


Figura 4.27: Arranjos geométricos em relação ao acúmulo de água e sujeira. Fonte: Pannoni, 2009.

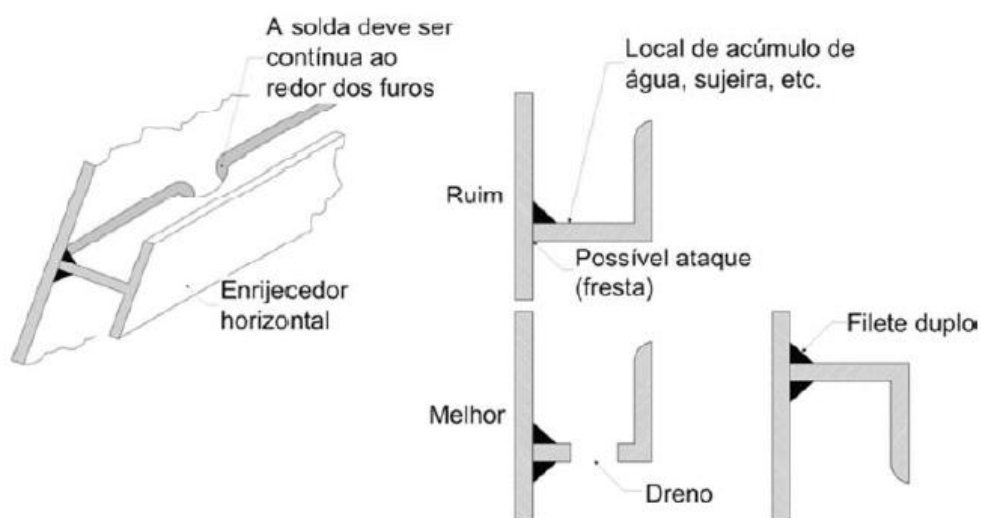


Figura 4.28: Soluções para drenagem da água.. Fonte: Pannoni, 2009.

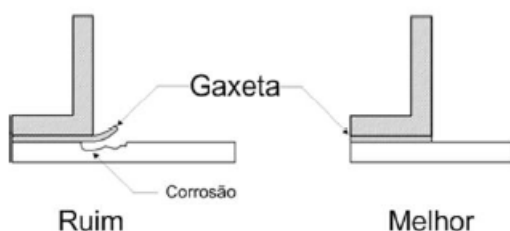


Figura 4.29: Dimensionamento correto de juntas, dielétricos e materiais porosos. Fonte: Pannoni, 2009.

#### **4.7 – Considerações Finais**

O custo global da estrutura em aço é feita por um conjunto de elementos os quais podem variar consideravelmente dependendo do tipo da estrutura e do seu local de montagem.

O projetista deve reconhecer o nível de agressividade do ambiente onde a estrutura será exposta para que possa especificar a proteção adequada, como também efetuar corretamente o detalhamento do projeto, de modo a propiciar acessibilidade à estrutura (necessária para a inspeção e manutenção futuras).

Deve-se notar que o custo com os elementos materiais (perfis em aço, parafusos, solda, pintura, etc.) é significativo, mas são consideravelmente menores se comparados à sua execução. Isto ocorre porque a economia de uma estrutura em aço depende em grande parte dos detalhes da estrutura em aço, os quais devem ser de fácil execução e montagem (conseqüentemente mais econômicos). O mínimo gasto com material é importante e seus projetos (dimensionamento) devem ser eficientes, mas, o mais relevante é a correta seleção do tipo de estrutura e os detalhes para fabricação. O uso de métodos automatizados para fabricação permite economias no custo global da estrutura de aço, mas isto só pode ser plenamente obtido se os detalhes utilizados permitem tolerâncias, tendo em vista que procedimentos de retificação de consumo são evitados em campo. Se há atraso na execução da estrutura, penalidades contratuais afetam a economia da estrutura em longo prazo.



## **CAPITULO 5 – DIRETRIZES PARA REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DE DETALHES DE ESTRUTURAS METÁLICAS**

---

## 5.1 – Considerações Iniciais

Os desenhos dos detalhes de uma estrutura em aço, sejam eles na fase do projeto executivo ou no projeto de fabricação, devem possuir um padrão de representação gráfica a fim de minimizar a possibilidade de ocorrência de erros. Nos dias de hoje, a prática de desenho é uma mistura dos métodos utilizados na prancheta e sistemas de desenho auxiliado por computador.

Quaisquer métodos utilizados por empresas individuais terão aspectos particulares relacionados com o seu próprio sistema de operação, mas as informações reunidas neste capítulo visam refletir sobre a boa prática de detalhamento. Algumas convenções, como os símbolos de solda, podem seguir representações sugeridas em Normas, quando possível.

A NBR 14611:2000 – Desenho Técnico – Representação Simplificada em Estruturas Metálicas, visa complementar as normas de desenho técnico NBR 10067:1995 e NBR 10126:1987, adicionando informações relevantes à representação gráfica de projetos estruturais metálicos. A NBR 8800:2008 determina as informações que devem ser transmitidas no desenho dos projetos, tanto na fase de projeto executivo quanto projeto para fabricação e montagem. Sobre os desenhos de projeto, esta última estabelece:

*“4.2.1 Os desenhos de projeto devem ser executados em escala adequada para o nível das informações desejadas. Devem conter todos os dados necessários para o detalhamento da estrutura, para a execução dos desenhos de montagem e para o projeto das fundações.*

*4.2.2 Os desenhos de projeto devem indicar quais as normas complementares que foram usadas e dar as especificações de todos os materiais estruturais empregados. Devem indicar também os dados relativos às ações adotadas e aos esforços solicitantes de cálculo a serem resistidos por barras e ligações, quando necessários para a preparação adequada dos desenhos de fabricação.*

*4.2.3 Nas ligações com parafusos de alta resistência, os desenhos de projeto devem indicar se o aperto será normal ou com protensão inicial e, neste último caso, se os parafusos trabalharem a cisalhamento, se a ligação é por atrito ou por contato.*

*4.2.4 As ligações soldadas devem ser caracterizadas por simbologia adequada que contenha informações completas para sua execução, de acordo com a AWS A2.4.*

*4.2.5 No caso de edifícios industriais, devem ser apresentados nos desenhos de projeto ou memorial de cálculo o esquema de localização das ações decorrentes dos equipamentos mais importantes que serão suportados pela estrutura, os valores dessas ações e, quando for o caso, os dados para a consideração de efeitos dinâmicos.*

*4.2.6 Quando o método construtivo for condicionante, tendo feito parte dos procedimentos do cálculo estrutural, devem ser indicados os pontos de içamento previstos e os pesos das peças da estrutura, além de outras informações similares relevantes. Devem ser levados em conta coeficientes de impacto adequados ao tipo de equipamento que será utilizado na montagem. Além disso, devem ser indicadas as posições que serão ocupadas temporariamente por equipamentos principais ou auxiliares de montagem sobre a estrutura, incluindo posição de amarração de cabos ou espinas. Outras situações que possam afetar a segurança da estrutura devem também ser consideradas.*

*4.2.7 Nos casos onde os comprimentos das peças da estrutura possam ser influenciados por variações de temperatura durante a montagem, devem ser indicadas as faixas de variação consideradas.*

*4.2.8 Devem ser indicadas nos desenhos de projeto as contraflechas de vigas, inclusive de vigas treliçadas.”*

A mesma Norma afirma, ainda, que “Os desenhos de fabricação devem traduzir fielmente, para a fábrica, as informações contidas nos desenhos de projeto, fornecendo informações completas para a produção de todos os elementos componentes da estrutura, incluindo materiais utilizados e suas especificações, locação, tipo e dimensão

de todos os parafusos e soldas de fábrica e de campo.” Em alguns momentos pode ser necessário indicar nos desenhos a sequência de execução de ligações importantes, visando evitar o surgimento de empenos ou tensões residuais excessivas. Sobre os desenhos de montagem, afirma que estes devem indicar as dimensões principais da estrutura, marcas das peças, dimensões de barras (quando necessárias à aprovação), elevações das faces inferiores de placas de base de pilares, todas as dimensões e detalhes para colocação de chumbadores, locação, tipo e dimensão dos parafusos, soldas de campo, posições de montagem e outras informações necessárias à montagem da estrutura.

Segundo Hayward e Weare (2002), usualmente, cada elemento estrutural ou conjunto é mostrado para fabricação na forma como será entregue no canteiro de obras. É comum ocorrer confusão e até erros causados durante o processo de produção, pela representação inadequada ou ausência de representação ou, ainda, pelo desconhecimento de conceitos básicos de detalhamento, por exemplo, comprimentos duvidosos e a denominação “esquerda<sup>64</sup>” para diferentes elementos estruturais são emitidos.

## 5.2 – Layout dos Desenhos

O tamanho das folhas de desenho pode ser padronizado. A maioria dos escritórios de projeto adota o padrão internacional da série “A”, embora alguns escritórios também utilizem a série “B”. Os tamanhos típicos são mostrados na Tabela 5.1.

**Tabela 5.1 - Dimensões padrão de folhas de desenho mais utilizadas em projetos de estruturas metálicas.**

Designação	Dimensões (mm)	Usado para
A0*	1189 x 841	Projeto da estrutura
A1*	841 x 594	Detalhamento
A2	594 x 420	Detalhamento
A3*	420 x 297	Croquis de fabricação
A4*	297 x 210	Croquis de fabricação
B1	1000 x 707	detalhamento

**Fonte: Hayward e Weare (2002).**\*Amplamente utilizados.

<sup>64</sup> O conceito de peça esquerda é apresentado no decorrer do capítulo.

Todas as pranchas devem conter o carimbo incluindo o nome da empresa, colunas para o nome/número do contrato, cliente, número da prancha, nome dos desenhos contidos, nome do responsável técnico (verificador), revisões e coluna de notas. Também é comum a apresentação das notas agrupadas na área de desenho.

### **5.3 – Texto e Fonte**

Não existe nenhum estilo de texto particular recomendado, mas o objetivo é propiciar, com rapidez, textos e figuras que serão lidas facilmente e reproduzirão cópias com qualidade. Tal recomendação é fácil de ser realizada por qualquer profissional da área, tamanha a popularidade do software CAD, que há anos é exigência obrigatória das matrizes curriculares dos diversos cursos de engenharia e arquitetura, e cursos técnicos e tecnológicos de áreas correlatas.

O tamanho de letra mínimo utilizado é de 2,5 mm, tendo-se em vista que podem ocorrer reduções com o processo de digitalização e cópias das imagens (plantas). Não é necessário de negrito, mas podem ser utilizados para a visualização de títulos de desenhos, os quais devem ser sublinhados. Não se deve sublinhar qualquer outro tipo de palavra a não ser que seja de extrema relevância seu destaque. Marcas de pontuação não devem ser usadas a não ser que seja essencial para o sentido da nota.

### **5.4 – Projeção e Representação**

Projeção em um terceiro ângulo de visão deve ser fornecida sempre que possível (veja Figura 5.1). Com esta convenção, cada vista é então colocada de forma que represente o lado do objeto mais próximo à ela, adjacientemente. A única exceção é o detalhe da base de uma coluna, que por convenção é mostrado na figura 5.2.

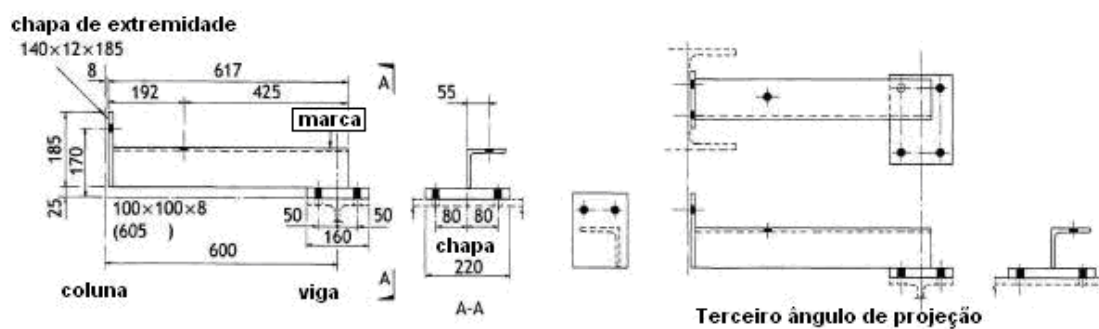


Figura 5.1: Exemplo de projeção de peças e seus detalhes. Fonte: Hayward e Weare, 2002.

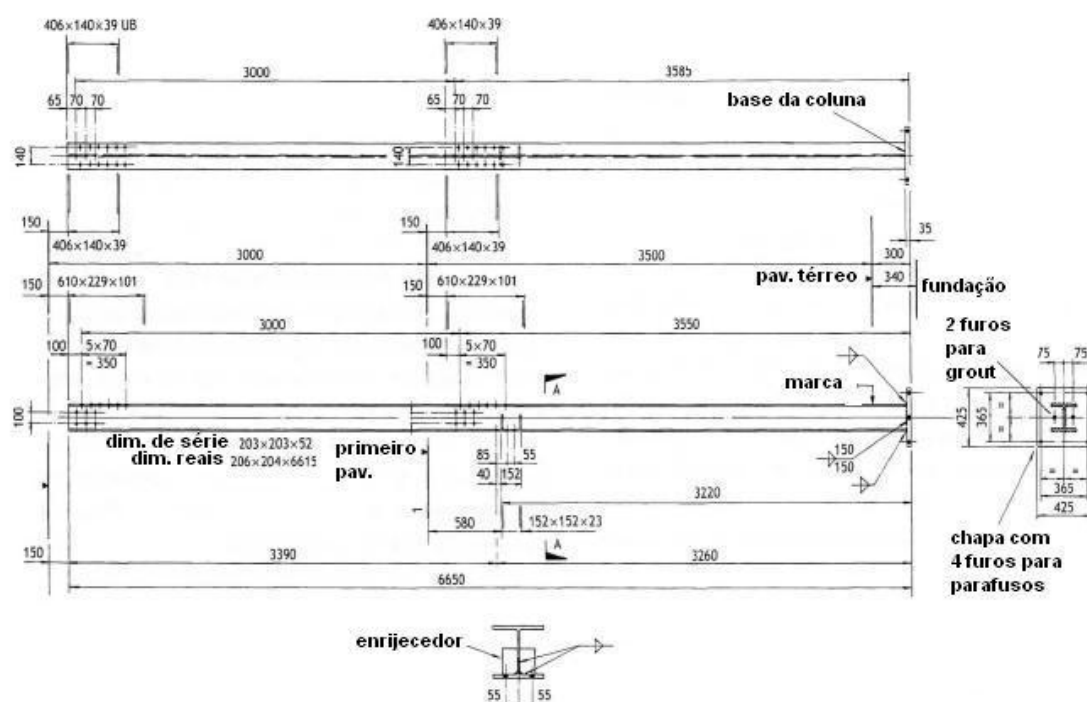
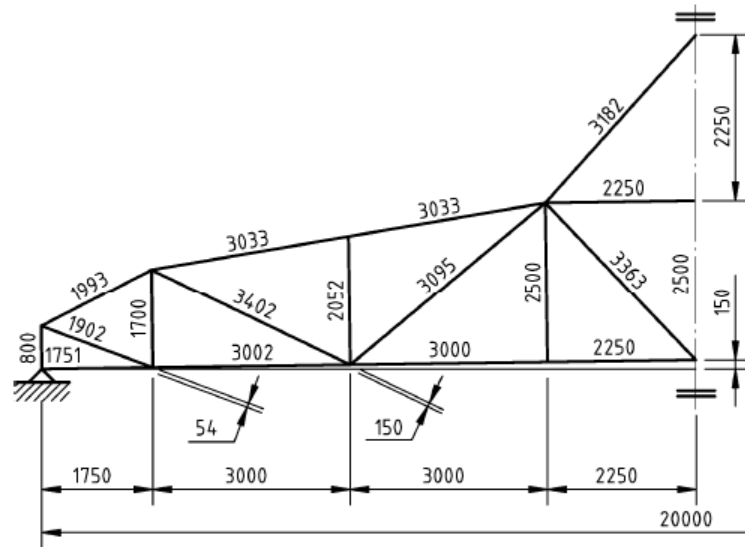


Figura 5.2: Exemplo de conjunto – coluna – Edifício de múltiplos andares. Fonte: Hayward e Weare, 2002.

#### 5.4.1 - Representação esquemática de estruturas

Pela NBR 14611:2000 - Desenho técnico - Representação simplificada em estruturas metálicas, as estruturas metálicas podem ser representadas de forma esquemática, através de linhas largas contínuas indicando as linhas de centro de gravidade da interseção dos elementos (também conhecido como diagrama unifilar). Neste caso os valores das

distâncias entre pontos de referência das linhas de centro de gravidade devem ser indicados diretamente sobre os elementos representados (Figura 5.3).



**Figura 5.3: Representação simplificada de estrutura. Fonte: NBR 14611:2000.**

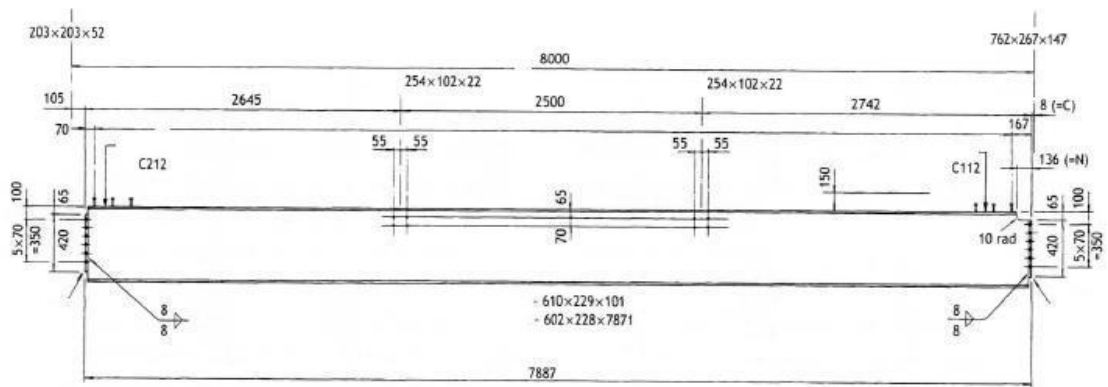
O projeto de fabricação deve detalhar cuidadosamente formas complexas. Geometrias em arcos para vigas devem conter soluções de projeto de forma a neutralizar (quando requerido e justificado) cargas de flexão, incluindo a correta inclinação dos enrijecedores dos apoios.

## 5.5 – Convenções de Detalhamento de Vigas e Colunas

Quando se detalha colunas a partir da planta baixa em duas vistas principais, *A* - vista a partir da base e *B* – vista lateral direita, devem sempre ser dadas. Se necessário, vistas auxiliares devem ser adicionadas para mostrar detalhes em outros planos, conforme figura 5.1, apresentada anteriormente.

Sempre que possível as colunas devem ser detalhadas verticalmente na prancha, porém, pode ser mais eficiente desenhá-las horizontalmente, com a base disposta à direita da prancha, com a vista A disposta abaixo e a vista B acima. Se as colunas forem

Quando se detalha uma viga a partir do plano do solo, a viga deve sempre ser vista abaixo ou à direita do plano. Se a viga é ligada a uma base, as ligações das extremidades devem ser dimensionadas a partir do flange acima, mas se ligada por outros meios (ex. enrijecedores da alma, chapas de extremidade) então, as ligações das extremidades devem ser dimensionadas a partir da mesa superior para baixo. Veja Figura 5.4.



## 5.6 – Detalhes de Ligações

208



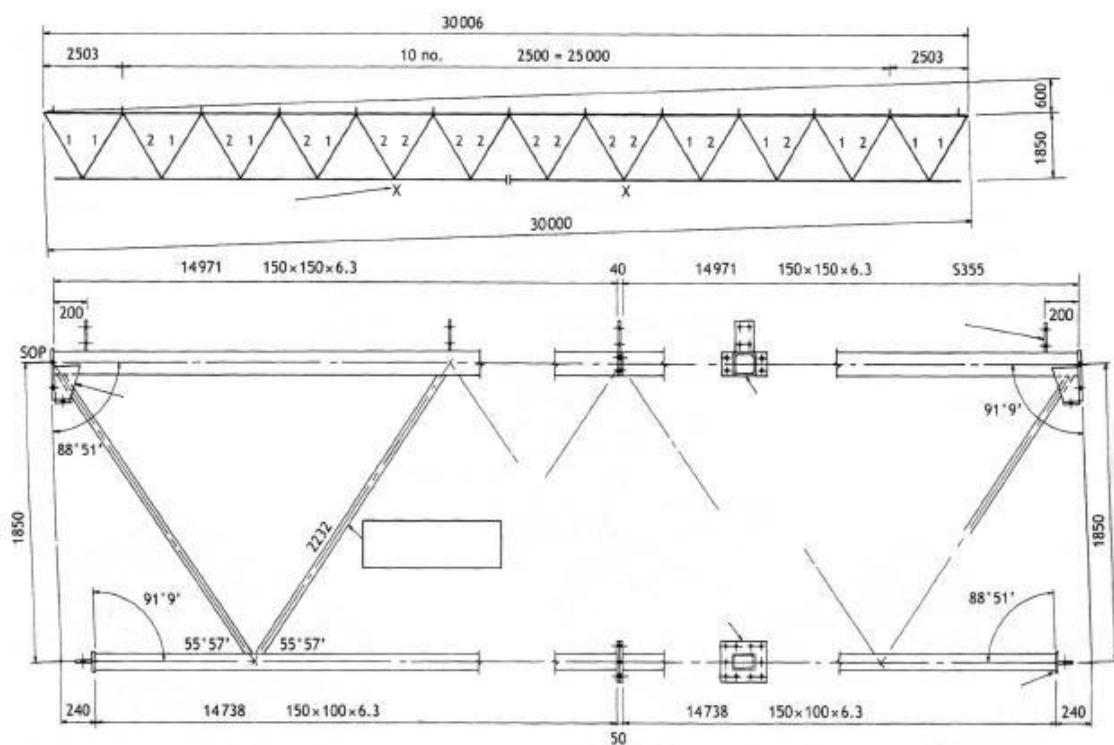
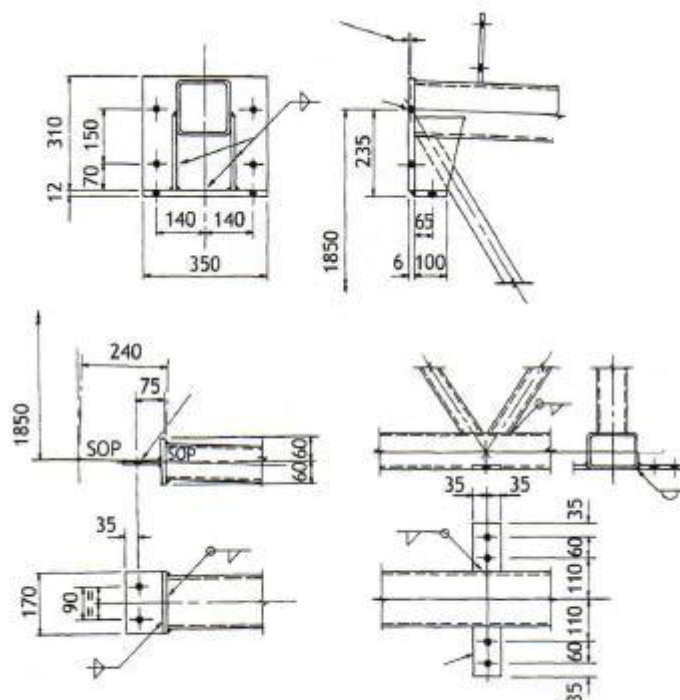
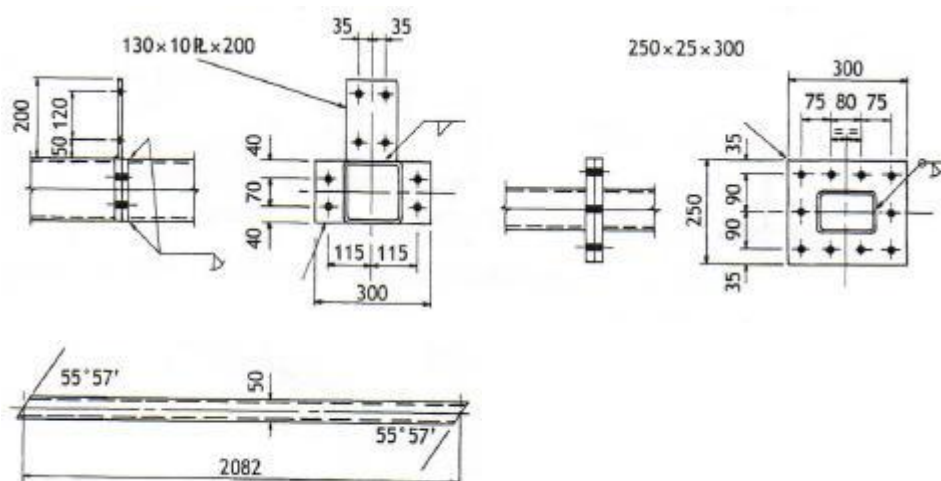
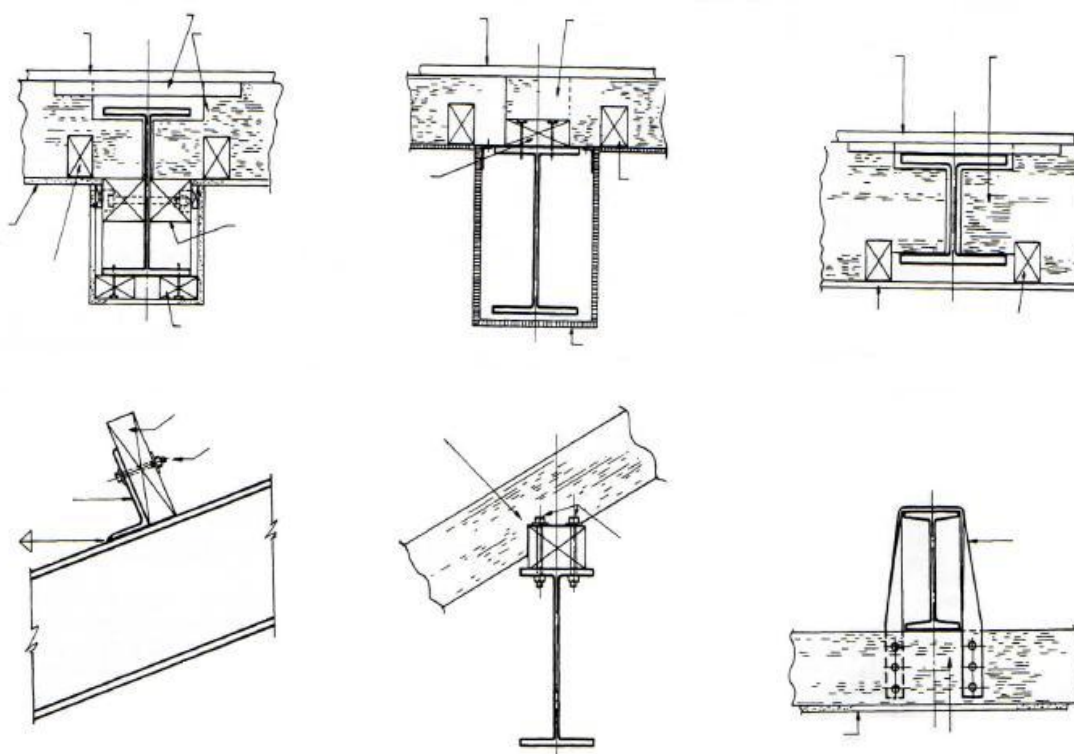


Figura 5.5: Projeto de Fabricação de uma treliça de telhado. Fonte: Hayward e Weare, 2002.

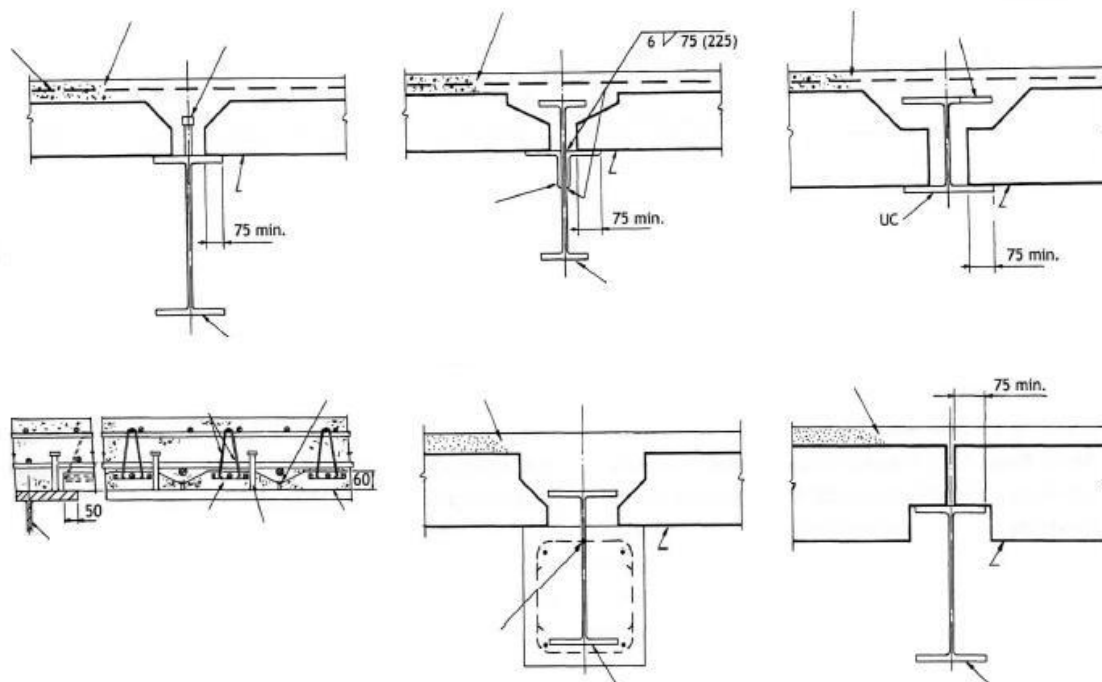




**Figura 5.6: Projeto de Fabricação de uma treliça de telhado - detalhes. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**



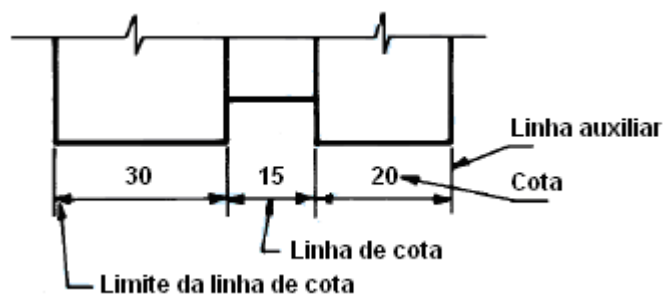
**Figura 5.7: Detalhes típicos de ligação aço/madeira. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**



**Figura 5.8: Detalhes típicos de ligação aço/madeira. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**

## 5.7 – Cotas

As cotas são regidas pela NBR 10126:1987 – Cotagem em Desenho Técnico. Devem possuir setas cheias, tocando as linhas de referência. A linha de cotas deve ser fina e contínua, terminando no exato limite da dimensão cotada. O número ou símbolo referente à dimensão deve ser locado imediatamente acima da linha de cota e centralizado (ver Figura 5.9) Podem ser paralelas à linha, arranjadas de forma que possam ser lidas ao fundo ou à direita do desenho. As dimensões são normalmente dadas em milímetros e arredondadas ao milímetro inteiro mais próximo.

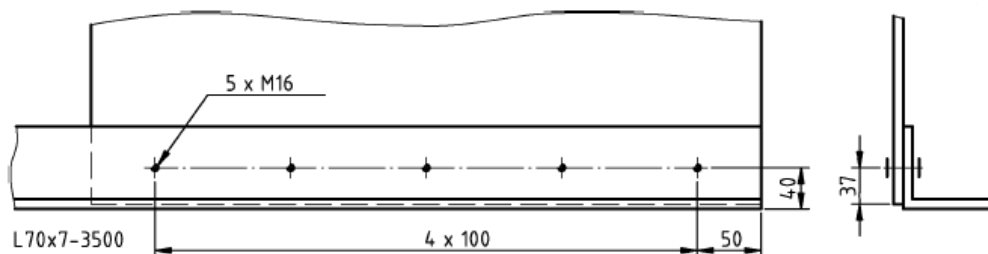


**Figura 5.9: Cotagem em desenho técnico. Fonte: NBR 10126:1987**

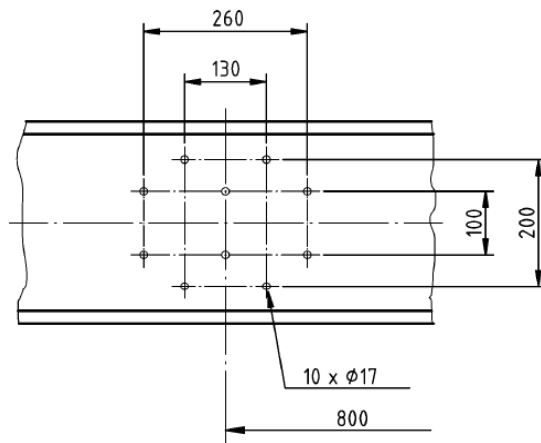
Os detalhes de fabricação de diferentes elementos devem incluir dimensões de referência que facilite cruzar informações e checá-las, o que é difícil de empreender se o elemento (ou conjunto) está desenhado isoladamente.

### 5.7.1 - Cotação e designação dos símbolos de furos, parafusos e rebites

- As linhas auxiliares para cotação devem ser separadas dos símbolos de furos, parafusos e rebites em planos paralelos aos seus eixos (ver Figura 5.6 apresentada anteriormente).
- A designação para indicar as características de parafusos e rebites deve ser dada de acordo com a NBR específica.
- A designação de furos, parafusos e rebites, quando referentes a grupos de elementos idênticos, pode ser restrita a um elemento (ver Figura 5.10). Neste caso a designação deve ser precedida pelo número de furos, parafusos ou rebites que constituem o grupo (ver figuras 5.10 e 5.11).



**Figura 5.10: Cotação de furos. Fonte: NBR 14611:2000.**

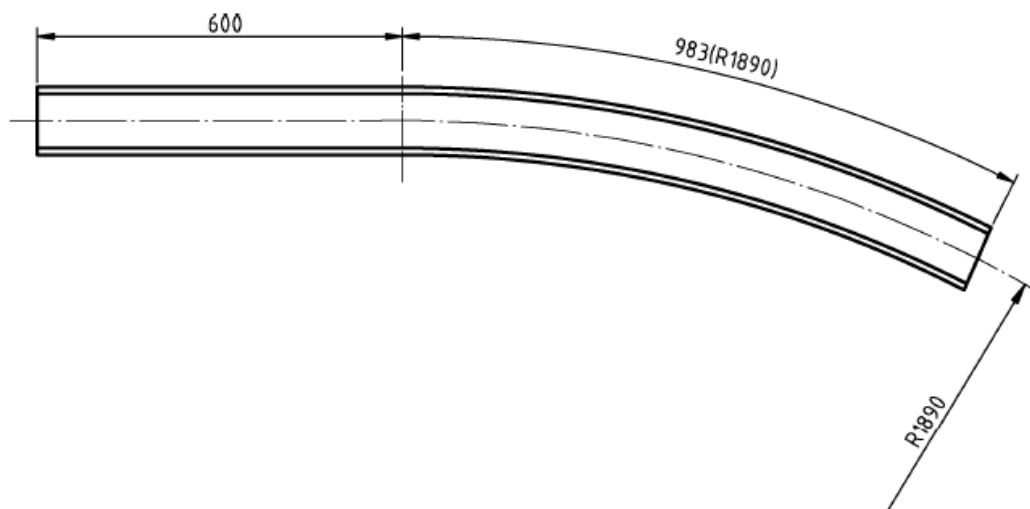


**Figura 5.11: Cotagem de furos.**

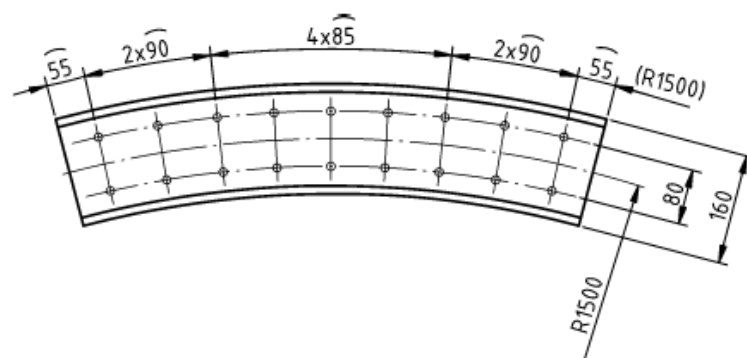
**Fonte: NBR 14611:2000.**

### 5.7.2 - Cotagem e desenvolvimento de arcos

Ao lado do comprimento desenvolvido de arcos, o raio de curvatura a que se refere esse comprimento deve ser indicado entre parênteses (fibra externa, fibra central, etc.), conforme mostrado nas figuras 5.12 e 5.13.



**Figura 5.12: Cotagem de arcos. Fonte: NBR 14611:2000.**









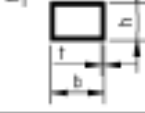





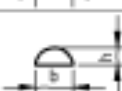



**Figura 5.13: Cotação de arcos. Fonte: NBR 14611:2000.**

### 5.7.3 - Designação de barras, tubos e chapas

A simbologia e as dimensões necessárias para designação de barras, tubos e chapas é apresentada na Tabela 5.2 abaixo, conforme recomendação normativa. As chapas devem ser designadas pela sua espessura, seguida pelas dimensões acabadas do contorno do retângulo (ver figuras 5.14 e 5.15).










**Tabela 5.2: Designação de barras, tubos e perfis. Fonte: NBR 14611:2000.**

Descrição	Dimensões	Designação	
		Símbolo	Dimensões necessárias
Seção circular sólida			d
Tubo			d x t
Seção quadrada sólida			b
Tubo perfil quadrado			b x t
Seção retangular sólida			b x h
Tubo de perfil retangular			b x h x t
Seção hexagonal sólida			s
Tubo de seção hexagonal			s x t
Seção triangular sólida			b
Seção semicircular Inela-canal sólida			b x h

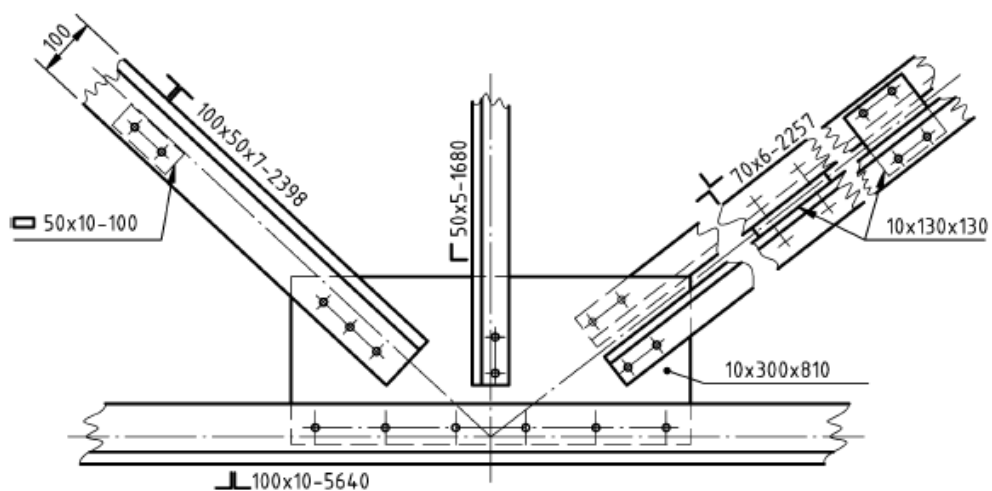
#### 5.7.4 - Designação de perfis

A simbologia para designação de perfis é apresentada na Tabela 5.3 abaixo, conforme recomendação normativa. Como exemplo, ver figura 5.14, em sequência.

**Tabela 5.3: Designação de barras, tubos e perfis.**

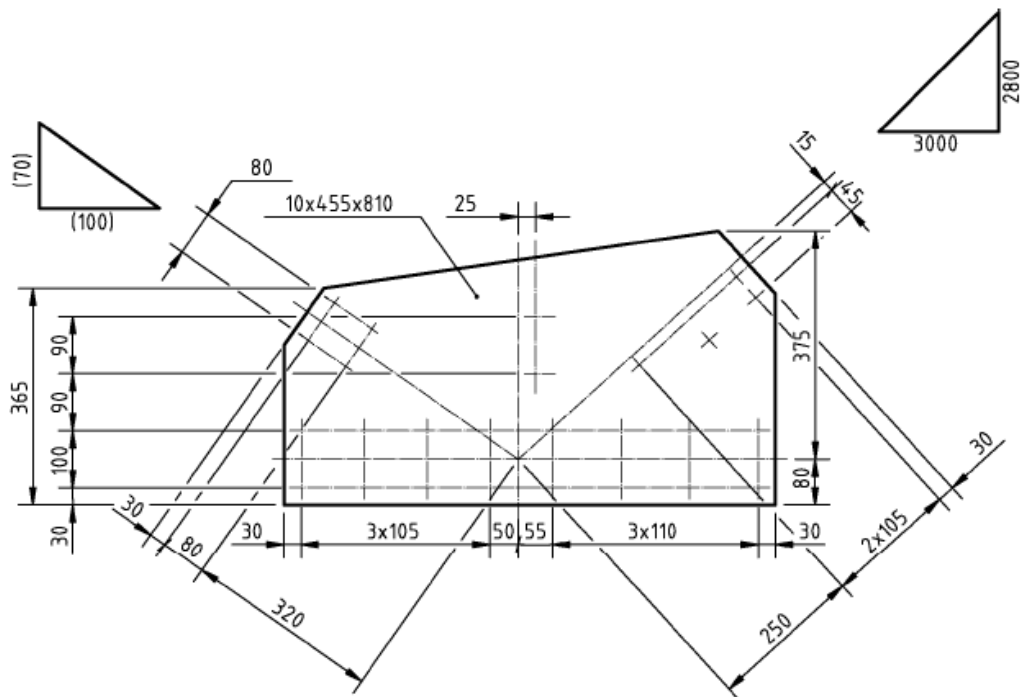
Descrição	Designação		
	Símbolo	Símbolo alternativo	Dimensões
Seção angular		L	Se não existir NBR ou outra Norma, as dimensões do perfilado devem ser indicadas pelas suas características particulares, precedida pelo símbolo. Exemplo: L 80 x 60 x 7 - 500
Seção T		T	
Seção I		I	
Seção H		H	
Seção C		U	
Seção Z		Z	
Seção trilho de trem			
Seção bulbo angular			
Seção bulbo plana			

Fonte: NBR 14611:2000.



**Figura 5.14: Dimensões e designação de chapas. Fonte: NBR 14611:2000.**



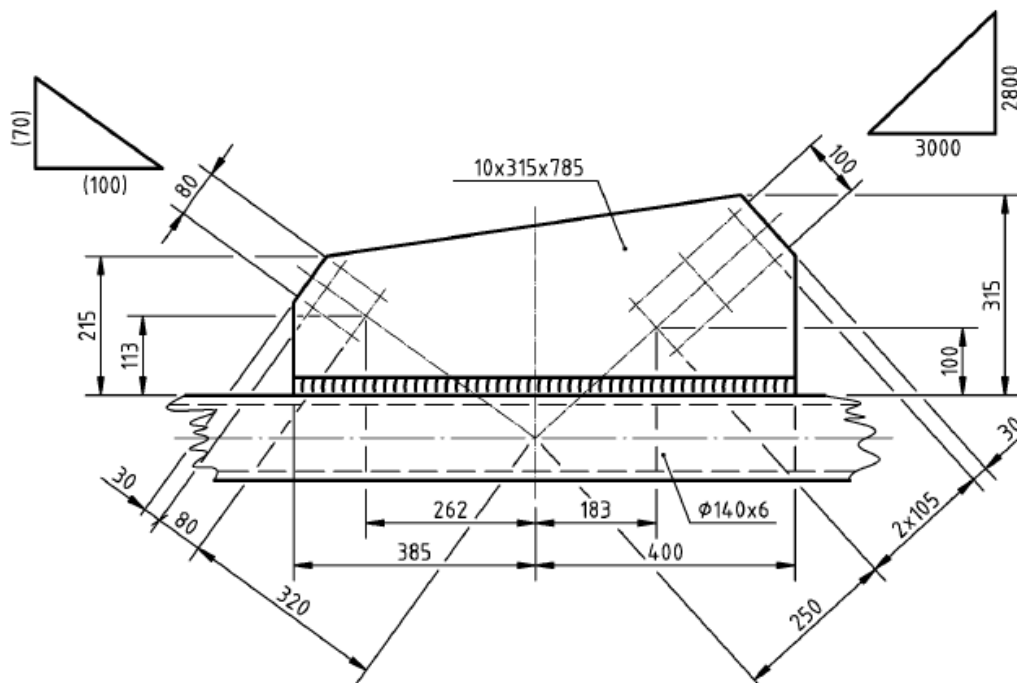


**Figura 5.15: Dimensões e designação de chapas. Fonte: NBR 14611:2000.**

#### 5.7.5 - Cotagem de chapa de junção (*Gusset*)

A cotagem de uma chapa de junção (*Gusset*) deve ser feito pelo menos por duas linhas de centro de gravidade convergentes com uma posição angular definida. Seu ponto de convergência é chamado ponto de referência. A cotagem de chapas deve incluir a posição dos furos em relação às linhas de centro de gravidade mencionadas acima, as dimensões totais e a mínima distância entre os vértices das chapas de junção e as linhas de centro dos furos (tirante de andaime) (ver Figura 5.16).

- A inclinação dos eixos de perfis e barras estruturais deve ser indicada nos dois catetos de um triângulo (sistema do triângulo), preferencialmente com os valores das distâncias reais dos pontos de referência (ou com valores convencionais em relação a 100, indicados entre parênteses) (ver Figura 5.16).



**Figura 5.16: Cotação de chapa Gusset. Fonte: NBR 14611:2000.**

## 5.8 – Escalas

Geralmente, as escalas que podem ser utilizadas são: 1:5, 1:10, 1:20, 1:25, 1:50, 1:100, 1:200.

As escalas devem ser colocadas no carimbo da prancha e repetidas nas vistas. Vigas, longarinas, colunas e contraventamentos (ou treliça) podem, preferencialmente, ser desenhadas na escala real (mantendo a proporção), mas podem ser desenhadas em uma escala menor longitudinalmente (esta forma é bastante utilizada no Brasil, como também o uso de se uma ruptura na representação do elemento, omitindo trechos sem importância, sem nenhuma informação adicional). As seções, ligações e outros detalhes devem ser desenhados em escala (mantendo todas as proporções) e em suas posições relativas corretas. A série de seções de um elemento estrutural, ou conjunto, pode ser representada numa mesma escala e, preferencialmente, dispostas em linha, seguindo a sequência correta.

Para sistemas treliçados, de contraventamento e treliças, a prática conveniente é desenhar o layout da linha de centro dos elementos (diagrama unifilar) em uma escala e ampliar os detalhes em uma escala maior, como as ligações e pontos de interseção.

## **5.9 – Marcas de Montagem**

As marcas são as nomenclaturas dadas a cada a cada conjunto e devem ser pintadas em cada um deles para auxiliar o planejamento da produção, a entrega no canteiro de obras e assegurar a montagem correta da estrutura. As mesmas marcas são identificadas na lista de material.

Um simples e eficiente método de marcação deve ser adotado e cada elemento estrutural ou componente deve possuir uma marca separada. Um sistema de “marcas do material” é também usual e adicionado aos detalhes de fabricação então, cada enrijecedor ou placa pode ser identificado e cortado pelo fabricante, de uma lista de materiais. Para estruturas vigas/colunas, a alocação das marcas para os membros é mostrada na Figura 5.1 apresentada anteriormente. (Hayward e Weare, 2002)

Nas vigas, a marca deve ser localizada no flange superior ao norte ou à direita (próximo ao final). Nas colunas, a marca deve ser localizada na extremidade mais baixa, no eixo do flange virado para o norte ou para a direita. Em treliças verticais, a marca pode ser localizada na extremidade inferior.

