



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E DO DESPORTO
Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



PERFIS TUBULARES: ASPECTOS ARQUITETÔNICOS E ESTRUTURAIS

AUTORA: FERNANDA DE SOUSA GERKEN

ORIENTADOR: Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro

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 Engenharia Civil, área de concentração: Metálica

Ouro Preto, setembro de 2003

À minha mãe a quem tudo devo

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, meu pai, Ayrton e Ângela, pela cooperação, amizade e ajuda nas horas difíceis.

Ao meu orientador Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro, que me escolheu para esta árdua, porém gratificante tarefa. Por sua ajuda e orientação no desenvolvimento deste trabalho. E por sua compreensão nos momentos difíceis.

A todos os professores do Mestrado em Estruturas Metálicas, que, de alguma forma, contribuíram para a escolha do meu caminho. Ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto. À Prof. Dr. Arlene Sarmanho Freitas pela colaboração.

A Afonso Henrique Mascarenhas de Araújo, pela contribuição sem limites, pela ajuda, pelo companheirismo, pelas lições de vida.

A Ernane Mourão pelo companheirismo (*in memoriam*).

Aos colegas de mestrado, pelas horas incansáveis de estudo e pela amizade.

Aos meus amigos que compreenderam minha ausência, e pelo carinho. A Célio Firmo e Wellington Luís de Assis Pereira pela força e por me ajudarem a continuar.

Às pessoas que de alguma forma me ajudaram a chegar onde estou e me incentivaram: Luiz Inácio Sampaio, Carlos Camargos d'Ávila, Elizabeth Gerken, Sidon Etrusco.

Às empresas que contribuíram para esse trabalho: BRAFER Construções Metálicas S. A. (Curitiba); MEDABIL Varco-Pruden S. A. (Rio Grande do Sul); INDUMETAL (Montes Claros); AçoTubo (São Paulo); SCALA Tubos (Recife); Seção de Engenharia do Aeroporto Internacional dos Guararapes (Recife); Viotti Arquiteto e Associados (Belo Horizonte).

À Fundação Gorceix e à CAPES pela bolsa de estudos concedida através da Universidade Federal de Ouro Preto.

À Empresa Vallourec & Mannesmann do Brasil, que me proporcionou a oportunidade de realizar este trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	4
LISTA DE TABELAS	23
LISTA DE SÍMBOLOS	24
RESUMO	31
ABSTRACT	32
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	33
1.1 Considerações gerais	33
1.2 Proposta do trabalho	37
CAPÍTULO 2 – HISTÓRICO DAS CONSTRUÇÕES EM ESTRUTURAS METÁLICAS	41
2.1 Evolução das estruturas: do ferro ao aço	41
2.1.1 A Escola de Chicago (1880-1910)	49
2.1.2 França, Bélgica, Suíça (1890-1930)	53
2.1.3 Alemanha: Escola Bauhaus (1910-1930)	56
2.1.4 Estados Unidos: A arquitetura de arranha-céus (1890-1940)	58
2.1.5 Arquitetura Internacional: Paredes-cortina (1945-1960)	59
2.1.6 O uso do aço aparente	63
2.2 Estruturas em perfis tubulares	67
2.2.1 Arquitetura contemporânea	67
2.2.2 Evolução histórica	79
2.3 A construção em estrutura metálica no Brasil	106
2.3.1 Arquitetura metalúrgica	106
2.3.2 Edifícios de andares múltiplos	116
CAPÍTULO 3 - PERFIS TUBULARES	131
3.1 Produção atual no Brasil	131
3.2. Comportamento estrutural	137
3.2.1 Elementos tracionados	137
3.2.2 Elementos comprimidos	140
3.2.3 Elementos submetidos a flexão	145
3.2.4 Elementos submetidos a torção	147
3.2.5 Elementos submetidos a tensões combinadas	148
3.3 Sistemas estruturais constituídos por perfis tubulares	152
3.3.1. Treliças	152
3.3.2. Elementos com seções especiais	160

3.3.3 Tenso-estruturas	171
CAPÍTULO 4 - DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS CONSTITUÍDOS POR PERFIS TUBULARES	190
4.1 Propriedades do aço	190
4.2 Elementos tracionados	199
4.2.1 Critérios de dimensionamento	199
4.2.2 Exemplo de dimensionamento	203
4.3 Elementos comprimidos	205
4.3.1 Critérios de dimensionamento	205
4.3.2 Exemplo de dimensionamento	220
4.4 Elementos submetidos a flexão	223
4.4.1 Critérios de dimensionamento	223
4.4.2 Exemplo de dimensionamento	239
4.5 Elementos submetidos a tensões combinadas	243
4.5.1 Critérios de dimensionamento	243
4.5.2 Exemplo de dimensionamento	246
CAPÍTULO 5 - FABRICAÇÃO E MONTAGEM DE ESTRUTURAS CONSTITUÍDAS POR PERFIS TUBULARES	250
5.1 Considerações gerais	250
5.2 Detalhamento dos desenhos de projeto e dos croquis para fabricação	251
5.3 Fabricação de estruturas	253
5.3.1 Estocagem, identificação e manuseio do material	254
5.3.2 Execução e uso de gabaritos	255
5.3.3 Corte	259
5.3.3.1 Corte plano com serra	259
5.3.3.2 Oxi-corte	263
5.3.3.3 Aberturas	264
5.3.3.4 Corte a laser	265
5.3.3.5 Corte a plasma	265
5.3.4 Amassamento das extremidades	266
5.3.4.1 Amassamento de extremidade completo	267
5.3.4.2 Amassamento de extremidade com matriz em rebaixo	268
5.3.4.3 Amassamento parcial de extremidade	269
5.3.5 Calandragem/ dobramento	270
5.3.5.1 Dobramento a frio para seções circulares e retangulares	270
5.3.5.2 Calandragem e dobramento a quente	272
5.3.6 Furação	274
5.3.7 Ligações	275

5.3.7.1 Ligações parafusadas	275
5.3.7.2 Ligações com parafusos cegos	277
5.3.7.3 Solda de parafuso tipo “stud”	280
5.3.8 Soldagem	281
5.3.8.1 Métodos de ligação soldada para seções tubulares	281
5.3.8.2 Tensão residual e deformação devido a soldagem	282
5.3.8.3 Inspeção de soldas	282
5.3.8.4 Soldagem de estruturas de seções tubulares de metal revestido ou galvanizado	284
5.3.9 Acabamento	284
5.3.10 Embarque	285
5.3.11 Transporte	285
5.4 Montagem das estruturas	287
5.4.1 Travamento e escoramento provisório	294
5.4.2 Ligações em campo	295
5.4.3 Tolerâncias de montagem	296
5.4.4 Tensões de montagem	297
5.4.5 Inspeção das ligações	297
 CAPÍTULO 6 - PANORAMA ATUAL DAS CONSTRUÇÕES EM PERFIS TUBULARES NO BRASIL	 298
6.1 Considerações iniciais	298
6.2 Apresentação de obras	299
6.2.1 Campinas	300
6.2.2 Curitiba	307
6.2.3 São Paulo	331
6.2.4 Montes Claros	351
6.2.5 Recife	359
6.2.6 Porto Alegre, Natal e Rio de Janeiro	370
 CAPÍTULO 7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	 377
7.1 Aspectos gerais	377
7.2 Aspectos econômicos relacionados a estruturas de aço com perfis tubulares para construções	378
7.3 Sugestões para futuros trabalhos	380
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 382

LISTA DE FIGURAS

FIGURA	1.1 -	Modelo integrado para projeto em estruturas tubulares	35
FIGURA	2.1 -	Iron Bridge Coalbrookdale: detalhe do arco da ponte (1779) – Inglaterra	42
FIGURA	2.2 -	Iron Bridge: detalhe do encaixe semelhante aos que eram feitos em madeira	42
FIGURA	2.3 -	The Palm House, Kew Gardens (1844-18848) – Londres, Inglaterra	44
FIGURA	2.4 -	The Palm House: vista interna e detalhes	44
FIGURA	2.5 -	Palácio de Cristal (1851) – Londres, Inglaterra	45
FIGURA	2.6 -	Palácio de Cristal: perspectiva	46
FIGURA	2.7 -	Palácio de Cristal: vista interna	46
FIGURA	2.8 -	Fábrica de chocolates: corte (1872) – Noisiel-sur-Marne, França	48
FIGURA	2.9 -	Fábrica de chocolates: vistas fachada	48
FIGURA	2.10 -	Carson Pirie Scott Store (1899 e 1903-1904) – Chicago, EUA	50
FIGURA	2.11 -	Leiter Building I: (a) perspectiva do prédio; (b) fachada (1879) – Chicago, EUA	51
FIGURA	2.12 -	Tocama Building (1884) – New York, EUA	51
FIGURA	2.13 -	Wainwright Building (1890-1891) – St Louis, EUA	52
FIGURA	2.14 -	Reliance Building (1894) – Chicago, EUA	53
FIGURA	2.15 -	Tassel (1863) – Bruxelas, Bélgica	54
FIGURA	2.16 -	Maison du Peuple (1899) – Bruxelas, Bélgica: (a) vista do prédio; (b) fachada	54
FIGURA	2.17 -	Pavilhão Suíço: cortes (1930-1932) – Cidade Universitária de Paris, França	56
FIGURA	2.18 -	Fábrica de turbinas da AEG (1909) – Berlim, Alemanha	57
FIGURA	2.19 -	Fábrica de produtos químicos (1911-1912) – Luban, Silésia	57

FIGURA	2.20 -	Fábrica de produtos químicos: desenho fachada	57
FIGURA	2.21 -	Fábrica Fagus (1911) – Ahlfeld-am-Leine, Alemanha	58
FIGURA	2.22 -	Rockefeller Center: RCA Building (1931-1932) – New York, EUA	59
FIGURA	2.23 -	Lake Shore Drive Apartments (1949-1950) – Chicago, EUA	60
FIGURA	2.24 -	Lever House – New York, EUA	61
FIGURA	2.25 -	Seagram Building – (a) vista da implantação do prédio; (b) vista da fachada - (1955-1957) - New York, EUA	62
FIGURA	2.26 -	Edifício Thyssen-Haus, originalmente Edifício Phoenix-Rheinrohr: (a) perspectiva do prédio; (b) vista do prédio (1957-1960) – Dusseldorf, Alemanha	63
FIGURA	2.27 -	John Deere Building (1962-1964) – Moline, Illinois	64
FIGURA	2.28 -	Viga Vierendeel ou em quadro	65
FIGURA	2.29 -	World Trade Center: detalhe das colunas e painéis externos – New York, EUA	66
FIGURA	2.30 -	Sears Building: (a) perspectiva; (b) vista fachada (1972-1974) – Chicago, EUA	67
FIGURA	2.31 -	Estação rodoferroviária Neue Mitte Oberhausen – Oberhausen, Alemanha	68
FIGURA	2.32 -	Centre Georges Pompidou: fachadas – Paris, França	71
FIGURA	2.33 -	Centre Georges Pompidou: detalhe de composição de treliças	72
FIGURA	2.34 -	Centre Georges Pompidou: detalhes estruturais – pilares e contraventamentos	73
FIGURA	2.35 -	Aeroporto de Kansai: vista aérea – Osaka, Japão	74
FIGURA	2.36 -	Aeroporto de Kansai: terminal de passageiros	75
FIGURA	2.37 -	Aeroporto de Kansai: detalhe externo da cobertura	76
FIGURA	2.38 -	Aeroporto de Kansai: detalhe do sistema estrutural de fechamento vertical (laterais)	76

FIGURA	2.39 -	Aeroporto de Kansai: vista externa da cobertura	77
FIGURA	2.40 -	Aeroporto de Kansai: detalhe da placa de base do pilar	77
FIGURA	2.41 -	Aeroporto de Kansai: detalhe dos pilares da cobertura	78
FIGURA	2.42 -	Aeroporto de Kansai: sistema de cobertura	78
FIGURA	2.43 -	Aeroporto de Kansai: detalhe do sistema de cobertura	79
FIGURA	2.44 -	Seção transversal da Ponte Conway – Estreito de Menai, Inglaterra	81
FIGURA	2.45 -	Ponte Conway: vista aérea	82
FIGURA	2.46 -	Britannia Railway Bridge – Londres, Inglaterra	83
FIGURA	2.47 -	Ponte Royal Albert ou Saltash Railway Bridge – Plymouth, Inglaterra	84
FIGURA	2.48 -	Ponte Firth of Forth – Edimburgo, Reino Unido	85
FIGURA	2.49 -	Ponte Firth of Forth: detalhe	85
FIGURA	2.50 -	Torre Eiffel: vista e detalhe de um nó – Paris, França	86
FIGURA	2.51 -	Torre de vigia – Beinn Bhreagh, Nova Scotia, Canadá	87
FIGURA	2.52 -	Farol Adziogol – Chersson, Ucrânia, Rússia	88
FIGURA	2.53 -	Sistema MERO de ligação (nó)	89
FIGURA	2.54 -	Modelo do hangar de aviões da Atlas – New York, EUA	90
FIGURA	2.55 -	Nó para hangares de aviões da Atlas	90
FIGURA	2.56 -	Edifício MERO Interbau – Berlim Ocidental, Alemanha	91
FIGURA	2.57 -	Pavilhão Americano (1947) – Montreal, Canadá	92
FIGURA	2.58 -	Pavilhão Americano: detalhe	92
FIGURA	2.59 -	Estrutura com rede de cabos – Montreal, Canadá	93
FIGURA	2.60 -	Parte da cobertura do Estádio Olímpico de Munich, Alemanha	94
FIGURA	2.61 -	Cobertura do hangar de manutenção da British Airways – Aeroporto de Heathrow, Londres	95

FIGURA	2.62 -	Torre de perfuração de petróleo	95
FIGURA	2.63 -	Festival Plaza Expo 70 – Osaka, Japão	96
FIGURA	2.64 -	Centro Sainsbury de Artes Visuais – Norwich, Inglaterra	97
FIGURA	2.65 -	Centro Sainsbury: sistema estrutural	97
FIGURA	2.66 -	Cobertura de estádio de futebol – Split, Croácia	98
FIGURA	2.67 -	Catedral de Cristal (1980) – Los Angeles, EUA	98
FIGURA	2.68 -	Catedral Cristal: vista interna	99
FIGURA	2.69 -	Centro Inmos (1982) – Gwent, Inglaterra	99
FIGURA	2.70 -	Laboratório Schlumberger (1984) – Cambridge, Inglaterra	100
FIGURA	2.71 -	Hong Kong and Shanghai Bank – Hong Kong, China	101
FIGURA	2.72 -	Hong Kong and Shanghai Bank: detalhe da fachada	101
FIGURA	2.73 -	Parc La Villette: marquise – Paris, França	102
FIGURA	2.74 -	Parc La Villette: fachada do edifício Cidade da Ciência e da Indústria	103
FIGURA	2.75 -	Pavilhão de Esportes Saint Jordi – Barcelona, Espanha	103
FIGURA	2.76 -	Pavilhão de Esportes Saint Jordi: etapas de montagem	104
FIGURA	2.77 -	Pavilhão de Esportes Saint Jordi: vista interna	104
FIGURA	2.78 -	British Museum: “O Grande Pátio” – Londres, Inglaterra	105
FIGURA	2.79 -	“O Grande Pátio”: (a) vista interna; (b) detalhe da cobertura	106
FIGURA	2.80 -	Show-room do catálogo da MacFarlane & Co.	109
FIGURA	2.81 -	Mercado Municipal de Belém – Pará: pavilhões do setor de carne	112
FIGURA	2.82 -	Mercado Municipal de Belém: detalhe da fachada	112
FIGURA	2.83 -	Mercado Municipal de Manaus – Amazonas: (a) pavilhões em ferro rendilhado; (b) detalhe de vitral circundado por elementos estruturais modelados em ferro fundido e forjado; (c) vista externa do pátio	113