Na indicação no desenho do detalhe onde a marca será pintada, a palavra *marca* contida em um retângulo deve ser mostrada em cada detalhe com uma seta apontando a posição desejada.

Santos<sup>65</sup> (1977), apresenta um método que possibilita a compreensão as marcas por diferentes companhias:

---

<sup>65</sup> SANTOS, Arthur Ferreira dos. Estruturas Metálicas: Projeto e detalhes para fabricação. 3ª Edição. 1977. McGraw-Hill, Inc. 473 p.

- “Quando um mesmo diagrama de montagem pode ser para servir a mais de um nível de estruturas, a designação da fila para as colunas e o número de pavimentos é incorporado à marca básica com um sufixo assim:

Para Colunas: C8 (4-6) → Significa coluna do eixo 8, fila C, quarto ao sexto pavimento.

Para Vigas: 2A (4) → Significa viga 2ª, quarto pavimento.”

- Podem-se utilizar vários os sistemas, mas para qualquer um adotado, as marcas são indicadas nos membros na posição em que ele deverá ser montado. “Geralmente a marcação é feita na extremidade esquerda do membro”.

- Ao se colocar as marcas de expedição em um diagrama de montagem, é importante que estas estejam de acordo com o projeto de detalhamento. É comum a peça ser utilizada em um mesmo diagrama em posições diferentes, conforme ilustração nas figuras 5.17 e 5.18.

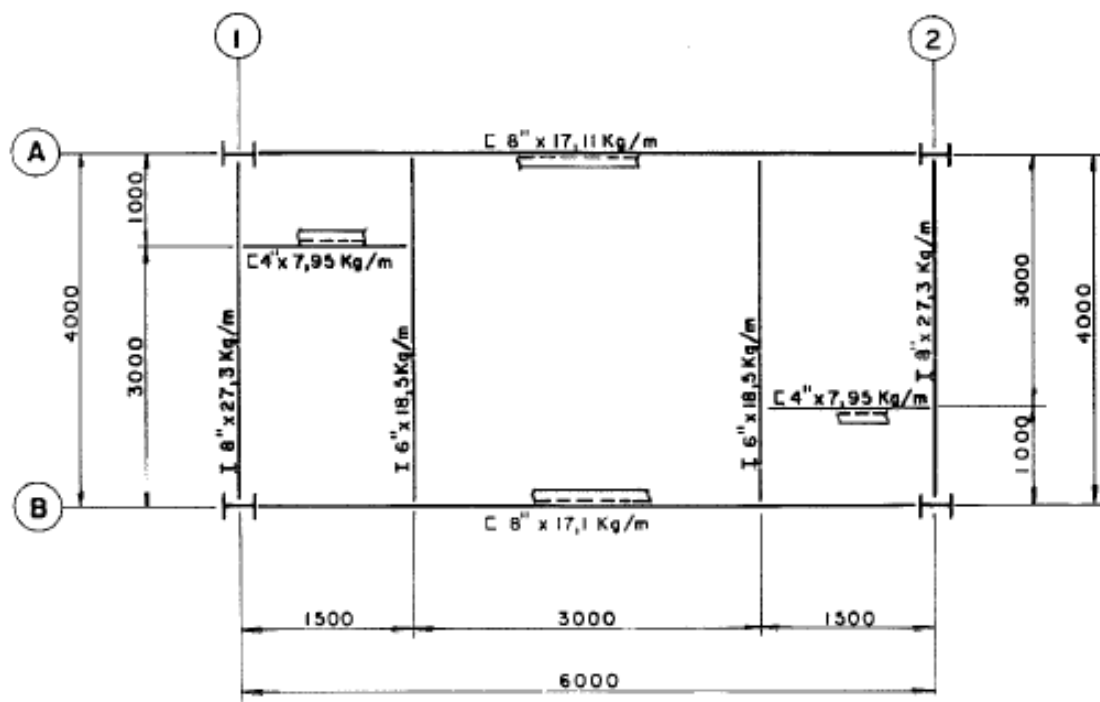
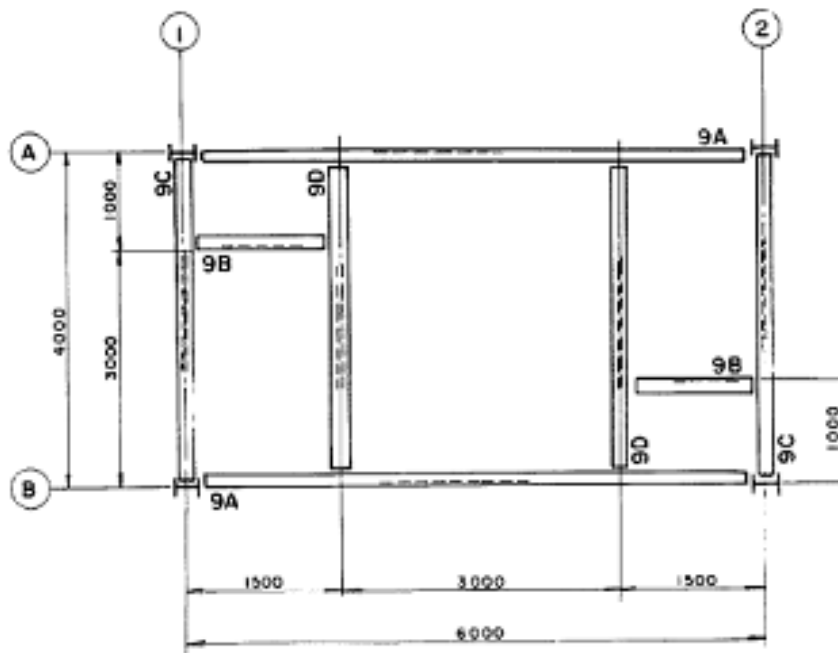


Figura 5.17: Exemplo Projeto estrutural. Fonte: Santos, 1977.



**Figura 5.18: Diagrama de montagem. Fonte: Santos, 1977.**

Deve-se tomar cuidado ao marcar peças que serão expostas ao tempo de forma a garantir que nenhum dano ocorrerá ao seu acabamento ou aparência final.

Segundo visitas técnicas a escritórios de engenharia especialistas em projeto, foram obtidos os seguintes conselhos práticos para a realização das marcas das peças:

- Devem-se evitar as seguintes letras maiúsculas – I – O – Q – W - e minúsculas – g – i – f – q – o – j - pois podem ser confundidas com números. Ex.. desenho 3000027, conjunto 27A, item 27-1184. A marcação das peças também varia de acordo com o fabricante, mas em geral possui o nome da peça e o número do desenho em que ela se encontra;
- Não se deve utilizar a mesma letra para “nomear” cortes, vistas ou detalhes;
- No diagrama de montagem, o nome (ou marcação) da peça é colocado sempre abaixo e à esquerda do desenho. Nos desenhos dos detalhes também apresentarão essa regra.

### 5.10 – Conceito de Peças Opostas

É freqüentemente o surgimento de dificuldades em escritórios de engenharia (ou de detalhamento) e em fábricas acerca do significado do termo peça oposta.

Elementos chamados no desenho como “*B – idem A esquerda*” significa que é uma peça idêntica à peça *A* (em geometria, dimensões, etc.), porém oposta em relação a algum dos eixos. Uma simples ilustração deste raciocínio é a mão humana, a direita é oposta da esquerda e vice-versa. Qualquer trabalho em aço deve sempre ser oposto (ou esquerda) em relação a um eixo longitudinal ou a uma dada linha de referência, mas nunca de topo a topo. A figura 5.1, apresentada anteriormente, mostra um exemplo de peça nomeada peça esquerda, com o item de referencia para ilustrar o princípio.

Com relação às marcas de montagem, estas são usualmente colocadas próximas à extremidade direita ou acima de uma peça (ou conjunto) e o fato de uma peça ser ou não oposta, não altera esta regra.

### 5.11 – Soldas

Soldas devem ser identificadas usando símbolos de solda como mostrados na Figura 5.19 e não devem ser desenhados em elevações usando ou em seções transversais. Em casos particulares é necessário desenhar solda em seções transversais em escala maior, mostrando solda de topo e a preparação da chanfradura do topo para a solda como em ligações complexas incluindo tipos em cruz. A prática usual é que as preparações para soldas de topo realizadas na fábrica são mostradas em separado nos *procedimentos de solda* e não sendo parte do desenho. Soldas de campo devem ser detalhadas no desenho com as dimensões, levando-se em conta as tolerâncias para a retração da solda em campo. Sempre que possível, deve-se permitir espaço ao redor da solda, de forma a permitir o uso de solda plana.

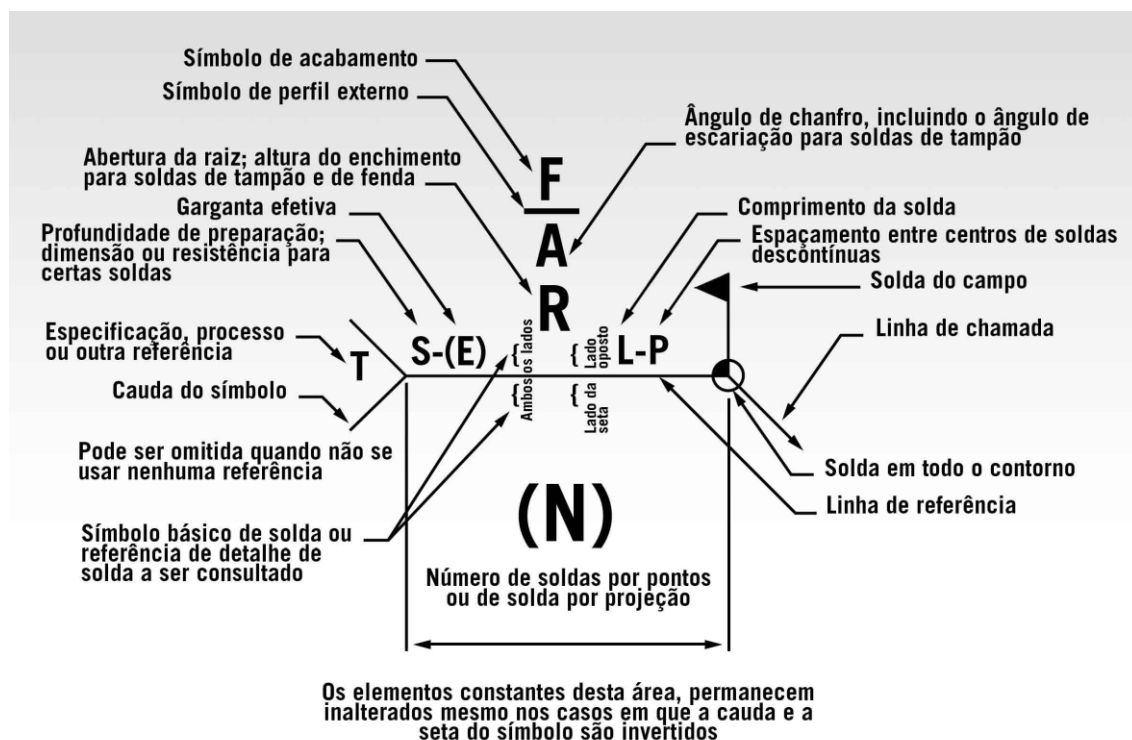


Figura 5.19: Símbolo de solda. Fonte: Material de apoio Eletrodos Star<sup>66</sup>, 2006.

### 5.11.1 - Chanfros para solda

O chanfro é um tipo de recorte na chapa/peça que receberá o depósito do metal de solda. A Figura 5.20 apresenta a nomenclatura dos termos de um chanfro.

#### Termos usados:

A: abertura da raiz  
 B: face do nariz  
 C: tamanho do nariz  
 Alpha: ângulo do chanfro  
 Beta: ângulo do bisel - face do chanfro  
 Gama: face do chanfro  
 E: espessura do material

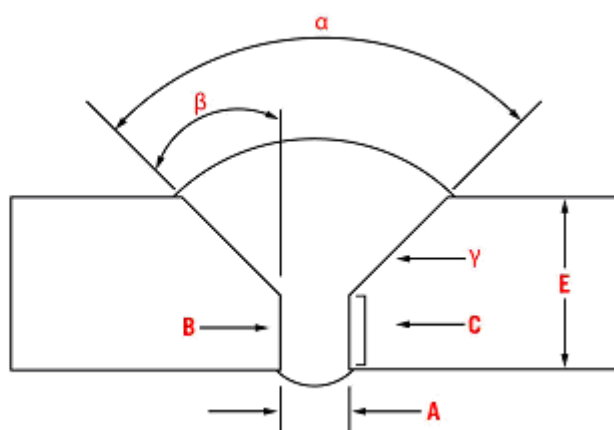
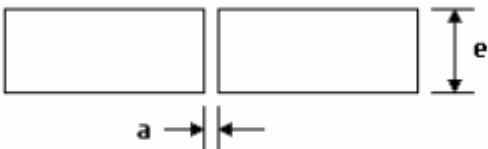


Figura 5.20: Elementos de um chanfro. Fonte: Material de apoio Eletrodos Star, 2006.

<sup>66</sup> Eletrodos Star. Material de apoio. 2006. 12p. Disponível em [http://www.eletrodosstar.com.br/pdf/material\\_de\\_apoio\\_Eletrodos\\_Star.pdf](http://www.eletrodosstar.com.br/pdf/material_de_apoio_Eletrodos_Star.pdf). Acesso em 22/05/2009.

São diversas as possibilidades de tipos de chanfros que podem ser realizados nas chapas que receberão solda. A Tabela 5.4 apresenta um exemplo de geometria dos chanfros com espessura da chapa, método de recorte e processo de soldagem a ser realizado. Demais tabelas encontram-se no Anexo B para consulta.

**Tabela 5.4: Junta de topo sem chanfro.**

Junta de topo sem chanfro			
$a \leq 3$ 			
e (espessura)	$\leq 1/8''$	$> 1/8''$ a $1/4''$	$1/4''$
Obtenção da junta	Guilhotina ou Oxicorte + Esmerilhamento	Idem	Idem
Processo de Soldagem	P/ $a=3$ - TIG P/ $a<3$ - MIG/MAG ou El.Revestido	P/ $a \leq 3$ - MIG/MAG Ou El. Revestido	P/ $a = 0$ - Arco Submerso

Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).<sup>67</sup>

### 5.11.2 - Tipos de soldagem – simbologia

Os símbolos de soldagem são posicionados acima ou abaixo da linha de referência, dependendo da localização da seta em relação à junta. O símbolo abaixo da linha de referência corresponde a uma solda realizada no mesmo lado que a seta aponta e o símbolo localizado acima da linha de referência corresponde a uma solda realizada do lado oposto ao que a seta aponta. A Tabela 5.5 abaixo apresenta os símbolos básicos de soldagem e sua localização.

Todas as soldas extras ou ligações (ou juntas) necessárias para a realização do elemento estrutural devem ser incluídas no detalhe.

<sup>67</sup> Acesso em 13/07/2009.



**Tabela 5.5: Símbolos básicos de soldagem e sua localização.**

SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDAGEM E SUA LOCALIZAÇÃO								
solda localização	Em Chanfro							Em Ângulo
	sem chanfro	V ou X	meio V ou K	U ou duplo U	J ou duplo J	faces convexas	face convexa	
lado da seta								
lado oposto								
ambos os lados								
sem indicação de lado		não usado	não usado	não usado	não usado	não usado	não usado	não usado

**Fonte:** Material de apoio – Eletrodos Star. Disponível em [www.eletrodosstar.com.br](http://www.eletrodosstar.com.br).

Para ligações soldadas no canteiro de obras, os detalhes de fabricação devem conter todas as restrições de soldagem temporária para fixação e as dimensões do afastamento (ou intervalo) das ligações de raiz para prevenir retração das soldas.

## 5.12 - Parafusos

Os parafusos disponíveis no mercado são diversos e sua especificação deve ocorrer no processo de dimensionamento das ligações. A Tabela 5.6 apresenta a listagem de parafusos com seus respectivos diâmetros e áreas brutas.

**Tabela 5.6: Diâmetro e área bruta de parafusos.**

ASTM		ISO	
DIÂMETRO	ÁREA BRUTA (mm <sup>2</sup> )	DIÂMETRO	ÁREA BRUTA (mm <sup>2</sup> )
3/8"	95	M10	79
1/2"	126	M12	113
5/8"	198	M16	201
3/4"	285	M20	314
7/8"	388	M22	380
1"	506	M24	452
1 1/8"	641	M27	573
1 1/4"	792	M30	707
1 3/8"	958	M33	855
1 1/2"	1140	M36	1018
1 3/4"	1552	M42	1385
2"	2027	M48	1810









**Fonte: Normas ASTM**

### 5.12.1 - Símbolos para furos, parafusos e rebites

A Norma NBR 14611:2000 apresenta tabelas com a simbologia recomendada para furos, parafusos e rebites, em diversos planos de projeção. Tais tabelas são apresentadas no decorrer do item.

Para representar furos, parafusos e rebites em planos de projeção normais aos eixos, devem-se utilizar os seguintes símbolos, representados em linha larga, conforme tabelas 5.7 e 5.8 a seguir.

**Tabela 5.7 - Símbolo para furo\*.**

Furo	Símbolo para furo			
	Não escareado	Escareado no lado próximo	Escareado no lado oposto	Escareado nos dois lados
Executado na oficina				
Executado no campo				

**Fonte: NBR 14611:2000.** O símbolo para furo não deve conter o ponto no centro.

**Tabela 5.8 - Símbolo para parafuso ou rebite**

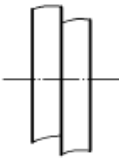
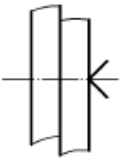
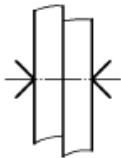

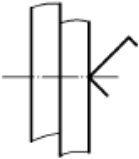
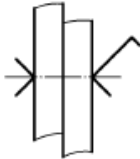
Parafuso ou rebite	Símbolo para parafuso ou rebite para montar no furo			Símbolo para rebite para montar em furo escareado nos dois lados
	Não escareado	Escareado no lado próximo	Escareado no lado oposto	
Montado na oficina				
Montado no campo				
Montado e furado no campo				

**Fonte NBR 14611:2000.**

Para distinguir parafuso de rebite, a designação de parafuso deve sempre começar com um prefixo mostrando o tipo da rosca. Como exemplo, a designação para um parafuso com rosca métrica é M12 x 50, enquanto para um rebite é Ø 12 x 50.



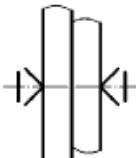
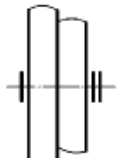
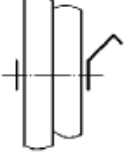
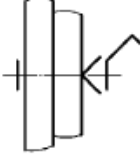
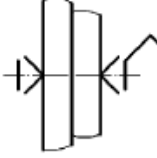
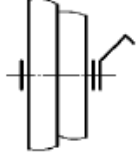
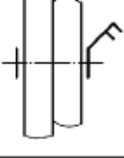
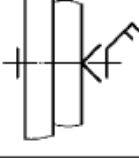
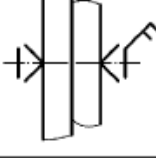
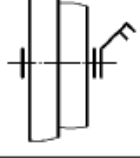
Para representar furos, parafusos e rebites, em planos de projeção paralelos aos eixos, devem ser adotados os símbolos das representações apresentadas nas tabelas 5.9 e 5.10, à seguir. Somente o traço horizontal desses símbolos deve ser representado em linha estreita, enquanto que todas as outras partes devem ser representadas em linha larga.

**Tabela 5.9 - Símbolo para furo em ordem de montagem.**

Furo	Símbolo para furo		
	Não escareado	Escareado em apenas um lado	Escareado nos dois lados
Executado na oficina			
Executado no campo			

Fonte NBR 14611:2000.

**Tabela 5.10 - Símbolo para parafuso ou rebite em ordem de montagem.**

Parafuso ou rebite	Símbolo para parafuso ou rebite para montar no furo		Símbolo para rebite para montar em furo escareado nos dois lados	Símbolo para parafuso com o lado da porca designado (dois traços)
	Não escareado	Escareado em apenas um lado		
Montado na oficina				
Montado no campo				
Furado e montado no campo				

Fonte NBR 14611:2000.

### 5.12.2 – Parafusos de Sujeição - chumbadores

Um típico detalhe de parafuso de sujeição (chumbador) deve ser realizado em função do comprimento definível, da protrusão acima da placa de base, da espira do parafuso e deve conter detalhe da cavidade de ancoragem e informação de *grouting*, dentre outras informações que se façam necessárias, descritas por notas ou croquis. Notas típicas, como as seguintes, podem ser acrescentadas na própria prancha de detalhe ou anexadas separadamente, como uma especificação.

- Considerações apresentadas por Hayward e Weare, 2002:

Os chumbadores devem ser lançados em fundações usando modelos, com precisão no alinhamento e nivelamento dentro da cavidade de tamanho mostrado em tolerâncias permitidas. Imediatamente após o lançamento do concreto, todos os chumbadores devem ser “balançados” para garantir livre movimentação.

Para calços temporários utilizados para suportar e ajustar a estrutura de aço, será satisfatório calços em aço colocados concêntricamente em relação à chapa de base. Se forem deixados no local, eles devem ser posicionados de forma que sejam totalmente cobertos por, no mínimo, 30 mm de *grout*.

Nenhum *grout* deve ser efetuado até que uma parte suficiente da estrutura tenha sido finalmente ajustada e fixada. O espaço a ser grauteado deve ser limpo de qualquer entulho e livre de água.

O *grout* deve ter uma resistência característica igual ou superior ao concreto de cobrimento, não inferior a  $20 \text{ N/mm}^2$ . Deve ser colocado, por meios aprovados, de forma que os espaços ao redor dos chumbadores e abaixo da placa de base sejam completamente preenchidos.

Placas de base maiores que 40 mm de espessura devem ser providos com, pelo menos, 2 furos de *grout* preferencialmente maiores que 30 mm de diâmetro.

Placas de arruelas ou outras ancoragens para segurar chumbadores devem ter tamanho e resistência suficientes para tal tarefa. Devem ser dimensionadas para prevenir falhas. O concreto nos quais os chumbadores são ancorados deve ser reforçado com recobrimento e comprimento de ancoragem suficiente para transmitir corretamente as forças de içamento.

### 5.13 - Abreviações

Para facilitar a compreensão dos desenhos de detalhes, é comum o uso de abreviações para apresentar informações imprescindíveis sem carregar visualmente o desenho, o que poderia gerar confusão. Santos (1977) lista abreviações que são utilizadas até hoje, na maioria dos estabelecimentos (fábricas e escritórios de engenharia) visitados, tal lista é apresentada à seguir:

Alargamento de Fabricação	AF
Ambos os Lados	AL
Aba em Projeção	AP
Exceto Anotado	EA
Extremidade de Contato	EC
Furos Extremos	FE
Gabarito	G
Gabarito de Aba em Projeção	GAP
Gabarito do Lado Anterior	GLA
Gabarito do Lado Posterior	GLP
Lado Anterior	LA
Lado Posterior	LP
Linha de Trabalho	LT
Linha de Centro	$\theta$
Linha de Centro a Linha de Centro	$\theta a \varphi$
Parafuso de Embarque	PE
Parafuso Permanente	PP
Ponto de Trabalho	PT
Ponto de Trabalho a Ponto de Trabalho	PT a PT
Recorte de Encaixe	RE
Usinado em Uma Extremidade	U1E
Usinado em Duas Extremidades	U2E

## 5.14 – Lista de Material

Cada desenho de detalhes possui uma lista de material relativas às peças constantes no mesmo. A forma de apresentar esta lista varia de acordo com o fabricante. O ideal é que a lista venha junto à folha de desenho, eliminando mais um documento e facilitando a consulta pelo projetista. A Tabela 5.11 apresenta um exemplo de lista de material.

**Tabela 5.11 – Exemplo de lista de material.**

Item	Quantidade	Descrição	Obs.	Material	Peso Unitário	Peso Total
	1	Viga 205 A			47,2	47,2
a	1	W 150 x 18 x 2380		A572 GR50	42,8	42,8
b	1	CH. 8 x 117 x 137		ASTM A36	1,0	1,0
c	2	CH. 8 x 77 x 137		ASTM A36	05	1,0
d	3	CH. 8 x 109 x 120		ASTM A36	0,8	2,4

**Fonte: Visitas técnicas realizadas pela autora.**

A lista apresenta colunas com as marcas dos conjuntos, dos subconjuntos e, listadas em outra coluna, as peças constituintes. Apresenta, ainda, as dimensões das peças e suas devidas quantidades, além da coluna de observações, na qual pode constar demais informações não constantes nos desenhos, como usinagem, programação de máquinas para sua fabricação, etc.

Existe também a coluna referente ao peso. Deve-se observar que no caso de um conjunto a coluna de peso consta apenas o peso relativo a um conjunto, enquanto que nos itens relativos a peças de detalhes, o peso corresponde ao total de peças indicadas na coluna de quantidade. A indicação do peso favorece a obtenção de informações como:

- Comparação entre peso real e estimado;
- O peso de peças acabadas necessário para confecção de faturas;
- O preço do frete (calculado baseado no peso);

- Evitar sobrecargas nos equipamentos;
- Uso dos pesos pela administração junto com os organogramas de projeto e controle de custos.

### **5.15 – Verificação**

A verificação de todos os desenhos é uma etapa importante, pois permite perceber erros de representação ou ausência de informações que possam gerar dúvidas e/ou erros durante a fabricação das peças e dos conjuntos e montagem da estrutura.

Para que o verificador<sup>68</sup> possa realizar sua função é necessário dispor de fontes de informações fornecidas pelo supervisor de projeto, a quem ele é subordinado. O supervisor de projeto determina a área que será verificada. Como fontes de informação, citam-se: informações preliminares de projeto; especificações da estrutura; projeto da área e/ou índice dos desenhos; listas de todas as pastas (ou arquivos digitais) de referência e seus conteúdos. (Santos, 1977)

O verificador deve mostrar todos os acréscimos e/ou modificações de forma detalhada para melhor compreensão do desenhista, evitando instruções verbais. Qualquer modificação realizada deve ser informada ao supervisor de projeto. O verificador deve anotar nos desenhos de projeto qualquer modificação realizada por ele que possa afetar desenhos prontos de outras unidades envolvidas.

Após a verificação dos desenhos, o verificador deve devolver uma cópia da verificação ao supervisor de projeto. Depois das correções feitas, os desenhos e cópias de verificação retornam ao verificador para assinatura e, posteriormente, são devolvidos ao supervisor de projeto. É função do verificador manter as marcas no diagrama de montagem atualizadas.

---

<sup>68</sup> Termo utilizado para o engenheiro que realiza a verificação dos desenhos, necessita ser um profissional com experiência em projetos de construção metálica e processos de fabricação.



O autor supracitado sugere um procedimento de verificação que tem, além da finalidade principal, evitar repetições desnecessárias das referências e possíveis omissões. As principais tarefas a serem realizadas neste procedimento são:

- Confrontar os desenhos de diagramas de montagem com os de projeto, verificando, principalmente, se todas as peças têm marcas de montagem.
- Verificar se os conjuntos a serem embarcados serão excessivamente compridos, de difícil manuseio, de peso elevado e suas dimensões em relação a gabaritos de pontes, viadutos e o próprio portão da oficina.
- Verificar se a obra prevê expansão futura e se foi considerada nos desenhos essa possibilidade.
- Verificar se foram preparadas listas de parafusos de montagem e de resumo para compra, incluindo arruelas, porcas e percentagem para perdas.
- Verificar se foram preparadas listas de tirantes, de chapas de tapamento e cobertura, incluindo os acessórios de fixação.

Ao realizar a verificação nos desenhos, deve-se atentar aos seguintes itens: marcas de expedição e fabricação; material correspondente ao projeto, vão entre extremidades das peças e até os pontos de trabalho (PT); vãos entre grupos de furos e entre gusset para contraventamentos; contra-flechas; anotações especiais sobre como usinar extremidades e o comprimento da peça para esta operação; lista de material; referências.

Todas as verificações devem ser anotadas na prancha, na coluna de revisões do carimbo da mesma e cada nova modificação é identificada pela data e pela letra correspondente, com o crivo do responsável técnico.



O objetivo desse capítulo é apresentar um breve estudo das ferramentas computacionais de auxílio ao processo de detalhamento de estruturas metálicas e sua comunicação com máquinas ferramentas CNC (*Computer Numerical Control*).

Os engenheiros civis e estruturais foram um dos primeiros grupos que utilizaram os computadores. A habilidade de aproveitar o vasto poder de aritmética do computador tornou o método de matrizes para análise estrutural uma proposta prática. A partir deste fato, uma gama de softwares foi desenvolvida para auxiliar a maioria dos aspectos de análise e projeto. No passado, o uso de computadores para produzir desenhos não recebia atenção de forma difundida, mas atualmente, segundo Hayward e Weare (2002), o uso para projeto e fabricação pode ser considerado como a segunda revolução industrial.

Sistemas computacionais para fabricação estão disponíveis como produtos comerciais desde a década de 70, sendo a maioria desenvolvida pela indústria eletrônica para suprir sua própria necessidade na produção de circuitos integrados e impressos. Para a engenharia estrutural, os sistemas mais antigos, eram similares aos da indústria eletrônica e não possuíam aplicabilidade prática. Entretanto, foram a base para o desenvolvimento dos softwares mais compatíveis com a demanda do setor da construção.

Enquanto que a entrada e saída de dados de um sistema de fabricação ocorrem de forma gráfica, a representação de um desenho no próprio computador ocorre como um modelo matemático. A natureza desse modelo dita a dificuldade ou facilidade de desempenho do software em diferentes sistemas de fabricação.

Antigamente, somente grandes empresas utilizavam o computador como ferramenta para fabricação. Não havia interação entre sistemas individuais, principalmente devido às divergências de linguagem de computadores utilizados por diferentes empresas e o tempo despendido com o uso da tecnologia gerava frustração na equipe técnica.

Frustração esta que desapareceu, com a evolução do *PC*, de um computador não gráfico de baixo espectro para uma *workstation* moderna, de alta velocidade, com capacidade para colocar à disposição do projetista, ferramentas sofisticadas de projeto.

## **6.1 – O Detalhamento em Aço**

É comum aos profissionais da área a idéia de que uma estrutura em aço é um problema tridimensional complexo. Dentro de uma estrutura de aço, as ligações sempre incluem elementos que se interceptam, originados de diferentes direções. As tarefas de solução para tais geometrias dos detalhes da ligação e produção dos desenhos de fabricação são sempre problema a ser solucionado. Tradicionalmente, eram necessários desenhistas qualificados com muitos anos de experiência para desempenhar tal atividade.

A indústria de construção em aço teve um grande crescimento econômico e tecnológico nos últimos anos. Graças à competitividade no mercado em expansão, fabricantes de estruturas metálicas buscaram novas tecnologias para minimizar seus custos e cumprirem os prazos cada vez menores impostos pelos clientes. O avanço da modelagem 2D e 3D de estruturas metálicas provou ser uma das soluções mais viáveis para vencer tais dificuldades.

No projeto de edificações, o principal meio de comunicação é o desenho<sup>69</sup>, mesmo sendo um croqui, um desenho conceitual ou um documento da construção. O primeiro sistema CAD atuou como um quadro eletrônico de desenho, permitindo ao usuário criar linhas, círculos, textos e dimensões, além de ferramentas como mover, copiar, rotacionar, apagar, etc., que agilizaram o processo manual de representação gráfica. Alguns softwares CAD-2D possuem rotinas paramétricas e biblioteca de blocos especificamente para estruturas em aço, que assistem o processo de detalhamento manual e permitem uma melhor padronização. Entretanto, cada item é ainda detalhado individualmente e requer cuidado na verificação.

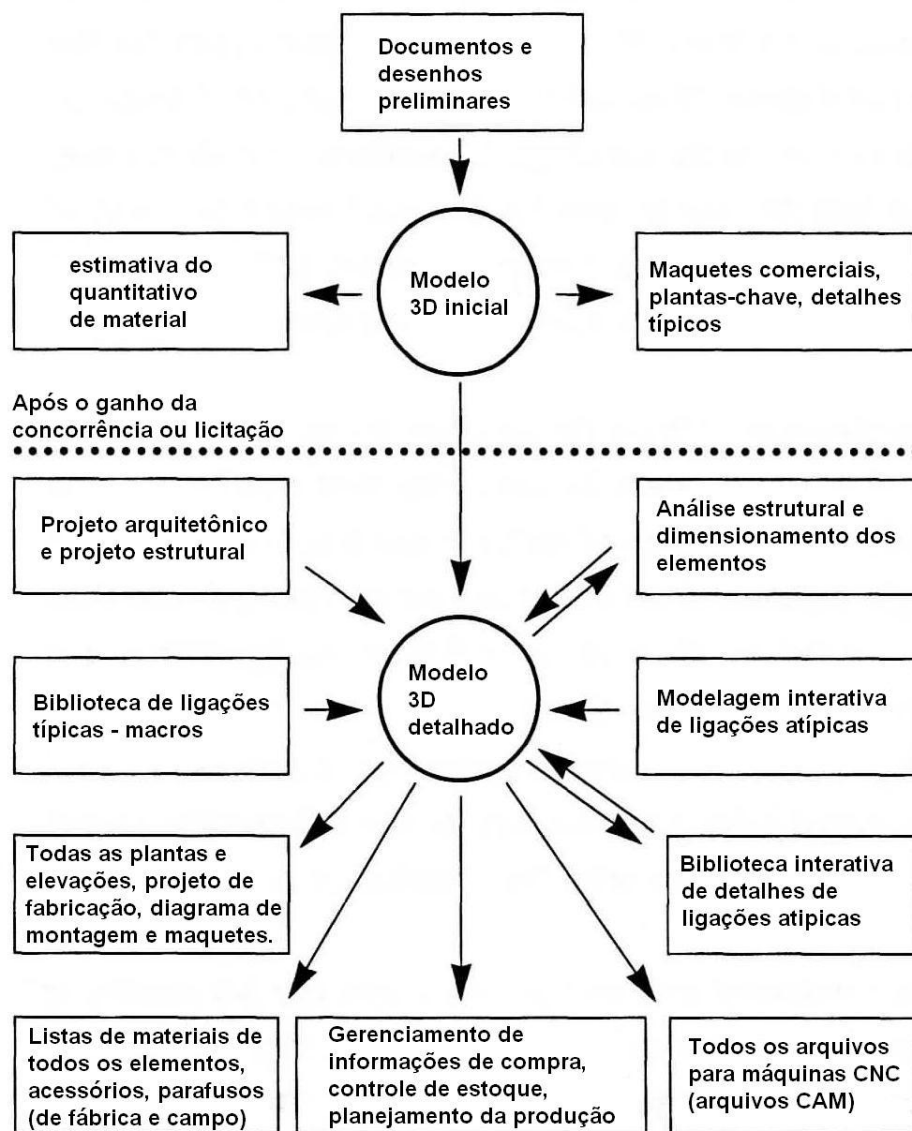
---

<sup>69</sup> O método da prancheta encontra-se em desuso e não será comentado no trabalho, tendo-se em vista e o ensino de CAD é matéria obrigatória em qualquer curso de engenharia no país.

Os programas de análise de elementos finitos requerem que o engenheiro crie um arquivo de dados de entrada compatível com a capacidade de leitura do software. Muitos destes softwares possuem ferramentas de entrada gráfica, mas são utilizados para criar modelos dados somente para análise. São utilizados, então, softwares CAD para criar desenhos que comuniquem a intenção de projeto com o fabricante. O engenheiro necessita de uma ferramenta computacional que permita modelar a estrutura para análise e projeto e que faça integração com outras modalidades de projeto ou fases de produção da estrutura. O fabricante pode usar o modelo resultante e posteriormente devolvê-lo, após criados todos os detalhes, para o mesmo realize a verificação das novas modificações. Pela facilidade de operação e seu relativo baixo custo, softwares CAD-2D são, ainda, soluções válidas para representação gráfica de projetos estruturais, porém, são limitados em relação à comunicação com outros softwares.

A solução em modelagem 3D, por outro lado, possui um conceito totalmente diferente em relação ao processo de representação gráfica manual ou 2D. A estrutura em aço é modelada em 3D, no lugar de se desenhar separadamente cada elemento estrutural. Tal ferramenta não dispensa a presença de um desenhista, que necessita de conhecimentos de detalhamento e entrada de dados.

Um modelo 3D, então, é uma completa descrição de todas as peças de aço, parafusos, soldas, etc., que constituem o todo ou parte da estrutura de aço que será modelada. Deve conter todas as informações sobre qualquer elemento dentro da estrutura. A estrutura representada é real, em escala, dentro do computador. Em qualquer fase da criação do modelo 3D, plantas 2D, detalhes, listas ou qualquer outra informação pode ser produzida automaticamente pelo sistema. Uma vez criado, o banco de dados de informações, este pode ser utilizado por outras partes do software para gerar dados em diferentes formas, como os desenhos de detalhes, plantas, listas de materiais, arquivos CNC, etc. O fabricante de estruturas metálicas sabe que se os dados do modelo estiverem corretos, então, todos os arquivos subsequentes serão também corretos, não sendo necessária a verificação dos desenhos. O modelo 3D é a fonte central de todas as informações, conforme o gráfico na Figura 6.1.



**Figura 6.1: Sistema de modelagem 3D. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**

A primeira etapa de criação de um produto pode ser auxiliada pelos softwares CAD (*Computer Aided Design*) que realiza a modelagem geométrica da peça, com desenhos bi e tridimensionais.

O CAD permite criar três tipos de modelos: o modelo estrutura de arame (*wireframe*) – que utiliza de linhas conectadas para representar o objeto; o modelo de superfície – que representa a peça pelas suas superfícies internas e externas não necessitando estas de

possuírem espessuras; e o modelo sólido onde o objeto é representado como um sólido 3D, a representação fiel de um objeto real.

Segundo SILVA<sup>70</sup> (2001), CAD<sup>71</sup> apresenta funções úteis como: determinar com precisão a distância entre pontos quaisquer; checar se há interferências entre dois objetos; simulação para animação. A principal característica de softwares CAD de interesse para a pesquisa é a possibilidade de integração com outros sistemas como os CAE e os CAM.

Softwares CAE são capazes de simular o comportamento real do produto, que permite ao engenheiro avaliar com precisão o projeto feito no CAD sem precisar fabricar protótipos, aumentando a qualidade do produto, reduzindo tempo e custos. A maioria dos CAE são baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) que permitem simular inúmeros fenômenos físicos em engenharia, como a deformação de estruturas mecânicas sujeitas a certa situação de carregamento. Para isso o MEF exige que o modelo CAE seja discretizado em pequenos elementos denominados “elementos finitos”, que consiste na geração de uma malha no CAD (*mesh*) no modelo CAD. Muitos CAE possuem CAD integrado ao software para facilitar a modelagem, já que é possível facilitar o modelo para algumas simulações, construindo-o em 2D.

Uma análise CAE é composta das seguintes etapas: o pré-processamento, a análise (ou solucionador) e o pós-processamento. No pré-processamento é construído o modelo, ou importado do CAD, e gerada a malha de elementos finitos nesse modelo de CAD. Em sequência, deve ser escolhido o elemento a ser adotado, o material das partes das peças e aplicados os carregamentos e restrições (deslocamentos, temperaturas etc.) Na segunda etapa, a de análise, são resolvidas as equações matemáticas que descrevem o comportamento físico da peça. Na etapa de pós-processamento são visualizados os resultados, como a distribuição de tensões em uma peça ou a deformação de uma estrutura metálica.

---

<sup>70</sup> SILVA, E. C. N. CAD/CAE/CAM. **Revista Mecatrônica Atual**. n°1: 38-47.2001.

<sup>71</sup> Alguns softwares CAD apenas auxiliam o processo de representação gráfica, não apresentando várias das vantagens citadas no texto.

Em seu interior, os CAE possuem formulações matemáticas complexas que estão relacionadas com os fenômenos físicos que se deseja simular (mecânico, elétrico, eletromagnético, etc.). Essa formulação é agregada a cada tipo de elemento finito. Existe assim um banco de dados de elementos finitos no CAE, cada qual relacionado com um fenômeno físico específico e contendo certa aproximação na modelagem do fenômeno real. Assim, existem elementos finitos unidimensionais, bi e tridimensionais. Nesse sentido, o modelo CAE não precisa ser necessariamente igual em forma ao modelo de CAD da peça real, mas deve apenas poder representar o seu comportamento mecânico real. Isso é possível graças às formulações matemáticas implementadas no interior do software.

O termo CAM (*Computer Aided Manufacturing*), para arquivos, é definido como o uso do computador no planejamento gerenciamento e controle da manufatura. Entre as principais tarefas realizadas por um CAM nessa área, Silva (2001) cita:

- Estimativa do custo total (material e produção) de um novo produto a ser fabricado;
- planejamento do processo, ou seja, planejamento da sequência de operações e quais as máquinas que deverão ser utilizadas para a fabricação do produto e seus componentes;
- No caso de processos que envolvam usinagem, o CAM calcula os parâmetros ótimos de usinagem, como rotação da ferramenta ou da castanha de um torno, velocidade de avanço da ferramenta, número de passes etc. Os cálculos são baseados em dados obtidos nas fábricas ou em ou em laboratório e essencialmente relacionam a vida da ferramenta com as condições de usinagem, além disso, o CAM é capaz de simular a usinagem da peça na tela do computador.
- Gerar um programa para ser fornecido ao computador da máquina ferramenta de comando numérico que usará a peça.
- Estudos de tempo de produção envolvidos na fabricação da peça;

Os softwares CAM possuem bancos de dados com informações sobre comandos de programação de vários tipos diferentes de máquinas ferramentas (CNC). O modelo da peça pode ser importado de um CAD ou no caso de uma peça simples, pode ser



construída no CAD simplificado do próprio software CAM. O CAM não permite simular apenas operações de usinagem, mas também operações de corte a laser, corte a plasma, eletroerosão a frio etc.

Com relação às tarefas de controle da produção, o CAM se destina a controlar o processo, a qualidade, o chão de fábrica e monitorar os processos, além de gerar relatórios sobre a situação da produção para a gerência.

Os softwares de CAM (*Computer Aided Manufacture*) promovem a interface entre os softwares de CAD e as máquinas CNC (*Computer Numeric Control*) presentes na fábrica. Dentre os softwares desta linha, RAAD Jr (1999), cita:

*“- Os gerenciadores de estoque com possibilidades de controlar o material do depósito por completo (barras, chapas, formas irregulares, sobras, etc...), gerando códigos simplificados e interface com softwares de otimização de material;*

*- Os programas especificamente projetados para trabalhos em perfis, proporcionando um mínimo de desperdício e um máximo aproveitamento na equalização dos tamanhos com possibilidades de inserir automaticamente tarefas de arquivos CAM e interface com programas de gerenciamento da produção e do estoque;*

*- Os programas desenvolvidos para otimização de trabalhos em laminados planos (chapas), com possibilidades de se obter prévias e porcentagens de desperdício e importar automaticamente tarefas de arquivos CAM;*

*- Os programas elaborados para simplificar o gerenciamento da produção, oferecendo possibilidades de configurar a logística dos materiais, transferir automaticamente os desenhos e cálculos do CAD, criar listas de prioridades, otimizar os ciclos de produção baseados no carregamento das máquinas, interagir as necessidades de campo com a produção e estimar custos;*

- *Os programas elaborados para simplificar o gerenciamento das máquinas de produção, oferecendo possibilidades de configurar a movimentação das peças, otimizar o plano de carga das máquinas, transferir automaticamente desenhos e cálculos do CAD e trabalhar em conjunto com programas de gerenciamento da produção e planejamento;*
- *Os programas elaborados para simplificar o planejamento da produção, oferecendo possibilidades de organizar o calendário e interrupções da produção, transferir automaticamente desenhos e cálculos do CAD, gerenciar a produção, analisar possibilidades de cumprimento do prazo e trabalhar em conjunto com programas de gerenciamento da produção e das máquinas para um gerenciamento completo;*
- *Programas desenvolvidos para gerenciar as máquinas CNC com possibilidades de importar automaticamente os arquivos CAM, selecionar as peças a serem enviadas para as máquinas e controlar a produção.”*

Em resumo, os softwares CAD, CAE e CAM representam as ferramentas da engenharia moderna que permitem reduzir o custo e tempo para desenvolvimento e fabricação de um produto. Vale a pena lembrar que atualmente já existem softwares completos, ou seja, softwares CAD/CAE/CAM em um único produto.

#### **6.1.1 – Softwares no detalhamento**

Os principais softwares de modelagem de estruturas metálicas utilizados no Brasil são o Tekla Structures (finlandês) e o Tecnometal (nacional). O primeiro é líder mundial na área e possui diversas ferramentas. Na indústria da construção metálica é comum a utilização de softwares CAD/CAE/CAM, ferramentas computacionais que atuam no desenvolvimento de um produto e na sua execução.

Em sequência, será apresentada uma breve descrição do principal software utilizado, o *TEKLA Structures*, fornecida pelo fabricante:

- O processo inicia-se com a criação de um modelo 3D da estrutura.
- possui banco de dados sobre perfis, ligações, materiais e normas técnicas (que pode ser atualizado);

- realiza análise da estrutura através de simulações de carregamentos;
- permite visualização de qualquer ponto da estrutura e em qualquer ângulo (rotação do modelo e zoom);
- produz plantas 2D, automaticamente;
- gera cortes automáticos do modelo (em qualquer plano);
- gera detalhes automáticos;
- gera croquis de fabricação automáticos;
- permite que qualquer modificação realizada no modelo seja atualizada em todos os demais desenhos, automaticamente;
- possui interface com AutoCAD;
- gera lista de materiais automática (quantitativo);
- gera estimativa de custo;
- gera arquivos CAM automáticos (arquivos para interface com máquinas ferramentas CNC).

Além das funções acima o *TEKLA Structures*, por se tratar de um software BIM (*Building Information Modeling*), possibilita a integração dos diversos projetos complementares num mesmo arquivo, permitindo que uma equipe multidisciplinar de profissionais trabalhe conjuntamente e simultaneamente, avaliando possíveis interferências. Segundo relatos de usuários, este software possui mais ferramentas e mais recursos gráficos do que os nacionais, sendo seu uso indicado para estruturas complexas e também para projetos que requeiram uma apresentação mais elaborada.

O treinamento dos softwares nacionais, tal como o *TECNOMETAL*, é fornecido pelas próprias empresas de criação desses softwares, com frequência, presencialmente e à distância, mas somente para usuários que adquiram o programa. Já o treinamento dos softwares importados, como o *TEKLA Structures*, é de mais difícil acesso, tanto físico quanto financeiro. Percebe-se no Brasil, dentre as empresas visitadas, que os treinamentos ocorrem dentro dos escritórios de projeto e das indústrias fabricantes de modo informal, onde um funcionário que aprendeu de alguma forma a manusear o software ensina a outros funcionários ou, ainda, através do ensino autodidata.

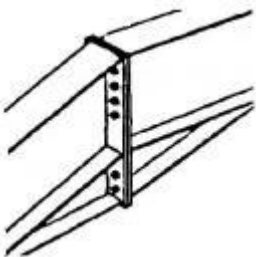
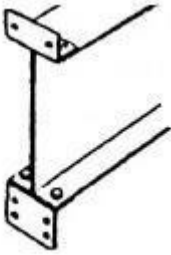
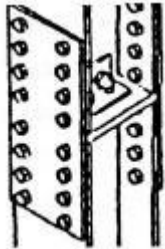
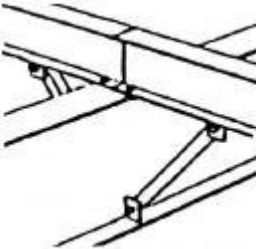
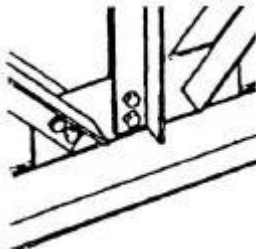
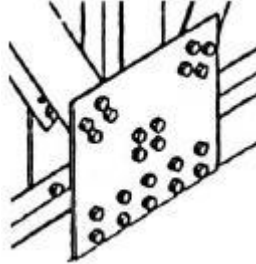
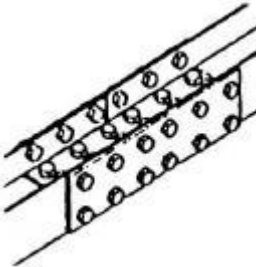
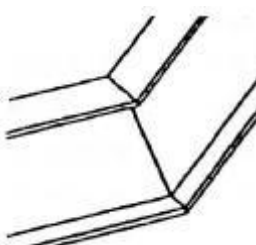
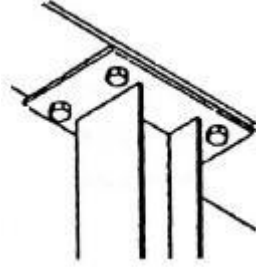
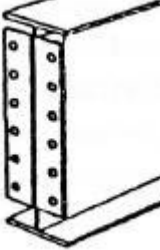
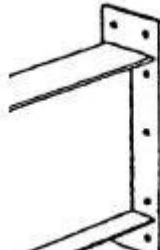
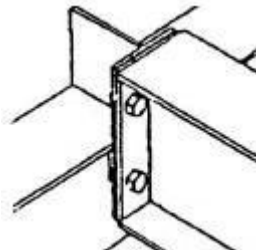
## 6.2 – Construção de um modelo 3D de uma estrutura metálica

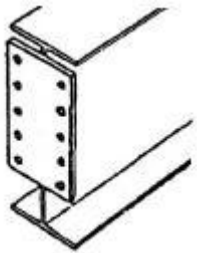
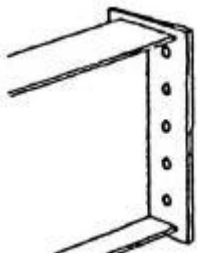
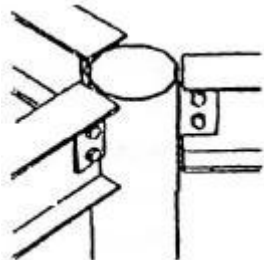
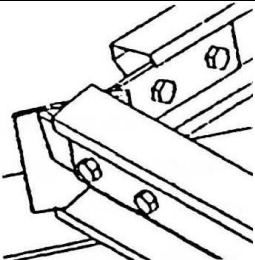
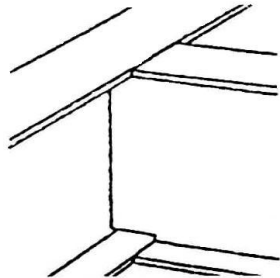
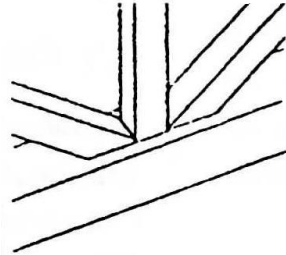
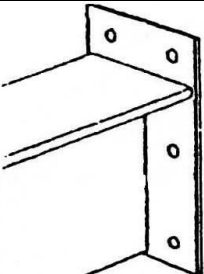
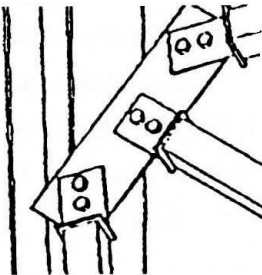
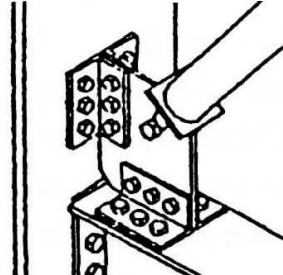
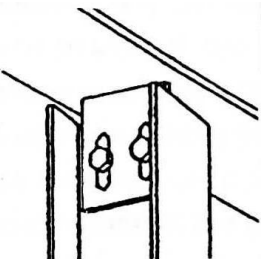
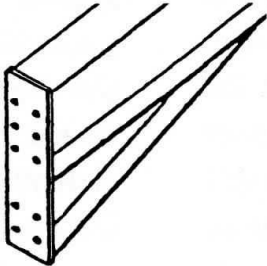
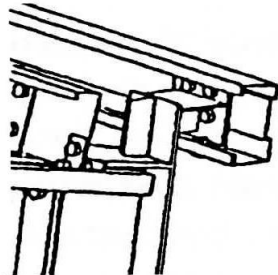
Todas as estruturas metálicas são criadas dentro de planos de referência verticais e horizontais (*grids*). O projetista loca as peças no modelo 3D, de acordo com o os desenhos fornecidos pelo arquiteto ou pelo engenheiro.

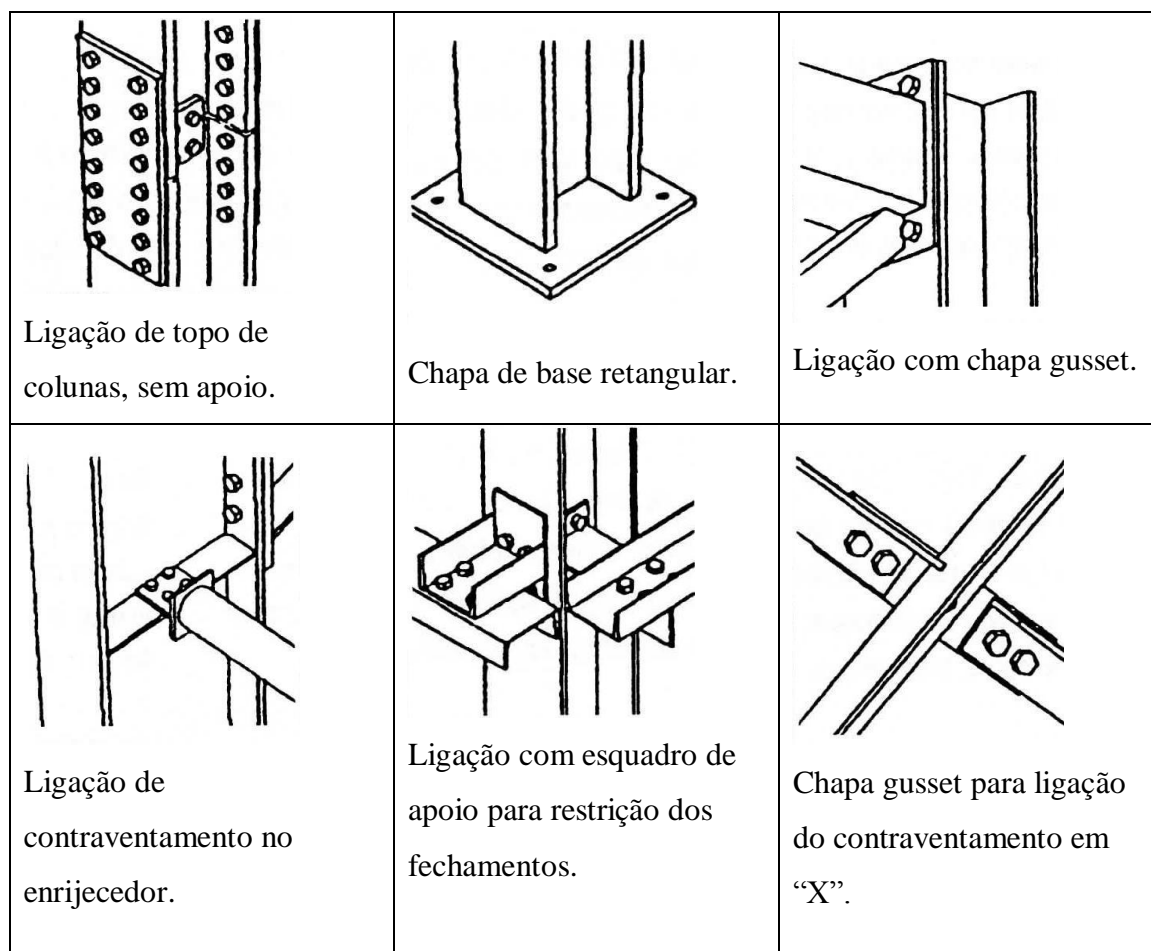
As dimensões dos principais elementos estruturais são normalmente determinadas por um engenheiro e as reações de apoio são fornecidas ao fabricante para o dimensionamento das ligações, quando for o responsável pelo dimensionamento. É comum o caso em que os elementos são cópias paralelas (modulação e estandardização) dispostas horizontalmente e/ou verticalmente para se adequar à arquitetura da edificação.

O projetista coloca na entrada de dados do modelo 3D, cada elemento estrutural, com suas dimensões corretas, cópias e reações de apoio. Softwares modernos podem modelar cada peça, se necessário, o que pode ser positivo para solucionar questões complexas e pontuais. A definição dos elementos principais é extremamente simples, similar ao desenho de uma linha.

Depois de estabelecido o layout da geometria da estrutura em aço, o desenhista deve selecionar os tipos de ligações que serão utilizadas. Os softwares de modelagem 3D devem possuir uma vasta biblioteca de tipos de ligações para padronização das mesmas, que usadas em construções de edifícios comerciais e industriais, etc. A biblioteca também deve conter ligações para produtos laminados a frio dos principais fabricantes. A figura 6.2 apresenta parte de uma biblioteca de ligações típicas para um software de modelagem 3D.

 <p>Ligação rígida com chapa de extremidade.</p>	 <p>Cantoneira de ligação.</p>	 <p>Ligação de topo com chapa aparafusada e tala de sobreposição.</p>
 <p>Ligação com mesas de seção I aparafusadas.</p>	 <p>Ligação com chapa gusset aparafusada.</p>	 <p>Ligação aparafusada de treliça em perfis I.</p>
 <p>Emenda de vigas com chapa de sobreposição aparafusada.</p>	 <p>Emenda de vigas com ângulo superior a 90°.</p>	 <p>Ligação de topo coluna-viga, com chapa de extremidade aparafusada.</p>
 <p>Ligação com chapa de apoio em dupla cantoneira.</p>	 <p>Ligação rígida com chapa estendida.</p>	 <p>Ligação com chapa de extremidade.</p>

 <p>Ligação com chapa de extremidade flexível.</p>	 <p>Ligação rígida com chapa de extremidade.</p>	 <p>Ligação com aletas.</p>
 <p>Ligações em beirais com aletas.</p>	 <p>Ligação rígida completamente soldada.</p>	 <p>Ligação soldada em treliças.</p>
 <p>Ligação com chapa de extremidade de conjuntos.</p>	 <p>Contraventamento com chapa gusset.</p>	 <p>Contraventamento com chapa gusset de canto.</p>
 <p>Espigão de empena na extremidade superior.</p>	 <p>Esquadro de reforço em ligações rígidas com chapa de extremidade.</p>	 <p>Ligação de vigas do beiral com coluna.</p>



**Figura 6.2: Biblioteca de ligações típicas. Fonte: Hayward e Weare, 2002.**

A biblioteca de ligações deve permitir que o projetista configure todos os parâmetros de qualquer tipo de ligação, para se adequar às preferências do fabricante e também do cliente. Um único parâmetro modificado em um tipo de ligação pode então ser aplicado a todas as diferentes configurações e dimensões dos elementos estruturais. A biblioteca deve ser capaz de armazenar uma vasta gama de ligações simples, que serão utilizadas pelo projetista após estabelecida a configuração geral da estrutura.

É essencial que o sistema de modelagem 3D possa incorporar facilidades de modelagem interativa. O termo “modelagem interativa” é usado para descrever o processo de construção de um detalhe a partir da modificação de parâmetros pré-existentes no software. Pode ser usado para modificar e aumentar uma ligação padrão existente na biblioteca, como criar novos elementos como chapas, parafusos e soldas, além de definir operações que ocorrerão nos elementos como, por exemplo, a criação de

aberturas e entalhes. O projetista deve ser capaz de criar e modificar facilmente qualquer tipo de detalhe que possa ser fabricado. Também deve ser possível salvar detalhes modificados como novos blocos na biblioteca do software, para que estes possam ser reutilizados em qualquer outro projeto. O sistema de modelagem 3D produz automaticamente arquivos de saída de dados (por exemplo, desenhos para plotagem) em qualquer fase da construção do modelo.

Muitos fabricantes determinam a seqüência de fabricação das peças em aço de acordo com o programa de montagem. É comum associar a fabricação do aço às limitações do carregamento máximo para transporte. Deve ser então planejar a produção em fases de acordo com o detalhamento para fabricação, lista de materiais e arquivo de interface com as máquinas ferramentas CNC, a partir do modelo 3D. Deve-se notar que o arquivo CNC não é, especificamente, o link direto com as máquinas ferramentas. De fato, é mais um caso de interface com os softwares de máquinas controladas numericamente (NC).

Em resumo o sistema de modelagem 3D deve ser capaz de produzir e revisar todas as seguintes e diferentes formas de produção:

- Detalhes de fabricação para todos os elementos, estruturas e ajustes;
- Modelos em tamanho real para chapas gusset;
- Arranjo geral da estrutura em plantas, elevações, seções, fundações e etc.;
- Diagrama de montagem com vistas ocultas de qualquer parte da estrutura;
- Lista de material da estrutura completa ou parcial, lista de parafusos, etc.
- arquivos de interface para máquinas ferramentas CNC – links diretos com todos os tipos de maquinário;
- Interface com o sistema de informações de administração (*Management Information Systems – MIS*), como setor de compras, controle de estoque, estimativas, gerenciamento da produção, contabilidade, banco de dados, etc.;
- Dimensionamento de ligações – para ligações padrão, de acordo com normas técnicas e publicações industriais permitidas.



Máquinas CNC de corte, de entalhe e de furação assim como máquinas de soldagem robotizadas terão suas informações derivadas das informações contidas no modelo 3D. O gerenciamento completo do projeto da estrutura em aço, fabricação e montagem está agora sendo administrado pelo sistema de gerenciamento de informações.

Os sistemas de modelagem 3D estão atualmente bem estabelecidos na indústria de estruturas metálicas. Fabricantes podem relacionar com seus fornecedores através dos links MIS derivados do sistema 3D. O projeto e o detalhamento de estruturas metálicas tem se tornado um processo cada vez mais integrado, com consultoria de engenheiros e projetistas que fornecem informações eletronicamente aos fabricantes, no lugar de fornecer desenhos gerais da estrutura. Entretanto, caso um modelo 3D tenha sido criado em algum escritório de engenharia, ele geralmente também existirá como modelo em algum outro software que permitirá a transferência das informações do 3D da estrutura em diferentes sistemas. O “arquivo neutro de detalhamento da estrutura de aço” (*Steelwork detailing neutral file – SDNF*) tem se tornado um padrão virtual para transferir a posição e tamanho dos principais elementos estruturais.

### **6.3 – Orientação do objeto**

Os sistemas CAD tradicionais, como o AutoCAD, não são atualmente apenas métodos simples de criação de linha e texto em um desenho, eles estão se tornando plataformas que habilitam aplicações de outros softwares em um modelo e manipulação de objetos de forma inteligente. O conceito de modelagem de um objeto é agora a definição de um objeto que está contido dentro do próprio objeto em criação, o software que cria o objeto, em primeiro lugar, entende o que ele é e o que os dados significam. A idéia é que diferentes pacotes de softwares possam acessar o objeto e interagir com diferentes aspectos do arquivo se necessário.

Por exemplo, os vários elementos de um sistema de modelagem de estruturas de aço entendem os conceitos do que uma peça de aço é, no sentido das dimensões da seção, a relevância do momento fletor e as reações de apoio nas ligações. Se uma peça de aço está em conflito com outra, como uma viga e uma coluna, ou se há alguma modificação

notada, então o sistema possui métodos para determinar que ação tomar. Para a criação de modelo a partir de componentes reais como vigas, colunas, lajes, etc., no qual o engenheiro pode aplicar carregamento e contraventamento, e posteriormente definir o tipo de ligação, o sistema irá determinar qual o grau apropriado de restrição dos apoios. Isto será relevante na interação de elementos estruturais e no dimensionamento da ligação.

#### **6.4 – Desenvolvimentos futuros**

A adoção difundida do CAD por todos os setores da indústria da construção em aço permitiu que desenhos fossem enviados eletronicamente de um escritório a outro. O desenho em CAD é lido em outro sistema, provavelmente usando extensão DXF, para ser utilizado como base para os desenhos subsequentes. A extensão DXF pode ser utilizada em arquivos 2D e 3D. É fato que na maioria das vezes o arquivo de CAD apresentado impresso em papel possui leitura mais fácil do que na versão digital.

Para que o engenheiro possa verificar e aprovar o trabalho do fabricante, ele ainda utiliza os desenhos de detalhes, desde que não tenha nenhuma forma de dispor do modelo do fabricante. Similarmente, se o cliente (contratante) deseja assegurar informações a um subcontratante, isto ocorrerá com desenhos impressos, ou melhor, com arquivos CAD. Vale lembrar que hoje os principais softwares de modelagem de estrutura metálica exportam arquivos do modelo em formato CAD (plantas e detalhes).

Quando o modelo é encaminhado a outros profissionais na cadeia de projeto, o arquivo inclui não somente as posições e dimensões dos elementos, mas também as cargas, critérios do dimensionamento de ligações e qualquer outra informação necessária que tenha sido necessária para a criação do modelo. É desejável que no futuro um arquivo não seja passado de uma companhia a outra, mas sim, ser arquivado centralmente, permitindo acesso por qualquer membro da equipe técnica. Este conceito já existe em softwares utilizados na construção civil, como o *Revit* da *Autodesk*, que inclusive avalia a compatibilidade entre os diversos tipos de projetos para uma edificação. O arquivo encontra-se armazenado na internet e qualquer modificação realizada em qualquer

lugar, por qualquer membro da equipe técnica, é armazenada e atualizada automaticamente, para acesso dos demais profissionais do corpo técnico, aplicando o conceito de engenharia simultânea. O software TEKLA Structures mencionado anteriormente apresenta tal conceito, embora suas ferramentas sejam ainda subutilizadas no mercado brasileiro.

Ainda existem muitos problemas com o fluxo de informações, os quais, ultimamente, geram desperdício de tempo e dinheiro para todos os envolvidos. O adequado uso da tecnologia de software e suas aplicações deveriam, em termos gerais, ser capaz de melhorar esta situação.

Existem diversas ferramentas computacionais para auxiliar os projetos de estruturas metálicas, entretanto, está surgindo uma nova forma de trabalho, o qual envolve uma aproximação integrada com a cadeia de suprimento de aço e outras disciplinas trabalhando juntas para gerar um modelo 3D de um edifício completo – novamente, conceito de engenharia simultânea aplicado à engenharia estrutural metálica. Projetistas que atuam com detalhes estão bem avançados no uso de modelos, mas existem várias ferramentas necessárias em outras partes da cadeia de suprimentos. Isso envolve os padrões de arquivos, para permitir o compartilhamento e transferência de informações junto com o desenvolvimento do processo, obtendo-se as vantagens completas derivadas da tecnologia emergente.

## **CAPÍTULO 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS**

---

## 7.1 – Considerações Finais

A criação dos detalhes de uma estrutura está diretamente relacionada com a solução estrutural escolhida. O sistema estrutural, o lançamento da estrutura e o sistema de estabilização adotado irão determinar, além da geometria das peças e da escolha dos materiais, as ligações entre os diversos elementos estruturais.

Para evitar deslocamentos devidos aos empenamentos e conseqüentes tensões nas extremidades de barras estruturais comprimidas deve – se priorizar os perfis em que o Centro de Gravidade (C.G.) seja coincidente com o Centro de Cisalhamento (C.C.).

Uma análise das tensões nas estruturas metálicas devido às variações de temperaturas deve ser feita por análise numérica avançada (MEF) sempre que possível para prever colocações adequadas de enrijecedores ou prever desimpedimentos aos deslocamentos ou deformações.

Deve – se avaliar para cada caso as reais necessidades de colocações de enrijecedores em regiões de concentrações de tensões principalmente em ligações rígidas e onde atuam – se cargas concentradas em vigas.

Os projetistas detalhistas das estruturas metálicas devem se orientar preliminarmente pelos eixos longitudinais que passam pelos Centros de Gravidade de cada perfil dos elementos estruturais que compõem as estruturas metálicas. Estes eixos devem sempre terminar em um ponto final definido como ponto de trabalho (PT).

As ações externas que atuam nas estruturas metálicas sejam verticais ou horizontais vão ser transformadas em esforços internos nas barras da estrutura e estes caminharão segundo os eixos de gravidades dos perfis metálicos, sejam vigas, colunas ou barras inclinadas ou verticais de sistemas em treliças

Os projetistas de estruturas metálicas devem observar nos sistemas estruturais que possuam baixa rigidez horizontal e prever os contraventamentos horizontais para

resolver ou minimizar os problemas de deslocamentos excessivos horizontais ou promover a estabilidade do conjunto.

As ligações entre elementos estruturais são os principais itens a serem detalhados em um projeto de estrutura metálica (além de possíveis emendas de elementos e regiões de interface entre materiais diferentes). O detalhamento ocorre após a especificação de toda a estrutura por engenheiro calculista e, se realizado de forma correta, permite agilidade e economia na fabricação e montagem da estrutura (e conseqüente economia).

A ausência ou o detalhamento insuficiente da estrutura poderia evitar, dentre outros problemas, as patologias, que poderiam ser evitadas ainda na etapa de projeto. O custo com a manutenção de estruturas poderia ser amplamente reduzido, com soluções simples.

Deve-se notar que o custo com os elementos materiais (perfis em aço, parafusos, solda, pintura, etc.) é significativo, mas são consideravelmente menores se comparados à sua execução. Isto ocorre porque a economia de uma estrutura em aço depende em grande parte dos detalhes da estrutura em aço, os quais devem ser de fácil execução e montagem (conseqüentemente mais econômicos). O mínimo gasto com material é importante e seus projetos (dimensionamento) devem ser eficientes, mas, o mais relevante é a correta seleção do tipo de estrutura e os detalhes para fabricação. O uso de métodos automatizados para fabricação permite economias no custo global da estrutura de aço, mas isto só pode ser plenamente obtido se os detalhes utilizados permitem tolerâncias, tendo em vista que procedimentos de retificação de consumo são evitados em campo. Se há atraso na execução da estrutura, penalidades contratuais afetam a economia da estrutura em longo prazo.

O mercado da construção metálica no Brasil possui crescente demanda de profissionais aptos a desenvolverem projeto de detalhamento para fabricação. Embora haja procura por profissionais capacitados, verifica-se pouca informação difundida sobre o assunto e de difícil acesso.

Os escritórios de engenharia que prestam serviço de detalhamento às fabricas de estruturas metálicas não utilizam uma metodologia própria de detalhamento, tendo que recorrer aos guias de procedimentos para detalhamento de fabricação fornecidos por cada empresa. Tal fato dificulta a padronização do serviço realizado, o que acarreta em gastos desnecessários de tempo, além da dificuldade de recrutar mão-de-obra, pois, se o escritório presta serviço a seis empresas fabricantes, o novo funcionário terá que assimilar seis diferentes guias de procedimentos para realização dos desenhos de detalhamento.

Como a ABNT ainda não possui um manual de detalhamento ou um guia de procedimentos para fabricação de estrutura metálica que levasse a uma padronização, seria interessante, por parte dos profissionais e dos pesquisadores defender tal idéia. A padronização na representação dos projetos acelera o tempo despendido com a realização da tarefa e permite maior controle de qualidade nas etapas de fabricação e na montagem, tanto por parte dos clientes, dos profissionais contratados e dos fabricantes.

A vigência de uma norma, específica para execução de estruturas metálicas e mistas, seria de extrema importância à padronização dos procedimentos de fabricação e montagem e, conseqüentemente, padronização do detalhamento da estrutura. Dessa forma, existiriam dois ganhos imediatos: o primeiro seria a democratização ao acesso de informações por parte dos profissionais, que teriam a norma como um norte, pois, quaisquer manuais e guias de procedimentos elaborados no Brasil, posteriormente à publicação da mesma, deveriam necessariamente ser coerentes com o estabelecido pela norma; e o segundo ganho seria a possibilidade real de avaliação dos fabricantes ainda na fase de contratação, pois, haveria um padrão de projeto e execução de estruturas metálicas, o que classificaria as diversas empresas atuantes no mercado, evitando que empresas pouco qualificadas para realizar a execução e montagem de estruturas em aço, por exemplo, ganhassem licitação por menor preço e produzissem estruturas com defeitos nas peças e na montagem, “corrigidos” de forma inadequada no próprio canteiro de obras.

Existem no mercado diversas ferramentas computacionais, softwares, que permitem agilizar o processo de detalhamento. O uso descontrolado desses recursos por profissionais não capacitados a atuar na área de estruturas metálicas pode banalizar normas técnicas e leis físicas levando ao comprometimento da segurança estrutural ou simplesmente ao prejuízo com perda de peças.

A utilização de softwares como ferramentas de auxílio para o detalhamento apresenta vantagens como padronização dos desenhos (num mesmo projeto), ganho de tempo com os recursos de geração automática de detalhes e croquis de fabricação e com a comunicação direta com as máquinas CNC, evitando que o setor de projetos do fabricante tenha que realizar a compatibilização dos arquivos (o que poderia gerar algum erro, além do maior gasto de tempo). Porém, depois de realizados todos os desenhos e devido à padronização específica de algum fabricante, para alguns casos se faz necessário corrigir cada desenho a fim de que se adequem ao guia de procedimentos, tarefa esta onerosa e desnecessária. O ideal é que se possa utilizar a padronização estabelecida pelo software, ou melhor, uma padronização estabelecida pela Associação Brasileira de Normas Técnicas. A tendência mundial é a popularização dos sistemas automatizados CNC para as construções industrializadas e a conseqüente popularização dos equipamentos com a queda dos custos.

Os softwares CAD (conhecidos pelo senso comum como o AutoCAD e similares) ainda continuam sendo utilizados para a representação de detalhes de estruturas metálicas, porém, é crescente sua substituição por softwares de modelagem nacionais e principalmente importados. Essa substituição é estimulada pelos próprios fabricantes de estruturas metálicas que vêem assim uma tentativa de padronização dos desenhos (informações), principalmente dos croquis de fabricação, e da diminuição de erros, evitando prejuízos desnecessários.

Apesar da dificuldade de acesso ao treinamento dos softwares, funcionários que possuem esse conhecimento são valorizados dentro das empresas onde trabalham e para os novos projetistas é um pré-requisito para um bom emprego no setor.



A boa aceitação desses softwares pelo mercado e o incentivo de seu uso por parte dos fabricantes está relacionado ao ganho de tempo e a redução de erros que seus recursos permitem, tornando-os uma importante ferramenta computacional para a engenharia estrutural moderna. Porém, a disseminação incontrolada de suas ferramentas pode levar ao surgimento de um contingente de “detalhistas automáticos” no mercado, não capacitados a compreenderem todo o processo de uma construção metálica e não aptos a identificar um erro que pode ser levado até a fabricação, ocasionando prejuízo.

## **7.2 – Sugestões de pesquisas futuras**

- Estudo das normas de execução de estruturas metálicas nos Estados Unidos, Europa e demais países de relevância e do processo de execução de estruturas metálicas no Brasil, a fim de se propor diretrizes para a elaboração de uma norma brasileira coerente com a situação do país.
- Proposta acadêmica de ensino de projeto de edificações estruturadas em aço em cursos de graduação de arquitetura, para criar profissionais aptos a usufruírem das vantagens da utilização do aço como material estrutural, vantagens estas amplamente obtidas no processo de elaboração de projetos ainda na fase de projeto arquitetônico (fim da “adequação” de projetos concebidos em concreto para construções executadas em aço).
- Estudo do processo de modelagem de estruturas metálicas para elaboração dos projetos e conseqüente avaliação da mudança do fluxo da cadeia de projeto.
- Elaboração de software nacional de modelagem de estruturas metálicas com plataforma gráfica competitiva com internacionais, com ferramentas de avaliação de interferências entre perfis e peças acessórios na estrutura e com comunicação direta com máquinas ferramentas CNC.

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

---

ARAÚJO, Ernani Carlos de. **Elementos de Aço I**. Apostila de apoio à disciplina homônima do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Construção Metálica da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2007.

AISC. **Detailing for Steel Structures**. USA: American Institute of Steel Construction, Inc. 2002.

AISC (1999). **Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings**. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, December, 1999.

AISC. **Steel: A Guide for Architects**. USA: American Institute of Steel Construction, Inc. 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL (ABECE). **Manual de escopo de projetos e serviços de estrutura**. São Paulo, 2007. Disponível em: <[www.manuaisdeescopo.com.br](http://www.manuaisdeescopo.com.br)>. Acesso em: 17/08/2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5884: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico**. Rio de Janeiro. ABNT, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Cargas Para o Cálculo de Estruturas de Edificações**. Rio de Janeiro. ABNT, 1980.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – Procedimento**. Rio de Janeiro. ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e Segurança Nas Estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro. ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR-8800: Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro. ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR-10067: Princípios de representação em desenho técnico.** Rio de Janeiro. ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR-10126: Cotagem em desenho técnico.** Rio de Janeiro. ABNT, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR- 14323: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio.** Rio de Janeiro. ABNT, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR- 14611: Desenho técnico – Representação simplificada de estruturas metálicas.** Rio de Janeiro. ABNT, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR- 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento.** Rio de Janeiro. ABNT, 2001.

BAIÃO, O. T. **A importância dos projetos na viabilidade de estruturas metálicas.** In: I SEMINÁRIO INTERNACIONAL “O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL”.1998. Belo Horizonte. Anais eletrônicos. Belo Horizonte: Sociedade Mineira de Engenheiros/ AMICEM. [CD-ROM].

BAUERMANN, M. **Investigação sobre o processo de projeto em edifícios de andares múltiplos de aço.** 2002. 269 p. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2002.

CAIADO, Kneipp de Figueiredo. **Estudo e concepção de edifícios em módulos pré-fabricados em aço.** 2005. 132 p. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

CASTRO, E.M.C. **Patologia dos edifícios em estrutura metálica.** 1999. 202 p. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1999.

DIAS, Luís A. M., **Estruturas de Aço – Conceitos, Técnicas e Linguagem**. São Paulo, Editora Zigurate, 2002;

DONIZETTI, Geraldo. **Elementos de Aço II**. Apostila de apoio à disciplina homônima do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Construção Metálica da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2007.

Eletrodos Star. **Material de apoio**. 2006. 12p. Disponível em [http://www.eletrodosstar.com.br/pdf/material\\_de\\_apoio\\_Eletrodos\\_Star.pdf](http://www.eletrodosstar.com.br/pdf/material_de_apoio_Eletrodos_Star.pdf). Acesso em 22/05/2009.

ENGEL, Heinrich. **Sistemas de Estructuras**. Madrid. H. Blume Ediciones, 1978.

FARIA, R. Construção integrada. **Revista Técnica**. nº127. 3 p. Disponível em: <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/127/artigo64516-1.asp>. Acesso em 16 de abril de 2008.

FONSECA, A. **Curso de Mecânica Estática**. Vol. II. Rio de Janeiro. Editora Livro Técnico, 1972.

GERDAU AÇOMINAS. **Catálogo de Perfis**. Disponível em: [WWW.gerdauacominas.com.br/perfis](http://WWW.gerdauacominas.com.br/perfis). Acesso em 30 de maio de 2008.

GESCHWINDNER, Louis F.; BJORHOVDE, Reidar; DISQUE Robert O. **Load and Resistance Factor Design of Steel Structures**. USA. Prentice Hall, 1994.

HAYWARD, Alan; WEARE, Frank. **Steel Detailers' Manual**. 2ª edição. Editado por Anthony C. Oakhill. Malden. Blackwell Publishing, 2002.

HART F.; HENN W.; SONTAG H. **El atlas de la construcción metálica: Casas de pisos**. Barcelona. Editorial Gustavo Gili, 1976.

JARDIM, G. T. C; SEQUEIRA, M. **Sistemas Estruturais**. Trabalho Acadêmico. Curso Pós-Graduação “Lato Sensu” Arquitetura em Estruturas Metálicas. CEACOM, 2005.

KARLSEN, G. G. **Woden Structures**. Moscow. Traslated from the Russian by W.L. Goodman. Mir Publishers, 1967.

LOPES, João Marcos; BOGÉA, Marta; REBELLO Yopanan. **Arquiteturas da Engenharia ou Engenharias da Arquitetura**. São Paulo. Mandarim, 2006;

MANCINI, Luciana Cotta. **Pré-dimensionamento de estruturas metálicas em fase de concepção arquitetônica**. 2003. 240 p. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 2003.  
MESEGUER, Álvaro Garcia. **Controle e garantia da qualidade da construção**. Trad. por Antônio Carmona Filho, Paulo Roberto do Lago e Roberto José Falcão Bauer. São Paulo. Sinduscon-SP:1991. 180p.

Ministério da Indústria e do Comércio. **Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas**. Volume 1. Brasília: Graphilivros Editores Ltda. 1989. 416p.

MORAES, F. R. de. **Uma contribuição ao estudo do processo de projeto de empreendimentos em construção metálica – uma visão segundo a nova filosofia de produção**. 2000. 244 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2000.

MUKHANOV, K. **Estruturas Metálicas**. Moscou. Editora: MIR,1980.

NEUFERT, Ernst. **Arte de projetar em arquitetura**. 12ª edição. São Paulo: Editorial Gustavo Gili Brasil, 1997.

NEVES, I. C. **Segurança Contra Incêndio em Edifícios - Fundamentos**. Lisboa. Instituto Superior Técnico - Departamento de Engenharia Civil. 1994. (Apostila).

NOVAES, C.C. **Diretrizes para garantia da qualidade do projeto na produção de edifícios habitacionais**. 1996. 389p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. 1996. apud.

PANONNI, Fábio Domingos. **Projeto e durabilidade**. Série Manual de Construção em Aço. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2009.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michele. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. Rio de Janeiro. LTC Editora, 1995. 307p.

PINHO, F. O.; PENNA, F. **Viabilidade Econômica**. Série Manual de Construção em Aço. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2008.

PRAVIA, Z. M. C., BETINELLI, E. A. Conceito e estudos de casos de falhas em estruturas metálicas. **Construção Metálica**. São Paulo. n.35. p. 56-61.1998.

PROTUBO. **Curvamento por indução eletromagnética**. (Catálogo). Disponível em [www.protubo.com.br](http://www.protubo.com.br). Acesso em 9/06/2007.

RAAD Jr, A. A. **Diretrizes para fabricação e montagem das estruturas metálicas**. 1999. 218 p. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1999.

REBELLO, Yopannan Conrado Pereira. **Concepção estrutural e arquitetura**. São Paulo: Editora Zigurate. 2000.

RIBEIRO, Luiz Fernando Loureiro. **Projeto de edificações estruturadas em aço: Elementos e arranjos em perfis tubulares - Ligações**. Material didático de curso para Vallourec & Mannesmann Tubes. São Paulo, 2003. (Apostila).

ROBINSON, CLIVE. Integrated IT Systems for Structural Engineering. **New steel Construction**. Westminster, Inglaterra : British Constructional Steelwork Association. vol 8 n°4. 2007.

ROKACH, A.J. **Structural steel design** (Load and Resistance Factor Method). Schaum's outline series. McGraw-Hill, Inc, 1991.

SAMBLANCAT, V. C. **Calculo de estruturas de acero**. Madri: 1 Teoria,1978.

SANTOS, Arthur Ferreira dos. **Estruturas Metálicas: Projeto e detalhes para fabricação**. 3ª Edição. 1977. São Paulo: McGraw-Hill Inc. 1977

SANTOS, Pedrosvaldo Caram. **Arquitetura em aço, uma abordagem para elaboração**

de projetos. **Cad. Revista Arquitetura e Urbanismo**. Belo Horizonte. n.4, p. 191-216, maio 1996.

SILVA, E. C. N. CAD/CAE/CAM. **Revista Mecatrônica Atual**. n°1: 38-47.2001.

SMITH, B.S.; COULL, A. **Tall Buildings Structures: Analysis and Design**. Canadá: John Wiley & Sons, 1991.

STARLING, C. M. D. **Estrutura e propriedades mecânicas durante e após incêndio da solda de aços resistentes ao fogo para a construção civil**. 2000. 269 p. Tese (Doutorado em Engenharia Metalúrgica). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Belo Horizonte. Belo Horizonte, 2000.

STAMATO, M.C. **Associação contínua de contraventamento**. São Carlos: EDUSP, 1986.

SUSSEKIND, J.C. **Curso de Análise Estrutural**. Vol. 2. São Paulo: Editora Globo, 1979.

TARANATH, B.S. **Structural analysis and design of tall buildings**. Sigapore: McGraw-Hill Book Company, 1988.

TEIXEIRA, R.B. **Análise da gestão do processo de projeto estrutural de construções metálicas**. 2007. 248 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

TUNOUTI, F., NOVAES, C. C. **Aplicabilidade dos instrumentos de garantia da qualidade do projeto nas edificações com sistema estrutural em aço**. In: WORKSHOP BRASILEIRO DE GESTÃO DO PROCESSO DE PROJETO NA CONSTRUÇÃO DE EDIFÍCIOS, 4, 2004. Belo Horizonte. Anais. p 1-6.

**Pei Cobb Freed & Partners Architects LL**. Disponível em: <http://www.pcfandp.com/a/p/8220/s.html> .Acesso em 5 de outubro de 2007.

TREIBER, Marcos Xixa; BEZERRA, Silvio Ferreira; COSTA, Jailton J. S.; BAHIA, João; GIMENEZ Jr, Luiz. **Tipos de chanfros para juntas soldadas**. Disponível em: [www.infosolda.com.br/nucleo/downloads/ep.pdf](http://www.infosolda.com.br/nucleo/downloads/ep.pdf). Acesso em 27 de julho de 2009.

Wikipedia enciclopédia virtual. **St Mary Axe**. Disponível em [http://en.wikipedia.org/wiki/30\\_St\\_Mary\\_Axe](http://en.wikipedia.org/wiki/30_St_Mary_Axe). Acesso em 15 de outubro de 2007.

ZAYAT, Kamel A. **Steel Detailing in CAD format**. USA: John Wiley & Sons Inc. 1957.

[www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br). Acesso em 22/05/2009.



## ANEXO I – Tabelas de Pré-dimensionamento de Vigas e Colunas

### I.I - Pré-dimensionamento de vigas

O conjunto de tabelas A.1 a A.6 (conforme nomenclatura da fonte) apresenta possibilidades de pré-dimensionamento de vigas em função do vão escolhido, para os critérios de projeto a seguir:

- Cargas constantes incluindo peso próprio do sistema (laje + aço)
- Carregamento sobreposto = 25 psf (divisórias + MEP)
- Cargas uniformemente distribuídas sobre a área do vão
- Camada de concreto leve superior com espessura de 3 <sup>1</sup>/<sub>4</sub> polegadas
- Deck de metal composto de 2 polegadas
- Tensão de escoamento = 50 ksi
- Resistência do concreto de 3 ksi
- 2 horas de resistência ao fogo.

Observação: As tabelas abaixo trazem as siglas de perfil conforme utilizado nos EUA. O fabricante de perfis laminados no Brasil, a empresa GERDAU AÇOMINAS, fornece perfis I e H laminados, com abas paralelas, com bitolas variando de 150 mm a 610 mm (6 a 24 polegadas). Nas tabelas, os perfis listados variam de W10 a W40, significa que a altura do perfil varia, em média, de 10 a 40 polegadas ( 254 a 1016 mm).

**Tabela A.1: Tamanhos de vigas secundárias**

Sobrecarga (psf)	Vão B1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W10-W16	W14-W16	W16-W21	W18-W21	W21-W27	Escritórios
<b>100</b>	W12-W16	W14-W18	W16-W24	W18-W24	W21-W27	Assembléias
<b>150</b>	W14-W18	W18-W21	W18-W24	W21-W27	W24-W30	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.2: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 20' (6,1 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W16-W18	W18-W21	W21-W24	W24-W27	W24-W27	Escritórios
<b>100</b>	W18-W21	W21-W24	W24-W27	W24-W30	W27-W30	Assembléias
<b>150</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W27	W24-W30	W30-W33	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.3: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 25' (7,6 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W16-W18	W16-W18	W18-W24	W21-W27	W24-W30	Escritórios
<b>100</b>	W18-W21	W21-W24	W21-W27	W24-W30	W27-W33	Assembléias
<b>150</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W27	W30-W33	W30-W33	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.4: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 30' (9,1 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W16-W21	W18-W21	W18-W24	W24-W30	W27-W30	Escritórios
<b>100</b>	W18-W21	W21-W24	W21-W27	W27-W30	W30-W33	Assembléias
<b>150</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W27	W30-W33	W33-W36	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.5: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 35' (10,6 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W18-W21	W21-W24	W24-W27	W24-W27	W27-W30	Escritórios
<b>100</b>	W21-W24	W24-W27	W24-W30	W24-W30	W30-W33	Assembléias
<b>150</b>	W14-W18	W18-W21	W18-W24	W21-W27	W27-W30	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.6: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 40' (12,2 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W27	W24-W27	W27-W33	Escritórios
<b>100</b>	W24-W27	W24-W27	W24-W27	W27-W30	W30-W33	Assembléias
<b>150</b>	W21-W24	W24-W27	W24-W27	W30-W36	W33-W36	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

O conjunto de tabelas ou tabelas A.7 a A.12 (conforme nomenclatura da fonte) apresenta possibilidades de pré-dimensionamento de vigas em função do vão escolhido, para os critérios de projeto a seguir:

- Cargas constantes incluindo peso próprio do sistema (laje + aço)
- Carregamento sobreposto = 25 psf (divisórias + MEP)
- Cargas uniformemente distribuídas sobre a área do vão
- Camada de concreto leve superior com espessura de 4 <sup>1</sup>/<sub>4</sub> polegadas
- Deck de metal composto de 2 polegadas
- Tensão de escoamento = 50 ksi
- Resistência do concreto de 3 ksi; - 2 horas de resistência ao fogo.

**Tabela A.7: Tamanhos de vigas secundárias.**

Sobrecarga (psf)	Vão B1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W12-W16	W16-W21	W18-W24	W21-W24	W24-W27	Escritórios
<b>100</b>	W14-W16	W16-W21	W18-W24	W21-W27	W27-W30	Assembléias
<b>150</b>	W14-W18	W16-W18	W21-W24	W24-W30	W27-W33	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.8: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 20' (6,1 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W16-W18	W18-W21	W21-W24	W24-W27	W24-W27	Escritórios
<b>100</b>	W18-W21	W21-W24	W24-W27	W24-W30	W27-W30	Assembléias
<b>150</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W27	W24-W30	W30-W33	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.9: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 25' (7,6 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W16-W18	W21-W24	W24-W27	W27-W30	W27-W33	Escritórios
<b>100</b>	W16-W21	W18-W24	W21-W30	W27-W30	W30-W33	Assembléias
<b>150</b>	W18-W24	W21-W24	W24-W27	W27-W30	W30-W36	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.10: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 30' (9,1 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W16-W21	W18-W24	W21-W24	W24-W27	W27-W30	Escritórios
<b>100</b>	W18-W24	W21-W27	W21-W24	W24-W30	W24-W33	Assembléias
<b>150</b>	W18-W24	W24-W30	W27-W33	W27-W33	W30-W36	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.11: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 35' (10,6 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W18-W24	W21-W24	W21-W27	W24-W30	W27-W33	Escritórios
<b>100</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W27	W27-W30	W30-W36	Assembléias
<b>150</b>	W21-W24	W24-W27	W27-W33	W30-W36	W33-W36	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.12: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 40' (12,2 m)..**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W27	W27-W30	W27-W36	Escritórios
<b>100</b>	W24-W27	W24-W30	W27-W30	W27-W36	W33-W36	Assembléias
<b>150</b>	W24-W27	W24-W30	W27-W33	W30-W36	W33-W40	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

O conjunto de tabelas A.13 a A.18 apresentam possibilidades de pré-dimensionamento de vigas em função do vão escolhido, para os critérios de projeto a seguir:

- Cargas constantes incluindo peso próprio do sistema (laje + aço)
- Carregamento sobreposto = 25 psf (divisórias + MEP)

- Cargas uniformemente distribuídas sobre a área do vão
- Camada de concreto leve superior com espessura de 4 <sup>1</sup>/<sub>4</sub> polegadas
- Deck misto de 2 polegadas
- Tensão de escoamento = 50 ksi
- Resistência do concreto de 3 ksi
- 3 horas de resistência ao fogo.

**Tabela A.13: Tamanhos de vigas secundárias.**

Sobrecarga (psf)	Vão B1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W10-W16	W14-W16	W16-W21	W18-W21	W21-W27	Escritórios
<b>100</b>	W12-W16	W14-W18	W16-W24	W21-W24	W21-W27	Assembléias
<b>150</b>	W14-W16	W16-W21	W18-W24	W21-W27	W24-W30	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.14: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 20' (6,1 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W16-W18	W18-W21	W21-W24	W21-W24	W24-W30	Escritórios
<b>100</b>	W16-W18	W18-W21	W21-W24	W24-W27	W24-W30	Assembléias
<b>150</b>	W16-W21	W18-W21	W21-W24	W24-W27	W27-W33	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.15: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 25' (7,6 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W16-W18	W16-W21	W21-W24	W21-W27	W24-W27	Escritórios
<b>100</b>	W18-W21	W18-W24	W21-W24	W24-W30	W24-W30	Assembléias
<b>150</b>	W18-W21	W21-W24	W24-W30	W27-W33	W30-W36	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.16: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 30' (9,1 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W18-W21	W18-W24	W21-W24	W24-W27	W27-W30	Escritórios
<b>100</b>	W18-W21	W21-W24	W21-W30	W24-W33	W27-W36	Assembléias
<b>150</b>	W21-W24	W24-W30	W24-W33	W27-W33	W30-W36	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.17: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 35' (10,6 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W18-W24	W21-W24	W24-W27	W24-W30	W27-W30	Escritórios
<b>100</b>	W21-W24	W21-W27	W24-W30	W27-W33	W30-W36	Assembléias
<b>150</b>	W24-W27	W24-W30	W27-W30	W27-W33	W30-W36	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.18: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 40' (12,2 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1					Classificação
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)	
<b>50</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W30	W27-W30	W30-W33	Escritórios
<b>100</b>	W24-W27	W24-W30	W24-W30	W27-W33	W30-W36	Assembléias
<b>150</b>	W27-W30	W27-W30	W27-W33	W30-W36	W33-W40	Depósitos

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

O conjunto de tabelas A.19 a A.24 ou tabelas D a D40 (conforme nomenclatura da fonte) apresenta possibilidades de pré-dimensionamento de vigas em função do vão escolhido, para os critérios de projeto a seguir:

- Cargas constantes incluindo peso próprio do sistema (laje + aço)
- Carregamento sobreposto = 20 psf (sistema de cobertura + MEP)
- Cargas uniformemente distribuídas sobre a área do vão
- Camada de concreto leve superior com espessura de 4 <sup>1</sup>/<sub>4</sub> polegadas
- Deck de metal da cobertura de 1 <sup>1</sup>/<sub>2</sub> polegadas
- Tensão de escoamento = 50 ksi

**Tabela A.19: Tamanhos de vigas secundárias.**

Sobrecarga (psf)	Vão B1				
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)
<b>50</b>	W12-W16	W12-W16	W14-W18	W16-W21	W18-W24
<b>100</b>	W12-W16	W14-W16	W16-W21	W18-W24	W21-W24
<b>150</b>	W14-W16	W16-W21	W18-W21	W21-W24	W21-W27

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.