FIGURA	2.84 -	Mercado Municipal de Manaus: (a) detalhe de armações estruturais, árticos e pórticos de ferro rendilhado no Pavilhão das Tartarugas; (b) detalhe da decoração mural do quiosque para refresco; (c) detalhe do gradil	114
FIGURA	2.85 -	Pavilhão de ferro do Teatro José de Alencar: (a) fachada; (b) e (c) detalhes da fachada – Fortaleza, Ceará	115
FIGURA	2.86 -	Estação da Luz (1922) – São Paulo-SP	116
FIGURA	2.87 -	Estação da Luz: vista interna	116
FIGURA	2.88 -	Edifício Avenida Central (1961) – Rio de Janeiro-RJ	117
FIGURA	2.89 -	Edifício Avenida Central: içamento e posicionamento das vigas de seção caixão no quarto pavimento	118
FIGURA	2.90 -	Edifício Montepio (1965) – Rio de Janeiro-RJ	119
FIGURA	2.91 -	Edifício-garagem da sede nova do Jockey Club – Rio de Janeiro-RJ	120
FIGURA	2.92 -	Brasília Palace Hotel (1958) – Brasília-DF	121
FIGURA	2.93 -	Edifício Anexo do Congresso Nacional – Brasília-DF	122
FIGURA	2.94 -	Edifícios dos Ministérios – Brasília-DF	123
FIGURA	2.95 -	Edifício Palácio do Desenvolvimento (1973) – Brasília-DF	124
FIGURA	2.96 -	Edifício Santa Cruz (1964) – Porto Alegre-RS	125
FIGURA	2.97 -	Edifício Garagem América (1957) – São Paulo-SP	127
FIGURA	2.98 -	Edifício Garagem América: montagem das vigas de transição seção caixão	128
FIGURA	2.99 -	Edifício Palácio do Comércio (1959) – São Paulo-SP	129
FIGURA	2.100 -	Interior do Edifício Palácio do Comércio: montagem da estrutura metálica com o “ <i>guy derrick</i> ” no sétimo pavimento	130
FIGURA	3.1 -	Tubos sem costura de seção circular, quadrada e retangular	131
FIGURA	3.2 -	Elementos compostos e/ou com seções especiais	132
FIGURA	3.3 -	Aciaria e laminação da VMB – Belo Horizonte-MG	133
FIGURA	3.4 -	Processo de laminação a quente dos tubos sem costura	134

FIGURA	3.5 -	Quadradora de tubos – VMB, Belo Horizonte-MG	135
FIGURA	3.6 -	Sistema perfilador cabeça-turca – VMB, Belo Horizonte-MG	135
FIGURA	3.7 -	Barra submetida a esforço axial	137
FIGURA	3.8 -	Contraventamento vertical em “X”	139
FIGURA	3.9 -	Contraventamento horizontal	139
FIGURA	3.10 -	Fenômeno da flambagem	141
FIGURA	3.11 -	Perda de estabilidade de uma barra reta solicitada a compressão	141
FIGURA	3.12 -	Perfis tubulares submetidos a compressão: (a) pilar; (b) barra de contraventamento em “K”	142
FIGURA	3.13 -	Tensões normais devidas a flexão	145
FIGURA	3.14 -	(a) Ação de forças horizontais e verticais em pilar de fachada; (b) Efeito de excentricidade em ligações viga-pilar	149
FIGURA	3.15 -	Diagrama de esforços solicitantes no pórtico	151
FIGURA	3.16 -	Arranjo estrutural para formação de treliças	152
FIGURA	3.17 -	Configurações de treliças planas: (a) sistema treliçado tipo tesoura; (b) sistema treliçado tipo meia tesoura; (c) treliça em arco; (d) treliça de banzos paralelos	153
FIGURA	3.18 -	Tipos de treliças planas para coberturas: (a) treliça Howe ou inglesa; (b) treliça Pratt; (c) treliça Belga; (d) treliça Fink ou Polonceau	154
FIGURA	3.19 -	Tipos de treliças: (a) treliça Warren; (b) treliça Pratt; (c) viga Vierendeel; (d) treliça com diagonais cruzadas	155
FIGURA	3.20 -	Tipos de nós de treliças	157
FIGURA	3.21 -	Passarela com sistema estrutural em treliça espacial	158
FIGURA	3.22 -	Cobertura com sistema estrutural em treliça espacial	158
FIGURA	3.23 -	Passarela em viga treliçada	159
FIGURA	3.24 -	Sistema estrutural em perfis tubulares em leque e cobertura em treliça com banzos arqueados	159
FIGURA	3.25 -	Passarela em viga treliçada	159

FIGURA	3.26 -	Perfis com seções compostas	160
FIGURA	3.27 -	Gráfico de variação de inércia com a altura de uma seção composta	161
FIGURA	3.28 -	Gráfico de variação do peso com a altura de uma seção composta	162
FIGURA	3.29 -	Gráfico de variação da inércia com a altura, para seções compostas por tubos de diâmetros diferentes	162
FIGURA	3.30 -	Rua subterrânea – Toronto, Canadá	163
FIGURA	3.31 -	Rua subterrânea: detalhe de um pilar	164
FIGURA	3.32 -	<i>Ciudad de las Artes y las Ciências</i> – Valência, Espanha: Hemisfério-cinema IMAX (3D)	165
FIGURA	3.33 -	<i>Ciudad de las Artes y las Ciências: Museo de las Ciências “Príncipe Felipe”</i>	165
FIGURA	3.34 -	<i>Museo de las Ciências “Príncipe Felipe”</i> : vista da fachada posterior	166
FIGURA	3.35 -	<i>L’Umbracle de la Ciudad de Las Artes y Las Ciências</i> : grande espaço ajardinado, mirador (parte superior) e estacionamento coberto (parte inferior)	166
FIGURA	3.36 -	Aeroporto de Stuttgart – Alemanha: vista interna do terminal de passageiros	167
FIGURA	3.37 -	Aeroporto de Stuttgart: detalhe dos pilares “árvores”	167
FIGURA	3.38 -	Seção especial da ponte para veículos e das passarelas de pedestres – Barcelona, Espanha	168
FIGURA	3.39 -	Centre Georges Pompidou – Paris, França: viga treliçada	169
FIGURA	3.40 -	Shopping Center Neue Mitte Oberhausen – Alemanha. Composição de pilar: (a) mão francesa associada ao pilar principal; (b) detalhe do arremate do pilar	170
FIGURA	3.41 -	Ginásio Mehrzweckhalle - Leipzig, Alemanha: composição de viga	170
FIGURA	3.42 -	Swiss National Museum - Zurich, Suíça: tenso-estruturas	171
FIGURA	3.43 -	Our Dynamic Earth – Edimburgo, Escócia: tenso-estruturas	172
FIGURA	3.44 -	Our Dynamic Earth: detalhes da estrutura	173

FIGURA	3.45 -	Our Dynamic Earth: vistas interna e externa - detalhe da estrutura	174
FIGURA	3.46 -	Arco La Défense – Paris, França	175
FIGURA	3.47 -	Arco La Défense: detalhe da estrutura	176
FIGURA	3.48 -	London Eye – Londres, Inglaterra	177
FIGURA	3.49 -	Hangar Cargo Lifter – Brandenburg, Alemanha. Associação de perfis tubulares em tenso-estruturas: (a) volume do hangar Cargo-Lifter; (b) estrutura interna; (c) detalhe da treliça de cobertura – cume com iluminação zenital	178
FIGURA	3.50 -	Hangar Cargo Lifter. Associação de perfis tubulares em tenso-estruturas: (a) maquete; (b) montagem da estrutura principal; (c) vista de vigas treliçadas no solo	179
FIGURA	3.51 -	Formas dos cabos devido a esforços	180
FIGURA	3.52 -	Aplicação de perfis tubulares em tenso-estruturas	180
FIGURA	3.53-	Peças para ligação ou protensão de cabos: (a) <i>clip</i> leve; (b) manilha de união; (c) sapatilha para cabo de aço; (d) esticador	181
FIGURA	3.54 -	Ligação para cabos: cabo com anel metálico	182
FIGURA	3.55 -	Estruturas com cabos	183
FIGURA	3.56 -	Coberturas em sistema de arcos para rede de cabos com curvaturas opostas – superfícies tipo sela, hiperbólicas (dupla curvatura): (a) arcos levemente inclinados até seu exterior; (b) arcos inclinados cruzando-se entre si por cima de seus apoios; (c) sistema pretensionado composto por rede de cabos de bordas retas - parabolóide hiperbólico	184
FIGURA	3.57 -	Associação pilar/cabos	185
FIGURA	3.58 -	Associação pilares/cabo	185
FIGURA	3.59 -	Associação pilares/cabos atirantados	186
FIGURA	3.60 -	Pilar estaiado	186
FIGURA	3.61 -	Formas <i>Tensegrity</i> : (a) prisma; (b) esfera; (c) octaedro	187
FIGURA	3.62 -	Estrutura “pendurada” em treliça	188

FIGURA	3.63 -	Estrutura atirantada	188
FIGURA	3.64 -	Associação de arcos e cabos	189
FIGURA	3.65 -	Associação arco/lona/cabo	189
FIGURA	4.1 -	Diagrama tensão x deformação	190
FIGURA	4.2 -	Diagrama tensão x deformação para aços carbono, aços de baixa liga e alta resistência mecânica e aços de alta resistência tratados termicamente	193
FIGURA	4.3 -	Diminuição da ductilidade, sem aumento da resistência, devido a sucessivas etapas de carregamento e descarregamento	194
FIGURA	4.4 -	Variação do limite de escoamento, do limite de resistência e do módulo de elasticidade, em função da temperatura	195
FIGURA	4.5 -	Influência das tensões residuais no diagrama tensão x deformação dos aços	196
FIGURA	4.6 -	Diagrama de tensões residuais em chapa laminada a quente	197
FIGURA	4.7 -	Diagrama de tensões residuais em perfis laminados tipo “I” ou “H”	197
FIGURA	4.8 -	Diagrama de tensões residuais em tubos quadrados soldados	198
FIGURA	4.9 -	Gráfico resistência de cálculo x espessura de parede – escoamento da seção bruta – tubos VMB – aço 250 MPa	200
FIGURA	4.10 -	Ligação de tubos com ponta amassada	201
FIGURA	4.11 -	Ligação de tubos usando chapa de ligação	201
FIGURA	4.12 -	Dimensões para determinação de C_t	202
FIGURA	4.13 -	Dimensionamento de elementos de treliça	203
FIGURA	4.14 -	Dimensões das seções transversais de perfis tubulares	207
FIGURA	4.15 -	Comprimento de flambagem de barras comprimidas	210
FIGURA	4.16 -	Valores de K em vigas contínuas	211
FIGURA	4.17 -	Estruturas indeslocáveis	213
FIGURA	4.18 -	Estruturas deslocáveis	213

FIGURA	4.19 -	Curvas de flambagem	217
FIGURA	4.20 -	Formas de colapso das barras comprimidas	219
FIGURA	4.21 -	Dimensionamento de elementos de treliça	220
FIGURA	4.22 -	Viga bi-apoiada	223
FIGURA	4.23 -	Diagrama de momento fletor	223
FIGURA	4.24 -	Diagrama de força cortante	224
FIGURA	4.25 -	Eixos principais de inércia de seções tubulares	224
FIGURA	4.26 -	Variação das tensões devidas à flexão	225
FIGURA	4.27 -	Fase 1: regime elástico	226
FIGURA	4.28 -	Fase 2: início do regime de plastificação	226
FIGURA	4.29 -	Fase 3: plastificação parcial da seção transversal	227
FIGURA	4.30 -	Fase 4: plastificação total da seção transversal e formação de rótula plástica	228
FIGURA	4.31 -	Flexão oblíqua simples	229
FIGURA	4.32 -	Definição de alma para fins do Anexo “D” da NBR 8800/86	230
FIGURA	4.33 -	Momento resistente “ M_n ” em função do parâmetro de esbeltez “ λ ”	231
FIGURA	4.34 -	Flambagem lateral com torção	232
FIGURA	4.35 -	Vigas bi-apoiadas com travamento através de elementos de lajes	233
FIGURA	4.36 -	Contenção por meio de vigas transversais	234
FIGURA	4.37 -	Hipótese de cálculo para determinação de M_{cr}	236
FIGURA	4.38 -	Diagramas de momentos fletores para relações $\frac{M_1}{M_2}$: (a) Negativa; (b) Positiva; (c) $C_b = 1,00$	237
FIGURA	4.39 -	Dimensionamento de viga à flexão	239
FIGURA	4.40 -	Ação de tensões combinadas	243

FIGURA	4.41 -	Dimensionamento de viga	246
FIGURA	5.1 -	Chablona de identificação de tubos	255
FIGURA	5.2 -	Galpão AçoTubo: gabarito de fabricação de pilares tubulares de seção circular	256
FIGURA	5.3 -	Galpão AçoTubo: bancada gabarito para fabricação de tesouras treliçadas tubulares	257
FIGURA	5.4 -	Gabarito para uma viga treliçada do tipo Warren	257
FIGURA	5.5 -	Gabarito para uma viga do tipo Howe	258
FIGURA	5.6 -	Dispositivo para soldagem de estrutura em perfis tubulares de seção quadrada	258
FIGURA	5.7 -	Corte duplo de seção tubular	259
FIGURA	5.8 -	Corte em “boca de lobo”	260
FIGURA	5.9 -	Traçagem do modelo de corte em “boca de lobo”	260
FIGURA	5.10 -	Ligação de dois tubos de seção transversal circular executada com dois cortes planos	261
FIGURA	5.11 -	Nó composto por tubos com cortes planos executados por serra, antes da soldagem (uma chapa deve ser inserida entre as extremidades das diagonais para uma solda conveniente)	261
FIGURA	5.12 -	Ligações de seções circulares feitas com um corte plano na extremidade da diagonal	262
FIGURA	5.13 -	Operações para acabamento da área de contato (união das peças): A. esmerilhamento ângulos internos; B. esmerilhamento do perfil; C. corte	262
FIGURA	5.14 -	Cortes planos nas extremidades das diagonais para ligações em perfis tubulares circulares	263
FIGURA	5.15 -	Cortes planos nas extremidades das diagonais para ligações de seções circulares	263
FIGURA	5.16 -	Rasgo extremo para ligação com chapa de gusset	264
FIGURA	5.17 -	Rasgos executados no meio do tubo para ligação com chapa plana	264
FIGURA	5.18 -	Ligação soldada com as extremidades das diagonais amassadas	266

FIGURA	5.19 -	Ligação parafusada (com chapa de ligação) de diagonais com pontas amassadas	266
FIGURA	5.20 -	Tipos de amassamento: A. corte com amassamento (“cropping”); B. amassamento de extremidade completo; C. amassamento de extremidade com matriz em rebaixo; D. amassamento parcial de extremidade	267
FIGURA	5.21 -	Dispositivo simples para amassamento completo de extremidade	267
FIGURA	5.22 -	Prensa de amassamento completo de extremidade com longa zona de transição	268
FIGURA	5.23 -	Seção tubular circular com extremidades amassadas em prensa com rebaixo	268
FIGURA	5.24 -	Esquema de um dispositivo para amassamento parcial de extremidades	269
FIGURA	5.25 -	Ligação de tubos de seção circular com extremidades parcialmente rebaixadas	269
FIGURA	5.26 -	Raio de curvatura de tubo de seção circular	270
FIGURA	5.27 -	Dobramento a frio por prensagem	271
FIGURA	5.28 -	Dobramento a frio com três rolos dobradores	271
FIGURA	5.29 -	Calandra de tubos: (a) máquina para calandragem; (b) rolos de calandragem	271
FIGURA	5.30	Corte angular e solda de curva de gomos	272
FIGURA	5.31 -	Seção típica de um tubo de seção retangular, antes e depois de dobramento a frio, por rolos	272
FIGURA	5.32 -	Dobramento a quente de seção preenchida com areia	273
FIGURA	5.33 -	Dobramento por indução	274
FIGURA	5.34 -	Ligações com utilização de parafusos do tipo ASTM A307, A325 ou A490	276
FIGURA	5.35 -	Uso de parafusos tipo cego ou expansivo	276
FIGURA	5.36 -	Ligações entre viga e coluna de seções tubulares com parafusos cegos	277
FIGURA	5.37 -	Sistema Flowdrill	278

FIGURA	5.38 -	Ilustração dos procedimentos de instalação do parafuso HolloFast	279
FIGURA	5.39 -	Sistema HolloBolt	279
FIGURA	5.40 -	Vista explodida do prendedor Huck Ultra-Twist	280
FIGURA	5.41 -	Solda de parafuso tipo “stud”: (a) colar de folga por flange com rebaixo; (b) colar de folga por arruela ajustada	280
FIGURA	5.42 -	Método de solda semi-automática (MIG)	282
FIGURA	5.43 -	Transporte de unidades modulares em caminhão	286
FIGURA	5.44 -	Transporte de módulos de estruturas por barça	287
FIGURA	5.45 -	Soldagem no canteiro com a utilização de proteção contra intempéries	289
FIGURA	5.46 -	Içamento de vigas treliçadas: (a) viga treliçada de seções abertas com dispositivo de estabilização transversal ou cavalete de içamento; (b) viga transversal de seção tubular sem dispositivo especial para içamento	290
FIGURA	5.47 -	Montagem de estrutura plana com auxílio de guindastes	291
FIGURA	5.48 -	Detalhe de ligação das tesouras do arco e da tesoura do galpão com as colunas	291
FIGURA	5.49 -	Montagem de uma ponte treliçada em arco	292
FIGURA	5.50 -	Montagem de uma estrutura no solo	292
FIGURA	5.51 -	Montagem de estrutura espacial acima do solo para posterior içamento	292
FIGURA	5.52 -	Montagem fixada com parafusos no canteiro: (a) componentes individuais transportados até o canteiro; (b) conexão simples com parafusos no canteiro; (c) fixação dos componentes individuais para montagem de parte da estrutura	293
FIGURA	5.53 -	Montagem de peças de grande porte do Hangar do Cargo-Lifter – Brandenburg, Alemanha	294
FIGURA	6.1 -	Ginásio UNICAMP – Campinas-SP: vista interna	300
FIGURA	6.2 -	Detalhe da treliça espacial de cobertura	301

FIGURA	6.3 -	Treliça de cobertura e sistema estrutural em concreto	301
FIGURA	6.4 -	Detalhes dos nós de ligação das treliças	302
FIGURA	6.5 -	Shopping Parque Dom Pedro – Campinas-SP: vista interna	303
FIGURA	6.6 -	Vista interna e detalhes da passarela	304
FIGURA	6.7 -	Pilar: (a) detalhe dos dois anéis criados pela composição de tubos e chapas; (b) embasamento do pilar	304
FIGURA	6.8 -	Pilar composto: periféricos	305
FIGURA	6.9 -	Pilar composto: centrais	305
FIGURA	6.10 -	Pilares centrais: detalhe da composição	306
FIGURA	6.11 -	Níveis dos pilares centrais: (a) detalhe da chapa de topo com iluminação; (b) detalhe de perfis da cobertura fixados no concreto	307
FIGURA	6.12 -	Teatro Ópera de Arame – Curitiba-PR	307
FIGURA	6.13 -	Detalhe do pórtico de entrada	308
FIGURA	6.14 -	Detalhe da cúpula de cobertura	308
FIGURA	6.15 -	Detalhe das ligações entre os diversos elementos estruturais	309
FIGURA	6.16 -	Detalhe da composição de pilar	309
FIGURA	6.17 -	Pedreira Paulo Leminsky – Curitiba-PR: palco	310
FIGURA	6.18 -	Detalhe da treliça de cobertura do palco	310
FIGURA	6.19 -	Detalhe da ligação das estruturas diagonais com a treliça de cobertura	311
FIGURA	6.20 -	Pedreira Paulo Leminsky: detalhe da ligação das estruturas diagonais ao terreno	311
FIGURA	6.21 -	Edificação Jardim Botânico – Curitiba-PR	312
FIGURA	6.22 -	Detalhe da ligação de tubos e vidro e/ou policarbonato	313
FIGURA	6.23 -	Vista interna do segundo pavimento	313
FIGURA	6.24 -	Detalhe de pilares: (a) composição de pilar; (b) composição do pilar de suporte da escada	314
FIGURA	6.25 -	Estação TUBO – Curitiba-PR: plataformas de embarque e desembarque	316

FIGURA	6.26 -	Detalhe do piso elevado nas plataformas de embarque e desembarque	317
FIGURA	6.27 -	Detalhe dos elementos internos das plataformas	317
FIGURA	6.28 -	Rua 24 Horas – Curitiba-PR	318
FIGURA	6.29 -	Aeroporto Internacional Afonso Pena – Curitiba-PR	319
FIGURA	6.30 -	Detalhe da treliça de cobertura	319
FIGURA	6.31 -	Vista da entrada do embarque	320
FIGURA	6.32 -	Detalhes dos diversos tubos usados na composição da cobertura	320
FIGURA	6.33 -	Vista da ponte de embarque	321
FIGURA	6.34 -	Vista interna ponte de embarque	321
FIGURA	6.35 -	Passarela de pedestres – Curitiba-PR	322
FIGURA	6.36 -	Malha da passarela e detalhe da junta de dilatação	323
FIGURA	6.37 -	Passarela: (a) vista da seção octogonal e malha da passarela; (b) detalhe da soldagem das peças, grelha e tela metálica do tabuleiro	323
FIGURA	6.38 -	Passarela: detalhes das juntas de dilatação e pilar de apoio	323
FIGURA	6.39 -	Shopping Estação – Curitiba-PR: detalhe da cobertura	324
FIGURA	6.40 -	Detalhe de perfil tubular como parte de estrutura de sustentação de piso	325
FIGURA	6.41 -	Detalhe da escada em perfil tubular calandrado	325
FIGURA	6.42 -	Detalhe degraus da escada	325
FIGURA	6.43 -	Parque Castelo Branco – Parque da Ciência - Curitiba-PR: Esfera	326
FIGURA	6.44 -	Passarela de acesso à Esfera	327
FIGURA	6.45 -	Esfera: detalhe da estrutura em perfis tubulares e toras de madeira (revestimento-fechamento)	327
FIGURA	6.46 -	Parque Castelo Branco: estufa	328
FIGURA	6.47 -	Detalhe estufa	328

FIGURA	6.48 -	Estufa: detalhes de ligações entre os perfis tubulares	329
FIGURA	6.49 -	Parque Castelo Branco: estufa 2	330
FIGURA	6.50 -	Parque Castelo Branco: galpão tubular	330
FIGURA	6.51 -	Canal da Música - TV Educativa – Curitiba-PR	331
FIGURA	6.52 -	Centro Empresarial do Aço – São Paulo-SP	332
FIGURA	6.53 -	Detalhe de ligação do sistema estrutural junto aos vértices	333
FIGURA	6.54 -	Detalhe de ligação da estrutura de coroamento	333
FIGURA	6.55 -	Edifício Sede da AçoTubo – São Paulo-SP: vistas da fachada	334
FIGURA	6.56 -	Detalhe de anel de ligação e vigas tipo “I” e pilares tubulares	335
FIGURA	6.57 -	Contraventamentos em “K”, em “X” e vigas tipo “I”	335
FIGURA	6.58 -	Vista interna do Edifício Sede: detalhe dos contraventamentos	336
FIGURA	6.59 -	Vista interna do Edifício Sede: detalhe da escada de acesso ao segundo pavimento	336
FIGURA	6.60 -	Galpão AçoTubo	337
FIGURA	6.61 -	Galpão: detalhe cobertura - parte curva elevada translúcida	338
FIGURA	6.62 -	Galpão: detalhe da iluminação zenital (vários pontos) com telhas translúcidas	338
FIGURA	6.63 -	Galpão: detalhes da cobertura	339
FIGURA	6.64 -	Galpão: (a) detalhe de contraventamentos; (b) detalhe parte superior do contraventamento	340
FIGURA	6.65 -	Detalhe de contraventamento em “X” e elemento de cobertura curvo	340
FIGURA	6.66 -	Centro Britânico Brasileiro – São Paulo-SP: fachada revestida com pedra <i>limestone</i>	342
FIGURA	6.67 -	Vista frontal da edificação	342
FIGURA	6.68 -	Detalhe de fixação dos vidros da fachada	343
FIGURA	6.69 -	Vista interna: detalhe da escada e espelho d’água	343

FIGURA	6.70 -	Vista: cobertura treliçada em estrutura metálica	344
FIGURA	6.71 -	Terraço aberto ao lado do restaurante (último piso): treliça curva de cobertura com fechamento retrátil	344
FIGURA	6.72 -	Passarela de pedestres: Morumbi Shopping – São Paulo-SP	345
FIGURA	6.73 -	Estrutura interna da passarela	346
FIGURA	6.74 -	Detalhe da composição de pilares estruturais internos	346
FIGURA	6.75 -	Composição estrutural de suporte da passarela e tabuleiro	347
FIGURA	6.76 -	Detalhe do pilar de suporte e composição estrutural	348
FIGURA	6.77 -	Vista posterior de um dos acessos	348
FIGURA	6.78 -	Escada de acesso à passarela	349
FIGURA	6.79 -	Escada de acesso à passarela: detalhe do patamar	349
FIGURA	6.80 -	Detalhes da escada de acesso à passarela	350
FIGURA	6.81 -	Shopping Popular – Montes Claros-MG: planta situação	351
FIGURA	6.82 -	Planta do primeiro pavimento - térreo	352
FIGURA	6.83 -	Vista interna: Entrada principal e rampas de acesso às lojas	352
FIGURA	6.84 -	(a) vista superior do jardim interno; (b) vista do elevador panorâmico	353
FIGURA	6.85 -	Vista dos pavimentos superiores com extremidades abertas para o exterior	353
FIGURA	6.86 -	Corte esquemático	354
FIGURA	6.87 -	Vistas da fachada: (a) entrada principal pela praça – detalhe do escalonamento dos pavimentos; (b) detalhe da fachada cega	354
FIGURA	6.88 -	Vista interior das lojas: vigas vazadas para exaustão	355
FIGURA	6.89 -	Detalhe da divisão entre lojas	355
FIGURA	6.90 -	Vista da entrada das lojas	356
FIGURA	6.91 -	Vistas da fachada: (a) entrada principal e caixa de escadas; (b) detalhe da caixa de escadas (lado direito da fachada)	356

FIGURA	6.92 -	Vista de juntas de dilatação: (a) juntas de dilatação nos pavimentos; (b) detalhe de junta de dilatação entre lojas	357
FIGURA	6.93 -	Entrada principal: detalhe das vigas calandradas com recorte na alma	357
FIGURA	6.94 -	Detalhe de pilar com anel de encaixe e vigas em “I” aparafusadas	358
FIGURA	6.95 -	Vista interna da garagem (subsolo)	358
FIGURA	6.96 -	Vista interna da garagem: (a) detalhe base de pilar; (b) detalhe contraventamento	359
FIGURA	6.97 -	Aeroporto Internacional dos Guararapes – Recife-PE: planta locação	359
FIGURA	6.98 -	Perspectiva eletrônica: (a) <i>check-in</i> ; (b) nova sala de embarque	360
FIGURA	6.99 -	Ligação do Edifício Garagem ao Terminal de Passageiros	361
FIGURA	6.100 -	Aeroporto dos Guararapes: sistema viário	361
FIGURA	6.101 -	Terminal de passageiros: estrutura em arco “achatado”	362
FIGURA	6.102 -	Terminal de Passageiros: pilares e estrutura de cobertura	363
FIGURA	6.103 -	Terminal de Passageiros: detalhe das formas diferenciadas utilizadas na estrutura de cobertura	364
FIGURA	6.104 -	Terminal de Passageiros: estrutura de cobertura da parte central – “abertura”	365
FIGURA	6.105 -	Vista conector, pontes de embarque e pátio aeronaves	365
FIGURA	6.106 -	Montagem do conector e pontes de embarque	366
FIGURA	6.107 -	Montagem do conector	366
FIGURA	6.108 -	Vista interna do conector	367
FIGURA	6.109 -	Detalhe da ligação de perfis tubulares no conector	367
FIGURA	6.110 -	Vista das pontes de embarque <i>fingers</i>	368
FIGURA	6.111 -	Vista aérea do Edifício Garagem	368
FIGURA	6.112 -	Edifício Garagem: vista dos pavimentos	369

FIGURA	6.113 -	Edifício Garagem: detalhe do hall de elevadores (último pavimento), cobertura em estrutura metálica do EDG	369
FIGURA	6.114 -	Edifício Garagem: tenso-estruturas no último pavimento	369
FIGURA	6.115 -	Aeroporto Internacional de Porto Alegre-RS: arco de cobertura em treliça espacial	370
FIGURA	6.116 -	Detalhe da composição da treliça espacial	370
FIGURA	6.117 -	Detalhes da treliça: (a) arco e esquadrias de fechamento; (b) ápice do arco	371
FIGURA	6.118 -	Aeroporto Internacional de Natal-RN: terminal de passageiros	371
FIGURA	6.119 -	Detalhes das estruturas internas do terminal	372
FIGURA	6.120 -	Novo parque gráfico do jornal O Globo – Rio de Janeiro-RJ: vista aérea	372
FIGURA	6.121 -	Detalhe da estrutura (pilares e cobertura)	373
FIGURA	6.122 -	Vista da montagem da estrutura	374
FIGURA	6.123 -	Vista frontal da edificação	374
FIGURA	6.124 -	Vista posterior do edifício	375
FIGURA	6.125 -	Estrutura interna em treliças espaciais	376

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 -	Aços usados na fabricação dos tubos sem costura e suas propriedades mecânicas	134
TABELA 3.2 -	Tolerâncias dimensionais para tubos de seção circular	136
TABELA 3.3 -	Valores limite das relações diâmetro/ espessura e largura/ espessura	144
TABELA 3.4 -	Valores limites das relações diâmetro – espessura (para os aços VMB)	146
TABELA 3.5 -	Valores limite das relações largura – espessura (para os aços VMB)	147
TABELA 3.6 -	Comparação dos momentos de inércia à torção (I_t) para seções transversais abertas e tubulares	148
TABELA 4.1 -	Valores limites das relações “largura/espessura” para seções tubulares	208
TABELA 4.2 -	Valores Teóricos e Recomendados para o Coeficiente K	211
TABELA 4.3 -	Valores de K para barras pertencentes a treliças	212
TABELA 4.4 -	Valores de α para o cálculo de G	214
TABELA 4.5 -	Classificação de seções e curvas de flambagem	218
TABELA 4.6 -	Parâmetros referentes à resistência nominal ao momento fletor	235
TABELA 5.1 -	Limitação para execução de corte único plano	261

LISTA DE SÍMBOLOS

Notações e unidades

A notação adotada no presente trabalho será a mesma adotada na Norma NBR 8800/86 (ABNT, 1986) e está de acordo com o sistema padronizado de notação da ISO (ISO Standard 3898). As unidades usadas estão de acordo com o Sistema Internacional de Unidades, baseado no sistema métrico decimal, contendo sete unidades básicas.

Notações

No que se refere às estruturas de aço e seus componentes, as notações a serem usadas são as seguintes:

a) letras romanas maiúsculas

A	= Área da seção transversal
A_c	= Área da mesa comprimida
A_{cs}	= Área da seção do conector em vigas mistas
A_e	= Área líquida efetiva
A_{ef}	= Área efetiva
A_f	= Área da mesa
A_g	= Área bruta
A_n	= Área líquida
A_p	= Área da seção bruta do parafuso
A_{st}	= Área da seção transversal do enrijecedor
A_t	= Área da mesa tracionada

A_w	= Área efetiva de cisalhamento; área da seção efetiva da solda
C_b, C_m	= Coeficientes utilizados no dimensionamento à flexão simples ou composta
C_{mx}, C_{my}	= Coeficientes “ C_m ” relativos aos eixos “ x ” e “ y ”
C_p, C_s	= Parâmetros utilizados no cálculo de empoçamento de água em coberturas
C_{pg}	= Parâmetro utilizado no cálculo de vigas esbeltas
C_t	= Coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva
C_w	= Constante de empenamento da seção transversal $[L]^6$
D	= Diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular
E	= Módulo de elasticidade do aço, $E = 205000 \text{ MPa}$
E_c	= Módulo de elasticidade do concreto e
G	= Módulo de elasticidade transversal do aço, $G = 0,385E$; carga permanente nominal
H	= Parâmetro utilizado na
I	= Momento de inércia
I_T	= Momento de inércia à torção
I_x, I_y	= Momentos de inércia em relação aos eixos “ x ” e “ y ” respectivamente
K	= Parâmetro utilizado no cálculo do comprimento de flambagem
K_x, K_y	= Parâmetros utilizados no cálculo do comprimento de flambagem segundo os eixos “ x ” e “ y ” respectivamente
K_z	= Parâmetro utilizado no cálculo do comprimento de flambagem por torção
L	= Comprimento em geral; vão

L_b = Comprimento do trecho sem contenção lateral

L_p, L_{pd} = Valor limite do comprimento de um trecho sem contenção lateral, correspondente ao momento de plastificação, sem e com redistribuição posterior de momentos, respectivamente

L_r = Valor do comprimento de um trecho sem contenção lateral, correspondente ao momento “ M_r ”

M = Momento fletor

M_{cr} = Momento crítico

M_d = Momento fletor de cálculo

M_{dx}, M_{dy} = Momentos fletores de cálculo segundo os eixos “x” e “y” respectivamente

M_n = Resistência nominal ao momento fletor

M_{pl} = Momento de plastificação

M_r = Momento fletor correspondente ao início de escoamento incluindo ou não o efeito de tensões residuais l'

M_1, M_2 = Menor e maior momento fletor na extremidade do trecho não contraventado da viga, respectivamente

M_y = Momento correspondente ao início de escoamento

N = Força normal em geral

N_d = Força normal de cálculo

N_e = Carga de flambagem elástica

N_{ex}, N_{ey} = Cargas de flambagem elástica, segundo os eixos “x” e “y” respectivamente