**Tabela A.20: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 20' (6,1 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1				
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)
<b>50</b>	W16-W18	W16-W18	W18-W24	W21-W27	W24-W27
<b>100</b>	W16-W18	W16-W21	W18-W24	W21-W27	W24-W30
<b>150</b>	W18-W21	W18-W24	W21-W24	W24-W27	W24-W30

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.21: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 25' (7,6 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1				
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)
<b>50</b>	W16-W18	W16-W21	W21-W24	W21-W24	W24-W27
<b>100</b>	W18-W21	W18-W21	W21-W24	W21-W27	W24-W30
<b>150</b>	W18-W21	W18-W24	W21-W24	W24-W30	W27-W33

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.22: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 30' (9,1 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1				
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)
<b>50</b>	W18-W21	W18-W24	W21-W24	W24-W27	W24-W30
<b>100</b>	W18-W21	W21-W24	W21-W30	W24-W30	W27-W33
<b>150</b>	W18-W21	W21-W27	W24-W30	W27-W30	W27-W33

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.23: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 35' (10,6 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1				
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)
<b>50</b>	W18-W24	W21-W24	W24-W27	W24-W30	W27-W30
<b>100</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W30	W24-W30	W30-W33
<b>150</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W30	W27-W33	W30-W36

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

**Tabela A.24: Tamanhos de vigas principais para vãos de secundárias de 40' (12,2 m).**

Sobrecarga (psf)	Vão G1				
	20' (6,1 m)	25' (7,6 m)	30' (9,1 m)	35' (10,6 m)	40' (12,2 m)
<b>50</b>	W21-W24	W21-W24	W24-W27	W27-W30	W27-W33
<b>100</b>	W21-W24	W24-W27	W24-W30	W27-W33	W30-W33
<b>150</b>	W24	W24-W30	W27-W30	W27-W33	W30-W36

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

## I.II - Pré-dimensionamento de colunas

As tabelas de dimensionamento das colunas interiores se baseiam nos seguintes parâmetros:

- “Load and Resistance Factor Design Specification, AISC, 1999”
- Cargas constantes e cargas móveis foram uniformemente distribuídas ao longo da área do vão.
- A carga móvel total foi aplicada em todo o vão, nenhuma redução dessas cargas foi levada em conta.
- Altura máxima do pé direito foi de 4,57 m.
- Todas as ligações nas colunas foram consideradas ligações “simples” – não foi considerada nenhuma transferência de momento das vigas para as colunas.

- o peso Normal do concreto, em unidade usado no dimensionamento foi de 145 pcf; para concretos leves utilizou-se 110 pcf.
- A carga móvel de cobertura máxima foi de 40 psf para todas as colunas.
- 35 ksi de escoamento do aço foi usado para colunas em perfil tubular.
- 46 ksi de escoamento do aço foi usado para colunas em perfis de seções vazadas.
- 50 ksi de escoamento do aço foi usado para colunas em perfis laminados.
- Somente perfis de seções vazadas quadradas foram utilizados nas tabelas.
- Foram tabeladas dimensões atuais. O envolvimento de um engenheiro estrutural qualificado pode determinar seções reais para qualquer projeto, específico para qualquer condição de carregamento.

A tabela A.25 (ou Tabela F1, conforme denominação do Autor) apresentada abaixo, segue os parâmetros:

- Camada de concreto leve de 3 ¼ polegadas
- Deck de metal de 2 polegadas
- Carga móvel do piso = 50 psf
- Carga móvel da cobertura = 40 psf

**Tabela A.25: Dimensões típicas de seções de colunas internas (alt. x larg. da aba - em polegadas).**

Vão (metros)	Número de Pavimentos					
	1	2	3	4	5	6
6 x 6	4 x 4	6 x 6	10 x 10	12 x 10	14 x 10	14 ¼ x 10 ¼
6 x 7,5	4 x 4	8 x 8	10 x 10	12 x 10	14 x 10	14 ¼ x 10 ¼
6 x 9	5 x 5	8 x 8	10 x 10	12 x 10	14 x 10	14 ¼ x 10 ¼
6 x 10,5	5 x 5	10 x 8	10 ¼ x 10	12 ¼ x 12	14 ¼ x 10 ¼	14 x 14 ½
6 x 12	6 x 6	10 x 8	10 ¼ x 10	12 ¼ x 12	14 ¼ x 10 ¼	14 x 14 ½
7,5 x 7,5	4 x 4	7 x 7	10 x 10	12 x 10	14 ¼ x 10 ¼	14 ¼ x 10 ¼
7,5 x 9	5 x 5	7 x 7	10 ¼ x 10	12 ¼ x 12	14 ¼ x 10 ¼	14 x 14 ½
7,5 x 10,5	5 x 5	8 ½ x 8 ½	12 ¼ x 10	12 ¼ x 12 ¼	14 x 14 ½	14 ¼ x 14 ¾
7,5 x 12	5 x 5	8 ½ x 8 ½	12 ¼ x 10	12 ¼ x 12 ¼	14 x 14 ½	14 ¼ x 14 ¾
9 x 9	5 x 5	8 ½ x 8 ½	12 ¼ x 10	12 ¼ x 12 ¼	14 x 14 ½	14 ¼ x 14 ¾
9 x 10,5	5 x 5	8 ½ x 8 ½	12 ¼ x 12	14 x 14 ½	14 ¼ x 14 ¾	14 ½ x 14 ¾
9 x 12	5 x 5	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	14 x 14 ½	14 ¼ x 14 ¾	14 ½ x 14 ¾
10,5 x 10,5	6 x 6	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	14 x 14 ½	14 ¼ x 14 ¾	14 ½ x 14 ¾
10,5 x 12	6 x 6	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12 ¼	14 ¼ x 14 ¾	14 ½ x 14 ¾	15 x 15 ¾
12 x 12	8 x 8	12 ¼ x 10	12 ¼ x 12 ¼	14 ¼ x 14 ¾	14 ½ x 14 ¾	15 x 15 ¾

**Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.**

A tabela A.26 (Tabela F2, conforme denominação do Autor) apresentada os parâmetros:

- Camada de concreto leve de 3 ¼ polegadas
- Deck de metal de 2 polegadas
- Carga móvel do piso = 100 psf
- Carga móvel da cobertura = 40 psf

**Tabela A.26: Dimensões típicas de seções de colunas internas (altura x largura da aba - em polegadas).**

Vão (metros)	Número de Pavimentos					
	1	2	3	4	5	6
6 x 6	4 x 4	6 x 6	10 x 10	12 ¼ x 12	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
6 x 7,5	4 x 4	6 x 6	10 x 10	12 ¼ x 12	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
6 x 9	5 x 5	8 x 8	10 x 10	12 ¼ x 12	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
6 x 10,5	5 x 5	8 x 8	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	12 ¾ x 12¼	13 x 12¼
6 x 12	6 x 6	8 x 8	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	12 ¾ x 12¼	13 x 12¼
7,5 x 7,5	4 x 4	6 x 6	10 x 10	12 ¼ x 12	12 ½ x 12	12 ½ x 12¼
7,5 x 9	5 x 5	7 x 7	12 ¼ x 12	12 ¾ x 12¼	13 ¼ x 12½	13 ½ x 12½
7,5 x 10,5	5 x 5	8 x 8	12 ¼ x 12	12 ¾ x 12¼	13 ¼ x 12½	13 ½ x 12½
7,5 x 12	5 x 5	8 x 8	12 ¼ x 12	12 ¾ x 12¼	13 ¼ x 12½	13 ½ x 12½
9 x 9	5 x 5	8 x 8	10 ¼ x 10 ¼	12 ¾ x 12¼	13 ¼ x 12½	13 ½ x 12½
9 x 10,5	5 x 5	10 ¼ x 10	12 ½ x 12 ¼	14 ½ x 14¾	14 ¾ x 14¾	15 x 15 ¾
9 x 12	5 x 5	10 ¼ x 10	12 ½ x 12 ¼	14 ½ x 14¾	14 ¾ x 14¾	15 x 15 ¾
10,5 x 10,5	6 x 6	10 ¼ x 10	12 ½ x 12 ¼	14 ½ x 14¾	14 ¾ x 14¾	15 x 15 ¾
10,5 x 12	6 x 6	10 ½ x 10 ¼	13 x 12 ¼	14 ½ x 14¾	15 ¼ x 14¾	15 ¾ x 15¾
12 x 12	8 x 8	10 ½ x 10 ¼	13 x 12 ¼	14 ¾ x 14¾	15 ¼ x 14¾	15 ¾ x 15¾

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

A tabela A.27 (Tabela G1, conforme denominação do Autor) apresentada os parâmetros:

- Camada de concreto normal de 4 ¼ polegadas
- Deck de metal de 2 polegadas
- Carga móvel do piso = 50 psf
- Carga móvel da cobertura = 40 psf

**Tabela A.27: Dimensões típicas de seções de colunas internas (altura x largura da aba - em polegadas).**

Vão (metros)	Número de Pavimentos					
	1	2	3	4	5	6
6 x 6	4 x 4	8 x 8	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
6 x 7,5	4 x 4	8 x 8	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
6 x 9	5 x 5	8 x 8	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
6 x 10,5	5 x 5	8 ¼ x 8 ¼	8 ¾ x 8¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼
6 x 12	6 x 6	8 ¼ x 8 ¼	8 ¾ x 8¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼
7,5 x 7,5	4 x 4	8 x 8	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
7,5 x 9	5 x 5	8 ¼ x 8 ¼	8 ¾ x 8¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼
7,5 x 10,5	5 x 5	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼	13 x 12½
7,5 x 12	5 x 5	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼	13 x 12½
9 x 9	5 x 5	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼	13 x 12½
9 x 10,5	5 x 5	8 ¾ x 8¼	12 ¼ x 12	14 x 14 ½	14 ½ x 14¾	14 ¾ x 14¾

9 x 12	5 x 5	8 ¾ x 8 ¼	12 ¼ x 12	14 x 14 ½	14 ½ x 14 ¾	14 ¾ x 14 ¾
10,5 x 10,5	6 x 6	8 ¾ x 8 ¼	12 ¼ x 12	14 x 14 ½	14 ½ x 14 ¾	14 ¾ x 14 ¾
10,5 x 12	6 x 6	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12 ¼	14 ½ x 14 ¼	14 ¾ x 15 ½	15 ¼ x 15 ¾
12 x 12	8 x 8	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12 ¼	14 ½ x 14 ¼	14 ¾ x 15 ½	15 ¼ x 15 ¾

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

A tabela A.28 (Tabela G2, conforme denominação do Autor) apresentada os parâmetros:

- Camada de concreto normal de 4 ¼ polegadas
- Deck de metal de 2 polegadas
- Carga móvel do piso = 100 psf
- Carga móvel da cobertura = 40 psf

**Tabela A.28: Dimensões típicas de seções de colunas internas (altura x largura da aba - em polegadas).**

Vão (metros)	Número de Pavimentos					
	1	2	3	4	5	6
6 x 6	4 x 4	8 x 8	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12 ¼
6 x 7,5	4 x 4	8 x 8	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12 ¼
6 x 9	5 x 5	8 x 8	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12 ¼
6 x 10,5	5 x 5	8 ¼ x 8 ¼	8 ¾ x 8 ¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12 ¼	12 ¾ x 12 ¼
6 x 12	6 x 6	8 ¼ x 8 ¼	8 ¾ x 8 ¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12 ¼	12 ¾ x 12 ¼
7,5 x 7,5	4 x 4	8 x 8	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12 ¼
7,5 x 9	5 x 5	8 ¼ x 8 ¼	8 ¾ x 8 ¼	12 ¼ x 12	12 ½ x 12 ¼	12 ¾ x 12 ¼
7,5 x 10,5	5 x 5	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12 ¼	12 ¾ x 12 ¼	13 x 12 ½
7,5 x 12	5 x 5	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12 ¼	12 ¾ x 12 ¼	13 x 12 ½
9 x 9	5 x 5	8 ½ x 8 ¼	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12 ¼	12 ¾ x 12 ¼	13 x 12 ½
9 x 10,5	5 x 5	8 ½ x 8 ¼	12 ¼ x 12	14 x 14 ½	14 ½ x 14 ¾	14 ¾ x 14 ¾
9 x 12	5 x 5	8 ¾ x 8 ¼	12 ¼ x 12	14 x 14 ½	14 ½ x 14 ¾	14 ¾ x 14 ¾
10,5 x 10,5	6 x 6	8 ¾ x 8 ¼	12 ¼ x 12	14 x 14 ½	14 ½ x 14 ¾	14 ¾ x 14 ¾
10,5 x 12	6 x 6	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12 ¼	14 ½ x 14 ¼	14 ¾ x 15 ½	15 ¼ x 15 ¾
12 x 12	8 x 8	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12 ¼	14 ½ x 14 ¼	14 ¾ x 15 ½	15 ¼ x 15 ¾

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

A tabela A.29 (Tabela H1, conforme denominação do Autor) apresentada os parâmetros:

- Camada de concreto leve de 4 ¼ polegadas
- Deck de metal de 2 polegadas
- Carga móvel do piso = 50 psf
- Carga móvel da cobertura = 40 psf

**Tabela A.29: Dimensões típicas de seções de colunas internas (altura x largura da aba - em polegadas).**

Vão (metros)	Número de Pavimentos					
	1	2	3	4	5	6
6 x 6	4 x 4	6 x 6	10 ¼ x 8	12 x 10	14 x 10	12 ¼ x 12
6 x 7,5	4 x 4	8 x 8	10 ¼ x 8	12 x 10	14 x 10	12 ¼ x 12
6 x 9	5 x 5	8 x 8	10 ¼ x 8	12 x 10	14 x 10	12 ¼ x 12
6 x 10,5	5 x 5	10 x 8	10 ¼ x 10	12 ¼ x 12	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
6 x 12	6 x 6	10 x 8	10 ¼ x 10	12 ¼ x 12	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
7,5 x 7,5	4 x 4	7 x 7	10 ¼ x 8	12 x 10	14 ¼ x 10¼	14 ¼ x 10¼
7,5 x 9	5 x 5	10 x 8	10 ¼ x 10	12 ¼ x 12	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼
7,5 x 10,5	5 x 5	8 ½ x 8 ½	12 ¼ x 10	12 ¼ x 12¼	14 x 14½	14 ¼ x 14¾
7,5 x 12	5 x 5	8 ½ x 8 ½	12 ¼ x 10	12 ¼ x 12¼	14 x 14½	14 ¼ x 14¾
9 x 9	5 x 5	8 ½ x 8 ½	12 ¼ x 10	12 ¼ x 12¼	14 x 14½	14 ¼ x 14¾
9 x 10,5	5 x 5	8 ½ x 8 ½	12 ¼ x 12	12 ¼ x 12¼	14 ¼ x 14¾	14 ½ x 14¾
9 x 12	5 x 5	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	12 ¼ x 12¼	14 ¼ x 14¾	14 ½ x 14¾
10,5 x 10,5	6 x 6	10 ¼ x 10 ¼	12 ¼ x 12	12 ¼ x 12¼	14 ¼ x 14¾	14 ½ x 14¾
10,5 x 12	6 x 6	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12¼	14 ¼ x 14¾	14 ½ x 14¾	15 x 15¾
12 x 12	8 x 8	12 ¼ x 10	12 ½ x 12¼	14 ¼ x 14¾	14 ½ x 14¾	15 x 15¾

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

A tabela A.30 (Tabela H2, conforme denominação do Autor) apresentada os parâmetros:

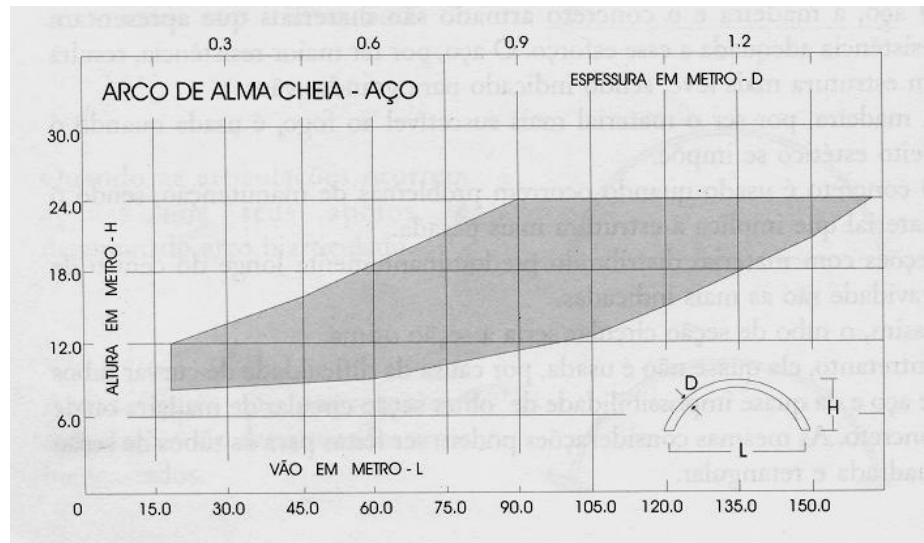
- Camada de concreto leve de 4 ¼ polegadas
- Deck de metal de 2 polegadas
- Carga móvel do piso = 100 psf
- Carga móvel da cobertura = 40 psf

**Tabela A.30: Dimensões típicas de seções de colunas internas (altura x largura da aba - em polegadas).**

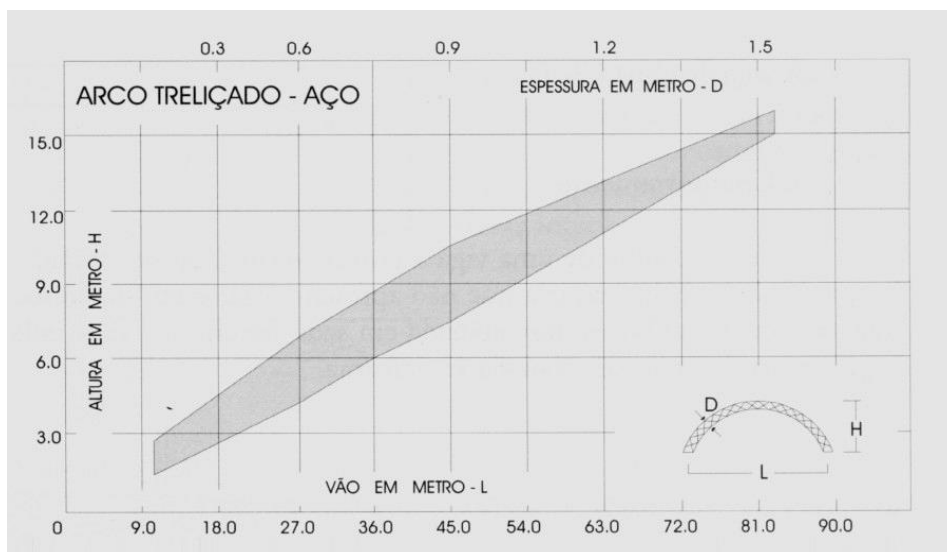
Vão (metros)	Número de Pavimentos					
	1	2	3	4	5	6
6 x 6	4 x 4	6 x 6	10 x 10	10 ½ x 10¼	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼
6 x 7,5	4 x 4	6 x 6	10 x 10	10 ½ x 10¼	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼
6 x 9	5 x 5	6 x 6	10 x 10	10 ½ x 10¼	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼
6 x 10,5	5 x 5	8 x 8	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼	14 ½ x 14¾
6 x 12	6 x 6	8 x 8	10 ¼ x 10 ¼	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼	14 ½ x 14¾
7,5 x 7,5	4 x 4	6 x 6	10 x 10	10 ½ x 10¼	12 ½ x 12¼	12 ¾ x 12¼
7,5 x 9	5 x 5	7 x 7	12 ¼ x 12	12 ½ x 12¼	13 ¼ x 12½	14 ½ x 14¾
7,5 x 10,5	5 x 5	8 x 8	12 ¼ x 12	12 ¾ x 12¼	13 ¼ x 12½	14¾ x 15½
7,5 x 12	5 x 5	8 x 8	12 ¼ x 12	12 ¾ x 12¼	13 ¼ x 12½	14¾ x 15½
9 x 9	5 x 5	8 x 8	10 ¼ x 10 ¼	12 ¾ x 12¼	13 ¼ x 12½	14¾ x 15½
9 x 10,5	5 x 5	10 ¼ x 10	12 ½ x 12¼	14 ½ x 14¾	14 ¾ x 14¾	15 x 15¾
9 x 12	5 x 5	10 ¼ x 10	12 ½ x 12¼	14 ½ x 14¾	14 ¾ x 14¾	15 x 15¾
10,5 x 10,5	6 x 6	10 ¼ x 10	12 ½ x 12¼	14 ½ x 14¾	14 ¾ x 14¾	15 x 15¾
10,5 x 12	6 x 6	10 ½ x 10 ¼	13 x 12¼	14¾ x 15½	15 ¼ x 15¾	15 ¾ x 15¾
12 x 12	8 x 8	10 ½ x 10 ¼	13 x 12¼	14¾ x 15½	15 ¼ x 15¾	15 ¾ x 15¾

Fonte: AISC (2002) - *Steel: a guide for Architects*.

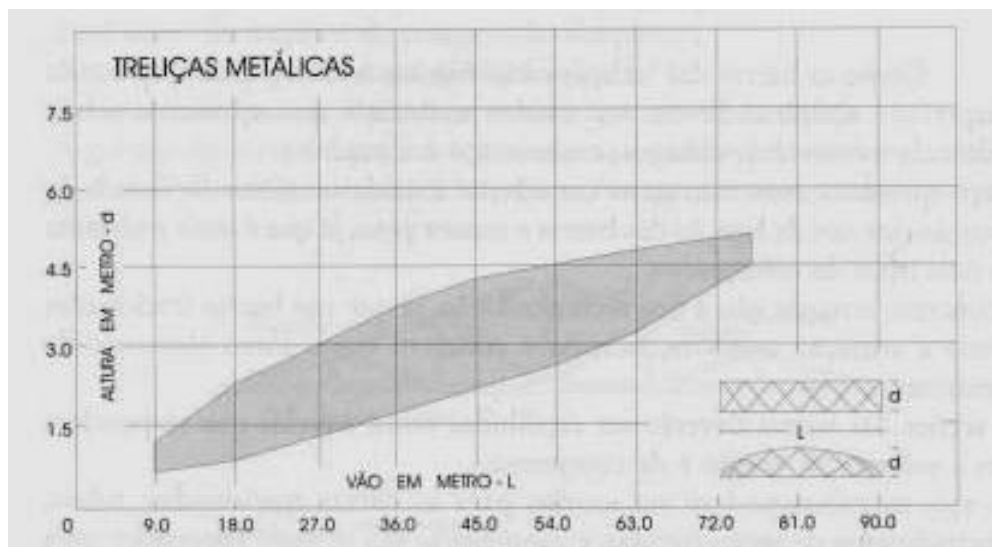
## ANEXO II - Gráficos esquemáticos para pré-dimensionamento de arcos e treliças



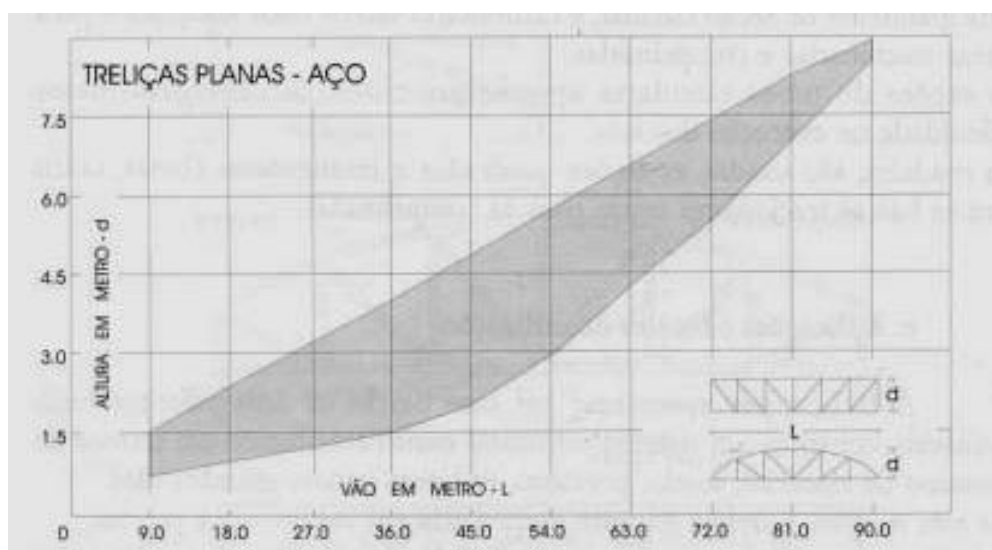
**Figura B.1: Gráfico de pré-dimensionamento de arco. Autor: Prof. Philip Corkill. Fonte: RABELLO, 2000.**



**Figura B.2: Gráfico de pré-dimensionamento de arco treliçado. Autor: Prof. Philip Corkill. Fonte: RABELLO, 2000.**



**Figura B.3: Gráfico de pré-dimensionamento e treliças metálicas. Autor: Prof. Philip Corkill. Fonte: RABELLO, 2000.**



**Figura B.4: Gráfico de pré-dimensionamento de treliças planas metálicas. Autor: Prof. Philip Corkill. Fonte: RABELLO, 2000.**



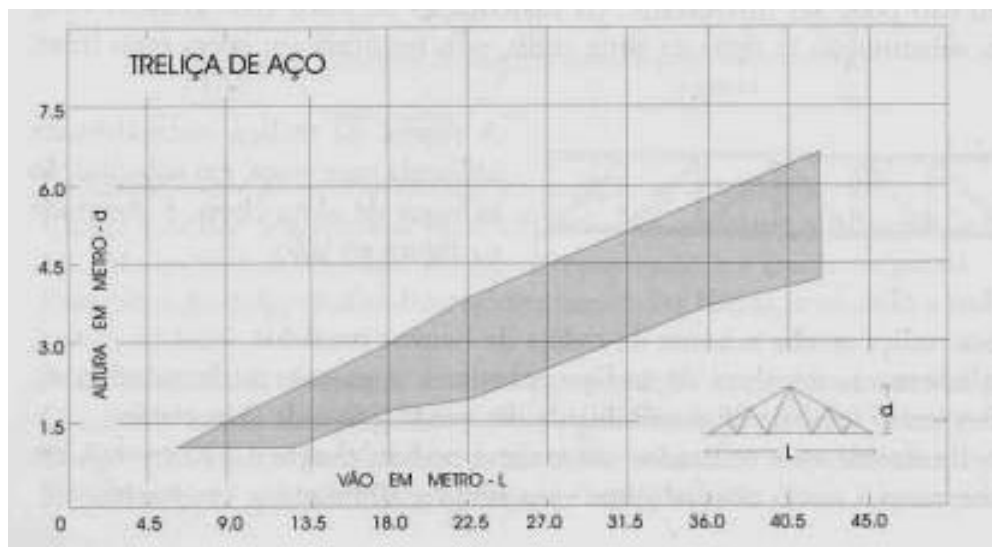


Figura B.5: Gráfico de pré-dimensionamento de treliça em aço. Autor: Prof. Philip Corkill. Fonte: RABELLO, 2000.

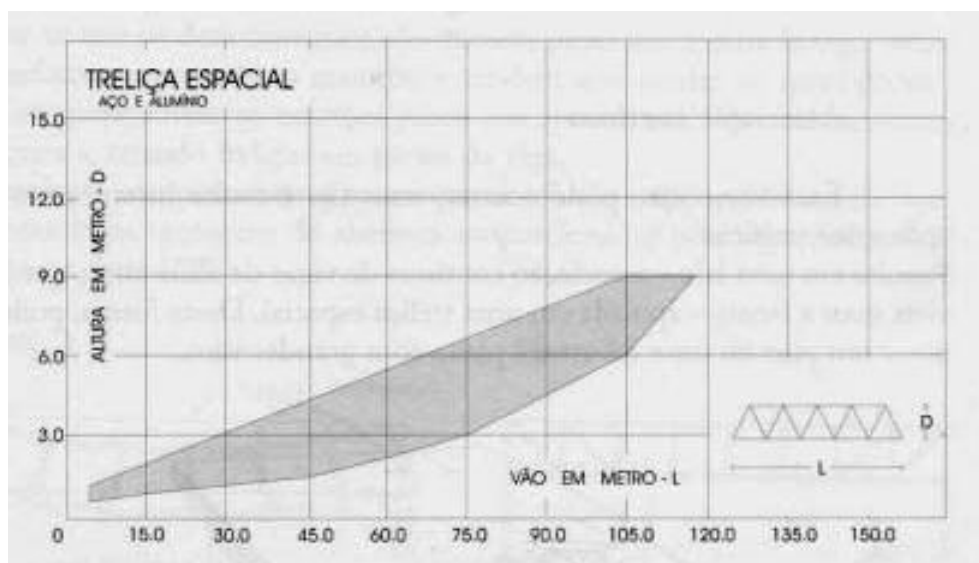
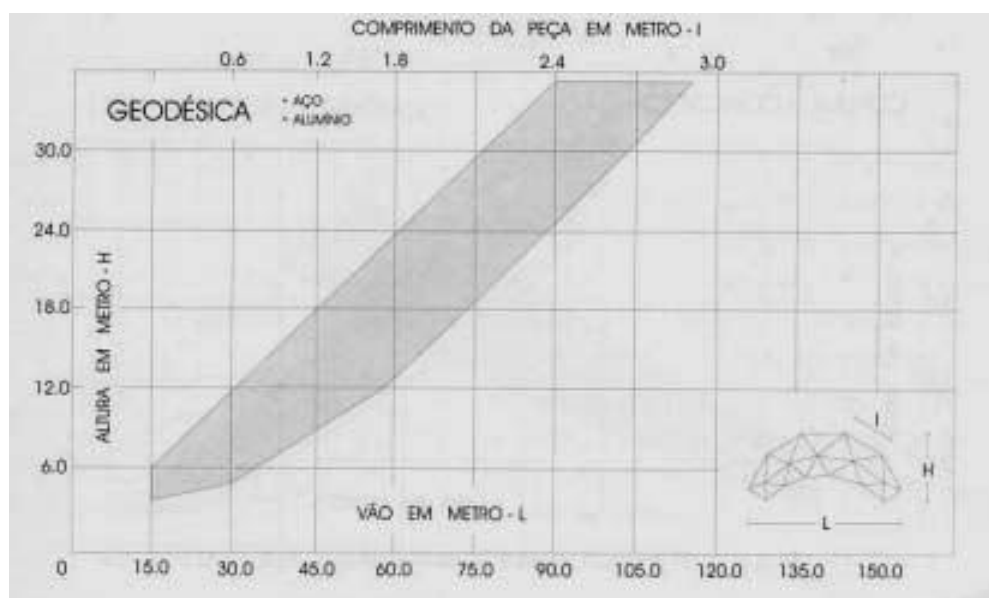


Figura B.6: Gráfico de pré-dimensionamento de treliça espacial em aço. Autor: Prof. Philip Corkill. Fonte: RABELLO, 2000.



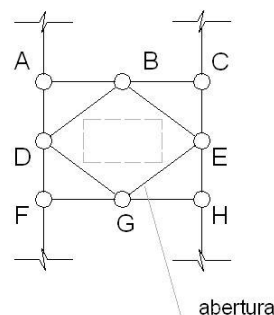
**Figura B.7: Gráfico de pré-dimensionamento de geodésica. Autor: Prof. Philip Corkill.  
Fonte: RABELLO, 2000.**

### ANEXO III – Tipos de Contraventamento de Edifícios de Andares Múltiplos

#### – Contraventamento em Diamante

Este tipo de contraventamento é bastante utilizado no caso em que são necessárias grandes aberturas no painel, que impeçam a utilização dos contraventamentos em “X” ou “K”.

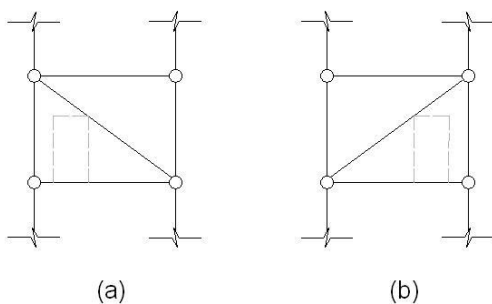
Como no caso do contraventamento em “K”, o contraventamento em diamante apresenta o seguinte problema: Caso haja flambagem da diagonal  $\overline{BE}$ , momentos adicionais serão introduzidos na viga  $\overline{AC}$ , podendo provocar a formação de uma rótula plástica junto a B, com o conseqüente colapso da estrutura.



**Figura C.1: Contraventamento em duplo K. Fonte: Smith (1991).**

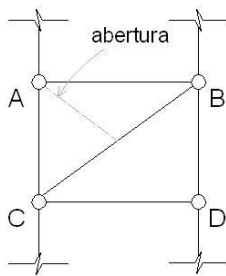
#### – Contraventamento em diagonais isoladas

Dependendo da necessidade de abertura de portas, pode-se escolher um dos seguintes tipos de contraventamentos:



**Figura C.2: Contraventamento em diagonais isoladas. Fonte: Smith (1991).**

Para estes casos, as diagonais trabalham à tração ou compressão. Este sistema tem o seguinte inconveniente: quando as diagonais estão comprimidas, o comprimento de flambagem deve ser tomado igual ao comprimento da diagonal, o que leva à obtenção de peças mais pesadas. Uma maneira de se contornar esse problema é a utilização de barras que, funcionando como escoras (Figuras C.3 e C.4), que reduzem à metade o comprimento de flambagem das diagonais no plano do quadro.



**Figura C.3: Contraventamento em diagonal com escora. Fonte: Smith (1991).**



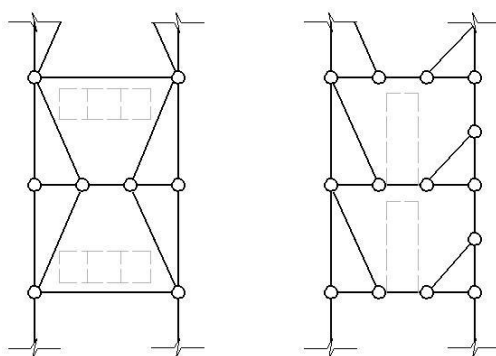
**Figura C.4: Contraventamento em diagonal isolada com escora. Fonte: DIAS (2002).**

#### – Contraventamento em mão-francesa

Os sistemas de contraventamento não formam sistemas de treliças totalmente triangularizados. Devido às disposições das diagonais, esses tipos de contraventamentos introduzem momentos nas vigas e/ou colunas, quando da atuação das cargas verticais e laterais. Portanto, a utilização destes tipos de contraventamentos deve ser feita após uma análise para se conhecer a grandeza desses momentos. Às vezes, é comum o uso dos

contraventamentos em “mão francesa” fundamentalmente (Associação de painéis) com outros tipos de contraventamentos, a fim de se obter o enrijecimento necessário dos quadros, sem a introdução de grandes esforços nas vigas e colunas.

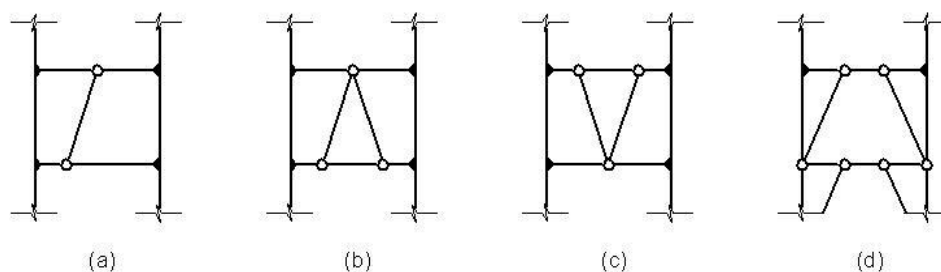
Como nos casos anteriores, as ligações viga-coluna e as diagonais são projetadas como rotuladas.



**Figura C.5: Contraventamento em mão-francesa. Fonte: Smith (1991)**

#### – Contraventamentos com diagonais excêntricas

Os sistemas de contraventamento em treliça, em que as diagonais interceptam as vigas a uma determinada distância do ponto de ligação viga-coluna, provocando flexão nas mesmas, são denominados contraventamentos com diagonais excêntricas. Em seqüência, na Figura C.6, são apresentados os tipos mais comumente utilizados em edifícios de andares múltiplos.

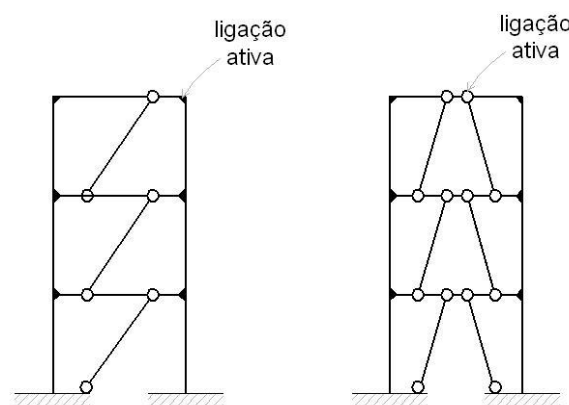


**Figura C.6: Contraventamento em diagonais excêntricas. Fonte: Smith (1991).**

Estes tipos de contraventamento são eficientes para ações devido a abalos sísmicos. A segurança é conseguida através de estruturas que possam sofrer deformações inelásticas e danos nos elementos não estruturais, ou seja, uma estrutura com boa ductilidade e capacidade de liberação de energia. Os quadros anteriores possibilitam grande rigidez para as cargas normais e uma boa ductilidade na ocasião das grandes cargas.

Nestes contraventamentos, as forças axiais nas diagonais são transferidas às outras diagonais ou às colunas, através de um esforço cortante e momento fletor em um segmento da viga, chamado “viga de ligação” ou “ligação ativa”.

Estas “ligações ativas”, as quais são projetadas para permanecer elásticas sob cargas normais, deforma-se inelasticamente na ocasião de cargas altas, dissipando, portanto, grandes quantidades de energia. Assim, a “ligação ativa” é a chave do comportamento com diagonais excêntricas (Figura C.7).

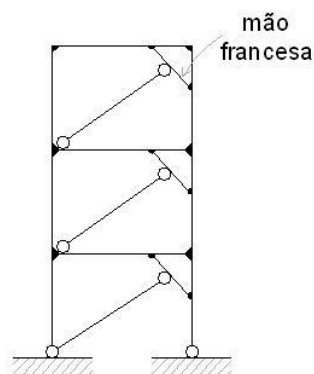


**Figura C.7: Ligações ativas em contraventamento com diagonais excêntricas. Fonte: Smith (1991)**

Atualmente, nas regiões sujeitas a fortes abalos sísmicos, como na Califórnia (E.U.A), esse tipo de contraventamento tem sido utilizado com frequência em edifícios de andares múltiplos em aço.

– Contraventamentos em diagonal associada à mão-francesa

Esta é uma técnica recente para contraventamento de edifícios de andares múltiplos em aço, localizado em regiões sujeitas a abalos sísmicos (Disposable Knee-bracing – DKB). Esta técnica combina dois elementos, a saber: elemento “mão-francesa” – que é rigidamente ligado à viga e à coluna; e o elemento diagonal, o qual é ligado ao quadro através de ligações simples rotuladas. Ver Figura C.8.



**Figura C.8: Contraventamento em diagonal associada à mão francesa. Fonte: Smith (1991).**

A principal função das diagonais é garantir a necessária rigidez lateral ao quadro, enquanto a função das “mãos-francesas” é possibilitar a dissipação de energia na ocasião de fortes abalos sísmicos, sem que aja uma perda significativa de rigidez e resistência do quadro. Esta dissipação de energia é obtida pela formação de até três rotulas plásticas, ou seja, nas extremidades e no meio do vão das “mãos-francesas”.

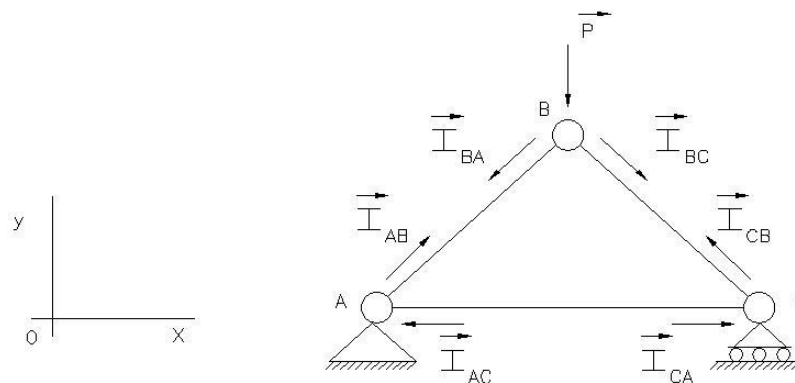
## ANEXO IV – Estabilidade de Sistemas Estruturais

### – Estabilidade de Sistemas Planos Articuláveis

Para efeito de estudo, supõe-se que as forças externas agem nos “nós” da estrutura, provocando esforços normais nas barras que são as incógnitas a determinar. Estando as forças externas e as internas situadas em apenas um plano e convergindo para um único ponto, as equações fornecidas pela Estática são:

$$\sum F_x = 0; \sum F_y = 0; \sum M_o = 0$$

A terceira equação perde a razão de ser, uma vez que cada força, individualmente, terá momento nulo em relação ao ponto “O” (forças concorrentes em relação ao ponto “O” – ver Figura D.1).



**Figura D.1:** Triângulo de barras  $\overline{AB}$ ,  $\overline{BC}$  e  $\overline{AC}$ , bi-apoiado, com carga  $\vec{P}$  aplicada verticalmente no nó B. Fonte: Fonseca, 1972.

Para cada “nó” tem-se duas equações da Estática disponíveis. Nos “n” existem “2.n” equações disponíveis. Como necessitamos um número “R” de equações para calcularmos as reações de apoios (Incógnitas), então restam  $(2n - R)$  equações susceptíveis de serem usadas exclusivamente na determinação dos esforços nas barras. Então, a condição de estaticidade interior, isto é, a condição capaz de nos informar se



um reticulado, com as reações de apoio já calculadas, pode ser resolvido unicamente com as equações da Estática, é:

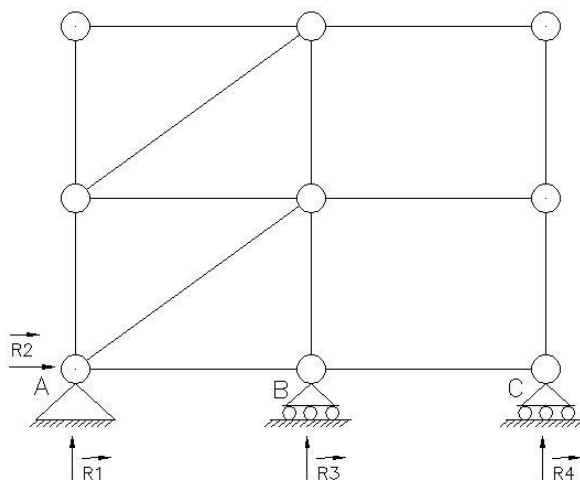
$$\text{número de incógnitas (barras)} \quad WAP \quad \text{número de equações da Estática}$$

Através desta expressão, concluímos que a discussão dos sistemas de equações lineares nos ensina, que um sistema de “N” equações a “N” incógnitas nem sempre, tem solução. O sistema só é bem determinado quando seu determinante é diferente de zero. Portanto a discussão que se faz é apenas uma condição básica de referência

### - Reticulado Isostático (Internamente)

Será ISOTÁTICO se for indeformável e se  $b = 2n - R$ . Ver Figuras D.2 a D.6.

#### Exemplo-1:



$$n = 9$$

$$b = 14$$

$$R = 4$$

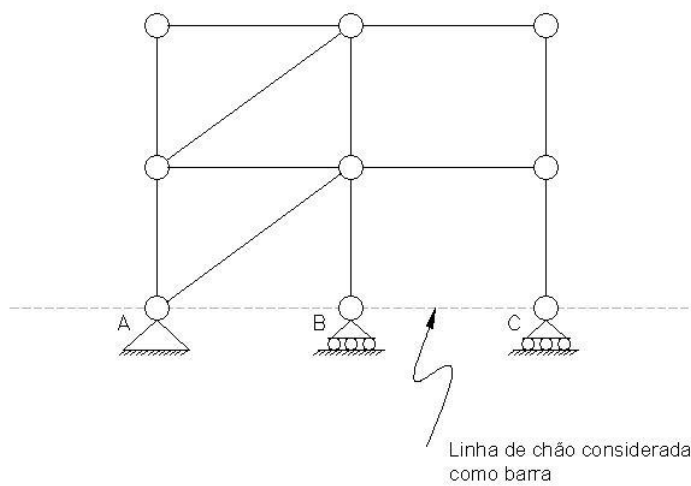
$$b > 2n - R$$

$$14 > 2 \cdot 9 - 4 \Rightarrow 14 = 14$$

Isostática e indeformável

**Figura D.2: Reticulado Isostático.**

Como a estrutura está vinculada à terra, as barras AB e BC poderiam ser retiradas, sem comprometer a estabilidade da estrutura, assim:



**Figura D.3: Reticulado Isostático com barras removidas próximas ao chão.**

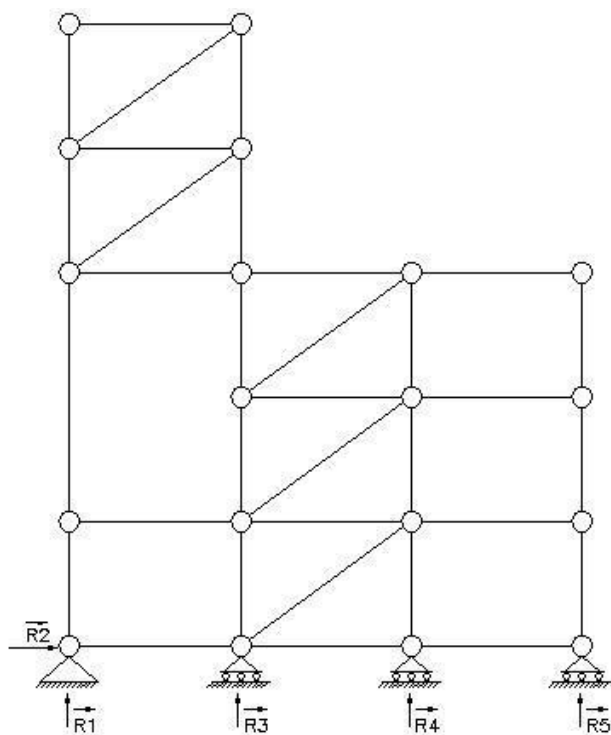
Observação:

$$\begin{array}{ll}
 n = 9 & b > 2n - R \\
 b = 12 & \longrightarrow 12 > 2 \cdot 9 - 4 \\
 R = 4 & 12 < 14
 \end{array}$$

Ou corta-se as barras  $\overline{AB}$  e  $\overline{BC}$  ou coloca-se apoios articulados fixos em B e C assim, ter-se-ia:

$$\begin{array}{ll}
 n = 9 & b > 2n - R \\
 b = 12 & \longrightarrow 12 > 2 \cdot 9 - 6 \\
 R = 6 & 12 = 12 \Rightarrow C.Q.D.
 \end{array}$$

Exemplo-2:

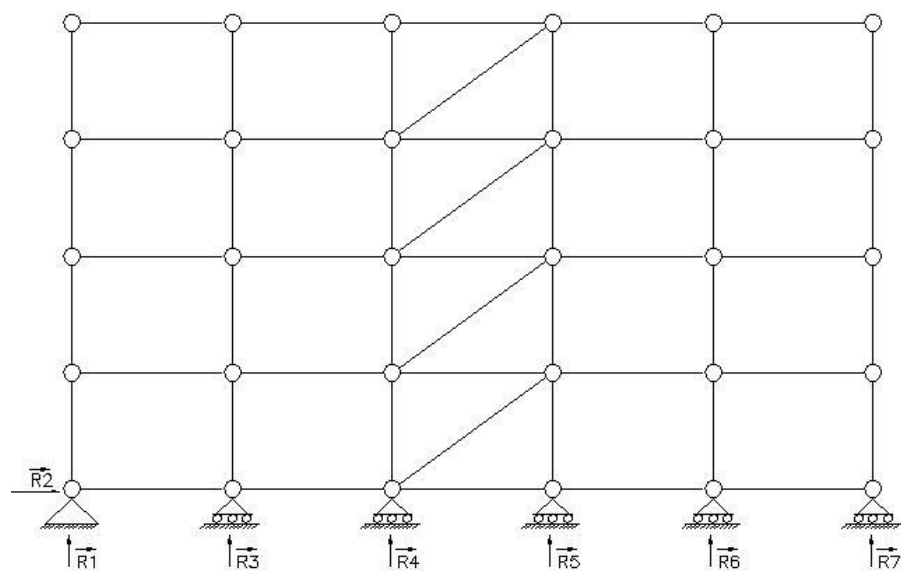


$$\begin{aligned}
 n &= 9 \\
 b &= 33 \\
 R &= 5 \\
 b &>< 2n - R \\
 33 &>< 2 \cdot 9 - 5 \\
 33 &= 33
 \end{aligned}$$

**Figura D.4: Reticulado Isostático.**

Isostático e indeformável

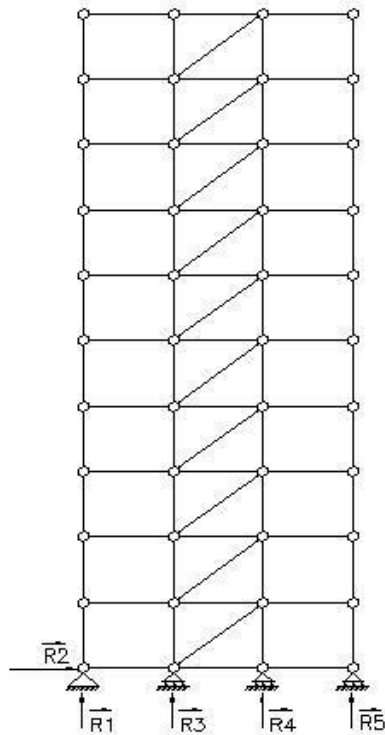
Exemplo-3:



**Figura D.5: Reticulado Isostático.**

$$\begin{aligned}
 n &= 30 \\
 b &= 53 \\
 R &= 7
 \end{aligned}
 \rightarrow
 \begin{aligned}
 b &>< 2n - R \\
 53 &>< 2 \cdot 30 - 7 \\
 53 &= 53
 \end{aligned}
 \quad \underline{\text{Indeformável e isostático}}$$

Exemplo-4:



$$\begin{array}{lcl}
 n = 44 & & b >< 2n - R \\
 b = 83 & \longrightarrow & 83 >< 2 \cdot 44 - 5 \\
 R = 5 & & 83 = 83
 \end{array}$$

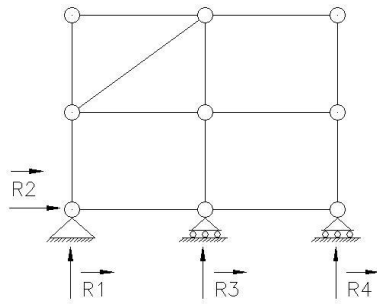
**Figura D.6: Reticulado Isostático.**

Indeformável e isostático

### **- Reticulado Hipostático (Internamente)**

Será Hipostático se for deformável (Figuras D.7, D.8 e D.9), sendo ou não satisfeita à expressão  $b >< 2n - R$ .