N_n = Resistência nominal à força normal

N_y = Força normal de escoamento da seção = $A_g f_y$

Q	= Carga variável; coeficiente de redução que leva em conta a flambagem local
Q_a	= Relação entre a área efetiva e a área bruta da seção da barra
Q_s	= Fator de redução usado no cálculo de elementos esbeltos comprimidos não enrijecidos
R	= Resistência em geral
R_n	= Resistência nominal
S_d	= Solicitação de cálculo
V	= Força cortante
V_d	= Força cortante de cálculo
V_n	= Resistência nominal a força cortante
V_{pl}	= Força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento
W	= Módulo de resistência elástico
W_{ef}	= Módulo de resistência efetivo, elástico
W_{tr}	= Módulo de resistência elástico da seção homogeneizada, em vigas mistas
W_x, W_y	= Módulos de resistência elásticos em relação aos eixos “x” e “y” respectivamente
Z	= Módulo de resistência plástico
Z_x, Z_y	= Módulos de resistência plásticos referentes aos eixos “x” e “y” respectivamente

b) letras romanas minúsculas

a = Distância em geral; distância entre enrijecedores transversais; altura da região comprimida em lajes de vigas mistas

b = Largura em geral

b_{ef} = Largura efetiva

b_f = Largura da mesa

d = Diâmetro em geral; diâmetro nominal de um parafuso; diâmetro nominal de um conector; altura de seção

d_h = Diâmetro do furo em olhais e em barras ligadas por pinos

d_p = Diâmetro do pino

f = Tensão em geral

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão

f_{dn}, f_{dv} = Tensão normal e tensão de cisalhamento, respectivamente, correspondentes a solicitações de cálculo

f_{ex}, f_{ey}, f_{ez} = Tensões críticas de flambagem elástica segundo os eixos “x”, “y” e “z”, respectivamente

f_r = Tensão residual, a ser considerada igual a 115 MPa

f_u = Limite de resistência à tração do aço, valor nominal especificado

f_y = Limite de escoamento do aço, valor nominal especificado

f_w = Resistência nominal à ruptura por tração do eletrodo

f_1, f_2 = Tensões utilizadas no cálculo do momento crítico “ M_{cr} ” em perfis “I” e “H”

g = Gabarito de furação; aceleração da gravidade

h = Altura em geral; distância entre as faces internas das mesas de perfis

“I” e “H”

h_c, h_t = Distâncias dos centros de gravidade da mesa comprimida e da mesa tracionada, respectivamente, ao centro de gravidade da seção

k = Coeficiente de flambagem

k_{pg} = Parâmetro utilizado no dimensionamento de vigas esbeltas

ℓ = Comprimento

q_n = Resistência nominal de um conector de cisalhamento

r = Raio de giração; raio

r_x, r_y = Raios de giração em relação aos eixos “x” e “y” respectivamente

r_T = Raio de giração da seção formada pela mesa comprimida mais 1/3 da região comprimida da alma, calculado em relação ao eixo situado no plano médio da alma

s = Espaçamento longitudinal de quaisquer dois furos consecutivos

t = Espessura em geral

t_c = Espessura da laje de concreto

t_f = Espessura da mesa

t_w = Espessura da alma

x_0, y_0 = Coordenadas do centro de cisalhamento

c) letras gregas maiúsculas

Δ = Deslocamento horizontal no topo de um pilar; flecha

$\Delta\sigma$ = Faixa de variação de tensões normais

$\Delta\tau$ = Faixa de variação de tensões de cisalhamento

Σ = Somatório

d) letras gregas minúsculas

α = Coeficiente

β = Coeficiente

γ = Coeficiente de ponderação das ações

γ_a = Peso específico do aço

γ_c = Peso específico do concreto

λ = Parâmetro de esbeltez

λ = Parâmetro de esbeltez para barras comprimidas

λ_p = Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

λ_r = Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, com ou sem tensão residual

μ = Coeficiente de atrito

ν = Coeficiente de Poisson para aço estrutural, no domínio elástico, tomado igual a 0,3

σ = Tensão normal

τ = Tensão de cisalhamento

ϕ = Coeficiente de resistência, em geral

ϕ_b = Coeficiente de resistência ao momento fletor

ϕ_c = Coeficiente de resistência na compressão

ϕ_t = Coeficiente de resistência na tração

ϕ_v = Coeficiente de resistência à força cortante

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo apresentar uma visão geral da utilização das estruturas tubulares no contexto da evolução das estruturas metálicas em geral, com destaque para o estudo de obras que mostram o estado da arte da construção tubular no Brasil.

A utilização dos perfis tubulares estruturais é abordada tanto do ponto de vista da arquitetura quanto da engenharia, destacando aspectos ligados ao comportamento das estruturas e de elementos estruturais utilizando perfis tubulares.

São apresentados aspectos históricos da evolução da utilização do ferro e do aço na construção civil, com ênfase em perfis tubulares. Também constam do escopo do trabalho aspectos teóricos e exemplos de sua aplicação ao dimensionamento de elementos estruturais solicitados por esforços simples e compostos.

Especial ênfase foi dada à coleta de dados relativos às obras, em perfis tubulares, existentes no Brasil, à experiência já adquirida com a fabricação de tais estruturas e aos problemas que dificultam a plena utilização de perfis tubulares na construção civil brasileira, de forma a traçar um painel do estado de desenvolvimento tecnológico no setor.

Palavras-chave: Estrutura metálica, Perfis tubulares estruturais, Arquitetura, Engenharia.

ABSTRACT

The present paper aims to provide an overall view of the use of steel hollow section structures within the context of the development of steel structures in general, with special emphasis on the study of construction works depicting the state of the art of the hollow section construction in Brazil.

The use of steel hollow sections is discussed from the viewpoint of both architecture and engineering, with focus on those aspects relating to the behavior of structures and structural elements which avail themselves of steel hollow sections.

A few historic aspects of the evolution of the use of iron and steel in civil construction, with emphasis on hollow sections are also presented. Within the scope of this paper are theoretical aspects as well as examples of their application to dimensioning structural elements under single and multiple stresses.

Special emphasis is placed on collecting data on the major Brazilian constructions making use of hollow section structures, the experience gained in manufacturing the said structures, and the problems hampering the full use of hollow sections in Brazilian civil construction, so as to depict the state of technological development in the sector.

Key-words: steel structure, steel hollow section, architecture, engineering.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Este trabalho tem como objetivo colocar em evidência as possibilidades construtivas dos perfis tubulares no âmbito da arquitetura e da engenharia. Foi motivado pela necessidade de reunir e sistematizar informações de diferentes fontes, pelo interesse em divulgar os processos atuais da fabricação e construção em perfis tubulares e em analisar aspectos básicos relacionados à arquitetura e ao comportamento estrutural desse tipo de perfil.

A tecnologia da construção metálica conta hoje com conhecimentos teóricos sistematizados e com normas técnicas internacionalmente reconhecidas para orientar as concepções de projeto, os cálculos estruturais e os processos de fabricação e montagem de estruturas tubulares. Entretanto, esses conhecimentos não estão suficientemente disseminados no Brasil, nem normatizados em uma publicação institucionalmente referendada pela comunidade científica nacional. O presente trabalho visa contribuir não só para a construção de uma “nova cultura” de utilização mais efetiva dos perfis tubulares estruturais na arquitetura e, conseqüentemente, na construção civil, mas também para a inclusão do tema, elementos estruturais em seções tubulares, na Norma Brasileira NBR 8800/86 ou para a criação de uma nova norma específica.

A falta de conhecimentos de engenheiros e arquitetos em relação às possibilidades da construção em estrutura metálica, em geral, e das aplicações dos perfis tubulares, em particular, tem sido responsável, em grande parte, pela defasagem em que se encontra esse tipo de processo construtivo no Brasil, se forem considerados os padrões internacionais. Para que a indústria de fabricação e de montagem se desenvolva e expanda, é necessário criar um público consumidor para esse novo modo de construir, o que exige a consolidação de uma cultura de construção em estrutura metálica entre engenheiros e arquitetos.

Com o objetivo de situar a tecnologia da construção em estrutura metálica na evolução histórica dos processos construtivos, este trabalho faz uma retrospectiva dos conhecimentos que foram sendo produzidas ao longo do tempo, bem como a apresentação de obras que contribuíram significativamente para o avanço de conceitos e projetos em estrutura metálica do ponto de vista da engenharia e da arquitetura.

O domínio da tecnologia de produção do ferro em larga escala coincide com a Primeira Revolução Industrial e corresponde a uma de suas principais conquistas. A construção de fábricas, estações e pontes para a expansão da rede ferroviária impulsionou a pesquisa de materiais construtivos perenes e de processos de engenharia que atendessem à necessidade de vencer grandes vãos, racionalizar o tempo e o custo das construções. Ao enfrentar esses desafios, engenheiros, arquitetos, matemáticos e empreendedores tornaram possível o uso do ferro fundido e, posteriormente, do aço nos prédios de múltiplos andares. Cada avanço – a produção em série em ferro fundido com o uso de moldes, o uso de perfis abertos e dos tubulares, o aperfeiçoamento dos processos de conexão dos elementos, a fabricação de cabos altamente tensionados – tornou possíveis construções com vãos contínuos de dimensões sem precedentes.

Descobertas no plano técnico determinam a reapreciação dos velhos conceitos e modos de construir. Entretanto, nem sempre o que é oferecido pela técnica é imediatamente assimilado pela sociedade. Aceitar o novo, o previamente desconhecido pode levar algum tempo. Provavelmente por isso, foi lento o processo de transposição de técnicas usadas na construção de pontes e estações ferroviárias para a edificação de prédios comerciais e residenciais. Foi necessário muito tempo, poder intelectual e criativo para que os sistemas estruturais em aço se tornassem realmente algo que mereça o nome de arquitetura. Essa é a razão pela qual este trabalho se detém na apresentação de grandes obras em estrutura metálica do passado e da contemporaneidade. Esse panorama histórico tem o objetivo de evidenciar a interdependência entre os avanços da tecnologia e a criatividade dos projetistas. Busca ainda mostrar que a construção industrializada corresponde a uma nova etapa na história da arquitetura e da engenharia.

Atualmente tem-se a percepção, diferentemente de alguns anos atrás, de que o arquiteto é a peça-chave e o iniciador de um processo de transformação, de mudanças nas técnicas e na evolução dos meios de projetar e construir. Para a obtenção de êxito no projeto, é necessária a adoção de uma visão global, que depende da conjunção de quatro conceitos básicos: a visão arquitetônica, o método construtivo, a questão estrutural —

esta de suma importância — e, ainda, a maneira como isso será industrializado, produzido. A industrialização, hoje vista como ponto crucial, vem trazer uma modificação nas tendências e nos métodos de produção. O arquiteto, os engenheiros e os diversos setores que compõem a produção arquitetônica devem estar totalmente em sintonia e integrados no processo de produção. Além disso, quem projeta deve ter domínio das técnicas e tecnologias existentes, bem como dos materiais de construção que serão utilizados. A esse tipo de produção foi dada a designação de Visão Sistêmica do Processo de Projeto (FIG. 1.1).

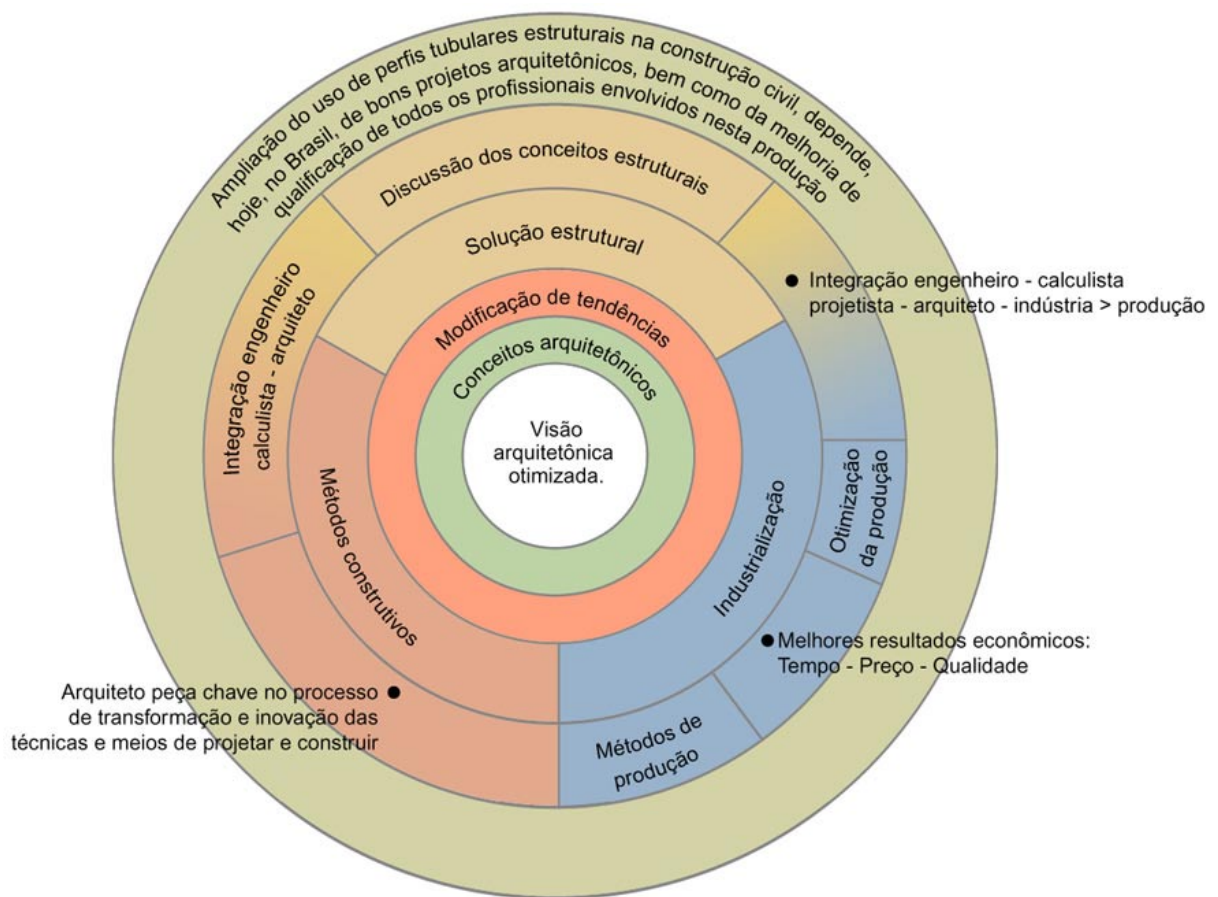


FIGURA 1.1 - Modelo integrado para projeto em estruturas tubulares

FONTE – Adaptado de OLIVEIRA, M. A. e BARBATO, R. L. A., 2001.

Por meio de uma adaptação do modelo desenvolvido por OLIVEIRA, M. A. e BARBATO, R. L. A., 2001, originalmente aplicado às estruturas de membrana, pode-se perceber, nitidamente, o papel do arquiteto, a importância do projeto e, além disso,

como as diferentes etapas do processo se regulam reciprocamente e se retro-alimentam.

Como ponto central, é essencial a concepção arquitetônica do projeto, de forma a delinear claramente o que se deseja fazer e que resultados se pretende obter. Para isso, é necessário discutir os novos conceitos arquitetônicos gerados pela nova maneira de projetar e construir.

Quando se fala em projeto industrializado, é importante lembrar que o projeto, como um todo deve ser completamente concebido antes de se passar à fase de fabricação. Em outras palavras, todos os detalhes e definições devem ser previamente estudados, permitindo-se apenas ligeiras mudanças, caso se tornem realmente imperiosas. Essa demanda leva a uma necessidade de aprimoramento dos projetos. Os detalhes arquitetônicos, por exemplo, são uma parte crucial. Precisam ser bem planejados e executados, para evitar transtornos na fase de montagem. Como a tecnologia brasileira para execução das obras em perfis tubulares ainda é recente, as ligações devem ser foco de análise e atenção cuidadosa dos projetistas.

Se há mudança nos conceitos arquitetônicos, conseqüentemente, mudam as tendências, que exigem o abandono da maneira “antiga” de conceber um projeto, segundo a qual o arquiteto trabalha, quase sempre isolado, até que se inicie o desenvolvimento dos projetos complementares. Dentro da perspectiva sistêmica, a obra passa a ser uma criação coletiva em que os projetos arquitetônico, estrutural e industrial devem estar completamente integrados. Ao conceber o projeto arquitetônico, será preciso pensar na solução estrutural, nos métodos construtivos e no processo de industrialização dos elementos. Os métodos necessitam ser modificados ou adaptados, devendo-se buscar a otimização da produção. Esses fatores, em conjunto, vão gerar melhores resultados em termos de preço, tempo e qualidade.

Quando nos voltamos para a questão estrutural, entram em cena três pontos importantes: os conceitos arquitetônico-estruturais devem ser discutidos, o arquiteto não deve trabalhar sozinho, como acontece freqüentemente nos processos de projeto atuais, e é fundamental que haja uma forte interação entre os profissionais envolvidos, tanto no projeto quanto na fabricação, de modo a sintonizar as fases de concepção e construção de uma edificação. Em outras palavras, o arquiteto deve trabalhar em total integração com o engenheiro calculista, com o projetista e com os profissionais da linha de produção. Pode parecer um processo bastante complicado, em um primeiro momento, uma vez que não existe, ainda, o costume de se trabalhar em equipe. Entretanto, nos

dias de hoje, evidencia-se, cada vez mais, a interdependência entre as diferentes áreas de conhecimento, as interfaces entre profissionais que no passado não se imaginaria trabalhando em conjunto.

A ampliação da utilização de perfis tubulares estruturais na construção civil, de maneira sistemática, depende hoje de bons projetos arquitetônicos e da melhoria da qualificação dos profissionais atuantes no mercado. Por essa razão, esse é um processo que se retro-alimenta, ou seja, a qualificação dos profissionais implica a melhoria da qualidade dos projetos, proporcionando o avanço do uso de estruturas metálicas no mercado. A demanda do mercado leva à necessidade de aprimoramento dos processos de fabricação e montagem. Novas possibilidades técnicas demandam, por sua vez, projetistas ousados e criativos e com conhecimentos mais amplos.

1.2 Proposta do trabalho

O objetivo do segundo capítulo é mostrar as diferentes circunstâncias históricas que permitiram e propiciaram a produção e utilização dos perfis tubulares na indústria da construção.

Vista no contexto das mudanças sociais globais, a evolução dos processos construtivos evidencia que o uso de um novo tipo de material — no caso, o ferro e, posteriormente, o aço — exige e, ao mesmo tempo, gera mudanças nas concepções arquitetônicas, na estética, na funcionalidade, nos processos industriais, nos procedimentos para cálculos estruturais e no desenvolvimento de instalações que tornem as edificações viáveis. Todas essas mudanças culminam no aparecimento de novas tipologias arquitetônicas, na maior rapidez nas construções e, conseqüentemente, na redução de custos. No caso das estruturas metálicas, tais mudanças, relacionadas inicialmente à Revolução Industrial, foram motivadas pela necessidade de vencer grandes vãos na construção de pontes e coberturas, em decorrência, sobretudo, da expansão das estradas de ferro. Posteriormente, foi fator propulsor do desenvolvimento e uso das estruturas metálicas o interesse em construir edifícios de múltiplos andares em áreas centrais de grandes cidades e, mais tarde ainda, o interesse em utilizá-las na construção de plataformas para exploração do petróleo.

Na primeira parte do capítulo 2 (item 2.1), busca-se evidenciar a confluência dos fatores que tornaram gradativamente possível e interessante o uso de estruturas metálicas em diferentes tipos de edificações. Nos subitens que compõem o item 2.1, apresentam-se edificações de destaque na Inglaterra, França, Bélgica, Alemanha e Estados Unidos ao longo dos séculos XIX e XX. As tecnologias que contribuíram para o gradativo avanço dos processos de construção de edifícios de múltiplos andares em estrutura metálica são citadas, descritas e ilustradas. A análise dos exemplos permite acompanhar a gradativa racionalização dos processos construtivos no que se refere à economia de peso, espaço e tempo.

A segunda parte do capítulo 2 (item 2.2) tem como tema a evolução da fabricação e utilização dos perfis tubulares e está subdividida em duas seções. A primeira delas (subitem 2.2.1) foi dedicada à apresentação de duas obras representativas da arquitetura contemporânea em estruturas metálicas tubulares: o Centro Georges Pompidou, em Paris, e o Aeroporto de Kansai, em Osaka, ilustrativas das mais ousadas possibilidades da construção em aço. Ícones da arquitetura *High Tech*. Essas edificações representam o coroamento de um longo processo de produção de conhecimentos acerca da construção em perfis tubulares, cuja história está focalizada no subitem 2.2.2.

Na terceira parte do capítulo 2 (item 2.3), apresenta-se um panorama geral da utilização do ferro como material construtivo no Brasil, desde o final do século XIX, época em que o país importou da Europa a denominada arquitetura metalúrgica, até o início da construção de edifícios de múltiplos andares na segunda metade da década de 1950. Os exemplos apresentados foram agrupados de acordo com as cidades em que se localizam.

Os capítulos 3 e 4 abordam questões de interesse para o projeto estrutural com perfis tubulares.

O objetivo do capítulo 3 é abordar o comportamento estrutural dos perfis tubulares com seção circular (laminados a quente ou conformados e soldados), quadrada ou retangular, provenientes dos tubos circulares anteriormente mencionados, e conformados a frio, com especial destaque para os perfis sem costura.

Além de uma abordagem geral das aplicações e vantagens construtivas dos perfis tubulares, apresenta-se o processo de fabricação de perfis de seção circular, quadrada e retangular da Vallourec & Mannesmann do Brasil — VMB, estes dois últimos obtidos a partir da conformação mecânica a frio dos perfis tubulares de seção

transversal circular.

O Capítulo 4 tem como objetivo apresentar os procedimentos para o dimensionamento de elementos constituídos por perfis tubulares. Isso é feito, primeiramente analisando-se as propriedades do aço e, depois, pela breve análise do comportamento estrutural dos perfis diante de esforços a que são solicitados, tais como tração, compressão, flexão e tensões combinadas. Os critérios para dimensionamento são apresentados pelas formulações usadas para o cálculo de estruturas metálicas da Norma Brasileira NBR 8800/86 e, em alguns casos, utilizando-se também normas internacionais, tais como o AISC e o EUROCODE. Um exemplo de dimensionamento, de fácil entendimento, é apresentado em cada item do capítulo, ligado à solicitação que está sendo discutida, para tornar clara a utilização das formulações no dimensionamento.

O Capítulo 5 tem como tema a fabricação e montagem de estruturas constituídas por perfis tubulares estruturais. O objetivo é oferecer uma visão geral das operações que ocorrem dentro das fábricas e nos canteiros que, em geral, pouco diferem daqueles empregados para a fabricação e montagem de estruturas metálicas com outros tipos de perfis (perfis abertos ou mesmo dos perfis leves). Foi tomado como ponto de referência para a apresentação dos preceitos internacionais de fabricação e montagem dos perfis tubulares o manual do CIDECT, desenvolvido especificamente para normatizar os princípios e procedimentos de utilização dos perfis tubulares. Esse material foi escolhido por se tratar de uma publicação difundida internacionalmente e congregar em sua elaboração o conhecimento e a experiência de profissionais representativos de instituições de destaque de países onde o estado da arte das construções em estruturas tubulares se encontra mais avançado tecnologicamente.

O Capítulo 6 traz uma amostragem de obras produzidas no Brasil em estruturas metálicas utilizando perfis tubulares nas duas últimas décadas. Para a apresentação dessas obras, devido à pouca bibliografia sobre o assunto, foram feitos levantamentos em campo, para a coleta de dados. O resultado dessa pesquisa mostra que existe um grande potencial para o crescimento do mercado da construção em perfis tubulares, uma vez que o número de edificações ainda é pequeno quando comparado às obras em estruturas metálicas utilizando-se perfis abertos.

O Capítulo 7 traz as considerações finais e as sugestões para futuros trabalhos. Dentro das considerações finais são discutidos aspectos gerais relacionados às estruturas

tubulares e questões econômicas relacionadas ao uso desse sistema estrutural nas construções. Todo o material reunido nesse trabalho visa contribuir para uma maior utilização dos perfis tubulares na construção civil, bem como, para incrementar a produção, tanto em termos acadêmicos (dissertações, manuais, normas, etc.), quanto no que diz respeito à produção de exemplares arquitetônicos em perfis tubulares estruturais.

CAPÍTULO 2

HISTÓRICO DAS CONSTRUÇÕES EM ESTRUTURAS METÁLICAS

2.1 Evolução das estruturas: do ferro ao aço

O ferro, conhecido já vinte séculos a.C. no Oriente Médio, foi durante um longo tempo considerado um material nobre e caro, cuja utilização se limitava à fabricação de armas, ferramentas, armaduras e ornamentos para edificações. Até o fim da Idade Média, o processo de fundir o ferro divulgou-se lentamente: pequenas quantidades eram produzidas artesanalmente em fornalhas.

No século XV, a invenção do alto-forno tornou mais fácil e rápida a obtenção do material, o que contribuiu para sua vulgarização (SILVA, 1988). Entretanto, foi somente em meados do século XVIII, na época da denominada Primeira Revolução Industrial, que o ferro se tornou um material em condições de competir em preço e qualidade com os materiais de construção até então utilizados.

Os avanços na utilização do ferro como material construtivo tiveram início no século XVIII, com o aprimoramento da metalurgia. Em 1709, Abraham Darby obteve o ferro fundido usando coque como combustível em lugar do carvão vegetal. Entretanto, foi apenas na segunda metade do século XVIII que outro Abraham Darby, filho do primeiro, conseguiu produzir ferro derretido com coque em condições de ser convertido em ferro forjado em grande escala. Com o aperfeiçoamento dos fornos e dos processos de produção, em 1784, o ferro fundido tornou-se abundante e barato e passou a ser usado cada vez mais.

Simultaneamente às técnicas para a produção do ferro, desenvolveram-se também os processos de elaboração e conformação desse material. Em meados do século XVIII, na Inglaterra, já eram laminadas pranchas de ferro e, em 1761, foram fabricados os primeiros trilhos de ferro fundido para as estradas de ferro. Em 1779, a construção da ponte conhecida como Iron Bridge, em Coalbrookdale, na Inglaterra marcou o início da utilização de grandes peças em ferro fundido como elementos estruturais das edificações (FIG. 2.1 e 2.2).

Seu elegante arco sobre o Rio Severn, em Shropshire, mede trinta metros, e as peças de ferro fundido compõem um vigamento de arcos rígidos, cujo desenho é semelhante aos das pontes de pedra. Na época de sua construção, ela causou grande impacto, atraiu visitantes de toda a Grã-Bretanha e foi considerada, desde o primeiro momento, como a 'oitava maravilha do mundo'.

COSTA, 2001.



FIGURA 2.1 - Iron Bridge Coalbrookdale: detalhe do arco da ponte (1779) – Inglaterra
FONTE – http://www.pbs.org/wgbh/buildinbig/wonder/structure/iron3_bridge.html
Acesso em 20 ago. 2003.

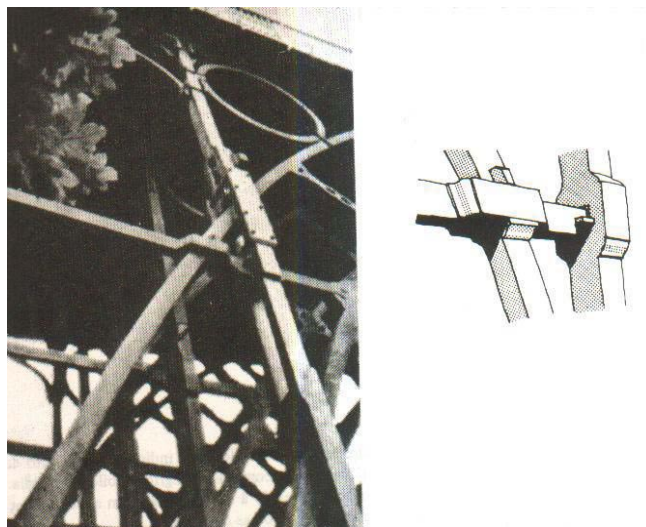


FIGURA 2.2 - Iron Bridge: detalhe do encaixe semelhante aos que eram feitos em madeira
FONTE – MANUAL, 1989.

Apesar do pioneirismo da obra, vale lembrar que o ferro se apresentou aí como material substituto da pedra e da madeira, mas não insubstituível por suas características

específicas.

Vários fatores colocaram a Grã-Bretanha na posição de domínio do mercado internacional do ferro até meados do século XIX: o país possuía, em territórios próximos, jazidas de minério de ferro e de carvão de pedra; os ingleses tinham sido pioneiros na maior parte dos inventos que viabilizaram a produção industrial; o volume de encomendas à indústria siderúrgica britânica para implantação de redes ferroviárias no próprio país e no resto da Europa incrementou sua expansão. Contudo, a partir de 1840-1850, a Inglaterra perde mercado e o continente ganha espaço no setor da siderurgia.

Com o crescimento da atividade industrial, os métodos construtivos tradicionais já não conseguiam responder à demanda, e a infra-estrutura mostrou-se inadequada gerando novas necessidades construtivas. Fez-se necessária a criação de novas tipologias arquitetônicas, relacionadas também ao desenvolvimento tecnológico. Um rápido progresso da industrialização e da pesquisa científica conseguiu, porém, mudar o curso da arquitetura do século XIX. Engenheiros e projetistas com idéias inovadoras contribuíram para a disseminação do uso do ferro, mesmo não tendo experiência e ferramentas para uma análise mais rigorosa. Assim, o período foi marcado pela engenharia das estruturas mais do que por grandes e notáveis obras arquitetônicas.

Há, contudo, exemplos de valor arquitetônico. O domo em ferro e vidro foi uma inovação francesa. Foi proposto pela primeira vez na Halle au Blé, por Belanger, 1805-1811 (PEVSNER, 2002). A França foi quem primeiro sistematizou a teoria do uso do ferro como elemento portante, um exemplo deste uso foi a cúpula da Ópera de Paris, de Charles Garnier (1861-1874). As estufas em filigranas, apesar de serem limitadas quanto à tipologia, e terem problemas quanto ao conforto térmico, foram um exemplo da arquitetura feita na época. Os elementos estruturais principais dessas estufas eram produzidos mecanicamente, assim como os secundários, que serviam de suporte para os painéis de vidro, cuja espessura pôde ser bastante reduzida. Essa nova produção construtiva, embora ainda fosse muito experimental no que diz respeito à parte estrutural, causou impacto na arquitetura da época por possibilitar edificações completamente transparentes. Foi, além disso, um marco no desenvolvimento da industrialização das construções, uma vez que era totalmente feita nas fábricas (FIG. 2.3 e 2.4).



FIGURA 2.3 - The Palm House, Kew Gardens (1844-1848) – Londres, Inglaterra

FONTE – <http://www.buffalogardens.com> Acesso em 20 ago. 2003.



FIGURA 2.4 - The Palm House: vista interna e detalhes

FONTE – <http://www.buffalogardens.com> Acesso em 20 ago. 2003.

O apogeu da tecnologia em ferro fundido na construção de prédios foi atingido em 1850 com o Palácio de Cristal, projetado por Joseph Paxton e construído em 1851, em Londres, para a primeira Exposição Internacional. Além de surpreendente pelas soluções criativas e por suas dimensões (o vão livre do hall media 500m x 125m) foi o primeiro edifício a empregar componentes especialmente projetados para a obra, padronizados e fabricados em série, com a finalidade de atender à exigüidade do prazo disponível para sua construção (FIG. 2.5 a 2.7). Foi montado primeiro no Hyde Park e posteriormente remontado em Sydenham, entre 1851 e 1854, com o desenho modificado, onde ficou até ser destruído por um incêndio em 1936 (COSTA, 2001). Essa experiência de padronização, pré-fabricação e montagem trouxe maior eficiência na utilização de estruturas e contribuiu para a expansão da produção no Reino Unido. Segundo Silva, o Palácio de Cristal foi saudado na época, essencialmente, por se constituir uma façanha da técnica e do espírito empreendedor dos industriais ingleses, o que atendia aos próprios objetivos da exposição (SILVA, 1988).



FIGURA 2.5 - Palácio de Cristal (1851) – Londres, Inglaterra
FONTE – <http://www.swt.ed> Acesso em 20 ago. 2003.



FIGURA 2.6 - Palácio de Cristal: perspectiva

FONTE – <http://www.buffalogardens.com> Acesso em 20 ago. 2003.

FIGURA 2.7 - Palácio de Cristal: vista interna

FONTE – http://www.buffalogardens.com/historical/Crystal_Palaces%27body_crystal_palaces.html Acesso em 20 ago. 2003.

Embora os valores estéticos e tecnológicos da arquitetura do ferro não tenham sido plenamente reconhecidos no século XIX, a nova maneira de construir tinha características que a distinguiam de tudo quanto se fizera anteriormente: o ferro fundido tornava possível reproduzir, infinitas vezes, um mesmo modelo com igual perfeição; por terem maior resistência à compressão, os pilares de ferro podiam ter seções menores que as de pedra; o ferro fundido prestava-se muito bem também aos propósitos ornamentais. Além disso, os edifícios pré-fabricados em ferro, por serem desmontáveis, tinham mobilidade, podiam ser levados de um lugar para outro. Com a possibilidade de

combinar ferro e vidro, as edificações puderam ser transparentes, pela primeira vez na história. Quebrou-se a rigidez do espaço interno, que ganhou fluidez e foi permeado pela luz.

Em 1855, Henry Bessemer inventou o convertedor que leva o seu nome e que tornou possível a fabricação de aço em larga escala. Em 1864, Henry Bessemer e Siemens-Martin conseguiram transformar a produção de aço, introduzindo os fornos Siemens-Martin. Assim começa a era do aço Siemens-Martin. (MANUAL, 1989).