Exemplo-1:

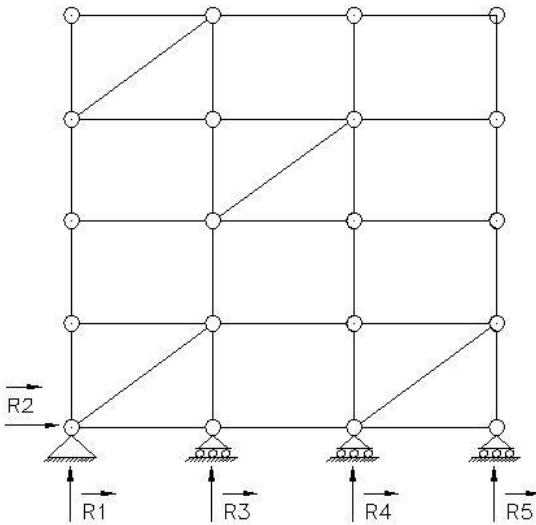


$$\begin{array}{lcl} n = 9 & & b >< 2n - R \\ b = 13 & \longrightarrow & 13 >< 2 \cdot 9 - 4 \\ R = 4 & & 13 < 22 \end{array}$$

Deformável e hipostático

**Figura D.7: Reticulado Hipostático.**

Exemplo-2:

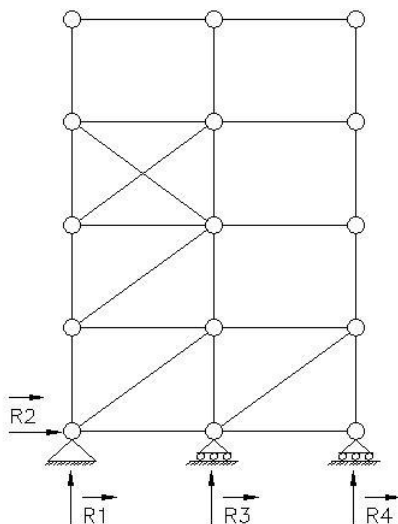


**Figura D.8: Reticulado Isostático.**

$$\begin{array}{lcl} n = 20 & & b >< 2n - R \\ b = 35 & \longrightarrow & 35 >< 2 \cdot 20 - 5 \\ R = 5 & & 35 = 35 \end{array}$$

Deformável e Isostático

Exemplo-3:



$$\begin{array}{lcl}
 n = 15 & & b < 2n - R \\
 b = 27 & \longrightarrow & 27 < 2 \cdot 15 - 4 \\
 R = 4 & & 27 > 26
 \end{array}$$

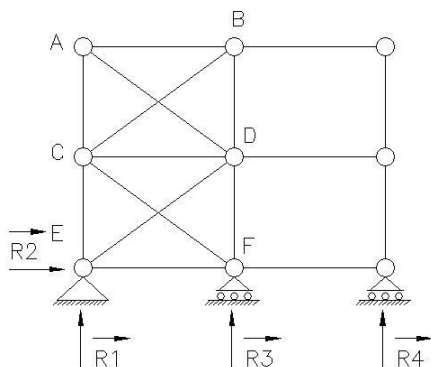
Deformável e hiperestático

**Figura D.9: Reticulado Hiperestático.**

### - Reticulado Hiperestático (Internamente)

Será hiperestático se for indeformável e se  $b > 2n - 3$ . Ver Figuras D.10 e D.11.

#### Exemplo-1:



$$\begin{array}{lcl}
 n = 9 & & b < 2n - R \\
 b = 16 & \longrightarrow & 16 < 2 \cdot 9 - 4 \\
 R = 4 & & 16 > 14
 \end{array}$$

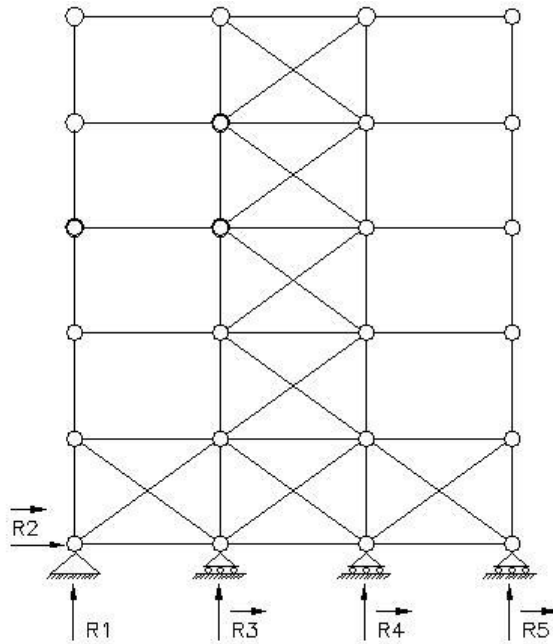
Indeformável e estável,  
porém hiperestático.

**Figura D.10: Reticulado Hiperestático.**

Este tipo de contraventamento pode-se tornar Isostático se retirarmos as barras  $\overline{CB}$  e  $\overline{ED}$ . Neste caso quando forças horizontais atuarem da direita para a esquerda as barras  $\overline{AD}$  e  $\overline{CF}$ , serão tracionadas. Se invertermos o sentido das forças horizontais as

mesmas barras  $\overline{AD}$  e  $\overline{CF}$  serão comprimidas. E, para evitar dimensionamentos exagerados de grande inércia, faz-se o contraventamento em “X”, ficando assim, as barras,  $\overline{AD}$ ,  $\overline{BC}$ ,  $\overline{CF}$  e  $\overline{DE}$  trabalhando apenas a esforços de tração.

Exemplo-2:



Indeformável e estável

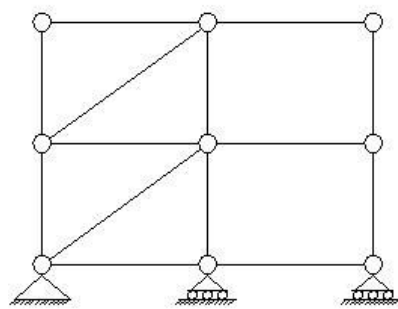
**Figura D.11: Reticulado Hiperestático.**

$$\begin{array}{lcl} n = 24 & & b \gg 2n - R \\ b = 52 & \longrightarrow & 52 \gg 2 \cdot 24 - 5 \\ R = 5 & & 52 > 43 \end{array}$$

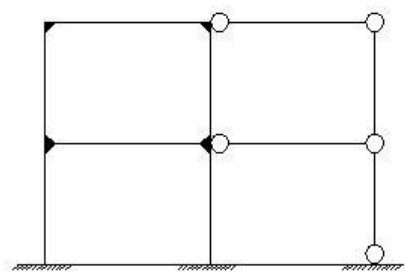
**– Sistemas Planos Rígidos**

No estudo de Sistemas Planos Articuláveis (Figuras D.12 e D.13), verificamos que basta um conjunto de painéis verticais contraventados para que o sistema fique estável. Portanto, podemos estabilizar um conjunto estrutural plano, usando apenas um conjunto de painéis verticais rígidos.

Exemplo-1:



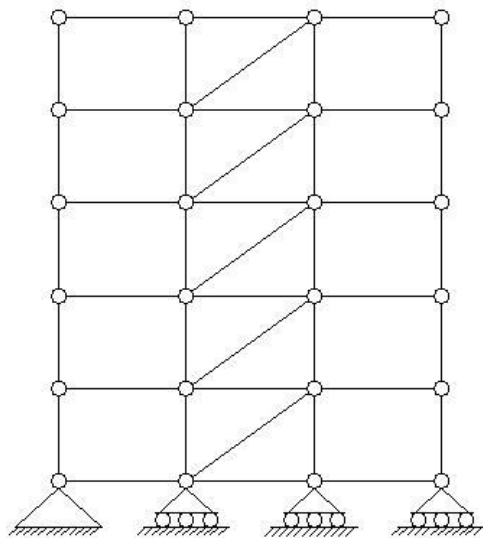
SISTEMA ARTICULÁVEL ESTÁVEL



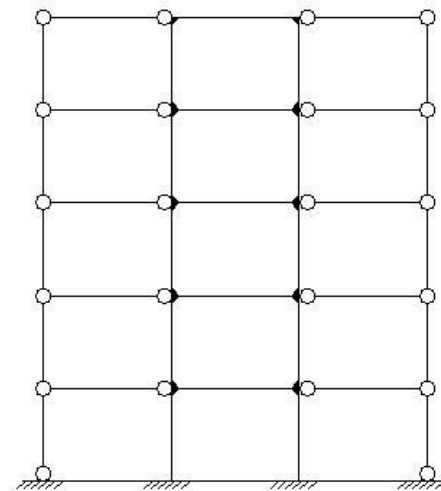
SISTEMA RÍGIDO ESTÁVEL

**Figura D.12: Sistemas planos estáveis.**

Exemplo-2:



SISTEMA ARTICULÁVEL ESTÁVEL



SISTEMA RÍGIDO ESTÁVEL

**Figura D.13: Sistemas planos estáveis.**

### **– Estabilidade de Sistemas Espaciais**

Para efeito de estudo, supõe-se que as forças externas e as internas estão situadas no espaço e convergindo para um único ponto (nó). As equações fornecidas pela Estática são:

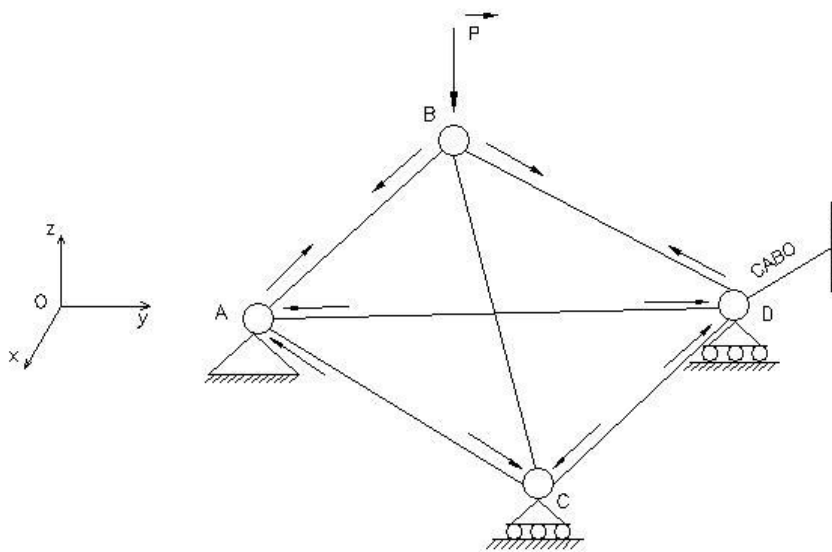
$$\sum F_x = 0; \sum M_x = 0$$



$$\sum F_y = 0; \sum M_y = 0$$

$$\sum F_z = 0; \sum M_z = 0$$

As equações  $\sum M_x = 0; \sum M_y = 0; \sum M_z = 0$ , perdem a razão de ser, uma vez que cada força, individualmente, terá momento nulo, em relação ao ponto “O” (forças concorrentes no espaço em relação a “O” - este ponto pode ser qualquer nó da treliça). Ver Figura D.14.



**Figura D.14: Fluxo das ações em uma treliça – estudo de estabilidade.**

Sendo;

n = número de nós

b = número de barras (igual aos números de incógnitas).

Para cada “nó” obtêm-se três equações da Estática disponíveis. Nos “n” nós são obtidas “3.n” equações disponíveis. Como há a necessidade de um número “R” de equações para calcularmos as reações de apoio (incógnitas), então restam  $(3n - R)$  equações susceptíveis de serem utilizadas exclusivamente na determinação dos esforços nas barras. Então, a condição de estaticidade interior, isto é, a condição capaz de nos

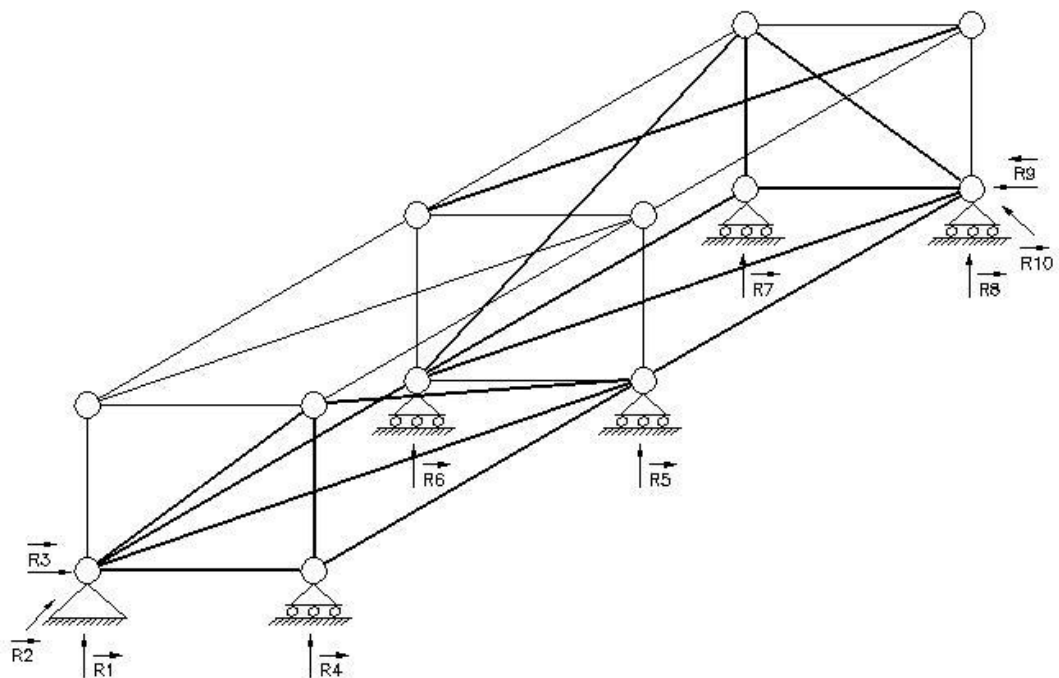
informar se um reticulado, com as reações de apoio já calculadas, pode ser resolvido unicamente com as equações da Estática, é:

Número de incógnitas (barras)  $> < =$  número de equações ou;

$$b > < = 3n - R$$

Através desta expressão, conclui-se que a discussão dos sistemas de equações lineares nos ensina, que um sistema de “N” equações a “N” incógnitas nem sempre, tem solução. O sistema só é bem determinado quando seu determinante é diferente de zero. Portanto a discussão que se faz é apenas uma condição básica. Obs: Para a análise cinemática dos Sistemas lineares Articulados Especiais, é útil conhecer a seguinte regra (*Teorema de Cauchy*): “Se um Sistema Linear Articulados representa em si um poliedro convexo, no qual cada face é estável no seu plano, então, todo sistema é geometricamente estável”. Tal sistema se chama Reticular (Figuras D.15 a D.18). A Figura geométrica tridimensional mais estável é o tetraedro.

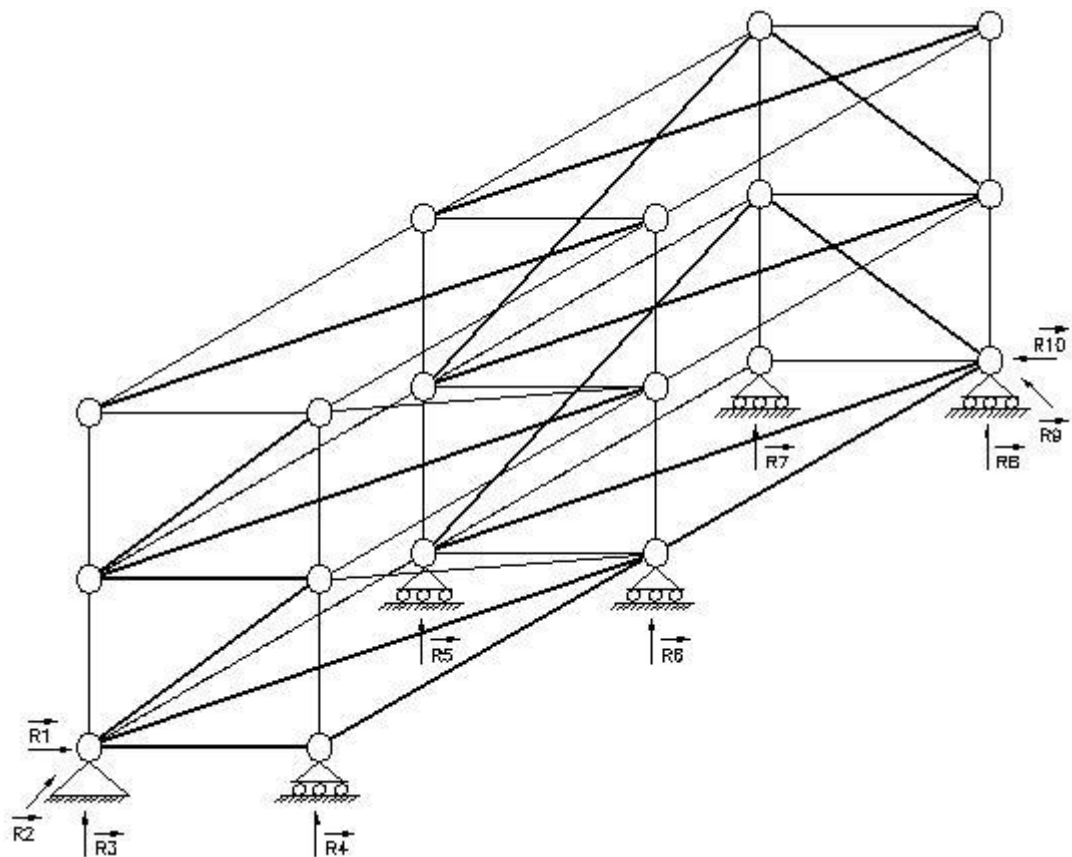
#### Exemplo 1:



**Figura D.15: Sistema Reticular.**

$n = 12$		$b > 3n - R$	
$b = 28$	$\rightarrow$	$28 > 3 \cdot 12 - 10$	
$R = 10$		$28 > 26$	<u>Estável e Hiperestático.</u>

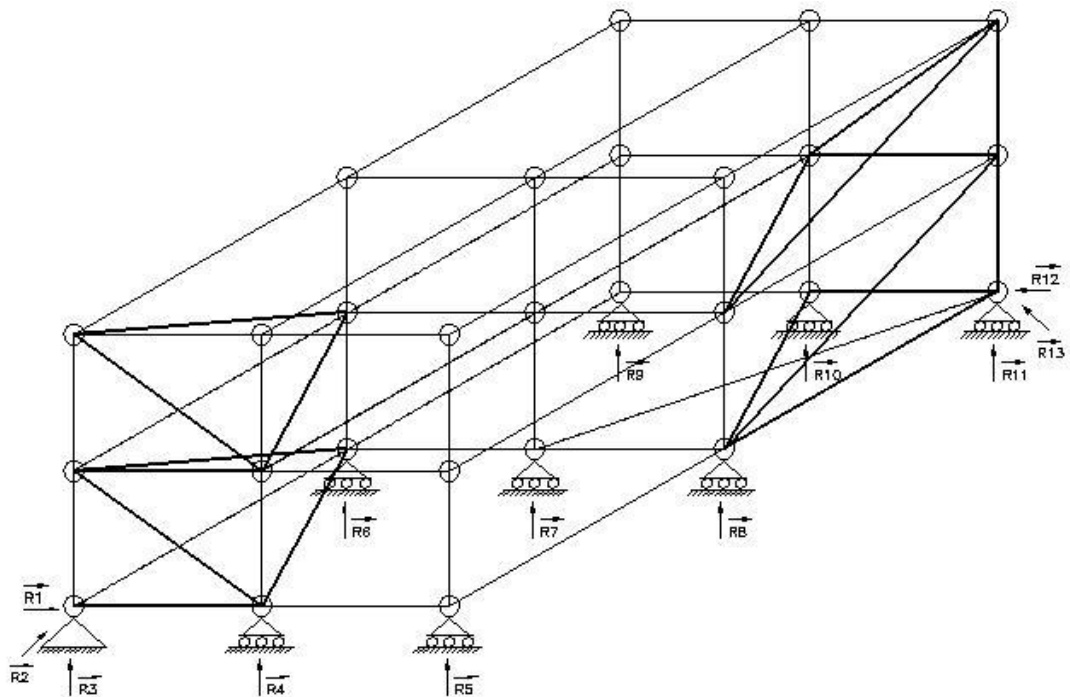
Exemplo 2:



**Figura D.16: Sistema Reticular.**

$n = 18$		$b > 3n - R$	
$b = 47$	$\rightarrow$	$47 > 3 \cdot 18 - 10$	
$R = 10$		$47 > 44$	<u>Estável e Hiperestático.</u>

Exemplo 3:



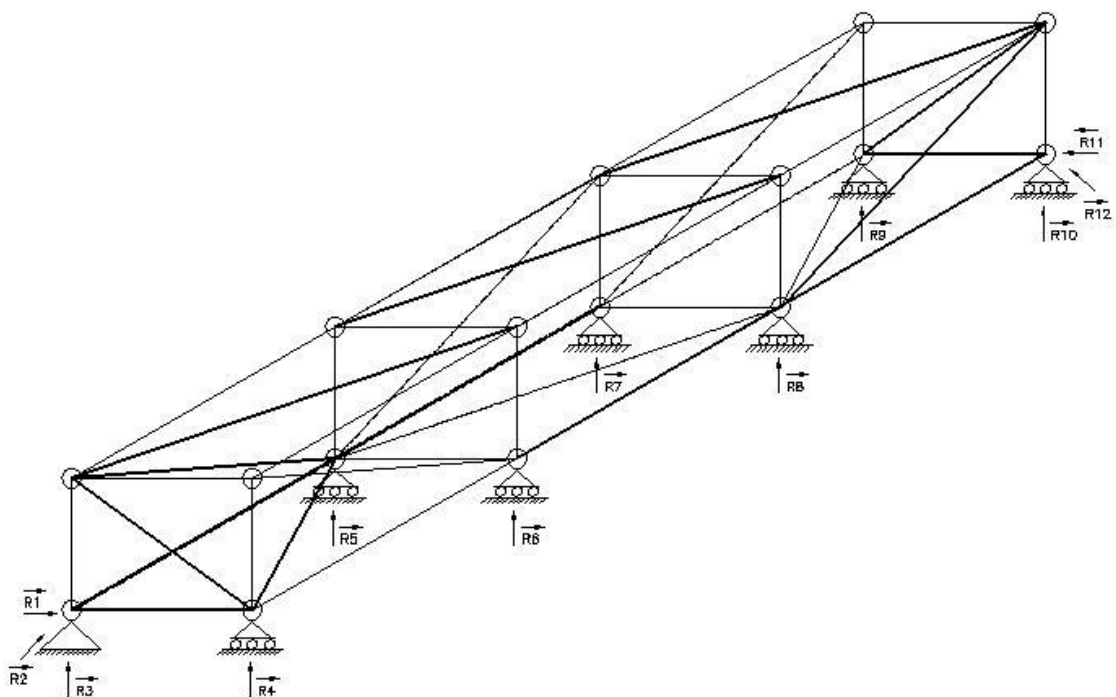
**Figura D.17: Sistema linear Articulado Espacial.**

$$\begin{array}{ll} n = 27 & b \gg 3n - R \\ b = 66 & \rightarrow 66 \gg 3 \cdot 27 - 13 \\ R = 13 & 66 > 68 \end{array} \quad \underline{\text{Deformável e hipostático}}$$

Observação: Neste caso sabe-se que a estrutura está verticalmente estável em quatro planos e que faltam duas barras para estabilizá-la horizontalmente. Estas duas barras

devem ser distribuídas no plano horizontal superior, assim, a expressão  $b > 3n - R$  será satisfeita.

Exemplo 4:



**Figura D.18: Sistema linear Articulado Espacial – Sistema Reticular.**

$n = 12$		$b > 3n - R$	
$b = 37$		$37 > 3 \cdot 12 - 12$	
$R = 12$	$\rightarrow$	$37 > 36$	<u>Estável e Hiperestático</u>

ATENÇÃO:

Conclui-se que para estabilizar um sistema tridimensional espacial, articulado ou rígido, deveremos ter pelo menos quatro pórticos, paralelos dois a dois, na extensão de toda altura do edifício. Da mesma forma deverão ser contraventados os níveis horizontais, para os quais em edifícios, isto já é feito pelas lajes e ao nível térreo o contraventamento é feito pelo solo (fundações). Desta forma, a estrutura tridimensional adquire rigidez como um todo para as cargas horizontais.

#### – **Sistema em quadro**

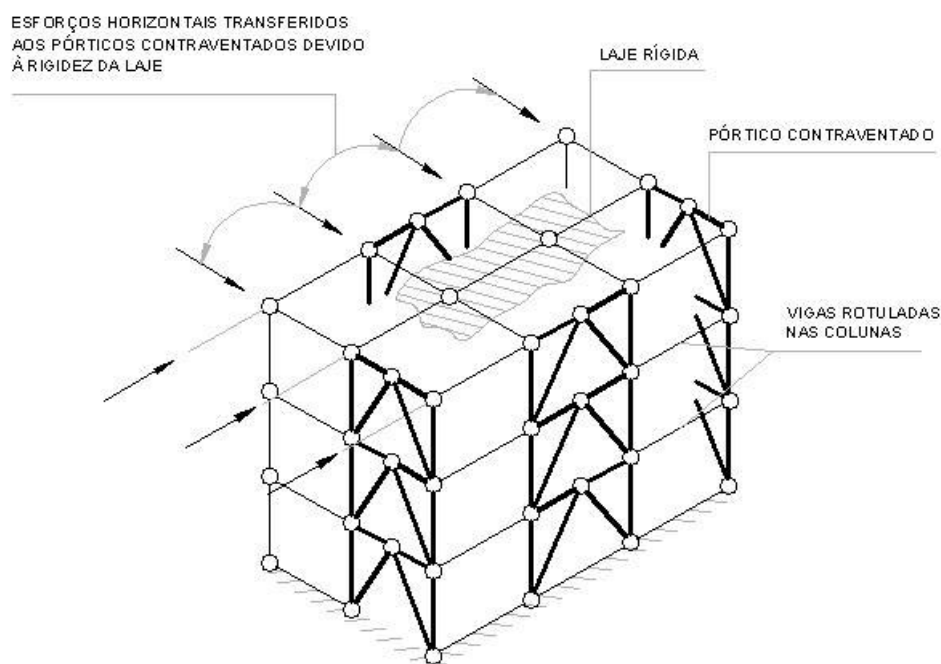
As estruturas em quadro estão entre as mais empregadas. Os quadros podem ser compostos de barras rotuladas, ligadas a uma estrutura contraventada ou rígida. Conseguem-se estruturas muito econômicas empregando-se quadros compostos de barras bi-rotuladas, com sistemas especiais de estabilização. Essas estruturas exigem cuidados na montagem, com o emprego de contraventamentos provisórios.

Nesses sistemas, geralmente, a laje de concreto fornece a estabilidade no plano horizontal, sendo a estabilidade vertical garantida por contraventamentos verticais, quadros rígidos, núcleos ou paredes de cisalhamento.

#### - Sistema Contraventado

Deve-se escolher um sistema estrutural, de forma a se obter, pelo menos, quatro pórticos articuláveis, paralelos dois a dois, na extensão de toda a altura do edifício. Estes pórticos deverão ser contraventados com diagonais em “X” ou “K”.

A estrutura adquire rigidez lateral através de efeitos de tração e compressão nas diagonais, além de efeitos adicionais de tração e compressão nas colunas que fazem parte dos pórticos contraventados. Também neste sistema estrutural, os esforços são transferidos aos pórticos, através da rigidez das lajes dos planos de pisos.



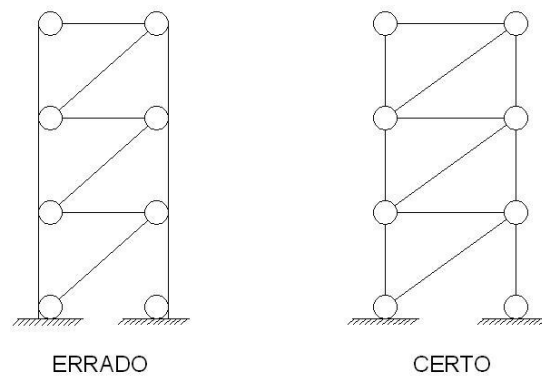
**Figura D.19: Pórtico especial contraventado.**

As principais vantagens do Sistema Contraventado são:

- As ligações das vigas com colunas são de execução mais fácil.
- As colunas são mais leves, pois são dimensionadas apenas para compressão.
- O controle dos deslocamentos é obtido pela deformação à tração e compressão das barras, conseguindo-se assim pequenos deslocamentos com menos quantidade de material.
- Resulta em um edifício mais leve, portanto mais barato. O quadro contraventado pode ser a solução mais indicada para edifícios de até, aproximadamente, 40 pavimentos. A partir dessa altura, o material consumido nos contraventamentos, para torná-lo suficientemente rígido e resistente, passa a ter sensível influencia no custo do projeto.

A principal desvantagem desse sistema é a interferência arquitetônica provocada pelos vãos contraventados, internamente com a circulação dentro do edifício, ou externamente com a colocação de esquadrias nas fachadas.

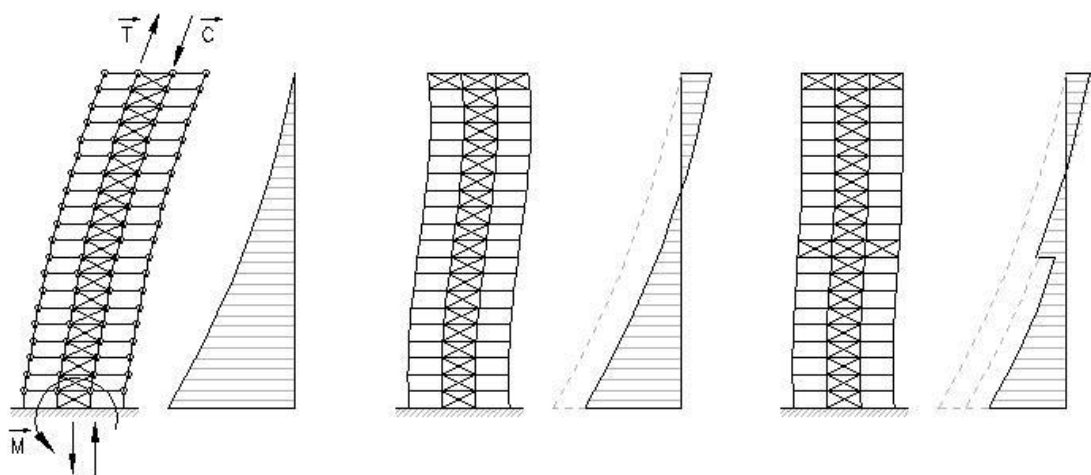
**OBS:** os pórticos contraventados são calculados como um sistema treliçado e não como um sistema treliçado de colunas contínuas.



**Figura D.20: Posicionamento das articulações.**

Pode-se melhorar a eficiência dos Sistemas Contraventados, adicionando-se treliças horizontais com ligação rígida ao contraventamento vertical e treliças simples às colunas externas.

Quando o contraventamento vertical tende a fletir, a treliça horizontal resiste, transmitindo cargas axiais às colunas externas. Há uma redução do momento fletor e assim com este procedimento, conseguem-se estruturas econômicas de até 60 pavimentos. A Figura D.21 apresenta o comportamento de sistemas contraventados sobre a ação do vento.



**Figura D.21: Comportamento de sistemas contraventados sob a ação do vento** Fonte: Sussekind, 1979.



Em prédios de pequena e média altura conseguem-se estruturas competitivas empregando-se contraventamentos transversais apenas nas fachadas extremos (mínimo quarto); nesse caso, os esforços horizontais são levados até esses contraventamentos através das lajes. Nos prédios mais elevados e de maior comprimento, geralmente são necessários mais planos contraventados. A simplificação em casos de edifícios de pequena e média altura é aceitável, quando as deformações da laje do piso no seu próprio plano forem pequenas. Há casos, porém, em que essas hipóteses são aceitáveis como, por exemplo, nos edifícios cuja planta é estreita e longa, onde a maior parte da rigidez está concentrada em poucos vãos contraventados ou em um núcleo.

#### - Sistema Rígido

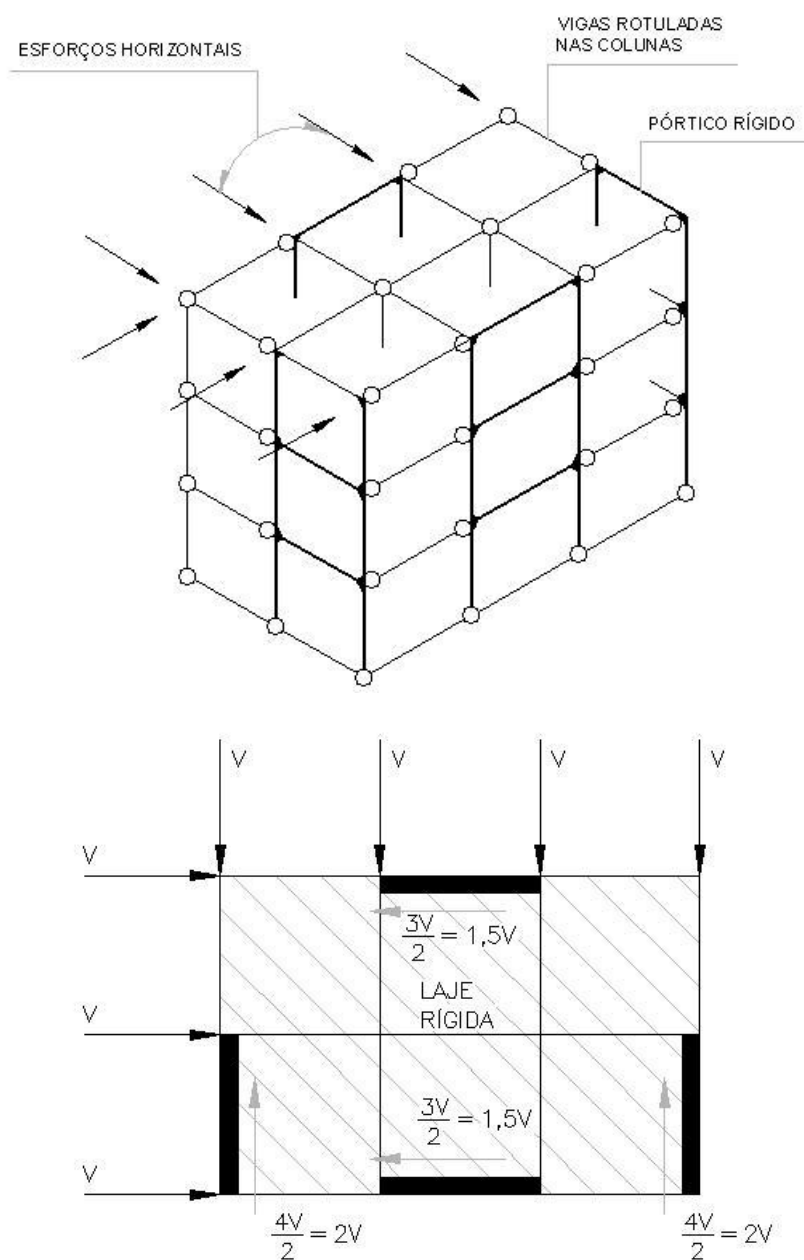
Deve-se escolher um sistema estrutural, de forma a se obter, pelo menos, quatro pórticos rígidos, paralelos dois a dois, na extensão de toda a altura do edifício. Dessa forma a estrutura adquire rigidez como um todo para as cargas horizontais em função da flexão das vigas e colunas que compõe os pórticos. As vigas que não fazem parte dos pórticos são rotuladas nas colunas. Ver Figura D.22.

Os esforços horizontais atuantes no plano do piso são transferidos aos pórticos através da rigidez da laje de piso dos andares.

As principais desvantagens do Sistema Rígido são:

- As ligações engastadas viga-coluna são de execução mais elaborada.
- As colunas dos pórticos rígidos são significativamente mais pesadas porque, além da compressão, são dimensionadas também à flexão
- Para edifícios acima de aproximadamente 10 andares, manter o deslocamento horizontal dentro dos limites aceitáveis exige colunas e vigas de dimensões maiores e conseqüentemente mais pesadas.
- É um sistema raro comparado com os outros. As estruturas com ligações rígidas oneram a sua fabricação e montagem, além de introduzirem momentos fletores nas colunas e, em construções mais altas, podem mostrar-se muito flexíveis. Este tipo de construção pode ser econômico em prédios com cerca de até 30 pavimentos,

dependendo da seção em planta. Geralmente, seu emprego econômico se restringe a edifícios mais baixos.



**Figura D.22: Sistema Rígido.**

Onde:

$V$  = Esforços horizontais (vento)

$1,5V$  = Reação aos esforços horizontais

$2,0V$  = Reação aos esforços horizontais

A principal vantagem desse sistema é deixar livres para a utilização, todos os vãos entre colunas, sem os inconvenientes dos contraventamentos ou paredes dos demais sistemas (parede de cisalhamento). Apresentam também a vantagem de maior estabilidade na montagem.

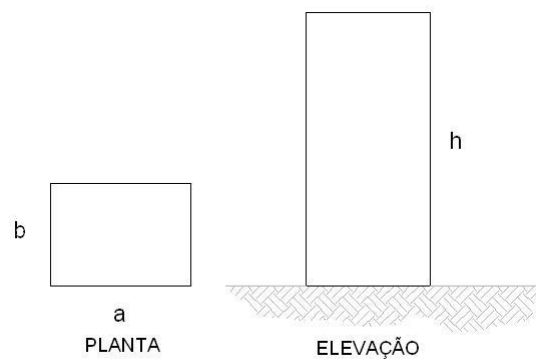
Nas estruturas em quadros rígidos, as ligações das vigas principais com as colunas são engastadas. Os nós, nestas ligações, devem transmitir os esforços normais, os de cisalhamento, os momentos fletores e, eventualmente, os momentos de torções. As lajes de concreto dão estabilidade aos quadros no sentido transversal aos mesmos. Em edifícios mais altos o quadro rígido apresenta, quando submetido a cargas horizontais, grandes deslocamentos.

#### **– Sistema com Paredes de Cisalhamento**

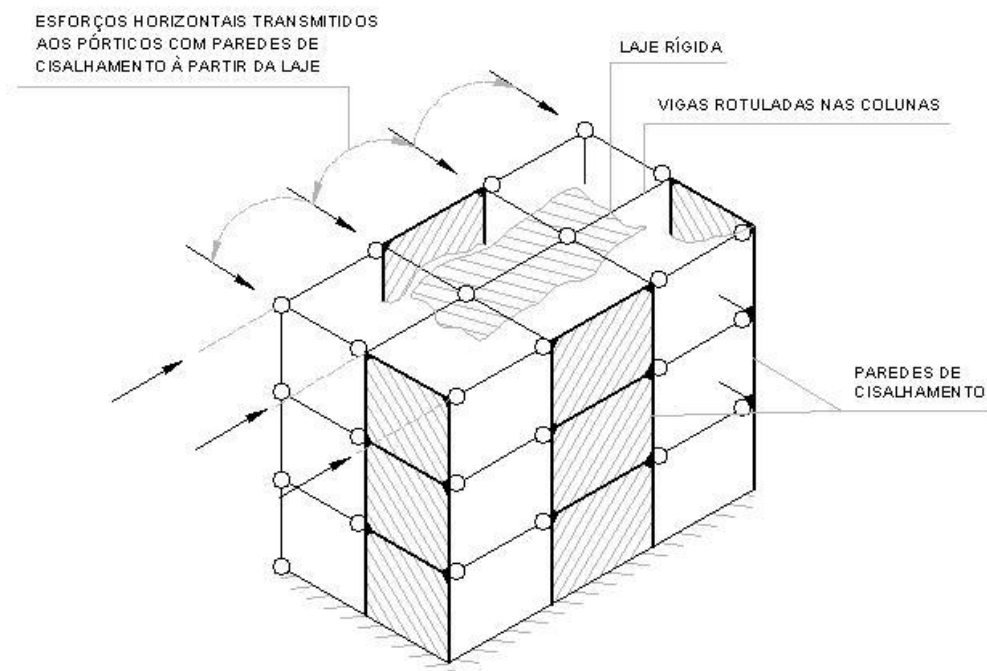
Neste caso, a rigidez vertical dos pórticos é conseguida através de paredes de concreto armado ou alvenaria estrutural construídas no vão entre vigas e colunas, em cada andar.

Alternativamente, uma parede armada pode substituir uma linha inteira de colunas no edifício, de tal forma que, além do enrijecimento vertical por ela promovido, também absorva as cargas verticais das colunas.

As cargas horizontais devidas ao vento são transmitidas para as paredes de cisalhamento através das lajes de piso. Do ponto de vista estático, as lajes são consideradas como placas horizontais de grande rigidez para solicitações no seu plano, devido à grande dimensão nesse sentido. Através das lajes, as cargas devidas ao vento são transmitidas aos elementos de enrijecimento vertical e, destes, às fundações. Somente quando ocorrer a relação  $h/b \geq 5$ , que é o caso de Edifícios Laminos, é que deveremos recorrer às paredes de cisalhamentos. Esse sistema também conduz uma estrutura final leve.

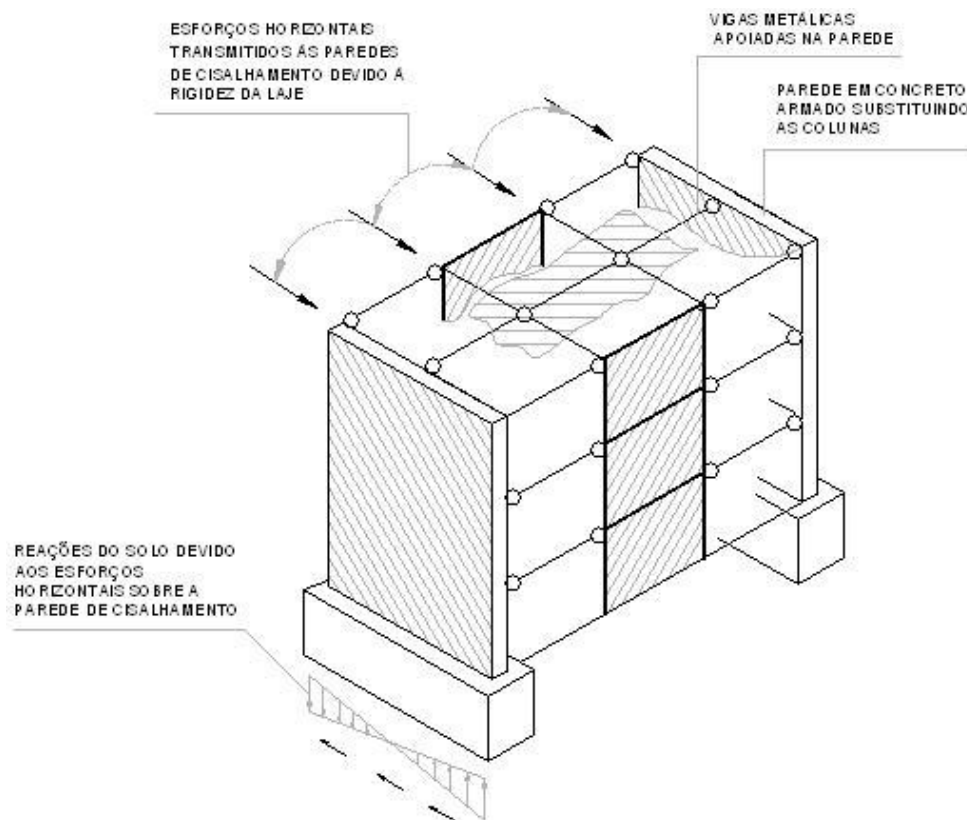


- Paredes de Cisalhamento em um vão (Figura D.23)



**Figura D.23: Paredes de Cisalhamento em um vão.**

- Paredes de Cisalhamento na Linha Inteira de Coluna (Figura D.24)



**Figura D.24: Paredes de Cisalhamento em um vão.**

As principais desvantagens do sistema com paredes de cisalhamentos são:

- Impedimentos de circulação interna e de recursos arquitetônicos nas fachadas devido às paredes de cisalhamento;
- Dificuldade na sua execução devido à necessidade de escoramento na direção perpendicular à menor inércia;
- As paredes devem ser rigorosamente prumadas;
- Devem ser executadas numa rapidez compatível com a montagem da estrutura metálica;

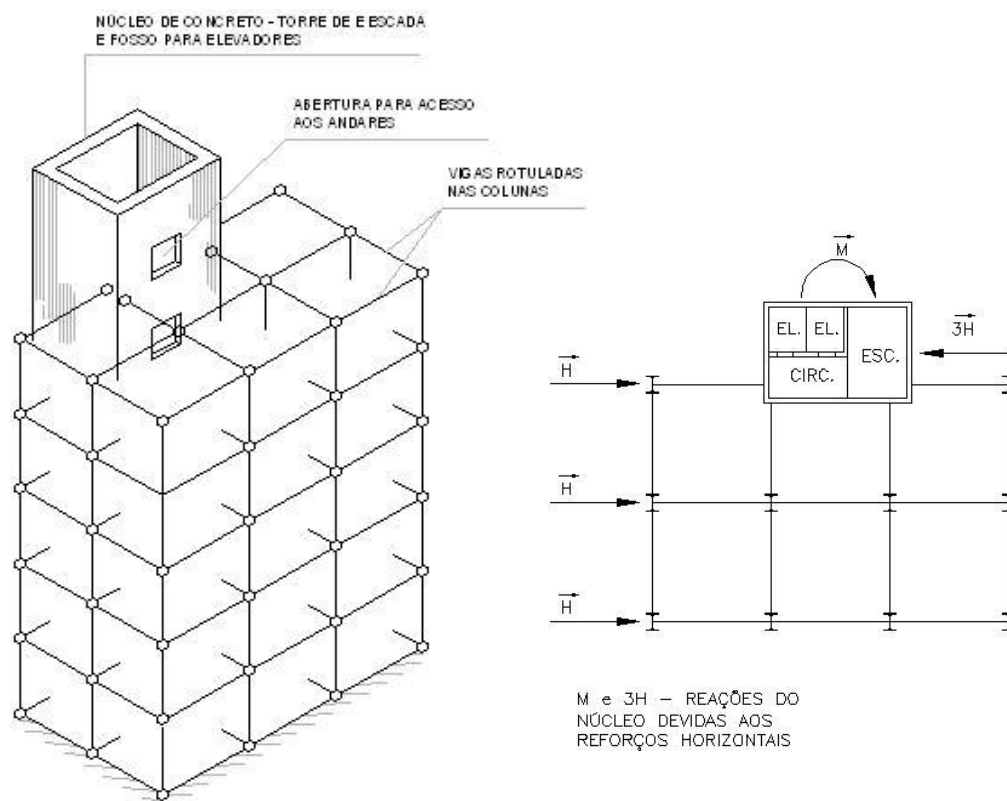
#### **– Sistema com Núcleo de Concreto**

Esta solução torna-se econômica para edifícios mais altos, onde são projetadas torres de escadas e fosso para elevadores, protegidos do corpo do edifício através de paredes laterais ao longo de toda a altura. Nesse caso a estrutura do núcleo, como é chamada

essa torre tubular de concreto, é também usada para dar rigidez devido às ações horizontais. Ver Figura D.25.