O ferro fundido, primeiro material siderúrgico empregado na construção, tem de ser solidificado da forma líquida diretamente na sua forma final. Apresenta boa resistência à compressão, mas baixa resistência à tração, mostrando-se quebradiço sob o efeito de choques. Já os aços estruturais são soldáveis e deformáveis no estado sólido em formas diversas (barras, chapas, eixos, parafusos, etc.), tanto a frio como a quente. A possibilidade de produzir aço em larga escala permitiu a fabricação de peças maiores e com melhores características estruturais. O ganho inicial referia-se, principalmente, à relação resistência-peso, a melhores propriedades mecânicas e à escala de produção.

O primeiro edifício de andares múltiplos realmente projetado como deve ser um edifício com estrutura metálica foi a fábrica de chocolates de Noisiel-sur-Marne (FIG. 2.8 e 2.9), construída a partir de um moinho por Jules Saulnier, em 1872, perto da cidade de Paris, com vários andares e apoiada sobre os quatro pilares da antiga ponte sobre o rio Marne. Sua estrutura era em ferro e os tijolos foram usados apenas como vedação. Nessa edificação, podem-se notar alguns dos elementos utilizados na moderna construção com esqueleto de aço, tais como as laterais apoiadas em vigas em balanço e a estabilidade lateral obtida por meio de uma rede de diagonais, sistema utilizado ainda hoje para o contraventamento dos modernos arranha-céus. Tem sua estrutura metálica aparente na fachada e a combinação policromática do ferro, da cerâmica e dos tijolos torna a obra semelhante a um imenso tapete oriental.

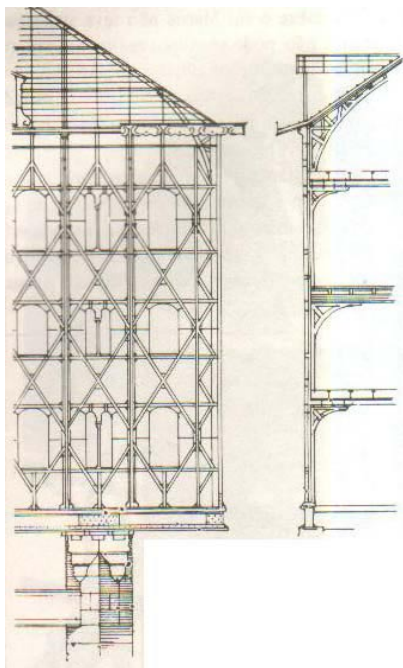


FIGURA 2.8 - Fábrica de chocolates: corte (1872) – Noisiel-sur-Marne, França

FONTE – HART, HENN, SONTAG, 1978.



FIGURA 2.9 - Fábrica de chocolates: vistas fachada

FONTE – <http://www.jacques.vouillot.free.fr/visit/moulin.ht> Acesso em 20 ago. 2003.

O sistema em ferro, empregado na construção da fábrica sobre o rio Marne, e em outros edifícios de interesse, não foi usado, por muito tempo, considerando-se seu efeito estético (PEVSNER, 2002). Entretanto, foi utilizado em outras edificações de médio porte, como edifícios residenciais de 4 ou 5 andares em centros urbanos, como nas

idades de Paris e Londres, por exemplo. O uso da estrutura metálica se impôs, realmente, quando se fez imprescindível construir edifícios de múltiplos andares com finalidades comerciais.

A intensa procura de locais para escritórios, depósitos e lojas e os altos preços dos terrenos influenciaram grandemente o rápido desenvolvimento da construção metálica de edifícios de múltiplos andares. Só as edificações em aço conseguiam casar o máximo aproveitamento dos terrenos e das superfícies dos pisos com a desejada rapidez de construção. Essa “nova maneira” de construir teve início na cidade de Chicago, onde nasceu a famosa Escola de Chicago (1880-1910) e já tinha se disseminado por quase todas as cidades americanas em 1885 (MANUAL, 1989).

Entretanto, os edifícios de andares múltiplos só se tornaram realmente viáveis devido a avanços tecnológicos, que possibilitaram as instalações técnicas necessárias. A mais importante e primeira a ser citada é o elevador. O acionamento dos elevadores era feito inicialmente por vapor hidráulico, depois por eletricidade. O elevador de segurança foi inventado por Elisha Graves Otis, que apresentou seu invento na Exposição de New York, em 1853. Em 1857, o primeiro elevador para uso prático foi instalado em um edifício na Broadway. Desde então, New York ganhou impulso na construção de edifícios altos, adquirindo a fama de ter construído os primeiros arranha-céus.

Houve um desenvolvimento notável também de outras instalações, como o telefone, o aquecimento central e a ventilação. Além de toda a técnica, não se pode esquecer a força criativa e o forte espírito de pioneirismo que impulsionaram os arquitetos a imprimir força e leveza, imprescindíveis para o efeito de unidade do conjunto (MANUAL, 1989).

Atualmente, utilizam e promovem o desenvolvimento do uso do aço na construção o Canadá, os Estados Unidos, a Inglaterra, o Japão, a Austrália, além de vários outros países da Comunidade Européia e do Sudeste Asiático.

2.1.1 A Escola de Chicago (1880-1910)

O fundador da Escola de Chicago foi Willian le Baron Jenney, que abriu seu escritório em Chicago em 1868. Além de Jenney, outro nome de suma importância para a Escola de Chicago foi Louis Sullivan, que muito contribuiu para o desenvolvimento desse estilo. Tinha uma teoria e uma decoração revolucionárias, bem como o tratamento

que dava aos arranha-céus nos primeiros anos de existência desses. Sua realização estética mais surpreendente, todavia, foi o edifício Schlesinger & Mayer, hoje Carson Pirie Scott Store (FIG. 2.10), em Chicago, que foi construído em 1889 e ampliado em 1903-1904 (PEVSNER, 2002).



FIGURA 2.10 - Carson Pirie Scott Store (1899 e 1903-1904) – Chicago, EUA
FONTE – PEVSNER, 2002.

Em 1892, Sullivan dizia já em *Ornament in Architecture* que “do ponto de vista espiritual a decoração é um luxo e não uma necessidade”, e que “seria um grande bem para a nossa estética que nos abstivéssemos totalmente do emprego da decoração durante alguns anos, a fim de que o nosso pensamento se pudesse concentrar profundamente na produção de edifícios que, na sua nudez, fossem esbeltos e bem formados”, nas palavras de Louis Sullivan de sua obra *Kindergarten Chats* (apud PEVSNER, 2002). Sua teoria era severamente funcionalista, seus desenhos eram compostos de linhas largas e maciças. As linhas principais tinham como característica a austeridade, bem como os blocos dos seus edifícios.

Em 1879 Jenney construiu o Leiter Building I (FIG. 2.11), constituído por vigas de madeira sobre vigas de ferro forjado suportadas por colunas de ferro fundido, no interior, e por pilares de alvenaria ao longo do perímetro. A alvenaria era apoiada e enrijecida pela estrutura de ferro interna, o que é claramente demonstrado pelas chapas de apoio para ancoragem das vigas principais no topo dos pilares. O layout aberto e a

redução das dimensões dos componentes estruturais fazem do Leiter Building I uma obra ímpar.

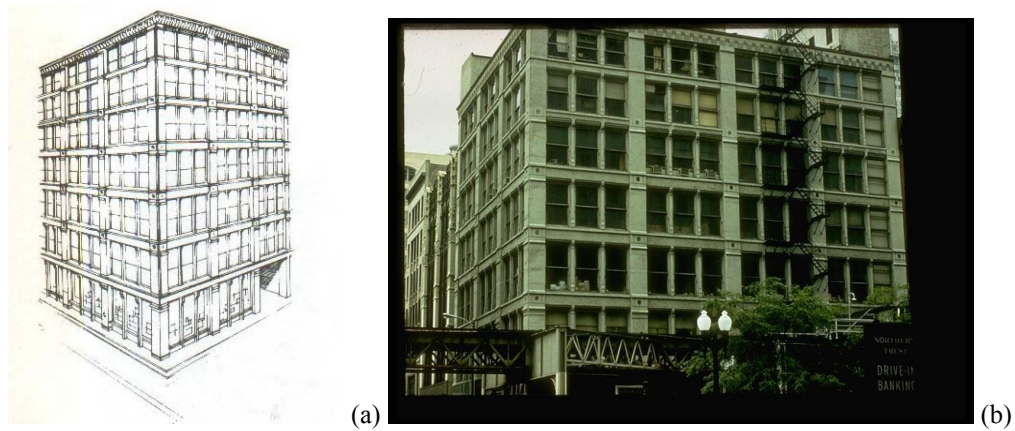


FIGURA 2.11 - Leiter Building I: (a) perspectiva prédio; (b) fachada (1879) – Chicago, EUA
FONTE – (a) HART, HENN, SONTAG, 1978; (b)
http://tigger.uic.edu/depts/ahaa/imagebase/intranet/slide_scans/Leiter_Building_I Acesso em 23 ago. 2003.

Em 1885, Jenney projetou o Home Insurance Building, cujo sistema estrutural inovador em aço, caracterizando uma autêntica construção em esqueleto, era embutido na alvenaria e composto por vigamentos e colunas de aço para o qual era transferido o peso próprio das paredes.

Em 1884, Holabird e Roche construíram o Tocama Building (FIG. 2.12), com 14 andares, primeiro edifício executado com ligações rebitadas, o que proporcionou maior rigidez à estrutura, ao contrário do que ocorria até então, com o emprego de parafusos comuns.



FIGURA 2.12 - Tocama Building (1884) – New York, EUA
FONTE – GATZ, 1968.

O estilo Chicago ficou conhecido por suas ligações rebitadas, seus contraventamentos verticais e suas janelas salientes (*bay windows*). Muitas edificações construídas entre os anos de 1890 e 1893 apresentavam essa estrutura típica. Desde o princípio, foi preconizada a idéia de que as plantas dos pisos deveriam ter a maior versatilidade possível, ou seja, o menor número de pilares, de forma a possibilitar variações na distribuição dos espaços, como no caso de edifícios que passaram de escritórios a depósitos, ou vice-versa, ou ainda no caso de ampliações posteriores por adição de pisos.

Em 1885, com a substituição das vigas de ferro forjado por vigas laminadas de aço doce houve um real salto tecnológico. Produzidas pela primeira vez nos Estados Unidos pela Carnegie Steel Company, precursora da United States Steel, essas peças tornaram obsoletas as colunas de ferro fundido e os perfis complexos de colunas compostas por seções curvas, volutas e chanfros, substituídos por perfis laminados padronizados ou perfis tipo caixão (MANUAL, 1989).

Quanto ao aspecto exterior nem o Home Insurance Building, nem o Tacoma, nem os outros primeiros arranha-céus de Chicago mostram elementos de progresso em relação às torres de alvenaria construídas anteriormente. Coube a Sullivan prestar ao aço a atenção devida, e o resultado foi o Wainwright Building de St. Louis (FIG. 2.13), um marco decisivo na evolução do Movimento Moderno. O projeto data de 1890 (PEVSNER, 2002).



FIGURA 2.13 - Wainwright Building
(1890-1891) – St. Louis, EUA
FONTE – PEVSNER, 2002.

O Reliance Building, de 1894, do arquiteto Daniel Burnham, demonstra o pioneirismo que movia os arquitetos da época, cujas obras possuíam força e leveza próprias (FIG. 2.14). Os elementos de aço da fachada eram extremamente delgados. As *bay-windows*, duas vezes mais largas, mas muito mais planas do que o comum, são parte integrante da fachada. O sistema de suporte da carga não é, em sua maior parte, visível: as colunas estruturais são expostas somente nas quinas do prédio e no topo dos pavimentos.



FIGURA 2.14 - Reliance Building (1894) – Chicago, EUA
FONTE – HART, HENN, SONTAG, 1978.

2.1.2 França, Bélgica, Suíça (1890-1930)

Antes mesmo de terem sido construídas as primeiras pontes em ferro fundido na Inglaterra, a França já havia feito as estruturas de cobertura em ferro forjado. As coberturas em vidro e as abóbadas da Galeria D'Orléans e do Jardim das Plantas, dos arquitetos Fontaine e Rouhault, introduziram inovações de suma importância na arquitetura do século XIX.

A Bélgica foi o grande centro irradiador do estilo denominado *Art Nouveau*, que se tornou popular na Europa entre 1893 e 1918. Os primeiros edifícios importantes nesse estilo, entre os quais está o Tassel, de 1893, e a Maison du Peuple, de 1899,

foram criados por Victor Horta, na cidade de Bruxelas (FIG. 2.15 e 2.16). Na Maison du Peuple, ele usou em um projeto revolucionário, as já então tradicionais técnicas de edificação em ferro.

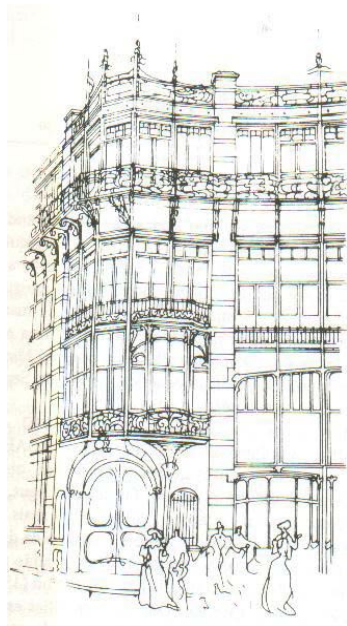


FIGURA 2.15 - Tassel (1893) – Bruxelas, Bélgica

FONTE –

<http://media.supereva.it/cittmoderna.freeweb/Horta.htm?p>

Acesso em 20 ago.2003.



(a)



(b)

FIGURA 2.16 - Maison du Peuple: (a) vista do prédio; (b) fachada (1899) – Bruxelas, Bélgica

FONTE – HART, HENN, SONTAG, 1978;

(b) <http://media.supereva.it/cittmoderna.freeweb/Horta.htm?p> Acesso em 20 ago. 2003.

São inovações do estilo *Art Nouveau* o espírito de intenso movimento espacial, a exploração das curvas sinuosas e das possibilidades decorativas do ferro, a exposição da estrutura em ferro em escadas e em partes visíveis das edificações, as vigas treliçadas e as colunas de ferro fundido com curvas e volutas. Muitas dessas características estão presentes na casa que Victor Horta projetou para si mesmo em Bruxelas, hoje transformada em museu: os cômodos são construídos em torno de um hall central, cuja cobertura de vidro transparente deixa entrar a iluminação natural.

Buscando inspiração na arte japonesa, Victor Horta deu à arquitetura em ferro, que se desenvolvera nas estações ferroviárias e nas estruturas fabris, um estilo ornamental próprio (GOMBRICH, 1993). Foi um estilo de decoração pouco duradouro mas muito significativo, que influenciou durante alguns anos a maioria dos países do continente (PEVSNER, 2002).

Foi também na França, na Bélgica e na Suíça, donas de condições materiais e intelectuais especialmente favoráveis, que se desenvolveram as primeiras construções de múltiplos pavimentos, em aço.

Muitos edifícios em aço foram construídos em Paris e em outras cidades francesas até o início da Primeira Guerra Mundial. Porém, durante a reconstrução das cidades no pós-guerra, essas estruturas reduziram-se quantitativamente, tanto no que diz respeito à criação dos arquitetos, quanto à demanda dos clientes.

Apesar dessa retração, foram inúmeros e grandes os progressos realizados nos métodos de executar ligações nas estruturas de aço. Um grande salto ocorreu quando o rebite foi substituído pela solda e, principalmente, pelos parafusos de alta resistência.

Deve ser também lembrada a contribuição de Le Corbusier. Seguidor de Perret, com quem começou sua carreira, ficou comprometido com o concreto desde o início de seus trabalhos. Entretanto, embora o fato não seja muito mencionado, ele se ocupou também da pesquisa do aço estrutural e deu importantes contribuições nessa área. Em seu projeto para o Pavilhão Suíço (FIG. 2.17), construído na Cidade Universitária de Paris, entre 1930 e 1932, Le Corbusier concebeu pilotis em concreto armado com estrutura de aço, característica estrutural imitada e modificada muitas vezes desde então e muito bem recebida por arquitetos e clientes. (MANUAL, 1989)

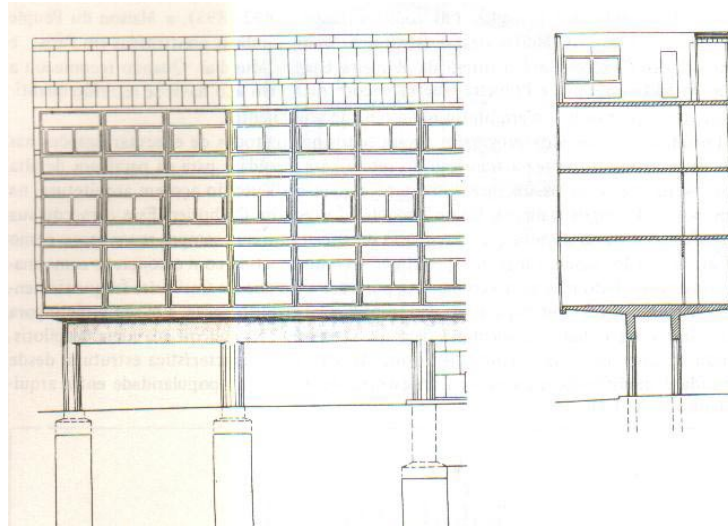


FIGURA 2.17 - Pavilhão Suíço: cortes (1930-1932) – Cidade Universitária de Paris, França
FONTE – HART, HENN, SONTAG, 1978.

2.1.3 Alemanha (1910-1930)

Na Alemanha, nos anos 20, os arquitetos continuavam preferindo o sistema composto de construção: uma estrutura interna de concreto armado e paredes externas de alvenaria. Poucos edifícios construídos nessa época tinham estrutura de aço. Apesar disso, a arquitetura alemã foi especialmente representativa entre os anos de 1910 a 1930, pelos conceitos inovadores de forma e espaço introduzidos pela Escola Bauhaus, movimento liderado por Walter Gropius e Mies van der Rohe. Essas idéias se expandiram pelo mundo, após a Segunda Guerra Mundial a partir da América, dando expressão ao que se pode classificar como a verdadeira arquitetura baseada no uso do aço.

A partir de 1910, três edifícios industriais foram significativos para esse novo estilo “moderno”: a fábrica de turbinas da AEG, em Berlim (FIG. 2.18), de Peter Behrens; uma fábrica de produtos químicos, projetada por H. Poelzig em Luban e considerada uma obra prima do expressionismo na arquitetura alemã (FIG. 2.19 e 2.20), e a obra mais progressista da época, a fábrica Fagus, em Ahlfeld, projetada por Gropius e Meyer (FIG. 2.21). Os arquitetos citados tentaram, cada um à sua maneira, projetar uma fábrica de conceito funcionalista, com a ajuda de uma estrutura de aço.



FIGURA 2.18 - Fábrica de turbinas da AEG (1909) – Berlim, Alemanha
FONTE – PEVSNER, 2002.



FIGURA 2.19 - Fábrica de produtos químicos (1911-1912) – Luban, Silésia
FONTE – PEVSNER, 2002.

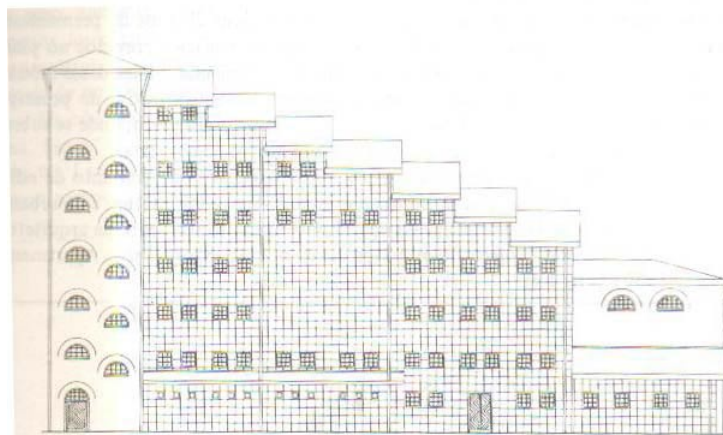


FIGURA 2.20 - Fábrica de produtos químicos: desenho fachada
FONTE – HART, HENN, SONTAG, 1978.

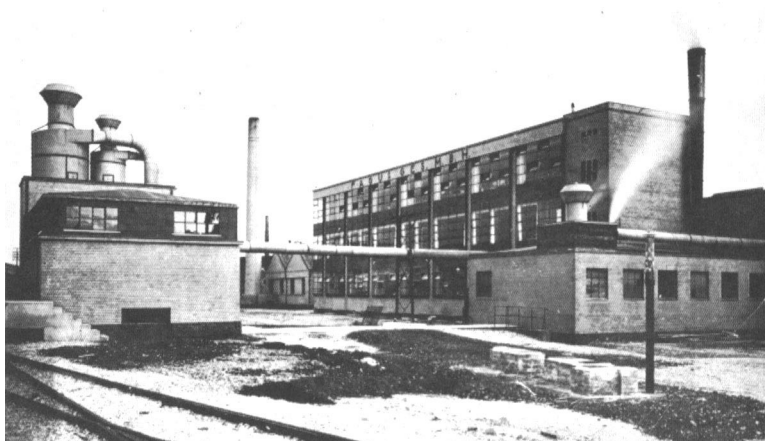


FIGURA 2.21 - Fábrica Fagus (1911) – Ahlfeld-am-Leine, Alemanha
FONTE – PEVSNER, 2002.

2.1.4 Estados Unidos: a arquitetura de arranha-céus (1890-1940)

Na década de 1890, especialmente em seu final, New York era a cidade líder na construção de edificações altas que refletiam todos os estilos do passado. O Woolworth Tower, construído em 1913, com 234m de altura e 55 andares, foi, até 1930, o edifício mais alto do mundo.

No período que vai de 1920 até o início da Segunda Guerra Mundial, considerado a segunda fase da arquitetura americana de arranha-céus, houve grande expansão na construção e vários recordes foram batidos.

Em 1929, foi construído o Chrysler Building, com 320m de altura e 75 andares. Em 1931, foi a vez do Empire State, com 380m e 102 andares, e até a década de 70, não havia no mundo edifícios que o igualassem em altura. O Rockefeller Center, uma obra significativa do planejamento urbano, foi erguido entre 1931 e 1932. O prédio que se destaca é o RCA Building (FIG. 2.22), com 70 andares, dentro de um conjunto composto por 15 outras edificações.



FIGURA 2.22 - Rockefeller Center:
RCA Building (1931-1932) – New
York, EUA
FONTE –
<http://www.thecityreview.com.rock5.gif>
Acesso em 20 de ago.2003.

2.1.5 Arquitetura internacional: paredes-cortina (1945-1960)

O caminho para um estilo internacional de arquitetura em aço foi aberto por Mies van der Rohe. Professor de arquitetura do Illinois Institute of Technology — IIT, em Chicago, a partir de 1938, ele projetou o novo campus do instituto e muitos edifícios previstos no plano geral, baseado em uma modulação quadrada de 7,315m (24 pés) em planta.

Para cada edificação do campus, a estrutura em aço foi trabalhada separadamente e em cada detalhe, de acordo com as particularidades funcionais exigidas pela finalidade da edificação. Mies adotou o princípio de deixar a estrutura de aço exposta, com os elementos pintados de preto fosco, fazendo sobressair, nitidamente, as áreas envidraçadas e as áreas fechadas com blocos de cor clara. O projeto do conjunto de edifícios para o IIT foi um marco para a arquitetura e o urbanismo do século XX, bem como para a história das estruturas de aço.

Por vários anos, Mies van der Rohe dominou o cenário internacional da arquitetura. O projeto de Mies para a construção de um prédio de apartamentos de múltiplos andares, o Lake Shore Drive Apartments, em Chicago (1949–1950), teve

grande influência na definição de um estilo estrutural para a construção de arranha-céus de múltiplos andares (FIG. 2.23).

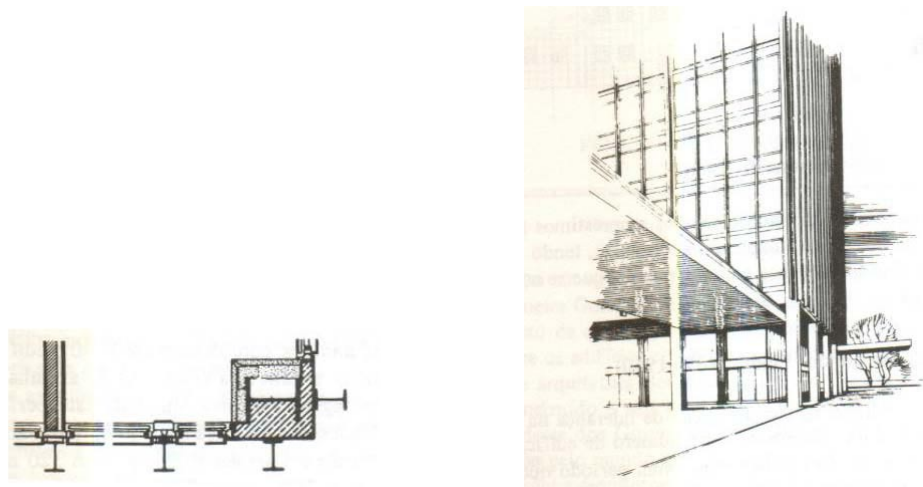


FIGURA 2.23 - Lake Shore Drive Apartments (1949-1950) – Chicago, EUA
FONTE – HART, HENN, SONTAG, 1978.

Em planta, os dois blocos de apartamentos residenciais têm a clássica proporção de 3:5, com as colunas de suporte do sistema estrutural em aço dispostas numa modulação quadrada de 6,40m. As colunas flangeadas são protegidas por concreto que, por sua vez, é embutido dentro da forma permanente, feita de chapas de aço galvanizadas soldadas. Essas chapas não apenas oferecem um envoltório de aço, mas também atuam junto com o núcleo de concreto, de modo que a estrutura de aço é adicionalmente reforçada e é reduzida a deflexão do prédio sob carga de vento. A essa estrutura básica é superposto um segundo sistema de barras verticais que, distantes 1,60m dos centros de partições internas, não necessitam de proteção contra incêndio, uma vez que não são estruturais e estão localizados fora do prédio. Resistem, entretanto, a pressões de vento e suportam as seções de alumínio nas quais se assenta o envidraçamento. A lógica estrutural do sistema é explícita para o observador que se encontra no nível da rua. No térreo, o hall de entrada totalmente envidraçado encontra-se recuado em relação às colunas que, livres em frente a esse hall, são revestidas com chapas de aço (HART, HENN, SONTAG, 1978).

Em seu projeto para o Esplanade Apartments e para o Commonwealth Promenade Apartments (1955-1956), para preservar rigorosamente a regularidade do espaçamento entre os perfis de seção I, solucionar com perfeição as quinas e manter rigorosamente iguais as larguras das janelas, Mies colocou os elementos de suporte estrutural recuados em relação à fachada e obteve a vantagem de poder acomodar o

sistema de aquecimento no espaço assim criado. Dessa forma, ele seguiu e também promoveu a tendência que vinha então surgindo no panorama internacional da construção estrutural em aço: a parede-cortina.

A parede-cortina é um sistema leve de fechamento que desempenha o papel de parede externa, mas sem função estrutural. Constituiu, para a arquitetura do vidro e do metal, uma expressão do que a moderna tecnologia era capaz de fazer.

Compostas por unidades pré-fabricadas suspensas na frente da estrutura, as paredes-cortina podem ter altura igual ou superior à de um andar. Entre as vantagens desse tipo de fechamento, destaca-se o ganho em espaço interno, a economia no peso dos fechamentos que se reflete positivamente no peso total da estrutura, o aumento da velocidade de construção e sua racionalização (HART, HENN, SONTAG, 1978).

Os edifícios de andares múltiplos que iniciaram a era dos prédios com parede-cortina foram o Alcoa Building, em Pittsburgh, projetado por Harrison e Abramowitz, e a Lever House (FIG. 2.24), em New York, por Skidmore, Owings and Merrill. Foram construídos quase ao mesmo tempo que o Lake Shore Drive, em Chicago.

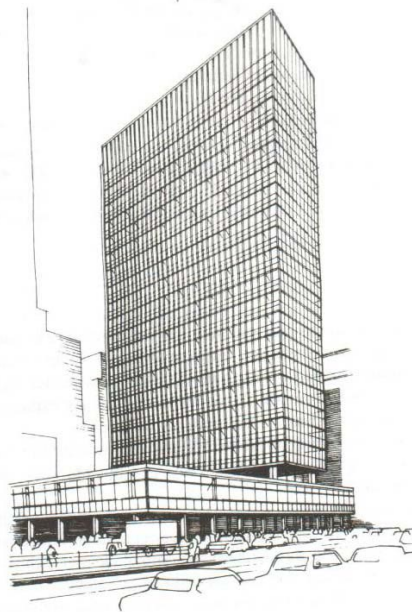


FIGURA 2.24 - Lever House – New York,
EUA
FONTE – HART, HENN, SONTAG, 1978.

O Alcoa Building introduziu o uso extensivo do sistema de pisos elevados sobre a estrutura de aço para a passagem de cabeamento (*cellular steel Q-floor*). No Lever House, foi usado pela primeira vez um outro tipo de parede-cortina: a parede-cortina

com estrutura em grelha. A fachada é composta de elementos verticais e horizontais metálicos aparentes e todo o resto é fechado com vidro. A proteção interna dos elementos de aço é feita por blocos com composição de escória e espuma de vidro, o que atende às exigências de isolamento térmico e proteção contra incêndio.

No período de 1955 a 1957, foi construído o Seagram Building, no Park Avenue, em New York, considerado um expoente na arquitetura e talvez uma das mais importantes obras de Mies van der Rohe (FIG. 2.25).

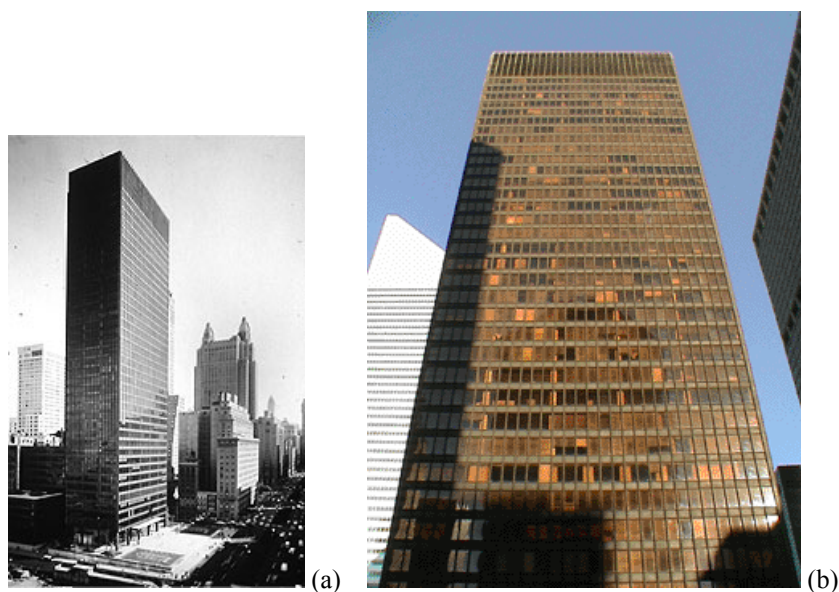


FIGURA 2.25 - Seagram Building: (a) vista da implantação do prédio; (b) vista da fachada (1955-1957) – New York, EUA

FONTE – (a) <http://web.library.emory.edu/.../humanities/visual/ARTHIST369.htm>
(b) <http://www.thecityreview.com/park375.html> Acesso em 20 ago. 2003.

Na Europa, o uso de paredes-cortina começou a se desenvolver a partir de 1955, progredindo rapidamente. Em Dusseldorf, nessa época, encontram-se dois importantes exemplares desse tipo de sistema: o Edifício da Mannesmann, projetado por Schneider-Esleben e Knothe, e o edifício Phoenix Rheinrohr (hoje Thyssen-Haus), projetado por Hentrich e Petschnigg.

A planta baixa do edifício Thyssen-Haus (FIG. 2.26) é extremamente bem resolvida e foi consequência de um trabalho integrado de arquitetos e engenheiros, o que traz à tona o completo sentido da verdadeira arquitetura, que não é apenas a colocação de uma fachada nas edificações.