Como maioria das vezes o núcleo está localizado “fora” do centro geométrico do edifício, o mesmo, além dos esforços horizontais, tem também que absorver esforços de torção.

As cargas horizontais devidas ao vento são transmitidas para o núcleo do concreto através das lajes de piso. Do ponto de vista estático, as lajes são consideradas como placas horizontais de grande rigidez para solicitações no seu plano, devido à grande rigidez para as solicitações no seu plano, devido à grande dimensão nesse sentido. Através das lajes, as cargas devidas ao vento são transmitidas aos elementos de enrijecimento vertical e, destes, às fundações.



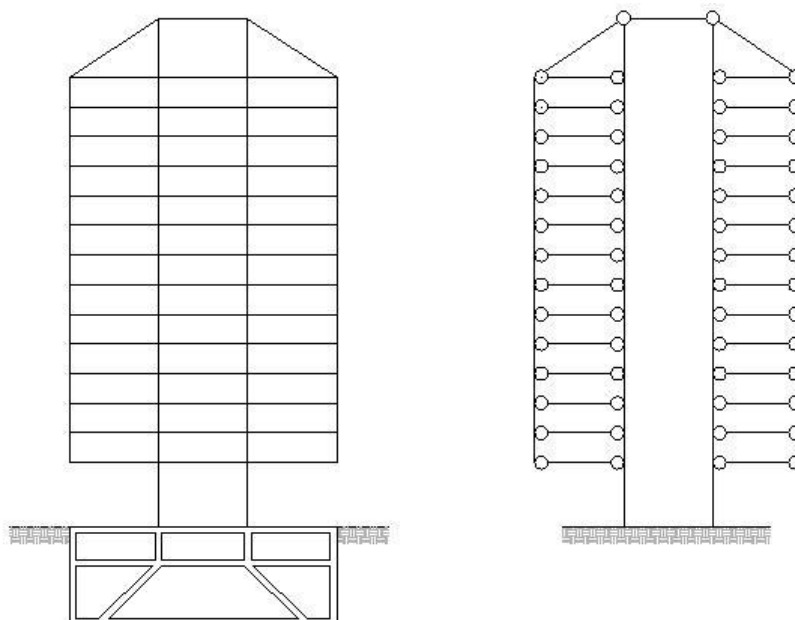
**Figura D.25: Núcleo rígido.**

A conveniência desta solução surge quando, além de necessário a presença do núcleo por questão de segurança (contra incêndios, por exemplo), a ação de resistir aos esforços horizontais não exige espessura de paredes elevadas, o que a tornaria antieconômica.

#### – **Sistema com Pisos Suspensos**

As estruturas com pisos suspensos constam, basicamente, do núcleo central, geralmente de concreto, e dos pisos, apoiados internamente no núcleo e extremamente em tirantes. Dentro do núcleo ficam as caixas de elevadores, escadas e descidas de tubos e dutos de utilidades. Os tirantes são fixados nas vigas em console no topo do núcleo. Ver Figura D.26.

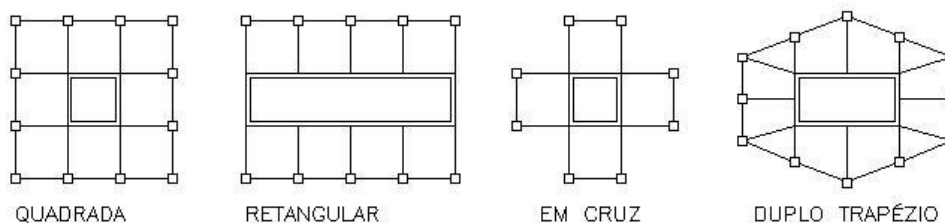
Geralmente, os prédios desse tipo têm uma fundação única sob o núcleo, o que pode ser economicamente vantajoso, além de deixar o piso térreo livre de colunas. A estabilidade vertical é feita pelo núcleo, a transmissão das cargas horizontais se faz através do contraventamento horizontal temporariamente até que se executem as lajes, as quais posteriormente à cura, cumprirão esta função.



**Figura D.26: Sistema com pisos suspensos.**

O número de pavimentos fica limitado aos níveis toleráveis de deformação dos tirantes para as cargas acidentais (vento, neve, etc.). As construções deste tipo, já executadas, possuem em torno de 12 pavimentos. Para prédios mais elevados, costumam-se usar balanços intermediários ligados ao núcleo.

As formas em planta mais usuais são a quadrada e a retangular, podendo ainda ser em cruz e em duplo trapézio (Figura D.27). Devem-se sempre procurar formas simétricas, de forma a proporcionar uma melhor distribuição de esforços no núcleo.

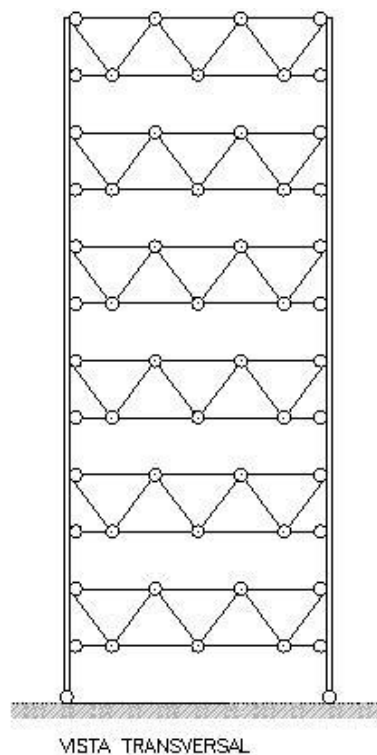


**Figura D.27: Formas de plantas usuais e posicionamento do núcleo rígido.**

#### – Sistema com Treliças Alternadas

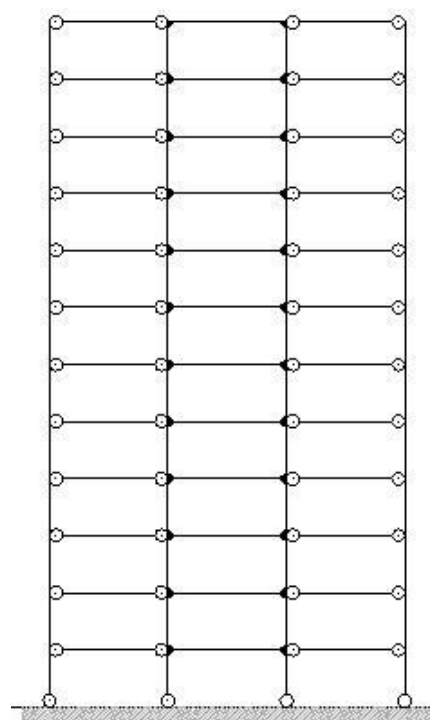
Nas estruturas com treliças alternadas, o enrijecimento transversal vertical é conseguido com treliças da altura do pé-direito. Como existe sempre um pavimento treliçado e outro não, os pisos se apóiam alternadamente na corda superior e na inferior da treliça. Todas as colunas se situam na periferia, permitindo boa flexibilidade no planejamento arquitetônico interno. Nos pavimentos com treliça, as paredes divisórias transversais ficam nos planos do treliçamento. Ver Figura D.28.



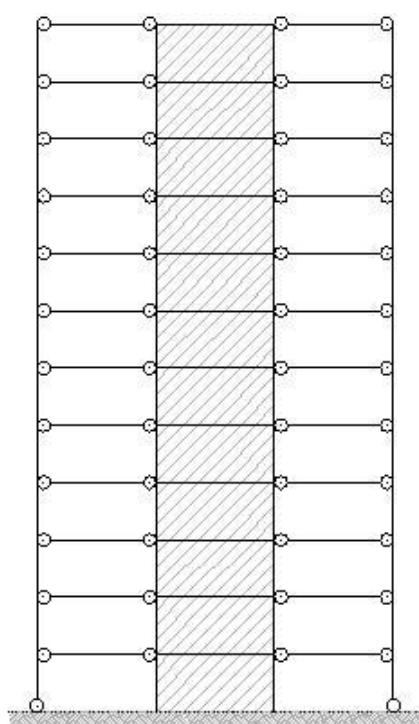


**Figura D.28: Sistema com treliças alternadas.**

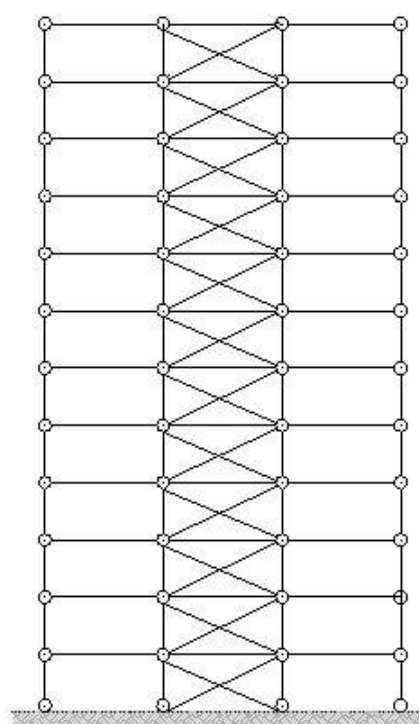
No sentido transversal vertical, as ações do vento são resistidas pelo quadro formado pelas colunas e treliças alternadas, enquanto que, no sentido longitudinal vertical, elas são resistidas por quadros rígidos, por contraventamento convencional ou por paredes ou núcleos de cisalhamento. Ver Figura D.29.



VISTA LONGITUDINAL  
QUADRO RÍGIDO



VISTA LONGITUDINAL  
SISTEMA COM PAREDES DE CISALHAMENTO



VISTA LONGITUDINAL  
SISTEMA CONTRAVENTADO

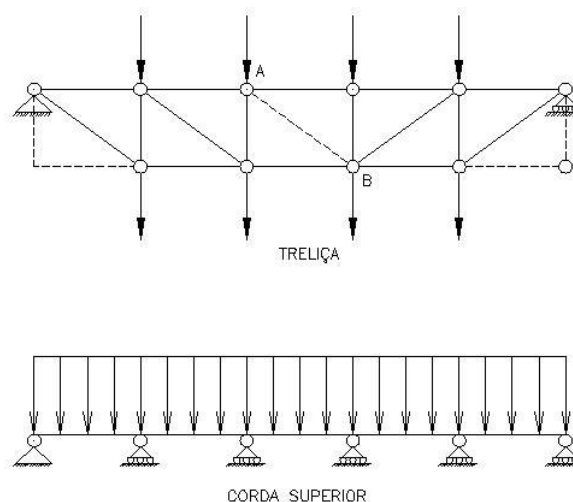
**Figura D.29: Sistemas de estabilização longitudinal vertical.**

No painel central do treliçamento onde geralmente se situa o corredor longitudinal, é comum usar-se um quadro rígido que permita a passagem livre.

Nas cordas devem ser empregados, de preferência, perfis *H* ou perfis *I* de mesas paralelas. Perfis *T* e cantoneiras devem ser evitados, uma vez que as cargas verticais do piso são um fator importante no dimensionamento econômico, e esses perfis não aproveitam bem o material, quando solicitados por momentos fletores.

Para o pré-dimensionamento, a treliça pode ser considerada com os nós rotulados. A determinação dos momentos fletores devido à carga distribuída ou a cargas não aplicadas nos nós pode ser feita considerando as cordas como vigas contínuas.

Na Figura D.30 estão indicados os sistemas estruturais de uma treliça, para o cálculo preliminar referente às cargas verticais.

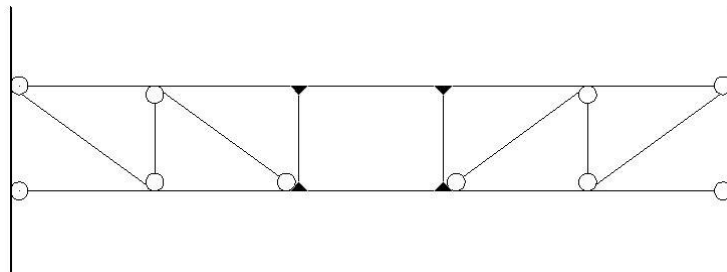


**Figura D.30: Sistema estrutural – treliça.**

Observação: Se não fosse colocada a barra  $\overline{AB}$ , a treliça seria internamente hipostática ( $b < 2n - 3$ ).

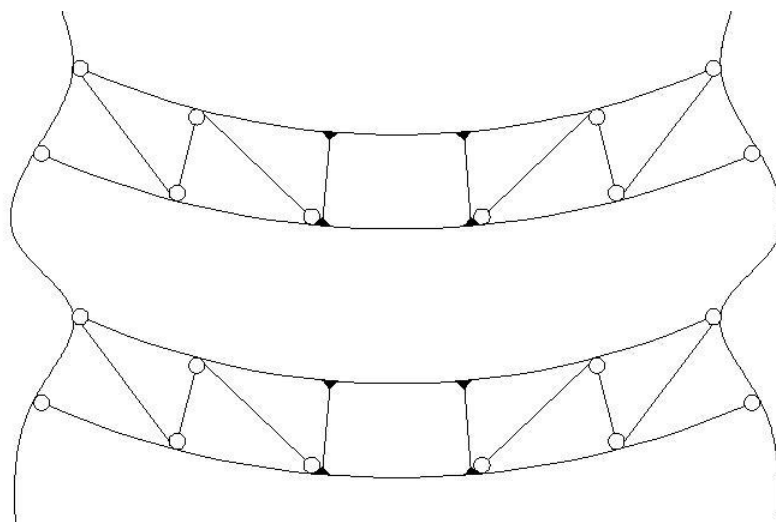
O cálculo definitivo, devido ao alto grau de indeterminação, é executado mais economicamente utilizando-se o computador. Para isto, considera-se o sistema estático

mais próximo das condições reais, conforme Figura D.31. Note-se o quadro rígido no painel central.



**Figura D.31: Treliça com quadro rígido central.**

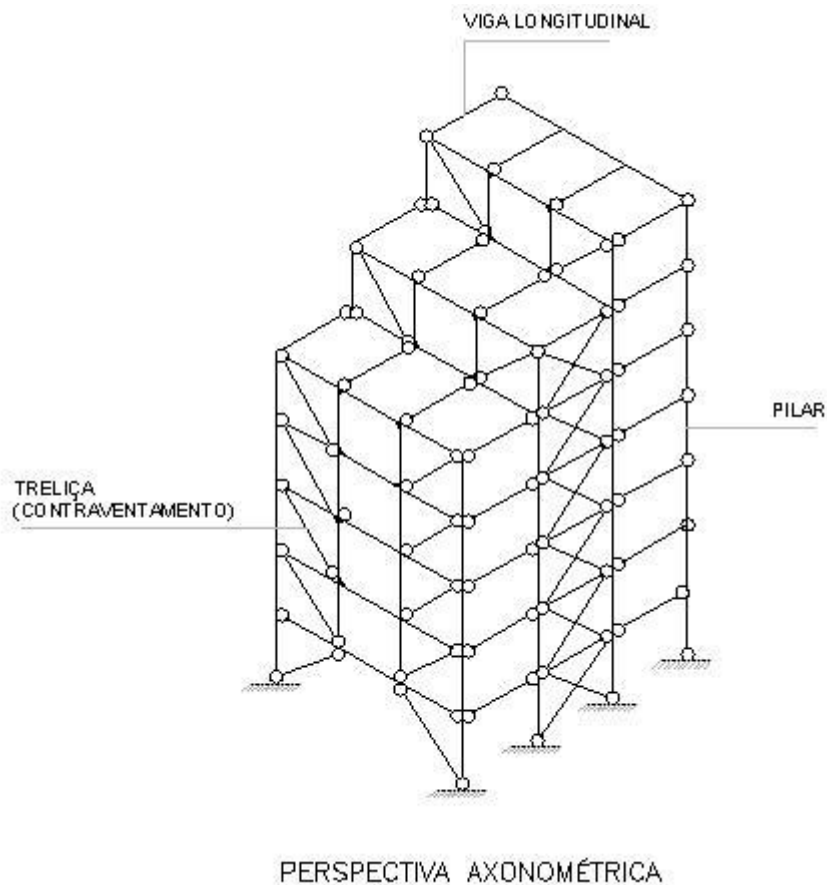
O quadro transversal composto das colunas e treliças, solicitado por cargas verticais, provoca momento fletores nas colunas. (Figura D.32)



**Figura D.32: Treliça sob flexão.**

Pode-se eliminar os momentos decorrentes do peso próprio da construção, executando-se provisoriamente a ligação da corda inferior da treliça considerando-a simplesmente apoiada. A ligação é feita com furos alongados, de modo que a treliça possa se deformar, sem introduzir momentos secundários nas colunas. Após estas atuando toda a

carga devida ao peso próprio na estrutura, as ligações das cordas inferiores nas colunas são então soldadas, de tal forma que, das cargas verticais, apenas as acidentais introduzem momentos secundários nas colunas.



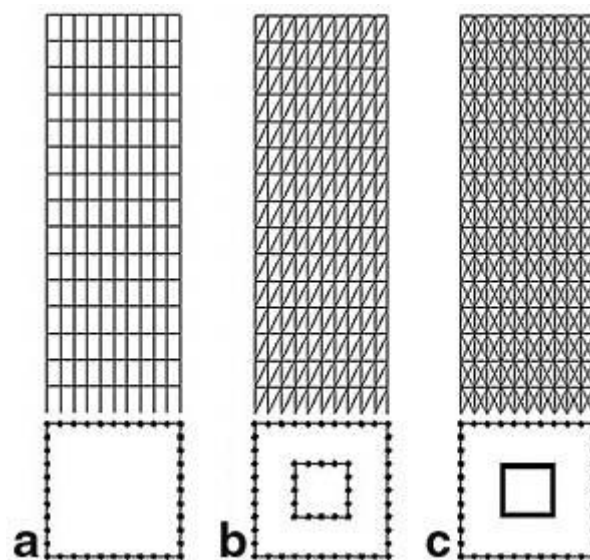
**Figura D.33: Sistema estrutural – treliça.**

### – Sistema Tubular

É o resultado recente da evolução estrutural dos edifícios de grande altura. Os contraventamentos são dispostos em todas as faces externas do edifício, ao longo de toda altura e todo perímetro, obtendo-se na forma final um grande tubo de seção quadrada ou retangular, conforme a seção do edifício, altamente resistente aos efeitos de flexão e torção. A eficiência das estruturas tubulares pode ser evidenciada pelo consumo de aço por metro cúbico de construção, que é comparável com o de prédios com a metade da sua altura, construídos segundo outros sistemas estruturais.

O princípio básico dos prédios tubulares é a distribuição das colunas e vigas principais ao longo das fachadas, funcionando como se fossem as paredes de um tubo oco em balanço, engastado no terreno. Estas paredes são constituídas por colunas, com pequeno espaçamento entre si e em toda a periferia, ligadas por vigas de piso de grande altura. A rigidez das fachadas pode ainda ser aumentada adicionando-se diagonais para se obter o efeito das treliças.

O edifício pode ser projetado de modo que todos os carregamentos horizontais sejam suportados pelas paredes externas do tubo. Pode também ser enrijecido por contraventamentos verticais internos, ou por “tubo dentro de tubo”, sendo o interno formado, pela caixa de elevadores e escadas ou ainda por um tubo celular.



**Figura D.34: Estruturas de contraventamento para mega edifícios: a) tubular periférico; b) tubular treliçado + tubular central; c) tubular treliçado + núcleo central. Fonte: Taranath, 1988.**

É o sistema mais empregado atualmente para prédios de grande altura, acima de 50 pavimentos.

A dificuldade dessa solução é adequar os caixilhos das fachadas aos contraventamentos ou elementos de enrijecimento também posicionados na periferia do edifício.

Podem ser destacados os seguintes sistemas de estruturas tubulares:

I – Tubo Oco (Vierendeel)

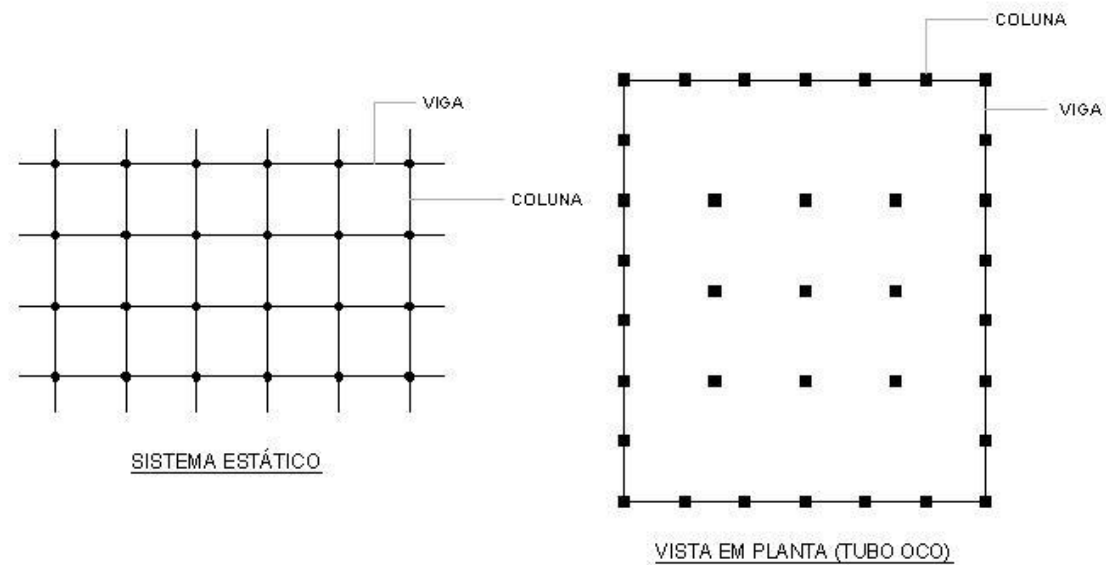
II – Tubo Treçado

III – Tubo Celular

I - Tubo Oco (Vierendeel)

O sistema de tubo vierendeel é composto de paredes externas formando uma malha de colunas e vigas ligadas rigidamente. Devido ao espaçamento reduzido da malha das fachadas, esta pode ser usada diretamente para a fixação das esquadrias.

Consideram-se as colunas internas (quando existentes), dimensionadas somente para resistir às cargas gravitacionais, não contribuindo para a rigidez do tubo externo.



**Figura D.35: Sistema tubular oco, ou periférico.**



**Figura D.36: World Trade Center, exemplo de estrutura tubular periférica. Fonte: [www.greatbuildings.com](http://www.greatbuildings.com). Acesso em 18 de maio de 2009.**

## II – Tubo Treliçado:

Consegue-se melhor efeito de tubo, substituindo as colunas por diagonais, formando uma malha densa, de modo que a influência das tensões de cisalhamento e as deformações das vigas possam ser desprezadas.

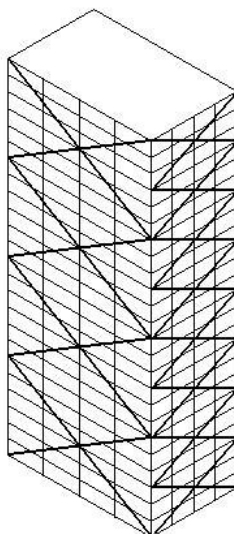




**Figura D.37: Saint Mary Axe, em Londres, de Norman Foster. Fonte: [http://en.wikipedia.org/wiki/30\\_St\\_Mary\\_Axe](http://en.wikipedia.org/wiki/30_St_Mary_Axe), acesso em 15/10/2007.**

A desvantagem dessa solução consiste no grande número de ligações e na fixação das vigas internas do piso nos “nós” da treliça, assim como no arranjo das esquadrias.

Empregando-se espaçamento maior entre as colunas da periferia, da ordem de 6 a 18 metros, e complementando a malha de colunas e vigas com diagonais a  $45^\circ$ , conseguem-se menor ligações e um bom efeito de tubo. Este sistema apresenta a vantagem de conseguir que as solicitações decorrentes da ação do vento sejam resistidas preponderantemente por solicitações normais das colunas e não por momentos fletores. Além disso, as diagonais propiciam uma distribuição mais uniforme das cargas verticais nas colunas, de modo que, em um mesmo nível, elas possam ter o mesmo dimensionamento.

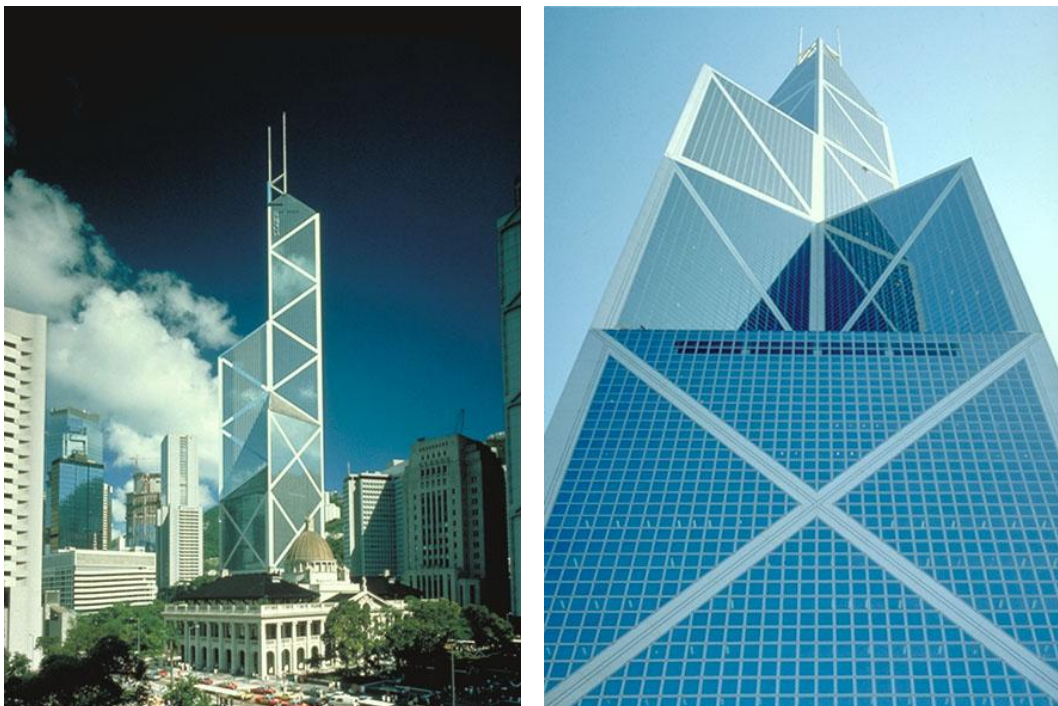


**Figura D.38: Sistema Tubular Treliçado.**

### III - Tubo Celular:

A mais recente evolução do projeto de estruturas tubulares é o Tubo celular. Nesse sistema, o tubo externo é enrijecido por diafragmas internos nas duas direções, formando células. Esses tubos individuais que se formam possuem resistência própria, quando isolados, podendo-se variar a configuração do edifício ao longo de sua altura.

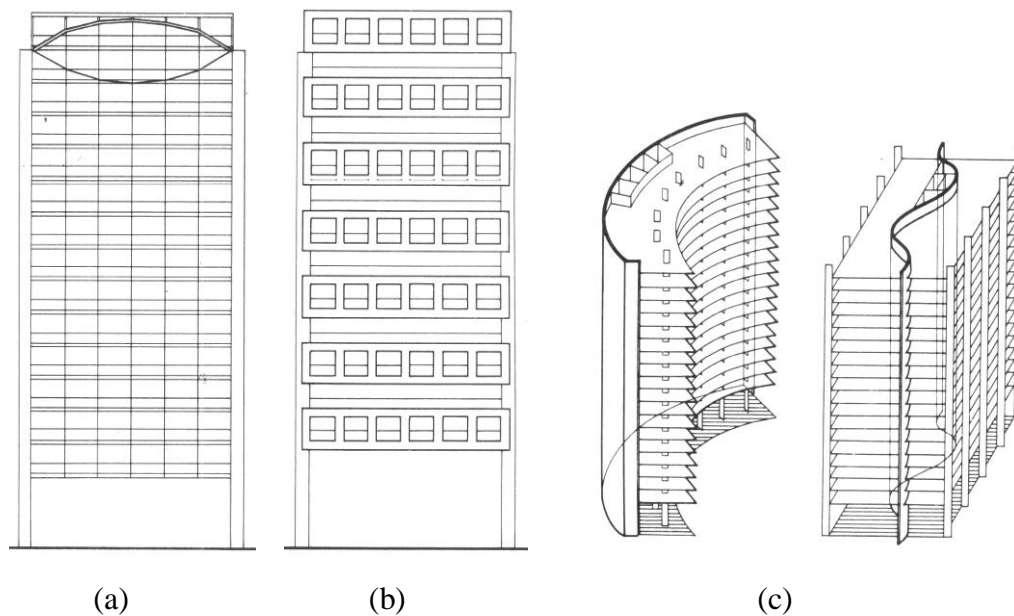
Os diafragmas internos agem como almas de uma grande viga em balanço, resistindo ao esforço cortante, reduzindo as deformações devidas ao cisalhamento e contribuindo com maior resistência à flexão.



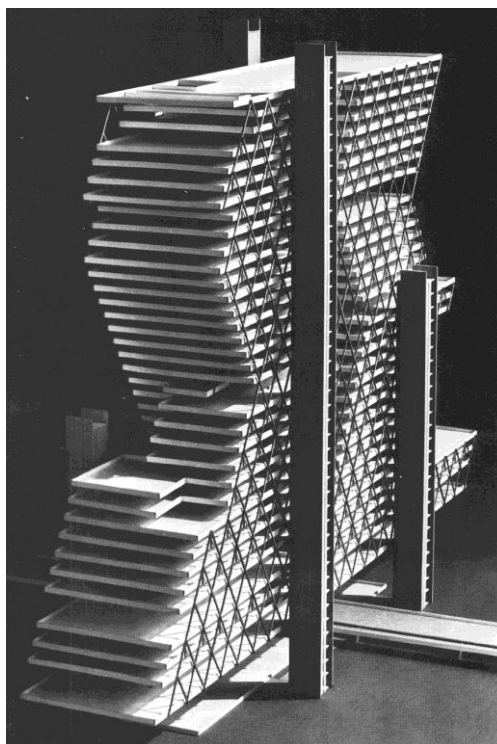
**Figura D.39: Banco da China – I.M.Pei. Fonte: [www.pcfandp.com/a/p/8220/s.html](http://www.pcfandp.com/a/p/8220/s.html). Acesso em 15/10/2007.**

No exemplo anterior, a grande treliça é formada por cinco colunas mistas de concreto e aço, que são abraçadas pelas diagonais em metal. Sua forma irregular gera excentricidades que, previstas em projeto, são absorvidas pela treliça espacial.

Em edifícios tubulares, a rigidez pode ser aumentada de diversas maneiras como, por exemplo, empregando-se núcleos rígidos internos ou um sistema de núcleos interligados, adicionando-se arcos, cabos e tirantes, vigas vierendel, além de lâminas enrijecedoras como pode ser visto nas Figuras D.40 e D.41.



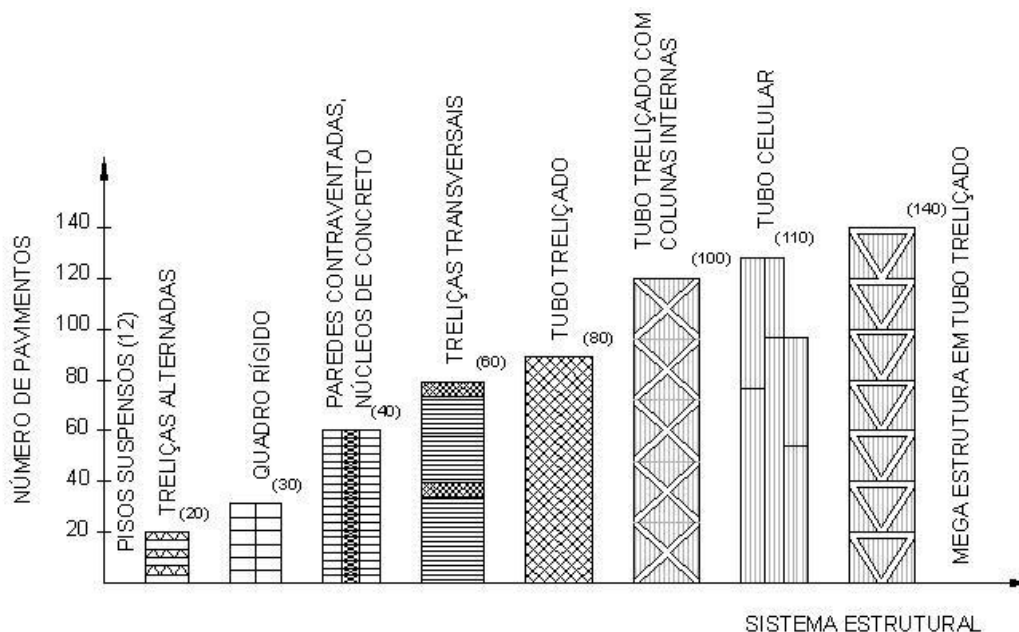
**Figura D.40: Sistemas tubulares - a) Combinação de arco e cabo com pisos suspensos; b) Pórticos múltiplos com pisos intermediários sem suportes; c) Lâmina como espinha dorsal. Fonte: ENGEL, 1978.**



**Figura D.41: Sistema de vãos livres com transmissão de cargas ativa e estabilização lateral através de núcleos perimetrais de serviços. Fonte: ENGEL, 1978.**

### C) Comparação entre os diversos sistemas estruturais

A Figura D.42 mostra uma série de sistemas estruturais com a respectiva indicação aproximada de seus limites de aplicação.

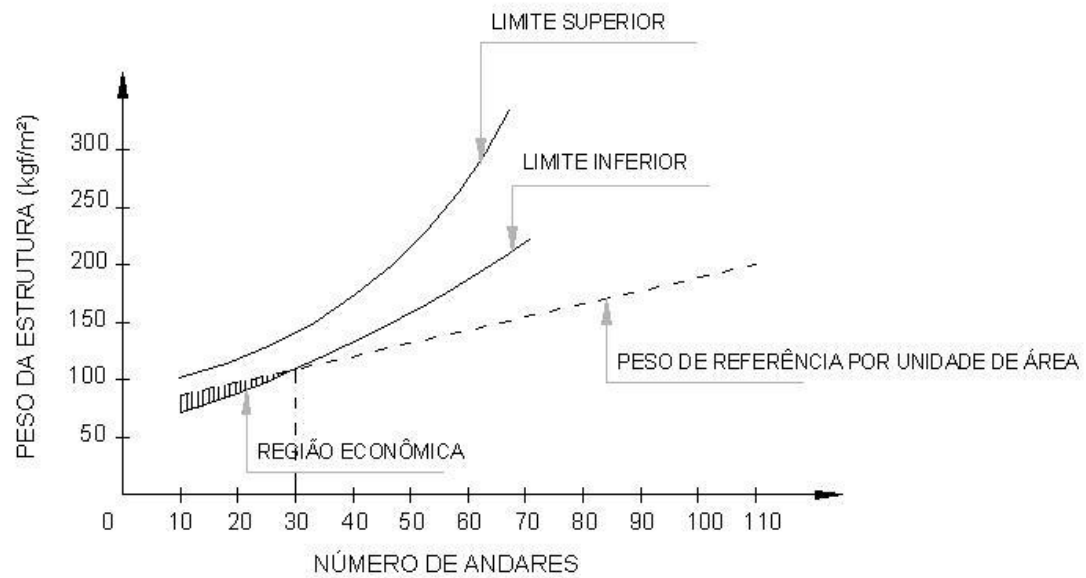


**Figura D.42: Limite de aplicação de sistemas estruturais em relação à altura. Fonte: Taranath, 1988.**

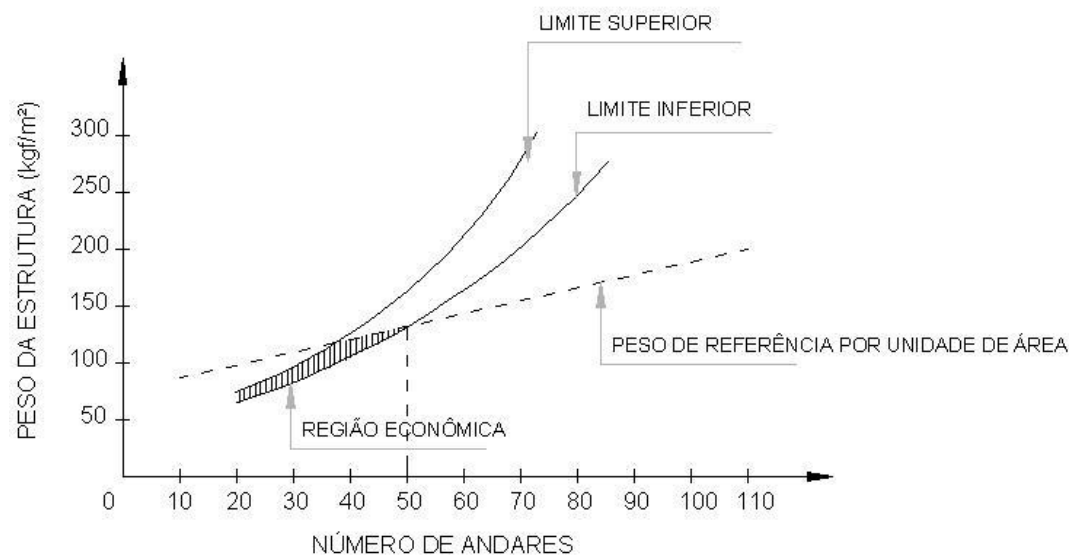
Para fins comparativos, pode-se representar o consumo de aço na estrutura  $\text{kgf/m}^3$ . Entretanto, deve-se destacar a grande variação da eficiência de cada sistema, proveniente das variações de suas características geométricas e dimensões, sendo, pois, conveniente representar o consumo por faixas com limites máximos e mínimos. Para tanto presume-se ainda que os custos de fabricação e montagem não variem entre os diversos sistemas estruturais, para um edifício de determinada altura.

As linhas tracejadas dos gráficos à seguir representam, para fins de viabilidade econômica, o peso por unidade de área de referência para estruturas de edifícios de múltiplos andares.

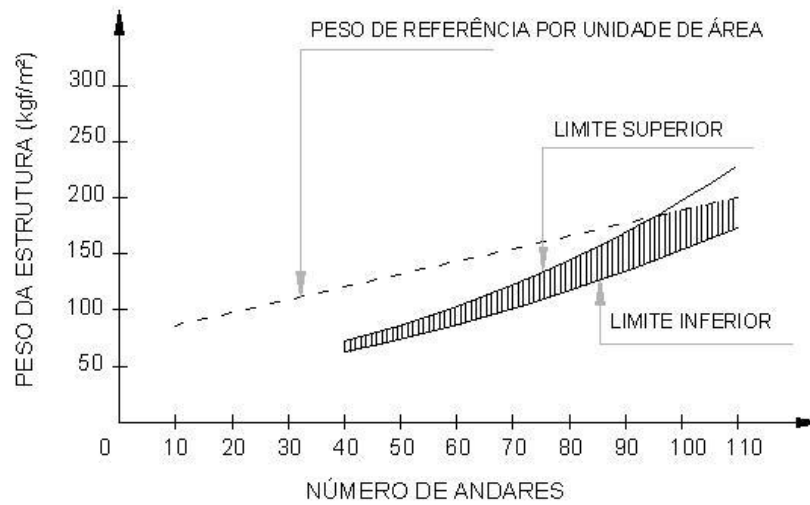
- Estrutura em quadro rígido:



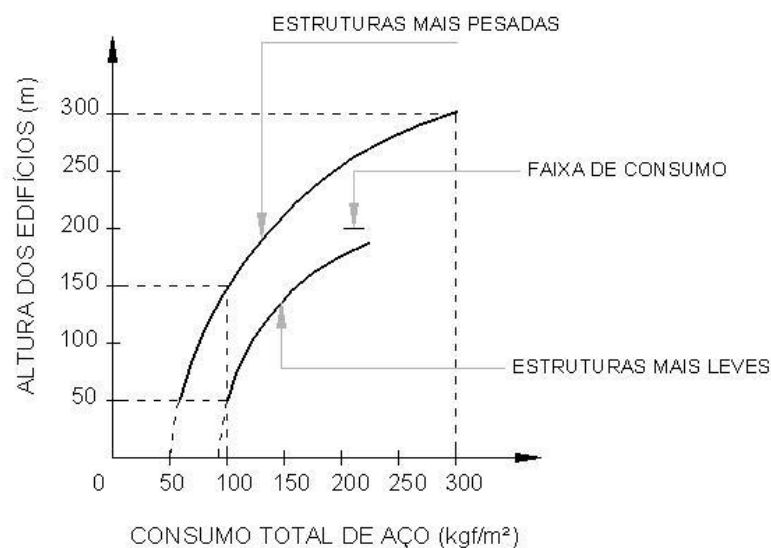
- Estrutura em quadro contraventado



- Estrutura tubular



Visando a comparação entre os edifícios das diversas soluções estruturais adotadas, os consumos de aço são apresentados em função do metro quadrado de área de piso. Como esses consumos são bastantes variáveis, mesmo dentro de uma mesma solução estrutural, em função da altura e geometria do edifício, eles são associados a faixas de consumo conforme o gráfico abaixo. Nos limites dessa faixa estão, de um lado, a ocorrência das estruturas mais econômicas e do outro, as estruturas mais pesadas.



Modernamente, edifícios altos são construídos com consumos de aço reduzidos para até o entorno de 70 kgf/m<sup>2</sup> em contraposição aos edifícios da década de 60, quando esse número era maior que 100 kgf/m<sup>2</sup>.

Os edifícios baixos de até quatro andares, conforme os projetos executados no Brasil apresentam o consumo variando de 30 a 40 kgf/m<sup>2</sup>.

A avaliação do peso por metro quadrado é feito calculando o peso médio das vigas e colunas e dividindo-se pela área construída, isto é feito como pré-avaliação em pré-dimensionamento, para se escolher a alternativa estrutural mais econômica.

## **SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS HORIZONTAIS**

### **A) Introdução**

Se forem combinados os efeitos das cargas horizontais com os das verticais, será possível conceber a estrutura como um conjunto de elementos capazes de resistir simultaneamente a solicitações axiais, de flexão, e de força cortante. Verificar-se-á tal comportamento se os elementos verticais (pilares) e horizontais (vigas) forem rigidamente ligados entre si, dando lugar a uma estrutura aporticada de elevado grau de hiperestaticidade.

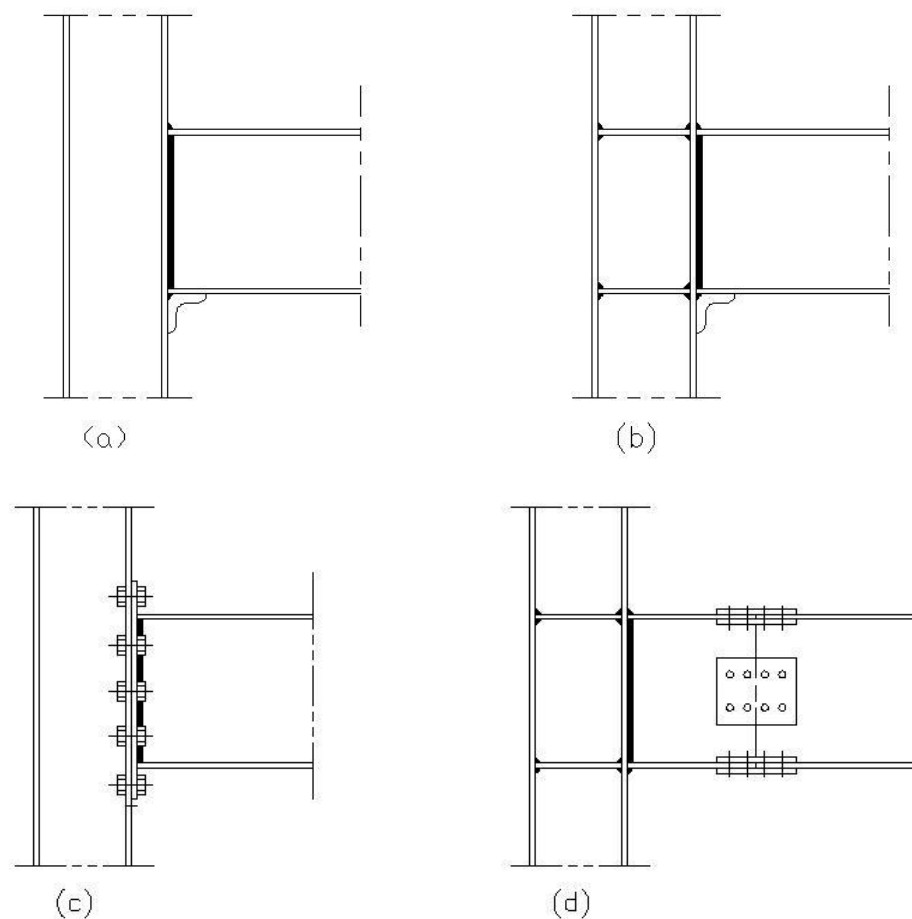
Das observações anteriores deduz-se que:

- As ligações entre vários elementos da estrutura deverão ter alto grau de vinculação;
- A interação entre as forças normais e os momentos fletores é um fator condicionante para o dimensionamento dos pilares;
- A deformabilidade global da estrutura poderá ser elevada pelo fato de depender somente da rigidez dos pilares.



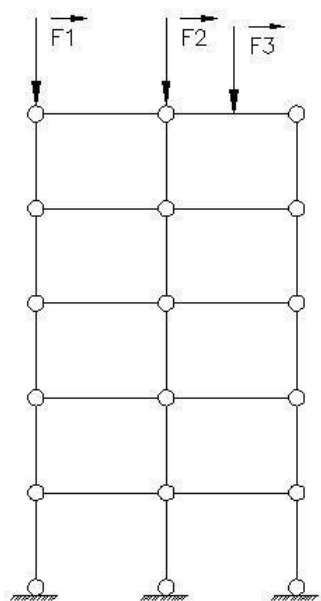
Na Figura D.43 estão indicados alguns detalhes construtivos dos nós de ligação dos elementos horizontais e verticais, capazes de transferir momentos fletores, típicos de uma estrutura aporticada.

O nó mais resistente é obviamente o indicado na Figura D.1 (b), onde os enrijecedores reconstituem a seção da viga, e a alma do pilar está sujeita à força cortante. Esses nós, soldados na obra, poderão onerar a estrutura, no que se diz respeito à velocidade de montagem. Por essa razão, ligações aparafusadas do tipo flangeado (Figura D.1 (c)) ou com cobre-juntas (Figura D.1 (d)), são alternativas válidas que solucionam o problema.



**Figura D.43: detalhes construtivos dos nós de ligação dos elementos horizontais e verticais, capazes de transferir momentos fletores. Fonte: Taranath, 1988.**

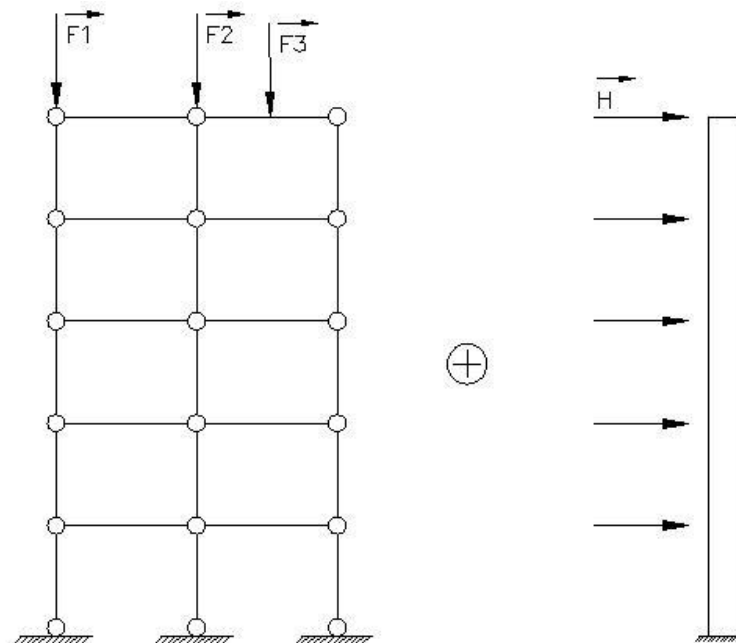
Pode-se também, conceber uma estrutura capaz de resistir aos efeitos das cargas verticais e horizontais, estudando-se uma distribuição de rótulos entre os seus vários elementos. Para tal finalidade, pode-se observar que, na ausência de imperfeições geométricas, tal como falta de prumo dos pilares, uma estrutura hipostática do tipo ilustrado na Figura D.44, tem condições de transferir às fundações os efeitos das cargas verticais.



**Figura D.44: Estrutura hipostática.**

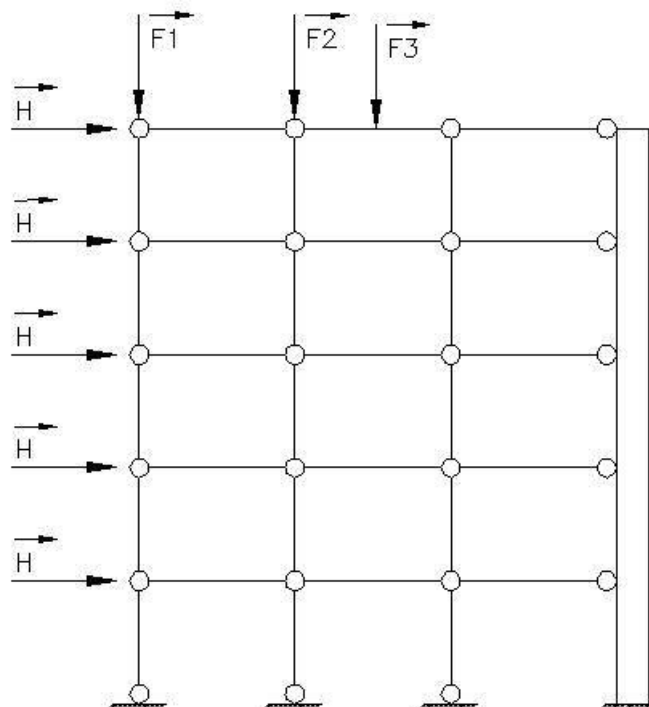
Nessas estruturas, as vigas horizontais serão fletidas no plano vertical, os pilares serão simplesmente comprimidos, e as ligações rotuladas entre as vigas e os pilares deverão absorver somente forças cortantes.

Para resistir às ações horizontais e transferir os seus efeitos às fundações, é suficiente que exista um suporte em balanço, engastado nas fundações, veja a Figura D.45;



**Figura D.45: Associação do conjunto estrutural com viga em balanço. Fonte: Taranath, 1988.**

Se associarmos essas duas estruturas elementares obtém-se a estrutura da Figura D.46, isostática e em condições de absorver diretamente o carregamento horizontal.

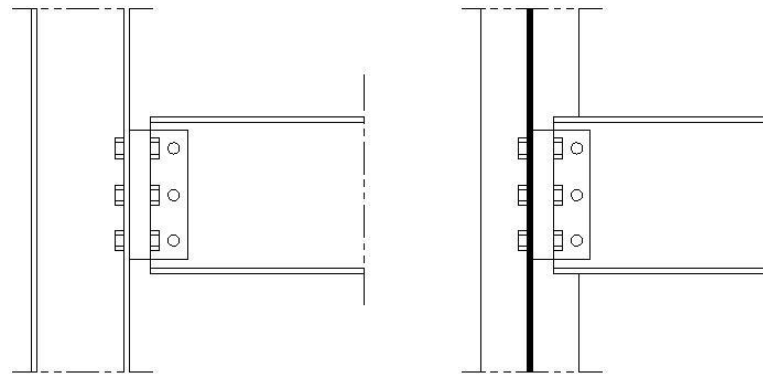


**Figura D.46: Associação do conjunto estrutural com viga rígida em balanço. Fonte: Taranath, 1988.**

Como resultados apresentam-se:

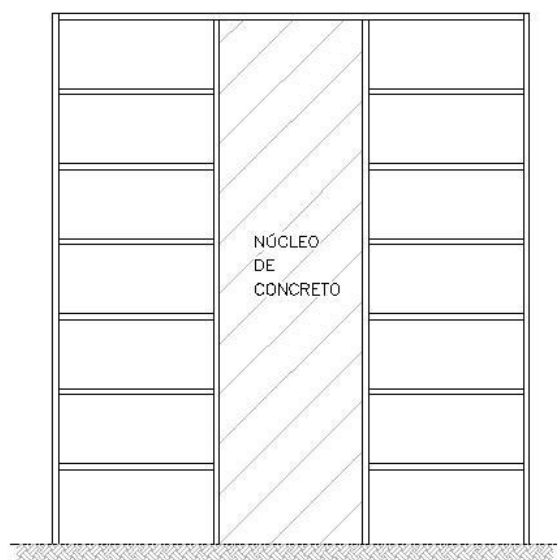
- Ligações simples (rótuladas);
- Deformabilidade dependente do comportamental do suporte em balanço (contraventamento);
- Interação reduzida ou anulada entre as solicitações axiais e os momentos fletores nos elementos verticais da estrutura.
- Não há maior inconveniência numa estrutura contraventada, salientando-se que o sistema de fundações deverá absorver as reações das cargas horizontais somente nos elementos que recebem os contraventamentos.

Na Figura D.47, estão indicadas detalhes construtivos de ligações entre elementos horizontais e verticais, na forma em que sejam capazes de transferir apenas solicitações axiais e de forças cortantes (rótulos).



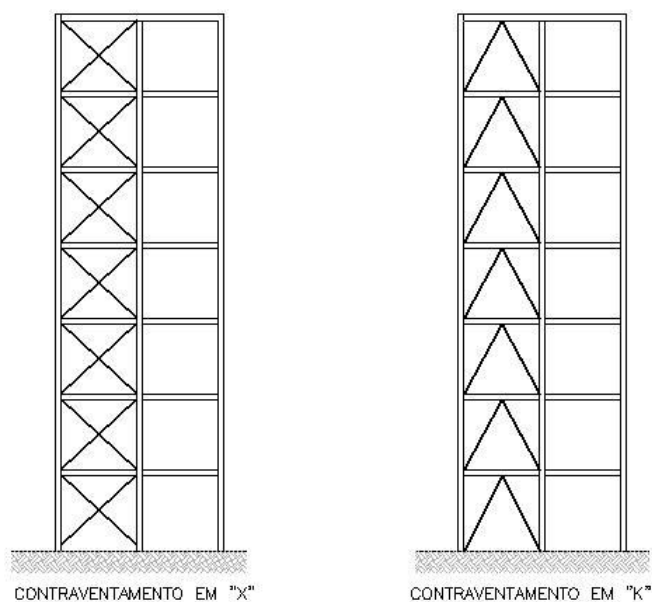
**Figura D.47: Detalhes construtivos de ligações entre elementos horizontais e verticais que transferem apenas solicitações axiais e de forças cortantes. Fonte: Taranath, 1988.**

As estruturas contraventadas são normalmente obtidas de dois modos diferentes. Um deles é através de um núcleo de concreto, solidamente construído em torno de vão de escadas; veja a Figura D.48.



**Figura D.48: Contraventamento em núcleo de concreto.**

Outro modo é através de uma estrutura reticulada de aço, ligada aos nós de interseção de vigas e pilares. Neste caso, os sistemas mais usuais são os denominados contraventamento em “X” ou em “K”, veja a Figura D.49.



**Figura D.49: Estrutura reticulada – contraventamento em “X” e “K”.**

A estrutura de contraventamento em “X” ou em “K” é solicitada predominantemente à força cortante e à flexão, daí ser necessário controlar sua deformabilidade sob a ação das cargas de serviço, para reduzir a deslocabilidade de todo o edifício.

Para individualizar todos os elementos da estrutura, necessários ao funcionamento de uma estrutura real, é preciso imaginar o edifício no espaço e fazer uma análise do comportamento de seus vários planos.

As cargas horizontais  $\vec{H}$  não deverão ser transferidas a todos os nós e pilares pertencentes ao andar correspondente, mas somente pilares situados no plano da estrutura do contraventamento, cujos elementos servirão de vínculo para conduzi-las às fundações.

As estruturas dos contraventamentos devem ser em número tal que possam, de forma direta, contrapor-se a qualquer carga horizontal.

Dessas considerações, pode-se concluir que:

- a) Cada nível pode ser considerado como uma estrutura plana, vinculada ao contraventamento vertical.
- b) Os contraventamentos são os vínculos externos de cada nível de piso e devem ser constituídos por um sistema que garanta pelo menos três graus de vinculação (duas direções horizontais e uma vertical).
- c) A estrutura do piso, em cada nível, deve ter condições de resistir às solicitações internas, oriundas das cargas horizontais a ela aplicadas.

Para preencher as condições dadas em (a), a estrutura de cada nível deve conter diagonais que liguem seus nós, transformando-a em uma viga reticulada horizontal. Como alternativa, o sistema de piso pode ser resistente horizontalmente, constituído de elementos de concreto pré-fabricado e/ou lajes, cuja deformabilidade no plano pode ser em geral desprezada. Nesse caso, deve ser dada atenção à fase de montagem, na qual

esses elementos não são ainda eficazes e a estrutura do piso é hipostática. Ela poderá ser transformada em isostática, com a introdução de contraventamentos horizontais provisórios, munidos de um sistema para controlar sua tensão.

Para preencher a condição dada em (b), se o contraventamento for constituído por lajes de concreto armado, poderá ser considerado como diafragma resistente à flexão no seu próprio plano, à flexão sob o efeito das cargas verticais do piso, e à torção (dependendo de sua própria capacidade de resistir a esses efeitos). Se o contraventamento for de aço, constituído de uma estrutura treliçada, esta só será eficaz no seu próprio plano, constituindo um vínculo simples no que se refere á estrutura plana do andar.

Para que a condição (c) possa ser preenchida, é necessário calcular as solicitações internas que se originam na estrutura plana do andar, para o efeito das cargas horizontais a ela aplicadas, sendo essas solicitações dependentes das condições de vínculo do contraventamento vertical.

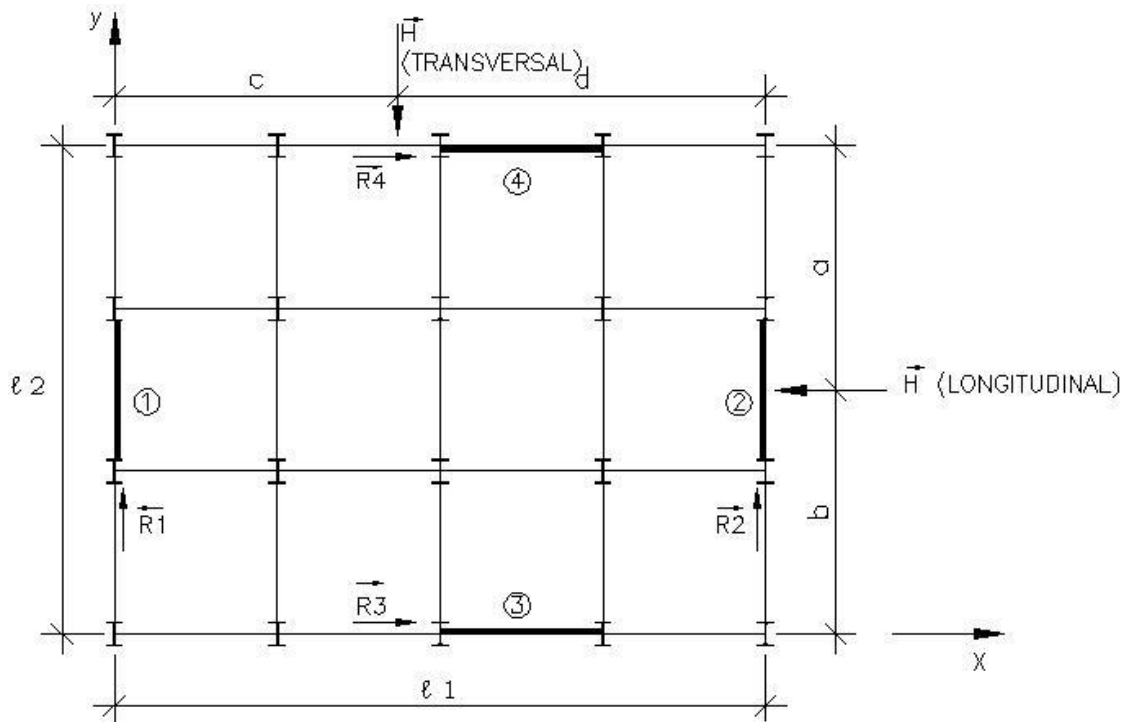
## **B) Distribuição das forças horizontais**

As forças horizontais que agem em cada nível de uma estrutura devem ser distribuídas entre os diversos elementos do sistema de estabilização vertical, a fim de se poder verificar se a resistência de cada um dos elementos é superior aos esforços que o solicitam. Para se definir o “método de calculo” utilizado na distribuição das forças podem-se dividir os sistemas em duas categorias: Isostáticos e Hiperestáticos. (Hipostáticos não apresentam interesse).

Nos Sistemas Isostáticos, a distribuição das forças não é influenciada pela rigidez dos diferentes elementos que compõem o sistema de estabilização vertical. No caso de Sistemas Hiperestáticos, para se calcular a distribuição das forças, é preciso que se conheça a rigidez relativa de cada elemento.

### **– Sistemas de distribuição de forças horizontais isostáticos**

Nos Sistemas Isostáticos temos dois elementos de resistência no sentido longitudinal e dois no sentido transversal. Neste caso, como é mostrado na Figura D.50, as Leis da Estática permitem calcular facilmente os esforços em cada elemento. Os sistemas são também isostáticos se todos os elementos resistivos possuírem a mesma rigidez relativa.



**Figura D.50: Sistema isostático – planta.**

- Esforços em 1 e 2 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 - H = 0 \Rightarrow \boxed{R_1 + R_2 = H}$$

$$\sum M_1 = 0 \Rightarrow -R_2 \cdot l_1 + H \cdot c = 0 \Rightarrow \boxed{R_2 = \frac{H \cdot c}{l_1}}$$

Substituindo [y] em [x], obtém-se:

$$R_1 + \frac{H \cdot c}{l_1} = H \Rightarrow R_1 = \frac{H \cdot l_1 - H \cdot c}{l_1} = \frac{H(l_1 - c)}{l_1} \Rightarrow \boxed{R_1 = \frac{H \cdot d}{l_1}}$$



- Esforços nos sistemas 3 e 4 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow R_3 + R_4 - H = 0 \Rightarrow \boxed{R_3 + R_4 = H}$$

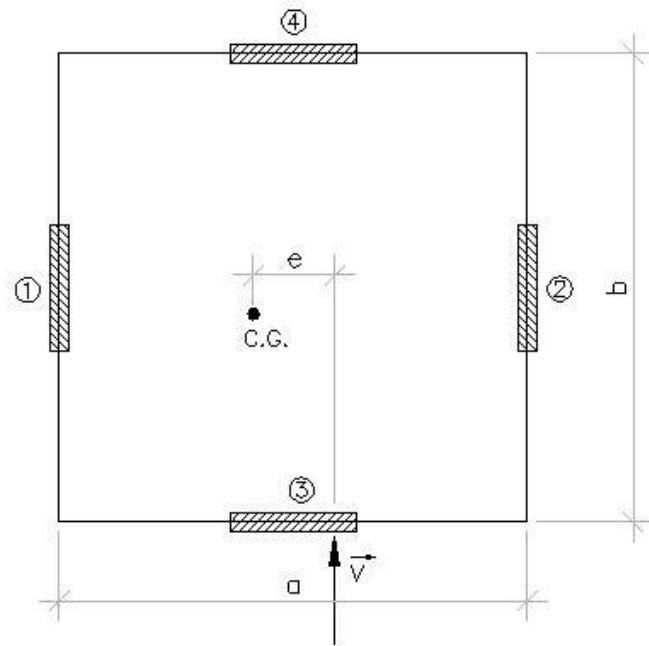
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow \boxed{F_y = 0}$$

$$\sum M_3 = 0 \Rightarrow R_4 \cdot l_2 - H \cdot b = 0 \Rightarrow \boxed{R_4 = \frac{H \cdot b}{l_2}}$$

$$R_3 + R_4 = H \Rightarrow R_3 + \frac{H \cdot b}{l_2} = H \Rightarrow R_3 = \frac{R \cdot l_2 - H \cdot b}{l_2} \Rightarrow R_3 = \frac{H \cdot (l_2 - b)}{l_2} \Rightarrow$$

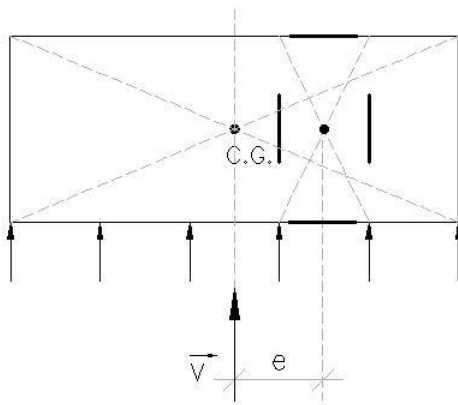
$$\Rightarrow \boxed{R_3 = \frac{H \cdot a}{l_2}}$$

Para efeito de estudo, consideramos um sistema submetido a uma força lateral, cuja resultante é “V”, agindo a uma distancia “e” do centro de rigidez. Este sistema é composto de “m” paralelos a “V” e “n” elementos perpendiculares a “V”. A força lateral resultante é absorvida pelos “m” elementos paralelos a “V” e o momento de torção “V.e”, é absorvido por todos os (m + n) elementos, proporcionalmente às suas distâncias ao centro de rigidez. Seja Vi o esforço no elemento i e di a sua distância ao centro da rigidez.



**Figura D.51: Sistema isostático submetido a uma força lateral – planta.**

Observação:



C.G.= Centro de Gravidade ou Centro de Rigidez;

1 e 2 ≡ “m” elementos paralelos a  $\vec{V}$  ;

3 e 4 ≡ “n” elementos perpendiculares a  $\vec{V}$  .

Se todos os elementos tiverem a mesma rigidez, teremos as seguintes equações:

- Nos elementos à força V (i = 1 a m)

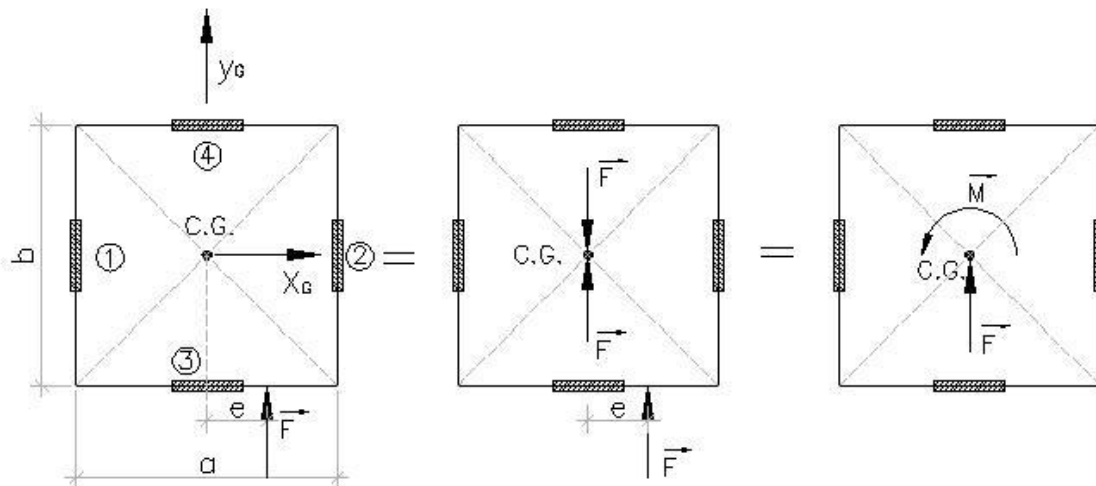
$$V_i = \frac{V}{m} + \frac{V \cdot e \cdot di}{\sum_{i=1}^{m+n} d^2 i}$$

- Nos elementos perpendiculares à força  $V$  ( $i = m + 1$  a  $m + n$ )

$$V_i = \pm \frac{V \cdot e \cdot d_i}{\sum_{i=1}^{m+n} d_i^2}$$

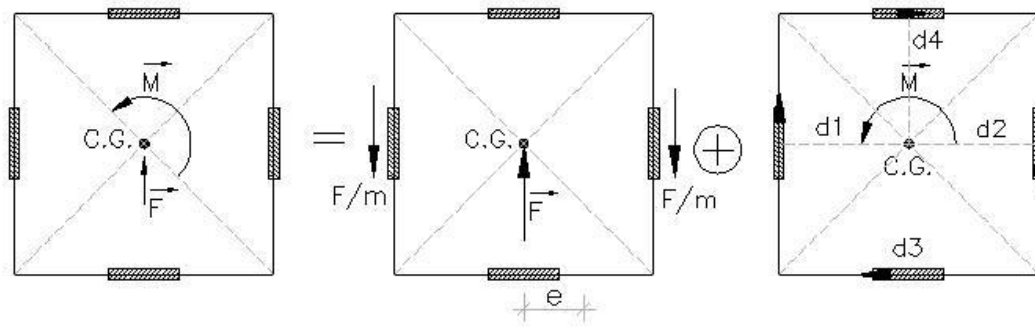
Na equação anterior, o sinal negativo nos fornece simplesmente o sentido das forças geradas pelo momento torsor.

As duas expressões anteriores provêm de alguns princípios da Estática e da Resistência dos Materiais. Seja um sistema de rigidez de formato retangular, sob a ação de uma força  $\vec{F}$  aplicada excentricamente em relação ao Centro de Gravidade (C.G.) das áreas dos sistemas de rigidez. Este problema não ficara alterado introduzindo-se em “C.G.” duas forças  $F$  iguais e opostas, paralelas à força aplicada  $\vec{F}$ . as duas forças de sentidos opostos formam um binário de momento  $M=F.e$ . Então, no ponto “C.G.” atuarão os esforços  $\vec{F}$  e  $\vec{M}$ . Podemos, portanto analisar os efeitos destes esforços separadamente.



**Figura D.52: Sistema de rigidez de formato retangular – planta.**

Então, teremos:



**Figura D.53: Sistema de rigidez de formato retangular – planta.**

As tensões médias de um cisalhamento provocado por \$F\$ nos sistemas (3) e (4) serão desprezadas, já que estas relativas às outras serão pequenas. Portanto, a tensão média de cisalhamento nos sistemas (1) e (2) será:

$$\tau_i = \frac{F}{\sum A_i}$$

Onde, \$\sum A\_i\$ é a soma das áreas da seção transversal do sistema de rigidez (1) e (2). Se os “\$m\$” sistemas forem de mesmas dimensões, então \$\sum A\_i = m \cdot A\$, sendo “\$A\$” a área da seção transversal de um sistema de rigidez, então:

$$\tau_i = \frac{F}{\sum A_i} \Rightarrow \tau_i = \frac{F}{m \cdot A} \Rightarrow \boxed{F_a = \tau_i \cdot A = \frac{F}{m}}$$

Onde, \$\vec{F}\_a\$ é a força atuante em cada sistema de rigidez. Para que haja equilíbrio \$\vec{F}\_a\$ atua em sentido contrario a \$\vec{F}\_a\$ aplicada em “C.G”.

As tensões médias de cisalhamentos provocados pelo momento de torção \$M = F \cdot c\$, provocará forças nos sistemas de rigidez (1), (2), (3) e (4). Admite-se que os sistemas (1), (2), (3) e (4) são rígidos e que tende a girar em torno do “C.G”. Em consequência,

este problema apresenta uma analogia com a torção de um eixo de seção circular, podendo-se adaptar, para a sua solução, a fórmula da torção:

$$\tau = \frac{M \cdot \rho}{I_o}$$

Por meio desta fórmula, se cada sistema de rigidez for admitido como concentrado em um ponto, à distância  $\rho$  do centro dos vários sistemas de rigidez ao Centro de Gravidade (C.G) poderá ser facilmente determinada e apenas a grandeza  $I_o$  (Momento de Inércia Polar) necessitará de comentários complementares. Assim, desde que, por definição,  $I_o = \int \rho^2 \cdot d \cdot A$ , sendo neste caso, a área do elemento em torção, constituída por um mínimo discreto de áreas das seções transversais dos sistemas de rigidezes, pode-se adotar com suficiente pressão:

$$I_o = \sum \rho_i^2 \cdot A_i$$

Onde, a somatória inclui o produto da área da seção transversal  $A_i$  de cada elemento de rigidez pelo quadrado da sua distância  $\rho_i$  ao centro de gravidade das áreas de todos os sistemas de rigidez.

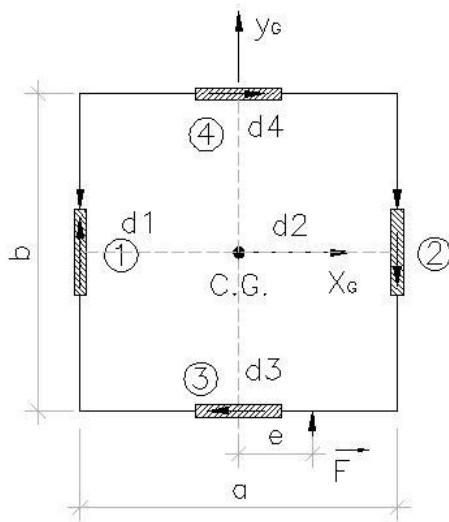
Utilizando-se a aproximação acima estabelecida para “ $I_o$ ”, a tensão de cisalhamento na torção “ $\tau$ ” em um sistema de rigidez qualquer, à distância “ $\rho_i$ ” do centro de gravidade das áreas de todos os sistemas de rigidezes, será dada, por:

$$\tau_i = \frac{M \cdot \rho_i}{I_o} = \frac{M \cdot \rho_i}{\sum \rho_i^2 \cdot A_i}$$

No caso de todos os sistemas de rigidezes terem as mesmas dimensões, temos  $\sum \rho_i^2 \cdot A_i = \sum \rho_i^2 \cdot (A_1 + A_2 + \dots + A_i) = \sum \rho_i^2 \cdot A \cdot (m+n) = (m+n) \cdot A \cdot \sum \rho_i^2$ , então:

$$T_i = \frac{M \cdot \rho_i}{(m+n) \cdot A \cdot \sum \rho_i^2}$$

Onde,  $\vec{F}_a'$  é a força devida ao momento de torção  $\vec{M}$  que age no sistema de rigidez à distância  $\rho_i$  do centro de gravidade de todas as áreas dos sistemas de rigidez. Sendo que,  $F_a'$  age normalmente à direção de  $\rho_i$ . Com a soma vetorial das forças de cisalhamento direta ( $\vec{F}_a$ ) com a força de cisalhamento devido à torção ( $\vec{F}_a'$ ) obtém-se a força total de cisalhamento que atua em um dado sistema de rigidez. Assim, para o sistema de rigidez em estudo, têm-se:



$$d_1 = -\frac{a}{2}$$

$$d_2 = \frac{a}{2}$$

$$d_3 = -\frac{b}{2}$$

$$d_4 = \frac{b}{2}$$

- Cálculo de  $F_1$ :

$$F_1 = F_a - F_a' = \frac{F}{m} - \frac{M \cdot \rho_i}{\sum \rho_i^2} = \frac{F}{m} - \frac{F \cdot e \cdot d_1}{\sum (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2)} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_1 = \frac{F}{m} - \frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{a}{2}\right)}{\left(\frac{a^2}{4} + \frac{a^2}{4} + \frac{b^2}{4} + \frac{b^2}{4}\right)} \Rightarrow F_1 = \frac{F}{m} - \frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{a}{2}\right)}{\left(\frac{a^2 + b^2}{2}\right)} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_1 = \frac{F}{m} - \frac{F \cdot e \cdot a}{(a^2 + b^2)} \Rightarrow \boxed{F_1 = \frac{F}{2} - \frac{F \cdot e \cdot a}{(a^2 + b^2)}}$$

- Cálculo de “ $F_2$ ”:

$$F_2 = F_a + F_a' = \frac{F}{m} - \frac{M \cdot \rho_i}{\sum \rho_i^2} = \frac{F}{m} - \frac{F \cdot e \cdot d_2}{\sum (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2)} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_2 = \frac{F}{m} + \frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{a}{2}\right)}{\left(\frac{a^2}{4} + \frac{a^2}{4} + \frac{b^2}{4} + \frac{b^2}{4}\right)} \Rightarrow F_2 = \frac{F}{m} + \frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{a}{2}\right)}{\left(\frac{a^2 + b^2}{2}\right)} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_2 = \frac{F}{m} + \frac{F \cdot e \cdot a}{(a^2 + b^2)} \Rightarrow \boxed{F_2 = \frac{F}{2} - \frac{F \cdot e \cdot a}{(a^2 + b^2)}}$$

- Cálculo de “ $F_3$ ”:

$$F_3 = -F_a' = -\frac{M \cdot \rho_i}{\sum \rho_i^2} \Rightarrow F_3 = -F_a' = -\frac{F \cdot e \cdot d_3}{\sum (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2)} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_3 = -\frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{b}{2}\right)}{\left(\frac{a^2}{4} + \frac{a^2}{4} + \frac{b^2}{4} + \frac{b^2}{4}\right)} \Rightarrow F_3 = -\frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{b}{2}\right)}{\left(\frac{a^2 + b^2}{2}\right)} \Rightarrow \boxed{F_3 = -\frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{b}{2}\right)}{(a^2 + b^2)}}$$

- Calculo de “ $F_4$ ”:

$$F_{43} = +F'_a = + \frac{M \cdot \rho_i}{\sum \rho_i^2} \Rightarrow F_4 = F'_a = \frac{F \cdot e \cdot d_4}{\sum (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2)} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_4 = F'_a = \frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{b}{2}\right)}{\left(\frac{a^2}{4} + \frac{a^2}{4} + \frac{b^2}{4} + \frac{b^2}{4}\right)} \Rightarrow F_4 = - \frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{b}{2}\right)}{\left(\frac{a^2 + b^2}{2}\right)} \Rightarrow F_4 = \frac{F \cdot e \cdot \left(\frac{b}{2}\right)}{(a^2 + b^2)}$$

#### – Sistemas de distribuição de forças horizontais hiperestáticos

Se os elementos resistentes verticais possuírem rigidezes diferentes ou forem em número superior a quatro, o sistema será hiperestático. Neste caso, é preciso que se avalie a rigidez relativa de cada elemento para que se possam determinar os esforços que o solicitam. Um dos métodos para se avaliar esta rigidez relativa consiste em aplicar sucessivamente, a cada nível, uma força horizontal unitária e calcular a deformação horizontal. O inverso desta deformação horizontal é a rigidez procurada. Ver Figura D.54.

A rigidez relativa varia de um nível para outro e, por consequência, também a distribuição das forças horizontais.

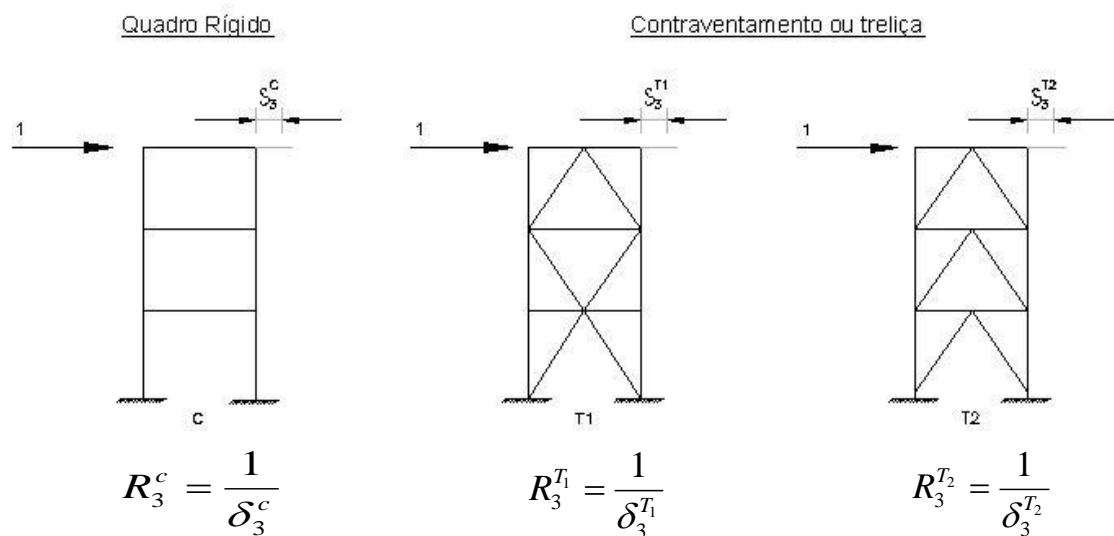


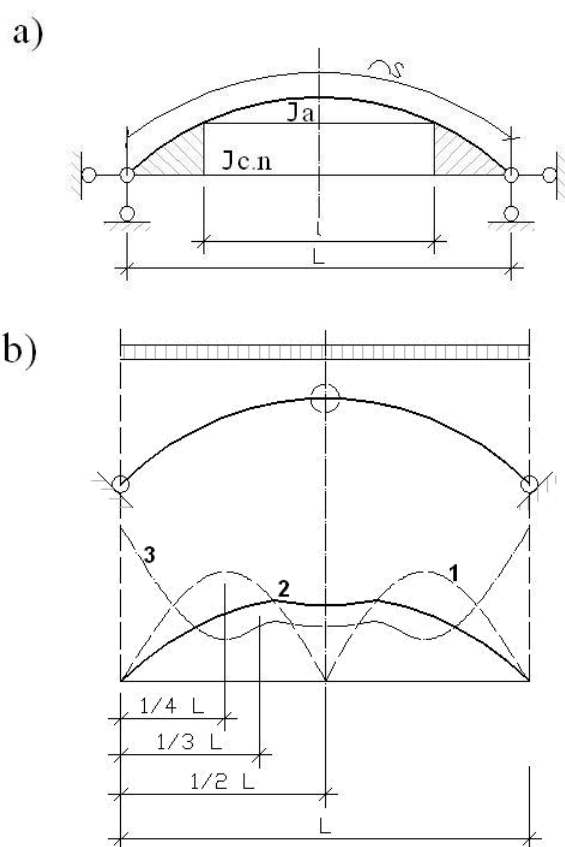
Figura D.54: Sistema hiperestático submetido a uma força lateral unitária – planta.



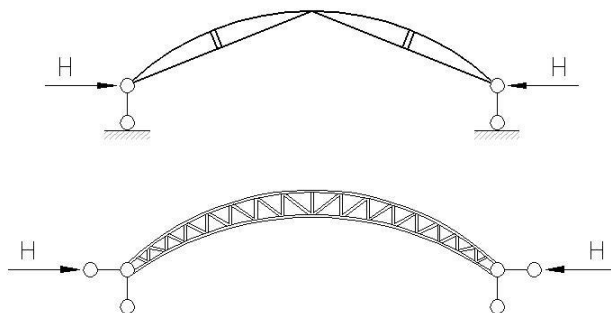
OBS: Este exemplo mostra um sistema de rigidez composto de três sistemas de estabilização vertical, para um mesmo edifício. Os cálculos das deformações horizontais podem ser feitos pelo método da carga unitária.

O uso mais comum do sistema estrutural arco em edificações é em estruturas de coberturas. Para vãos grandes (maiores que 60 metros) é conveniente o uso de coberturas em forma de arcos. As estruturas deste tipo têm um peso relativamente pequeno devido ao fato de que os arcos são sistemas com a existência de empuxo e a seção trabalha, sobretudo, à compressão, originada pela força normal, enquanto o seu trabalho à flexão é relativamente pequeno, resultando em estruturas bastante econômicas. O arco ocupa um espaço maior do que um sistema composto de armações. Na Figura E.1-a, sob o arco, está hachurado o chamado espaço morto que nem sempre pode ser utilizado. Um arco é pouco mais suscetível às deformações do que uma armação, uma vez a rigidez de um arco por um metro do seu comprimento  $I_a$  é um pouco inferior ao respectivo valor do contra nível da armação. Por isso, é comum a utilização de estruturas em forma de arco nas coberturas com grandes vãos em que não existam as forças dinâmicas ou grandes forças horizontais, isto é, em prédios do tipo de pavilhões, mercados, depósitos, etc.

Existem os seguintes tipos de arcos: não-articulados, com duas articulações e com três articulações. A vantagem de aplicação de um sistema específico é determinado pelo caráter dos apoios. Na Figura E.1-b está mostrado o diagrama dos momentos originados por uma carga uniformemente distribuída para cada tipo de arco. O momento máximo é verificado no arco de três articulações, no local correspondente a 1/4 do comprimento do vão, sendo, assim, os arcos deste tipo os mais pesados. No entanto, os arcos com sistemas estaticamente determináveis são insensíveis ao abatimento dos apoios e variações de temperaturas e por isso o seu emprego é conveniente. De acordo com o diagrama dos momentos a configuração de um arco de três articulações tem normalmente a forma de dois semi-arcos foiciformes conforme ilustrado na Figura E.2.



**Figura E.1:** Esquema de arcos e diagrama de momentos causados por uma carga uniformemente distribuída: 1- arco de três articulações; 2- arco de duas articulações; 3- arco sem articulações. Fonte: Mukhanov, 1980.



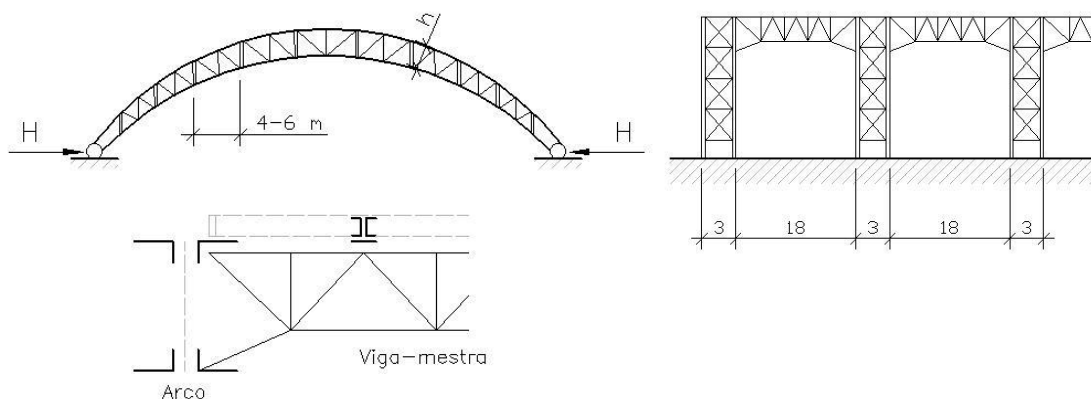
**Figura E.2:** Configurações dos arcos. Fonte: Mukhanov, 1980.

O tipo mais utilizado do arco é o de duas articulações; nestes arcos os momentos são distribuídos de uma maneira bastante uniforme. Nos arcos deste tipo é freqüente a utilização de banzos paralelos (Figura E.3), o que é o mais racional sob o ponto de vista

da sua fabricação. Os arcos sem articulações resultam no tipo mais leve, pois o momento na metade do vão é mínimo, enquanto que nos apoios, embora o momento seja elevado, o desenvolvimento da seção é relativamente pequeno em comparação a outros tipos de arcos em que a seção junto dos apoios deve ser desenvolvida. No entanto, os arcos sem articulações podem ser utilizados somente em solos firmes, capazes de agüentar grandes momentos sobre o apoio, caso contrário os gastos com a fundação onerariam a construção em geral, tornando-a inviável. Por isso, os arcos sem articulações são, relativamente, pouco utilizados. O arco mais usado é o com duas articulações e, quando o solo é fraco, dá-se preferência ao arco com três articulações. No processo de escolha do tipo do arco deve-se determinar ao mesmo tempo a estrutura da fundação.

As dimensões básicas dos arcos são o vão  $L$  e a flecha  $f$ . A flecha é escolhida de acordo com as condições tecnológicas, especificidades do uso da edificação ou razões econômicas. Quando se trata de pavilhões destinados para as exposições e outras construções públicas a flecha é determinada por exigências da arquitetura. As correlações mais vantajosas são  $f/L \approx 1/6 \dots 1/5$ ; nos edifícios públicos os arcos são projetados com as correlações  $f/L \approx 1/2 \dots 1/5$ . O aumento da flecha  $f$  resulta na diminuição da força normal e no aumento do momento, enquanto a diminuição de  $f$  produz um efeito contrário.

Os arcos são dispostos ao longo de uma edificação normalmente com um espaçamento entre eles de 12 a 24 metros. Nos intervalos entre os arcos são instaladas armações treliçadas – traves a cada 4 a 6 metros (Figura E.3). Para facilitar a montagem, às vezes se fazem arcos-gêmeos, situados numa distância de 3 metros um do outro; no processo de montagem, estes arcos podem ser instalados independentemente um do outro sem que se perca a estabilidade geral. Peças de 4 a 6 metros de um arco (elos de 2 a 3 painéis) podem ser fabricadas numa fábrica de estruturas metálicas.



**Figura E.3: Composição de cobertura em forma de arco. Fonte: Mukhanov, 1980.**

Para os pequenos vãos a altura da seção  $h$  do arco é  $h/L \approx 1/3 \dots 1/40$  e para os grandes vãos  $h/L \approx 1/40 \dots 1/60$ . A seção do arco pode ser maciça (no caso de pequenos vãos) ou treliçada (no caso de grandes vãos); a treliça pode ser diagonal ou triangular (o último caso é mais raro). O cálculo de um arco começa pela determinação das cargas: ou seja, o peso da cobertura, carga originada pelo vento e próprio peso da estrutura. Todas as cargas são determinadas de acordo com as Regras e Normas da construção civil.

O peso próprio do arco (em kN/m) pode ser determinado pela fórmula:

$$g = \frac{G}{S},$$

Onde  $g$  é o peso de 1 metro de arco;

$S$ , o comprimento do arco em metros;

$G$ , o peso total do arco em kN.

$$G = \omega B_c, \quad [15]$$

Onde  $\omega = 2/3 fL$ , m<sup>2</sup>;

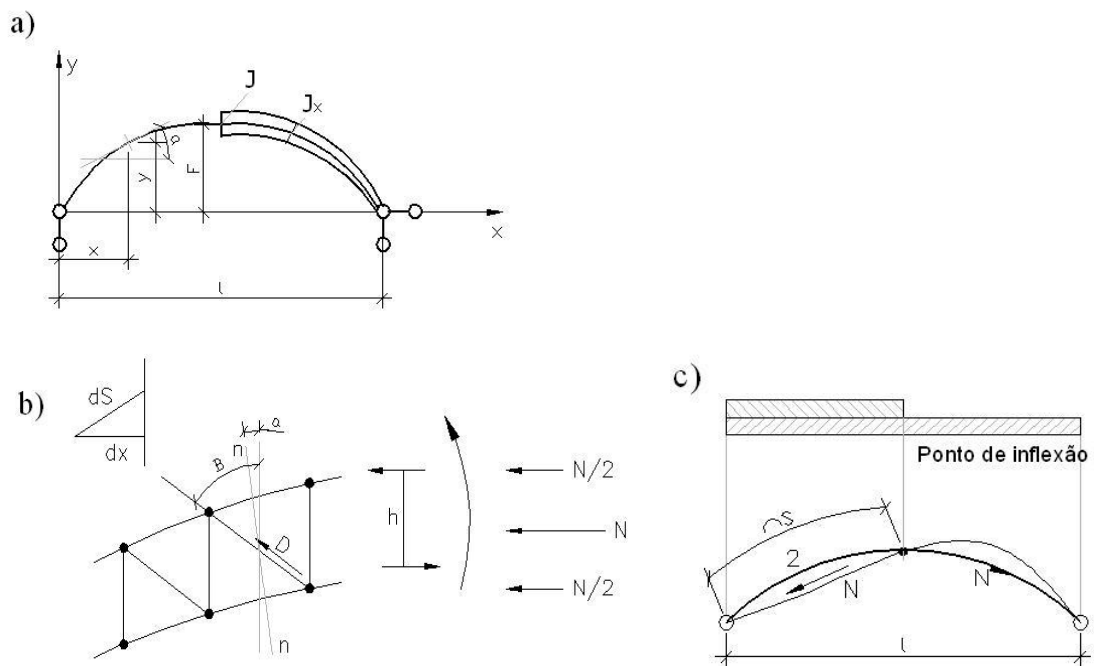
$B$ , o passo dos arcos em metro;

$c = 0,02 \dots 0,04$ .

Os esforços que atuam ao longo do eixo do arco são determinados pelas fórmulas:

$$M_x = M_v - H y; \quad N_x = Q_v \operatorname{sen} \alpha + H \cos \alpha; \quad Q_x = Q_v \cos \alpha - H \operatorname{sen} \alpha.$$

Neste caso,  $H$  é o empuxo;  $y$ , ordenada do eixo do arco ( $y_{\max} = f$ );  $\alpha$ , ângulo entre a tangente ao eixo do arco e a horizontal;  $M_v$  e  $Q_v$ , o momento e a força transversal na viga calculados no processo de análise do arco como uma viga com o vão igual a  $l$  (Figura E.4).



**Figura E.4: Cálculo de um arco de duas articulações. Fonte: Mukhanov, 1980.**

O caso do arco com duas articulações é um sistema do primeiro grau de indeterminabilidade estática. O empuxo  $H$  é adotado como a força incógnita  $X_1$  e é calculado por meio da equação

$$H = X_1 = -\frac{\Delta_{1\rho}}{\delta_{11}}$$

Quanto à geometria, ter-se-ia a seguinte classificação:

- a) Arco de geratriz circular;
- b) Arco de geratriz parabólica.

Nos arcos de curvatura pequena e de seção constante, quando a carga é distribuída uniformemente, o empuxo  $H$  é calculado pela fórmula:

$$H = \frac{ql^2}{8f}$$

Os esforços nos arcos contínuos com os banzos paralelos podem ser determinados da mesma forma, com a decomposição posterior pelos elementos da seleção (Figura E.1-a)

O esforço no banzo superior é  $N_{b.\text{sup}} = -\frac{M_x}{h} - \frac{N_x}{2}$ ;

O esforço no banzo inferior é  $N_{b.\text{inf}} = +\frac{M_x}{h} - \frac{N_x}{2}$ ;

O esforço nas diagonais é  $D = \frac{Q_x}{\cos(\beta - \alpha)}$ ;

O esforço nos montantes verticais é  $V = \frac{Q_x}{\cos \alpha}$ .

No processo de cálculo de arcos treliçados com seção relativamente grande, se o empuxo é determinado pela fórmula [16] os deslocamentos devem ser calculados pelas seguintes fórmulas:

$$E\delta_{11} = \sum_1^n \frac{N_1^2 l_i}{F_i}; \quad E\Delta_{1\rho} = \sum_1^n \frac{N_1 N_p}{F_i} \cdot l_i$$

Neste caso, basta somar os esforços somente nos banzos, menosprezando os esforços nos elementos da treliça, devido à sua influência insignificante sobre o valor do empuxo.

As seções dos elementos dos banzos e as treliças dos arcos são feitas, geralmente, com duas cantoneiras e projetadas como nas armações comuns. Quando os esforços nos banzos são grandes é preciso utilizar, da mesma forma que nas armações pesadas, seções de duas paredes, sobretudo em  $H$ .

Para se assegurar a estabilidade dos elementos comprimidos dos banzos no plano perpendicular ao plano do arco é preciso instalar tirantes horizontais, assim como terças ou distanciadores entre os arcos da mesma forma que os tirantes nas armações comuns. É preferível que a distância entre as terças (os distanciadores) não supere 16 vezes a largura do banzo. No processo de verificação do elemento comprimido do banzo do arco o seu comprimento nominal adota-se: no plano vertical (isto é, no plano do arco) igual ao comprimento do painel, no plano perpendicular ao plano do arco, igual à distância entre os pontos de fixação.

É preciso também, verificar a estabilidade geral do arco no plano vertical. Uma vez que a forma mais provável da perda da estabilidade do arco no plano vertical é a forma em  $S$  com o ponto de inflexão do eixo situado perto do meio do comprimento dos arcos (Figura E.6-c) pode-se determinar aproximadamente a força crítica pela fórmula de *Euler-Iassinski* [19] adotado como o comprimento nominal a metade do arco  $S$  multiplicada pelo coeficiente  $\mu$ , adotado de acordo com a Tabela E.1:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ_x}{\left(\mu \frac{S}{2}\right)^2} \quad [19]$$

**Tabela E.1 – Coeficiente  $\mu$  para os arcos. Fonte: Mukhanov, 1980.**

TIPOS DE ARCO	$F/L$			
	1/20	1/5	1/3	1/(2,5)
De três articulações	1,2	1,2	1,2	1,3
De duas articulações	1	1,1	1,2	1,3
Sem articulações	0,7	0,75	0,8	0,85

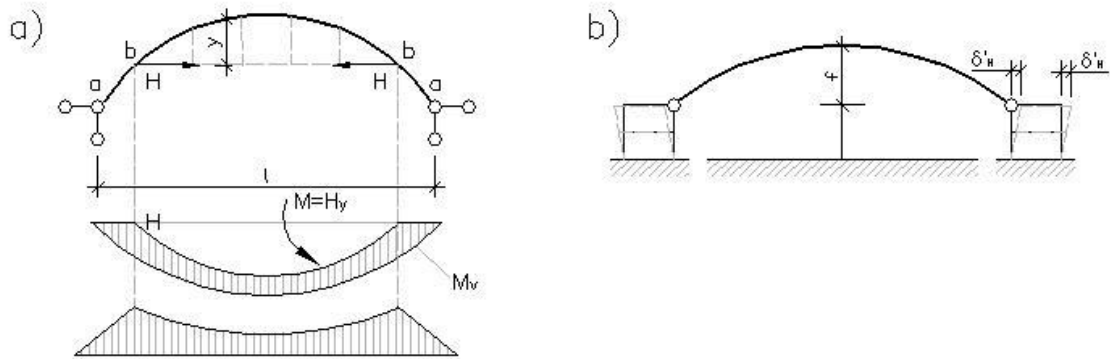


Technical drawing of a bridge cross-section. The structure features a truss arch supported by two main piers (4 and 5) and a central pier (3). The arch is labeled 1, and the central pier is labeled 3. The bridge deck is labeled 2. The drawing includes various dimensions: a total width of 78000, a span of 39000 on each side, a central pier width of 2450, and a central pier height of 1200. The arch height is 2250. The bridge is shown on a foundation with a ground level of ±0.000 and a water level of +15.00.

O cabo pode ser instalado acima dos apoios aumentando, desta forma, a altura útil do prédio. Neste caso, nos setores  $a$ - $b$ , o arco trabalha como uma simples viga submetida à flexão (Figura E.6-a), enquanto o empuxo  $H$  descarrega apenas a parte do arco situada acima do cabo (com as ordenadas  $y$ ).

353

Neste caso, o empuxo é determinado pela fórmula [16]; no seu denominador ao valor  $\delta_{11}$  deve ser acrescentado o deslocamento  $\delta_{11}'$  da estrutura de apoio, originado pela força horizontal igual a 1.

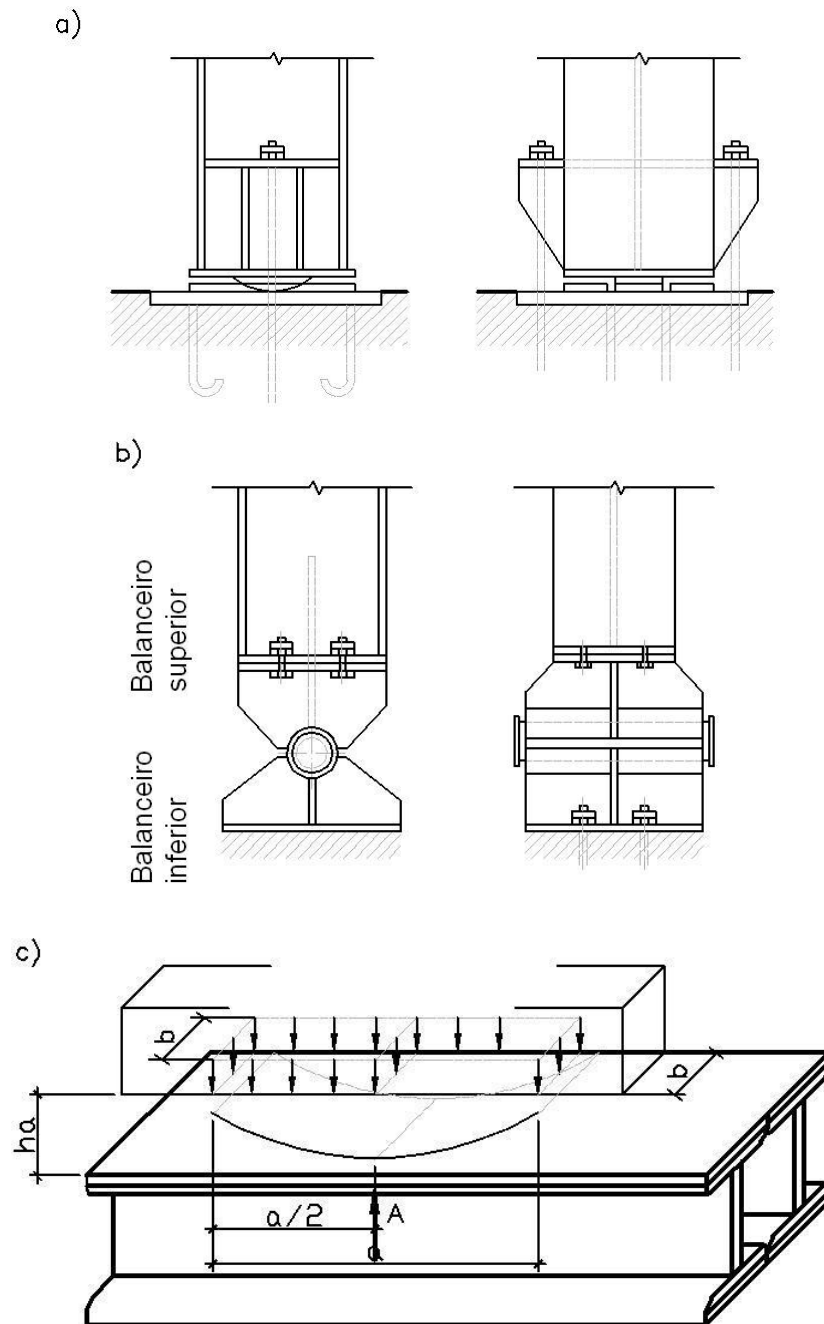


**Figura E.6: Aumento das dimensões do recinto nas construções com arcos. Fonte: Mukhanov, 1980.**

Quando os vãos são grandes ou os esforços longitudinais são da ordem de 8000 a 12000 kN, os apoios das estruturas em forma de arco são feitos normalmente de aço fundido com suportes cilíndricos, da mesma forma que os apoios de ponte (Figura E.7-b). Quando os esforços são menores, utilizam-se apoios tangenciais (Figura E.7-a). O apoio deste tipo pode ser calculado pela fórmula  $\sigma = \frac{A}{n \cdot dl} \leq R_r \cdot r$ , adotando  $d = 2r$  ( $r$  é o raio da superfície da placa de base) e  $n = 1$ . A espessura necessária da placa  $h_a$  é determinada na suposição de que a sua flexão verifica-se ao longo da seção de contato com a placa de apoio da fundação contínua e que a reação de apoio distribui-se uniformemente por toda a base (Figura E.7-c):

$$h_a \geq \sqrt{\frac{3Aa}{4R_a b}}$$

Onde  $R_a$  é a resistência nominal do material da placa de base à flexão;  $a$  e  $b$ , as dimensões da placa de base (ver Figura E.7-c).



**Figura 2.121: Apoios das estruturas com arcos. Fonte: Mukhanov, 1980.**

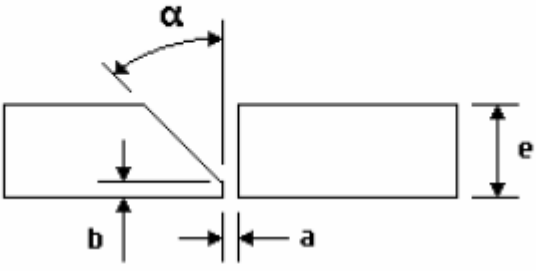
Nota: Os apoios devem ser colocados na base (fundação).

A criação dos detalhes de uma estrutura está diretamente relacionada com a solução estrutural escolhida. O sistema estrutural, o lançamento da estrutura e o sistema de estabilização adotado irão determinar, além da geometria das peças e da escolha dos

materiais, as ligações entre os diversos elementos estruturais. Tais ligações são os principais itens a serem detalhados em um projeto de estrutura metálica (além de possíveis emendas de elementos estruturais e regiões de interface entre materiais diferentes). O detalhamento ocorre após a especificação de toda a estrutura por engenheiro calculista e, se realizado de forma correta, permite agilidade e economia na fabricação e montagem da estrutura.

## ANEXO VI – TIPOS DE CHANFROS PARA SOLDAS

**Tabela F.1: Junta de topo em meio V.** Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

Junta de topo em meio V		
$\alpha = 45^\circ$ $a \leq 3 / b \leq 3$ 		
e (espessura)	1/4" a 3/8"	> 3/8" a 1 1/2"
Obtenção da junta	Guilhotina ou Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	P/ a=3 selar c/ TIG encher c/ MIG/MAG ou El.Revestido P/ a<3 selar e encher c/ MIG/MAG ou El.Revestido	P/a ≤3 selar e encher c/ MIG/MAG ou El. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou El. Revestido e encher c/ Arco Submerso

**Tabela F.2: Junta de topo com chanfro em V.** Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

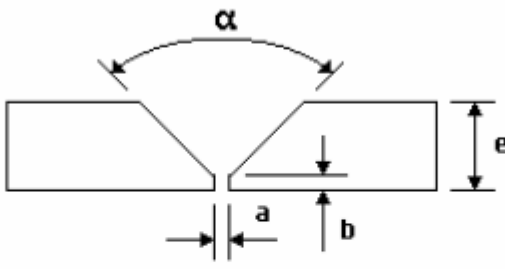
Junta de topo com chanfro em V		
$\alpha = 60^\circ$ $a \leq 3 / b \leq 3$ 		
e (espessura)	1/4" a 3/8"	> 3/8" a 1"
Obtenção da junta	Guilhotina ou Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	P/ a=3 selar c/ TIG encher c/ MIG/MAG ou El.Revestido P/ a<3 selar e encher c/ MIG/MAG ou El.Revestido	P/a ≤3 selar e encher c/ MIG/MAG ou El. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou El. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.3: Junta de topo com chanfro em V e cobre-junta. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

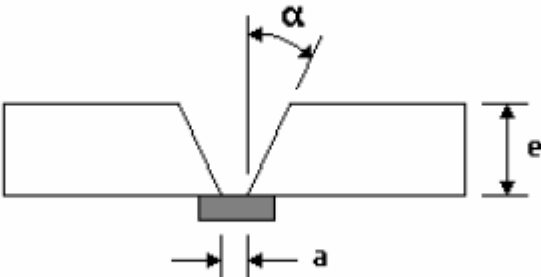
Junta de topo com chanfro em V com cobre-junta		
$P/e \leq 2'' - \alpha = 20^\circ$ $P/e > 2'' - \alpha = 7^\circ$ $P/e \leq 2'' - a = 5 \pm 2$ $P/e > 2'' - a = 10 \pm 2$		
		
e (espessura)	3/16" a 3/8"	> 3/8" a 4"
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem	Idem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou El. Revestido	Selar e encher c/ MIG/MAG ou El. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou El. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.4: Junta de topo com chanfro em K. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

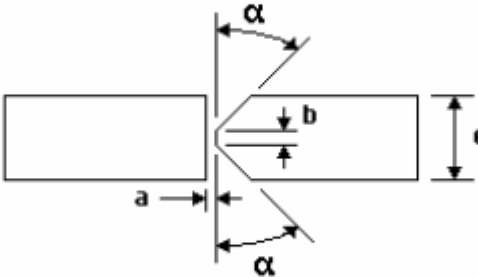
Junta de topo com chanfro em K	
$\alpha = 45^\circ$ $a = 3 \pm 1$ $b = 3 \pm 1$	
	
e (espessura)	5/8" a 2"
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou El. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou El. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.5: Junta de topo com chanfro em X ( $\alpha = 60^\circ$ ). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

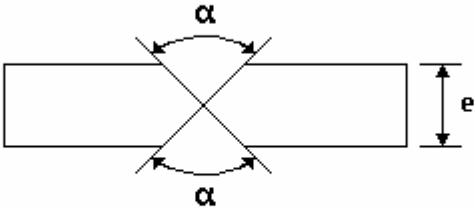
Junta de topo com chanfro em X	
$\alpha = 60^\circ$ 	
e (espessura)	5/8" a 2"
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.6: Junta de topo com chanfro em X ( $\alpha = 30^\circ$ ). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

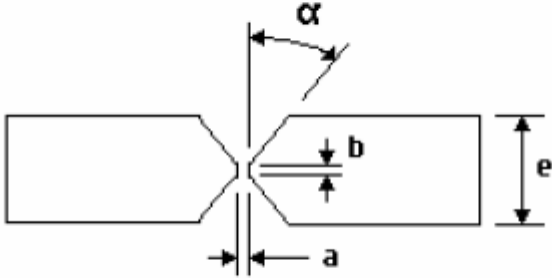
Junta de topo com chanfro em X	
$\alpha = 30^\circ$ $a = 3 \pm 1$ / $b = 3 \pm 1$ 	
e (espessura)	$\geq 5/8"$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.7: Junta de topo com chanfro em X ( $x = 1/3 e$ ). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

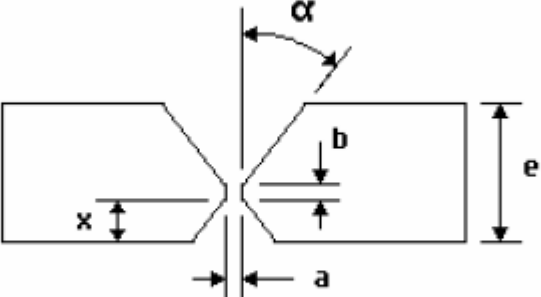
Junta de topo com chanfro em X	
$\alpha = 30^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$ $x = 1/3 e$	
	
e (espessura)	$\geq 5/8''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco submerso

Tabela F.8: Junta de topo com chanfro em J ( $\alpha = 15^\circ$ ). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

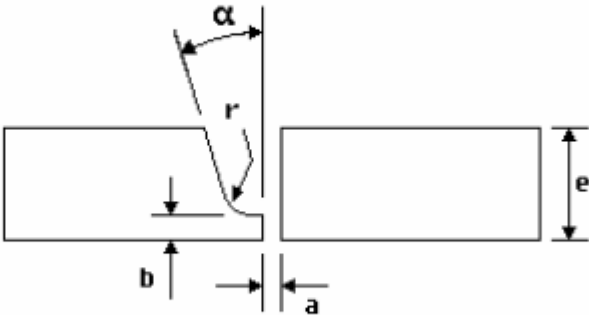
Junta de topo com chanfro em J	
$\alpha = 15^\circ \pm 2^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$ $r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	$5/8'' \text{ a } 2''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso



Tabela F.9: Junta de topo com chanfro em U ( $\alpha = 12^\circ$ ). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

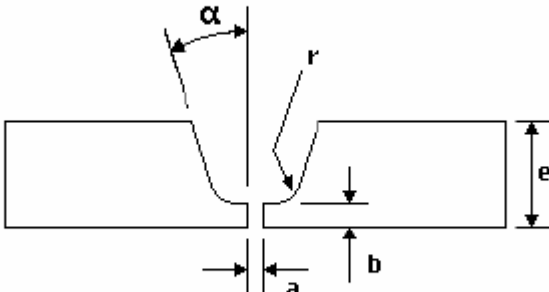
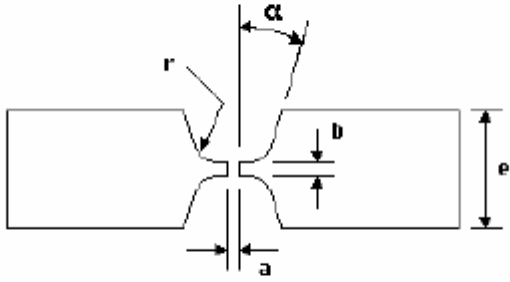
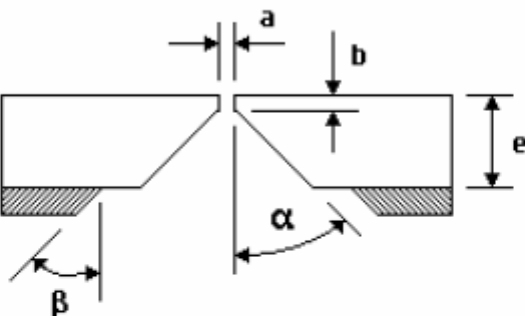
Junta de topo com chanfro em U	
$\alpha = 12^\circ \pm 2^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$ $r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	$\geq 3/4''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.10: Junta de topo com chanfro em duplo U. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

Junta de topo com chanfro em duplo U	
$\alpha = 12^\circ \pm 2^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$ $r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	$\geq 1 \ 1/2''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco submerso

**Tabela F.11: Junta de topo com chanfro V (próprio para CLAD).** Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

Junta de topo com chanfro em V próprio para CLAD		
$\alpha = 30^\circ / \beta = 35^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$		
		
e (espessura)	$\leq 3/8''$	$> 3/8''$ a $1''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem	Idem
Processo de Soldagem	$P/a \geq 3$ selar c/ TIG encher c/ MIG/MAG ou El.Revestido $P/a < 3$ selar e encher c/ MIG/MAG ou El.Revestido Após soldar revestir	$P/a \leq 3$ selar e encher c/ MIG/MAG ou El. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou El. Revestido e encher c/ Arco Submerso Após soldar revestir

**Tabela F.12: Junta de topo com chanfro X (próprio para CLAD).** Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

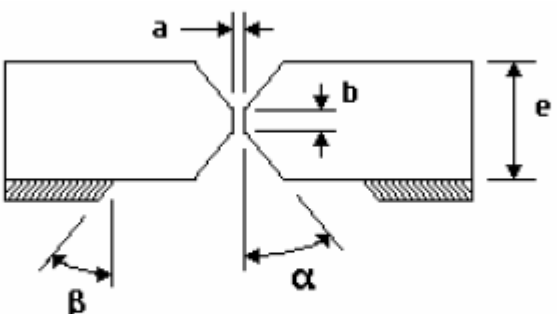
Junta de topo com chanfro em X próprio para CLAD	
$\alpha = 30^\circ / \beta = 35^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$	
	
e (espessura)	$\geq 5/8''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou El. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou El. Revestido e encher c/ Arco Submerso Após soldar revestir

Tabela F.13: Junta de topo com chanfro X –  $x=1/3e$  (próprio para CLAD). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

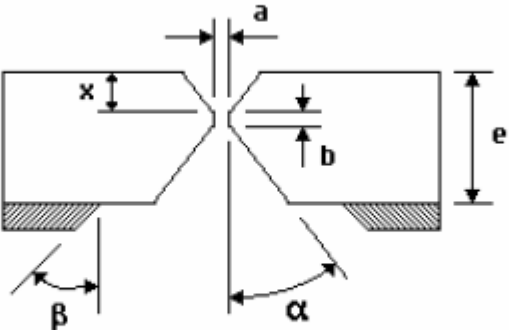
Junta de topo com chanfro em X próprio para CLAD	
$\alpha = 30^\circ / \beta = 35^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1 / x = 1/3 e$	
	
e (espessura)	$\geq 5/8''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco submerso Após soldar revestir

Tabela F.14: Junta de topo com chanfro em duplo U (próprio para CLAD). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

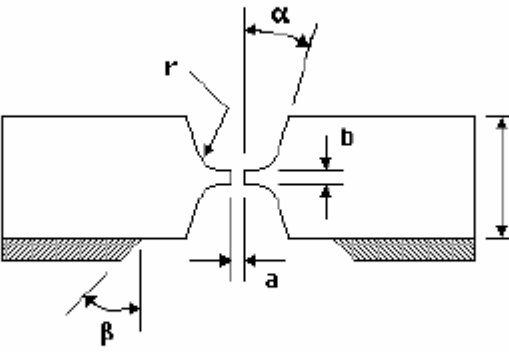
Junta de topo com chanfro em duplo U próprio para CLAD	
$\alpha = 12^\circ \pm 2^\circ / \beta = 35^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1 / r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	$\geq 1 \frac{1}{2}''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco submerso Após soldar revestir

Tabela F.15: Junta de topo com chanfro U (próprio para CLAD). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

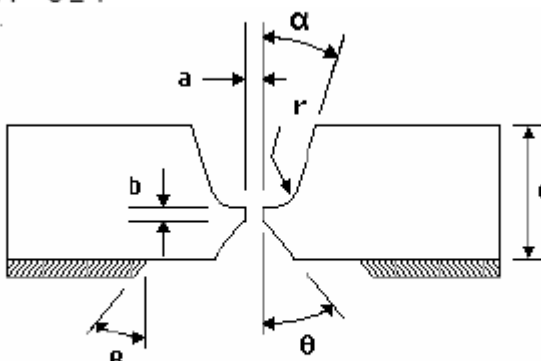
Junta de topo com chanfro em duplo U para CLAD	
$\alpha = 12^\circ \pm 2^\circ / \beta = 35^\circ / \theta = 30^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1 / r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	$\geq 1 \frac{1}{2}''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco submerso Após soldar revestir

Tabela F.16: Junta de ângulo com chanfro em meio V. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

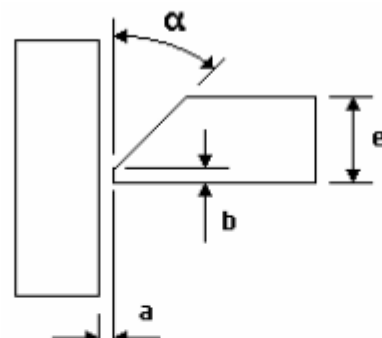
Junta de ângulo com chanfro em meio V		
$\alpha = 45^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$		
		
e (espessura)	$3/16''$ a $3/8''$	$3/8''$ a $5/8''$
Obtenção da junta	Guilhotina ou Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar c/ TIG e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.17: Junta de ângulo com chanfro em K. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

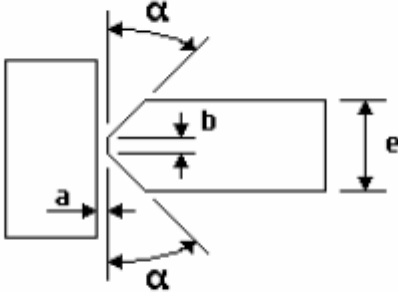
Junta de ângulo com chanfro em K	
$\alpha = 45^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$	
	
e (espessura)	5/8" a 2"
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.18: Junta de ângulo com chanfro em J. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

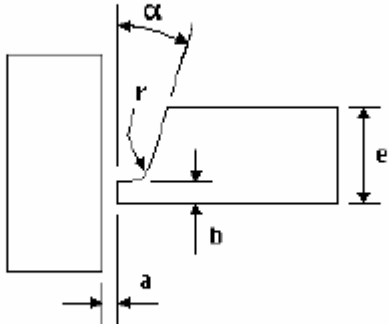
Junta de ângulo com chanfro em J	
$\alpha = 20^\circ \pm 2^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$ $r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	5/8" a 2"
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.19: Junta de ângulo com chanfro em K. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

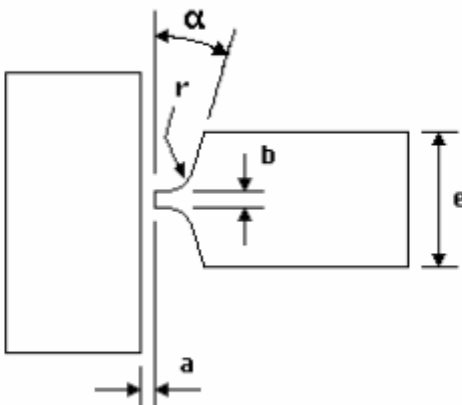
Junta de ângulo com chanfro em K	
$\alpha = 15^\circ \pm 5^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$ $r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	$\geq 2''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.20: Junta de ângulo em quina com chanfro em meio V. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

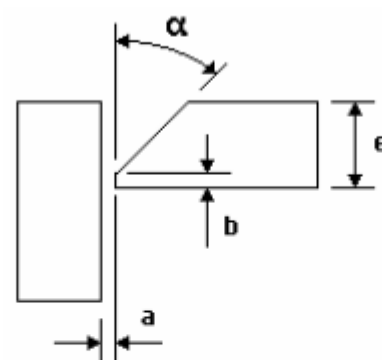
Junta de ângulo em quina com chanfro em meio V		
$\alpha = 45^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$		
		
e (espessura)	$3/16''$ a $3/8''$	$3/8''$ a $5/8''$
Obtenção da junta	Guilhotina ou Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar c/ TIG e encher c/ MIG/MAG ou EI.Revestido ou Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI.Revestido	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.21: Junta de ângulo em quina com chanfro em V. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

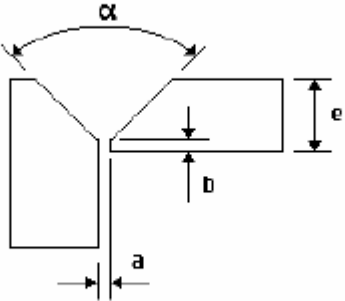
Junta de ângulo em Quina com chanfro em V	
$\alpha = 60^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$	
	
e (espessura)	$\geq 5/8''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.22: Junta de ângulo em quina com chanfro em K ( $\alpha = 45^\circ$ ). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

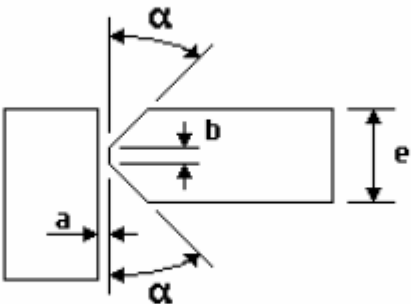
Junta de ângulo em quina com chanfro em K	
$\alpha = 45^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$	
	
e (espessura)	$5/8'' \text{ a } 2''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.23: Junta de ângulo em quina com chanfro em K ( $\alpha = 15^\circ$ ). Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

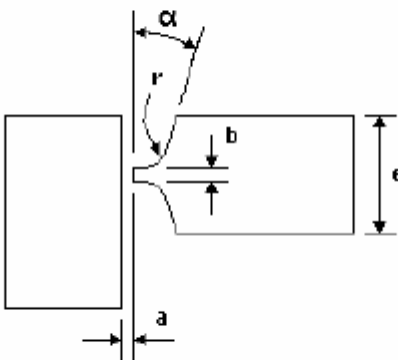
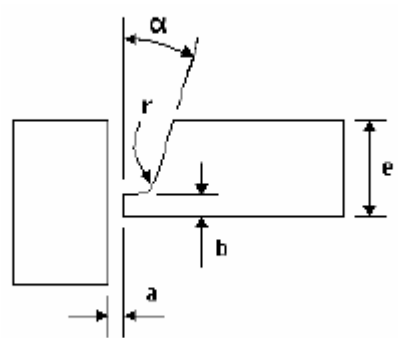
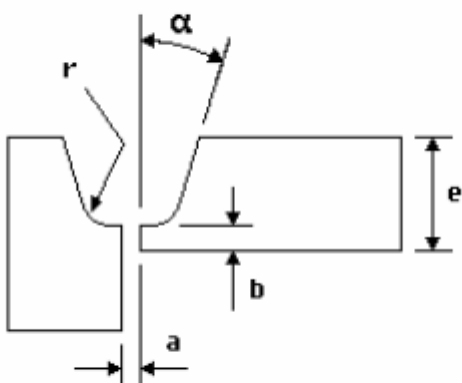
Junta de ângulo em quina com chanfro em K	
$\alpha = 15^\circ \pm 5^\circ$ $a = 3 \pm 1$ / $b = 3 \pm 1$ $r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	$\geq 2''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

Tabela F.24: Junta de ângulo em quina com chanfro em J. Fonte: Infosolda. Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

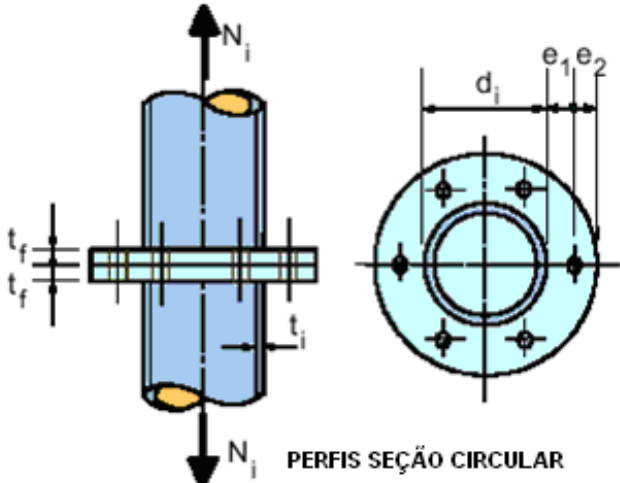
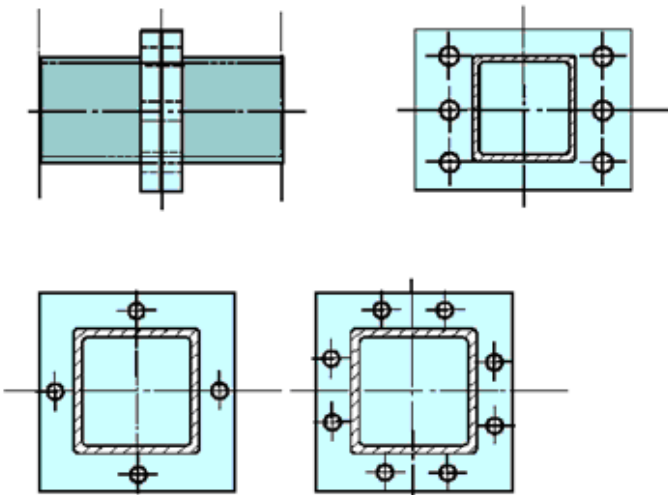
Junta de ângulo em quina com chanfro em J	
$\alpha = 20^\circ \pm 2^\circ$ $a = 3 \pm 1$ / $b = 3 \pm 1$ $r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	$5/8''$ a $2''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso



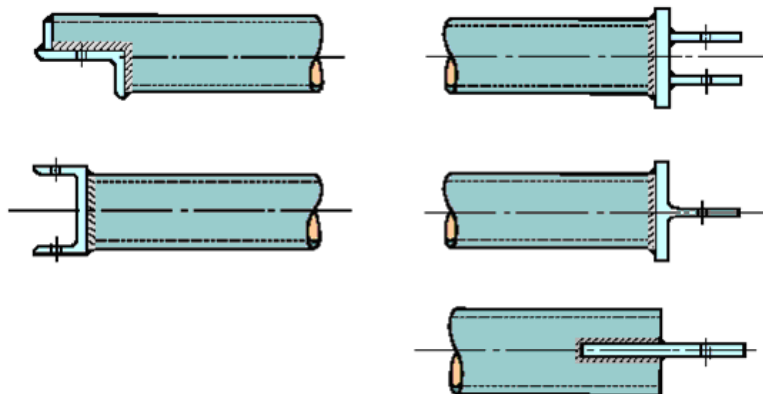
**Tabela F.25: Junta de ângulo em quina com chanfro em duplo J.** Fonte: Infosolda.  
Disponível em [www.infosolda.com.br](http://www.infosolda.com.br).

Junta de ângulo em quina com chanfro em duplo J	
$\alpha = 20^\circ \pm 2^\circ$ $a = 3 \pm 1 / b = 3 \pm 1$ $r = 5 \pm 1$	
	
e (espessura)	$\geq 2''$
Obtenção da junta	Oxicorte + Esmerilhamento ou Usinagem
Processo de Soldagem	Selar e encher c/ MIG/MAG ou EI. Revestido ou Selar c/ MIG/MAG ou EI. Revestido e encher c/ Arco Submerso

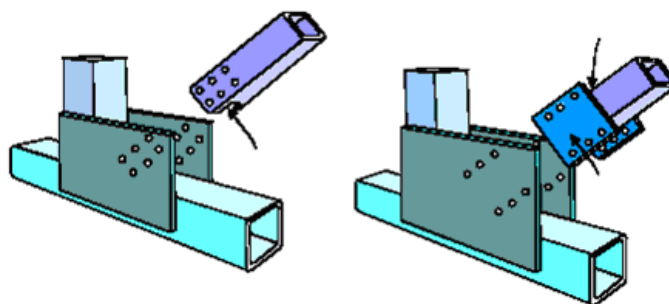
**ANEXO VI – TIPOS DE LIGAÇÕES EM PERFIS TUBULARES (RIBEIRO, 2003)**

Tipos de Ligação	Exemplo
Ligações flangea-das	 <p>PERFIS SEÇÃO CIRCULAR</p>
	 <p>PERFIL SEÇÃO RETANGULAR</p>

**Ligações de extremidad e dos perfis**

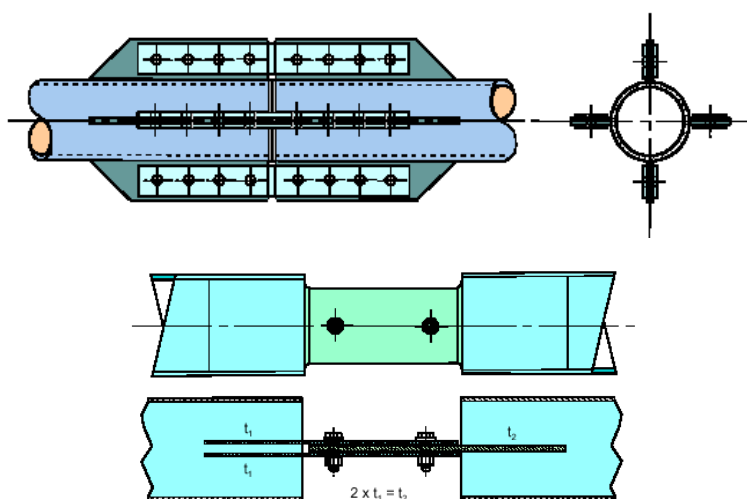


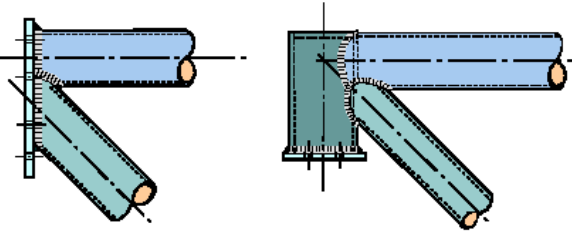
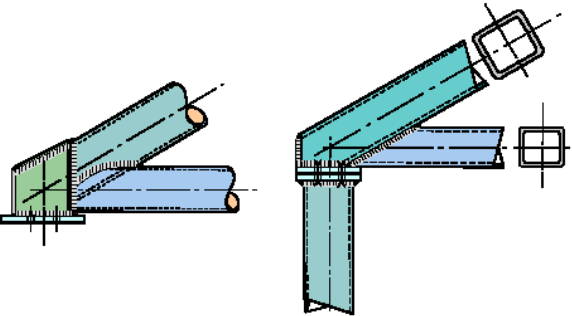
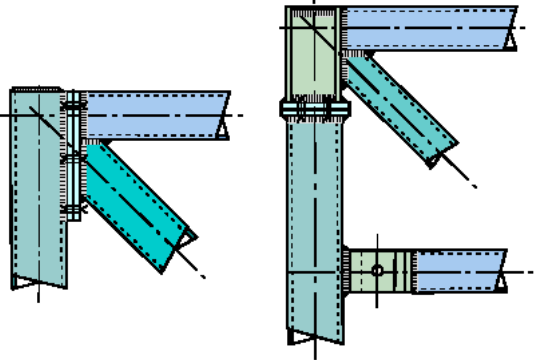
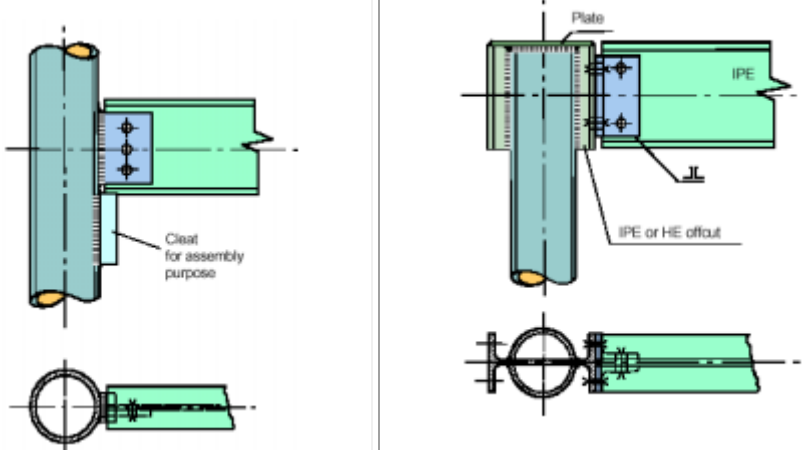
**Chapas de ligação**

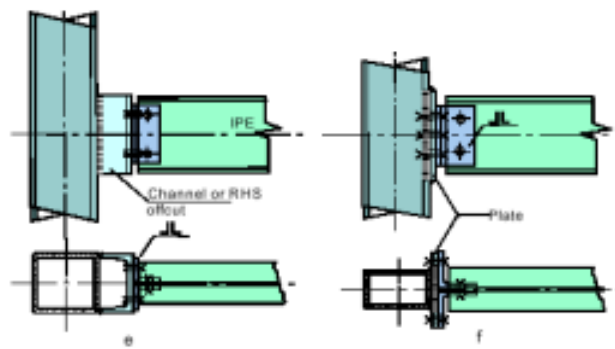
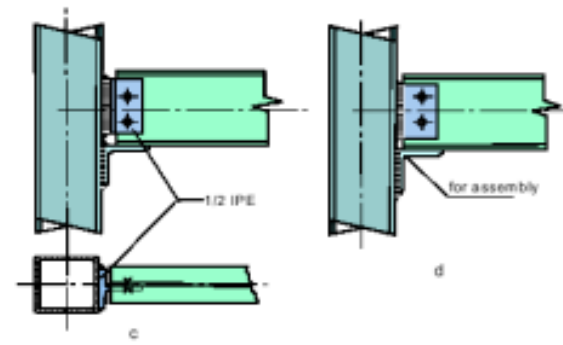
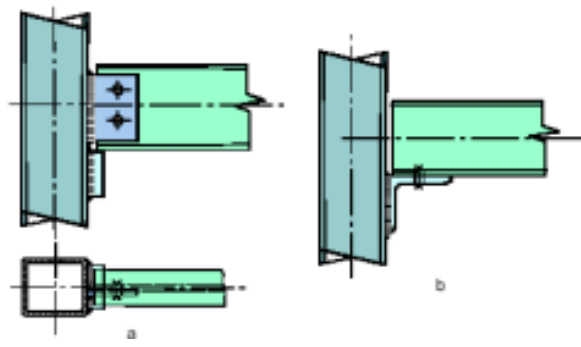


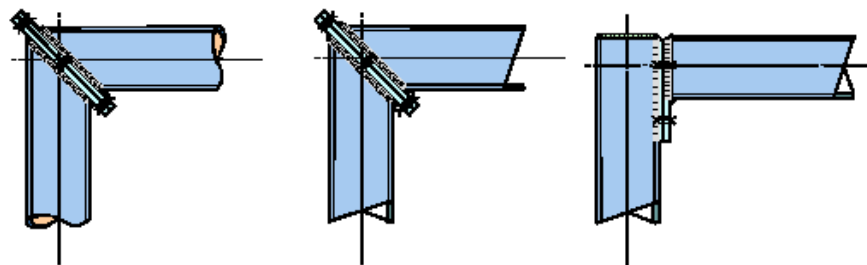
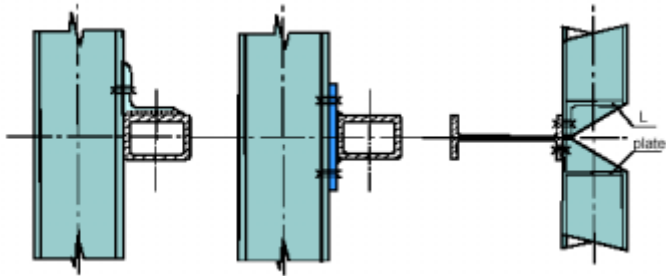
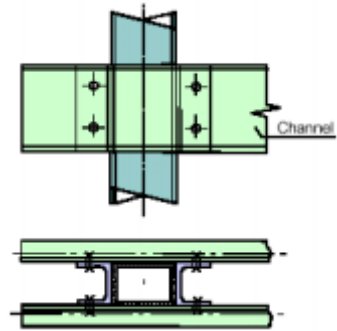
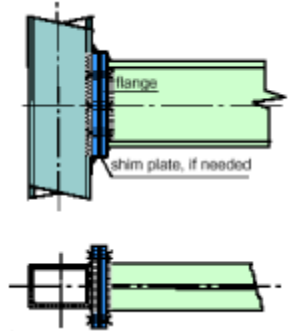
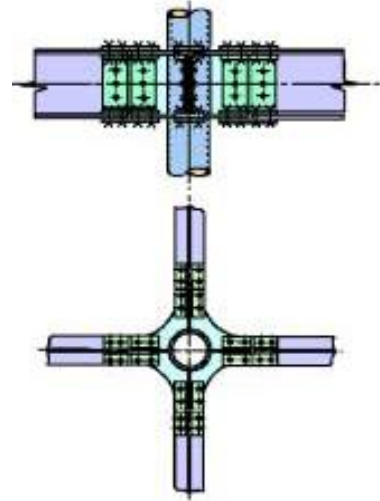
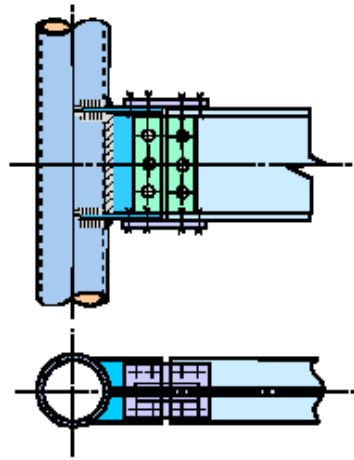
Observação: Cuidados especiais com tolerâncias dimensionais devido a empenamentos das chapas de ligação.

**Ligações com talas**

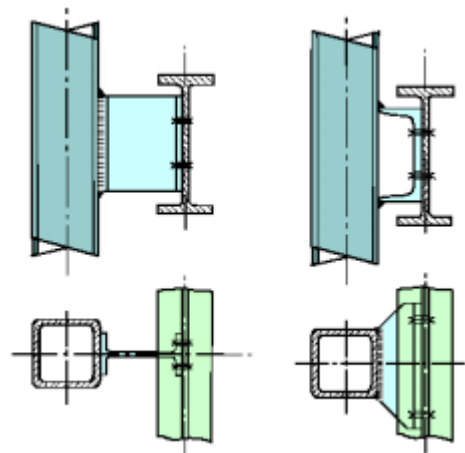


	
<p><b>Ligações secundárias</b></p>	
	
<p><b>Ligações viga-coluna</b></p>	

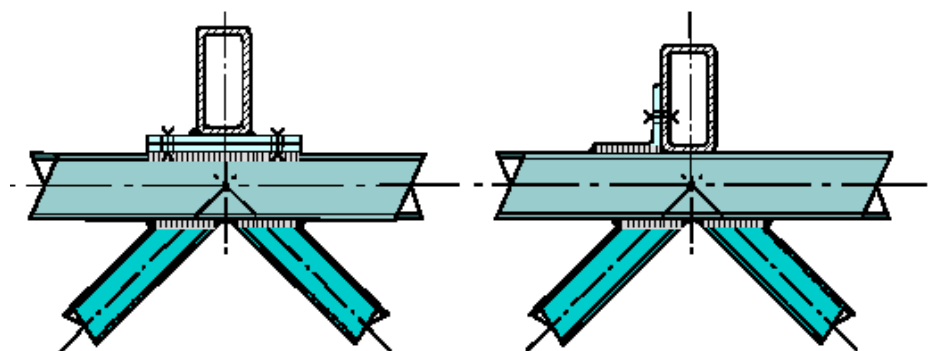
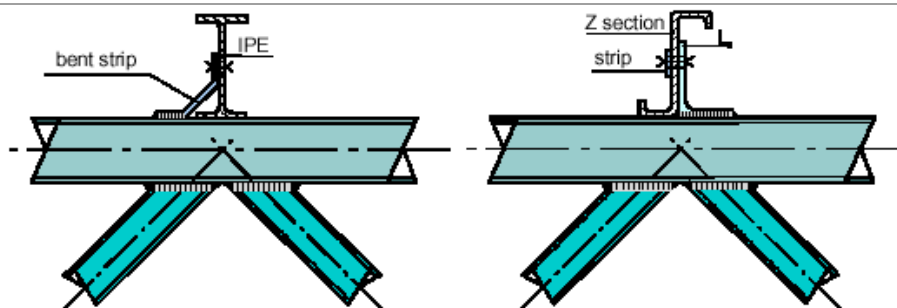
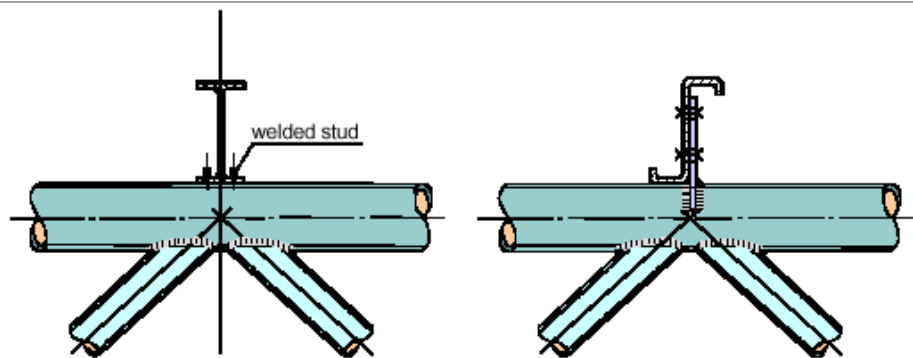




**Ligações  
por consoles**



**Ligações de  
terças**



<p><b>Sistemas especiais de ligação</b></p>	<div data-bbox="604 293 1275 423" data-label="Image"> </div> <p><b>Lindapter "HolloFast"</b></p> <div data-bbox="697 575 1286 754" data-label="Image"> </div> <p><b>Flowdrill</b></p>
<p><b>Ligações por colar</b></p>	<div data-bbox="793 840 1078 1232" data-label="Image"> </div>