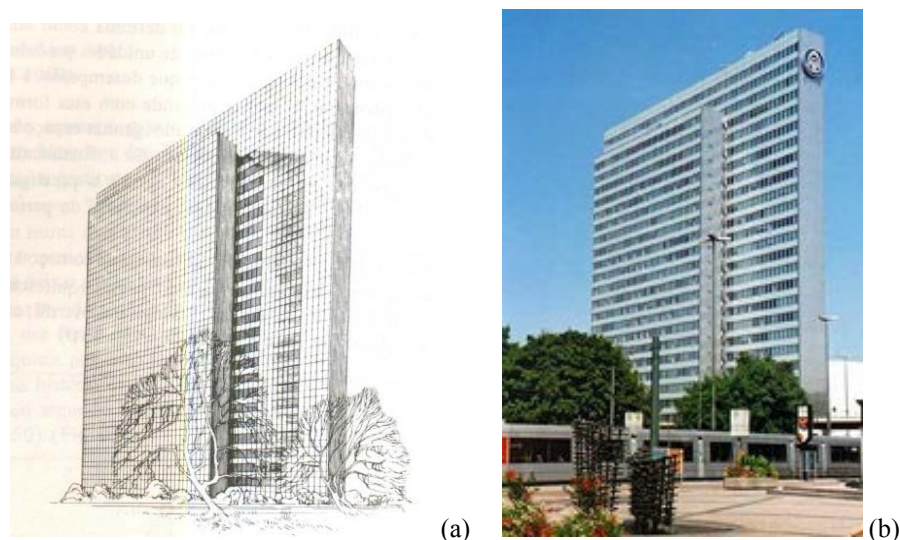


FIGURA 2.26 - Edifício Thyssen-Haus, originalmente Edifício Phoenix-Rheinrohr: (a) perspectiva prédio; (b) vista do prédio (1957-1960) – Dusseldorf, Alemanha

FONTE – (a) HART, HENN, SONTAG, 1978;
(b) <http://www.ralfthonemann.d/files/ddorf.htm>

2.1.6 O uso do aço aparente

Desde 1950, a arquitetura internacional vinha apresentando um panorama complexo. Havia uma enorme expansão das potencialidades arquitetônicas e técnicas, mudanças bruscas, controvérsia entre pontos de vista e tendências contraditórias.

Cada vez mais, dava-se ênfase à estrutura exposta, mostrando seu aspecto funcional, como estrutura, e estético. Tal conduta levou, naturalmente, a novas formas de arquitetura em aço.

Inicialmente, a estrutura em aço aparente, concebida como meio de mostrar a coordenação e a proposta arquitetônica a que se propunha, tal como nos edifícios do Illinois Institute of Technology, era ignorada para os edifícios de andares múltiplos. Mies van der Rohe novamente inovou, adotando esse tipo de solução na sede da escola de arquitetura do IIT, o Crown Hall (1952-1956). Nesse projeto, a estrutura aparente em pórticos de aço, que em si mesma não apresentava nada de novo na arquitetura de edifícios baixos, atingiu o mais alto grau de simplicidade e precisão geométrica.

A partir da década de 60, a estrutura aparente foi-se tornando mais comum e aceita. Um novo impulso foi dado com a construção do edifício administrativo da John Deere and Company (FIG. 2.27), em Moline, Illinois, projetado pelo arquiteto Eero Saarinen: usava-se, pela primeira vez, o aço Corten. Esse aço especial, de alta resistência, apresenta uma camada de pátina, ou seja, uma camada protetora já oxidada

que, exposta às intempéries, termina o seu processo e impede o progresso da corrosão. Foi desenvolvido pela indústria americana para resistir à abrasão e à corrosão em vagões ferroviários usados no transporte de minério e de carvão.

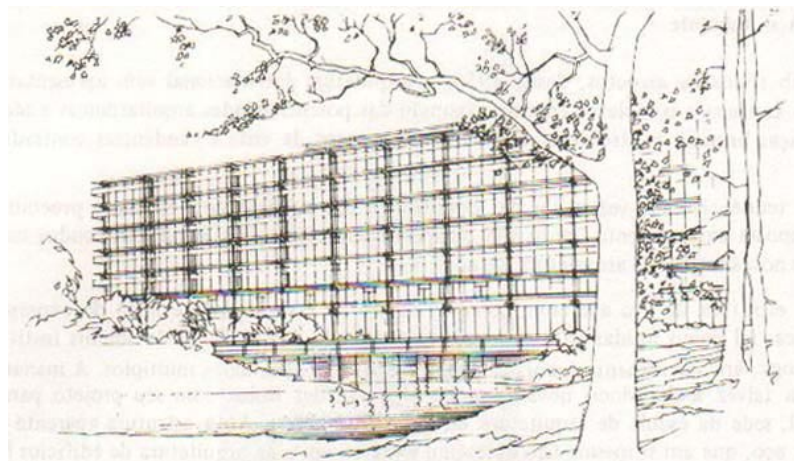


FIGURA 2.27 - John Deere Building (1962-1964) – Moline, Illinois - EUA
FONTE – HART, HENN, SONTAG, 1978.

Em 1963, iniciou-se nos Estados Unidos um processo de revitalização na construção de edifícios de andares múltiplos. Chicago, a cidade que assistiu ao nascimento e florescimento dos primeiros edifícios desse tipo, continuou em posição de liderança, com três dos cinco edifícios mais altos do mundo.

Para a geração mais jovem de arranha-céus nos Estados Unidos, a estrutura de aço aparente foi extremamente importante e tornou-se uma característica não só de sua expressão arquitetônica, mas também dos novos sistemas estruturais utilizados, mostrando, assim, a eficácia do projeto em aço. Esses pré-requisitos permitiram que a altura dos edifícios comerciais e residenciais aumentasse cada dia mais, atingindo 100 ou mais andares, sem ônus excessivo no custo da construção por unidade de área de espaço útil.

À medida que os edifícios se foram tornando mais altos, mais apareciam os problemas de projeto estrutural, principalmente no aspecto relativo à transmissão de solicitações horizontais. Era necessário dotar a estrutura de uma grande rigidez para que ela resistisse à ação do vento, fator decisivo relacionado à eficiência e à economia de uma estrutura de aço.

No projeto feito para o Chestnut de Witt Apartments, edificado em 1963, com 143m de altura, a Skidmore, Owings and Merrill desenvolveu um sistema estrutural denominado “framed tube” ou tubo rígido. Como o projeto tinha uma forma alongada

em sua planta baixa e necessidade de flexibilidade dos espaços internos, por se tratar de apartamentos residenciais, foi excluída a possibilidade de incorporar as paredes-diafragma ao núcleo da estrutura. As forças horizontais, nesse caso, são transmitidas inteiramente à periferia da edificação, cuja estrutura monolítica rígida, composta pelas paredes externas, funciona como um tubo rígido ligado às fundações.

Outro exemplo de edifício notável, construído dentro do princípio do tubo estrutural, é o One Shell Plaza, com 52 andares, projetado pela Skidmore, Owings and Merrill, em 1968, na cidade de Houston, Texas. Com altura de 218m e arquitetura arrojada, esse edifício apresenta o máximo aproveitamento do conceito de “framed tube”, levado à condição de “tubo dentro do tubo”, no qual as paredes periféricas combinam-se estruturalmente com o tubo interno do núcleo de concreto. O mesmo tipo de esquema estrutural foi usado nos edifícios da CBS em New York e no Brunswick, em Chicago.

Com o auxílio do tubo rígido, puderam ser construídos, de maneira econômica, edifícios em aço, de 70 a 80 andares. Em teoria, essa altura pode ser dobrada, utilizando-se da forma de construção em tubo treliçado nas paredes externas, isto é, acrescentando-se diagonais para proporcionar à estrutura externa uma rigidez extra.

O World Trade Center, em New York, destruído em um atentado terrorista em 2001, teve sua construção iniciada em 1966. Com seus 411m de altura, 110 andares e duas torres, conhecidas como torres gêmeas, tinha um sistema estrutural baseado no conceito de um tubo em balanço, fixo na base para resistir às forças de vento. Como na Hancock Center, os pilares internos só transmitiam cargas verticais. A ligação rígida entre painéis de janelas e pilares tubulares transformava a parede externa em uma grande viga Vierendeel (FIG. 2.28). O enrijecimento era feito por elementos ocios, dispostos a pequenos intervalos. As unidades pré-fabricadas que compunham a enorme malha externa de aço eram interligadas por parafusos de alta resistência e cada uma das unidades era composta de três painéis de janelas e três pilares tubulares (FIG. 2.29) (MANUAL,1989).

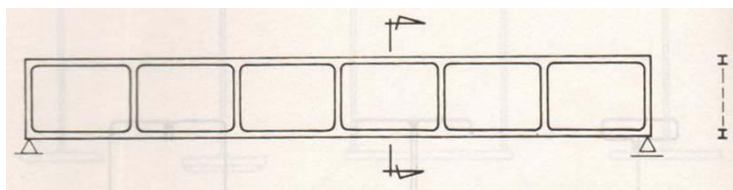


FIGURA 2.28 - Viga Vierendeel ou em quadro
FONTE – HART, HENN, SONTAG, 1978.

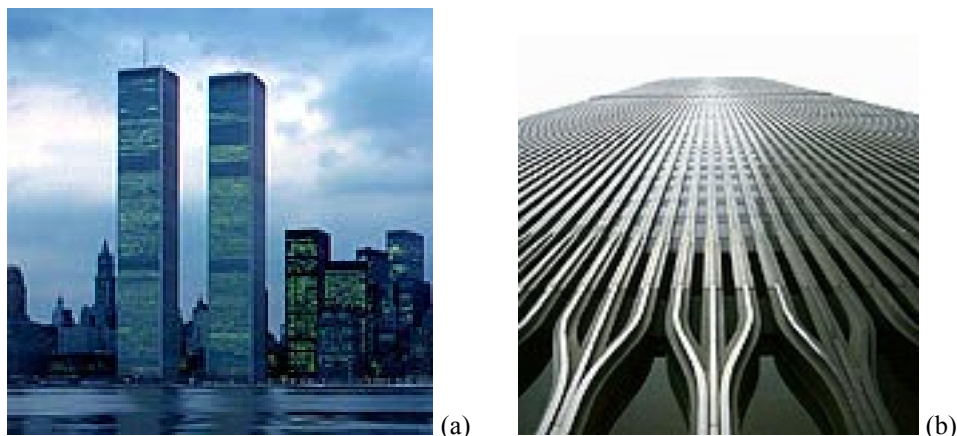


FIGURA 2.29 - World Trade Center: (a) vista das torres gêmeas; (b) detalhe das colunas e painéis externos – New York, EUA

FONTE – <http://www.greatbuildings.com/buildings/World-Trade-Center.html>

Antes mesmo de o World Trade Center ser totalmente ocupado e estar em completo funcionamento, um terceiro mega arranha-céu já estava sendo terminado em Chicago. Projetado por B. Graham, a torre da Sears, com 109 andares e 445m de altura, assumiu a posição de maior edifício de escritórios e lojas do mundo. O princípio estrutural do tubo em balanço aparece como um conjunto de nove gigantescas seções quadradas, ocas, ligadas, cada uma delas com 22,5m de lado, compreendendo cinco vãos de pilares.

Dos três arranha-céus recordistas, o Sears Building não foi somente o mais alto, mas provavelmente o mais durável em termos de valor arquitetônico. É um dos mais reconhecidos na tradição americana de construção de edifícios de andares múltiplos e sua estrutura externa de aço é um marco representativo da Segunda Escola de Chicago (FIG. 2.30).

As diversas referências aos arranha-céus não têm o objetivo de sugerir maior importância desse tipo de edificação para o futuro das estruturas em aço ou mesmo do planejamento urbano. O que se pode dizer é que, na história da arquitetura, o desafio da verticalização impeliu arquitetos e engenheiros a usar métodos ambiciosos de construção e a adotar formas geométricas simples que atendessem às exigências de maior precisão.

Além disso, a possibilidade de utilização do aço em grandes edificações, ocorrida a partir da chamada Segunda Revolução Industrial, marca uma mudança radical nas técnicas de construção, uma vez que exige a industrialização da própria obra, processo bem diferente do empregado para a produção industrial em série de componentes de ferro fundido.

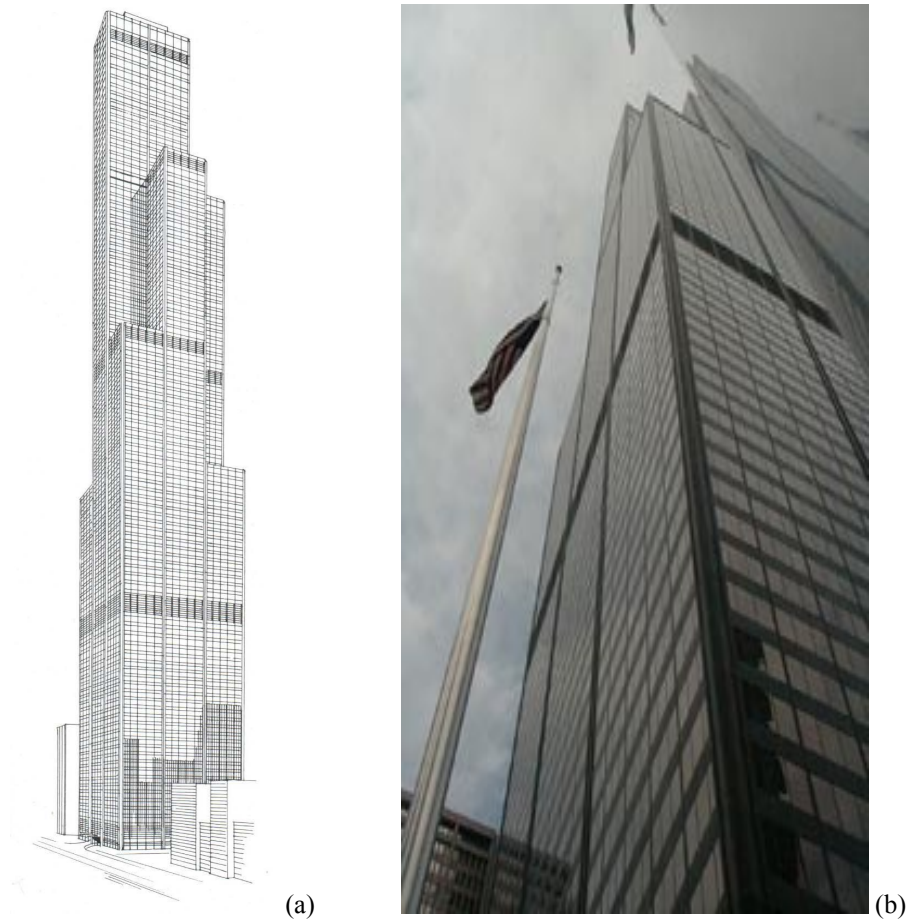


FIGURA 2.30 - Sears Building: (a) perspectiva; (b) vista fachada (1972-1974) – Chicago, EUA

FONTE – (a) HART, HENN, SONTAG, 1978;

(b) http://www.sff.net/people/david_marusek/pages/chicago.html

2.2 Estruturas em perfis tubulares

2.2.1 Arquitetura contemporânea

Propiciando uma ampla gama de soluções projetuais, o aço fascina arquitetos e engenheiros. Uma das grandes vantagens das estruturas metálicas — e aqui se tratará, mais especificamente, das estruturas tubulares — é a possibilidade de aumentar a distância entre pilares, permitindo a criação de edificações imponentes, com grandes vãos livres e amplos espaços abertos em seu interior. Além de favorecer a melhor utilização do espaço e flexibilizar sua ocupação e uso, esse tipo de arquitetura chama a

atenção do usuário, visitante ou transeunte para a qualidade arquitetônica da edificação, transformada em marco ou ponto de referência na paisagem das cidades.

A FIG. 2.31 permite perceber como, ao projetar a edificação, a intenção do arquiteto era chamar atenção, causar impacto, impressionar. Feita nessas bases, a arquitetura presta-se muito bem à alteração e revitalização de espaços urbanos.



FIGURA 2.31 - Estação rodoferroviária Neue Mitte Oberhausen – Oberhausen, Alemanha
FONTE – ARAÚJO, 2001.

A arquitetura contemporânea é caracterizada por uma preocupação maior em mostrar as estruturas das edificações. Outrora, escondê-las era um recurso utilizado pelos arquitetos que, em lugar de tirar partido da beleza do “esqueleto” de um edifício, faziam-no desaparecer por trás de paredes de concreto, alvenaria ou outros materiais de revestimento. O aço pode garantir um efeito arquitetônico equilibrado e esteticamente condizente com os parâmetros atuais, desde que os detalhes das ligações, nós, placas de base sejam projetados e executados cuidadosamente.

Com a crescente utilização dos perfis tubulares estruturais, o que não ocorria de forma sistemática até 40 anos atrás, vêm sendo desenvolvidos estudos e pesquisas na área. A busca de melhores soluções técnicas, de estruturas arrojadas, executáveis e economicamente viáveis tem inspirado, em todo o mundo, o surgimento de projetos inovadores.

Países como o Canadá, o Japão, o Reino Unido e outros da Comunidade Européia, onde o uso de estruturas metálicas já está bem difundido, contam com edificações de alto nível e elevado grau de desenvolvimento tecnológico, tanto na área de projeto, como na área de execução das estruturas. Quando o arquiteto sabe como trabalhar com esse tipo de estrutura, obtém edifícios mais leves — visualmente e em relação ao peso — e com formas mais atrativas.

Alguns exemplares arquitetônicos, de notável beleza, foram consagrados como ícones da arquitetura contemporânea. Um exemplo é o Centre Georges Pompidou, em Paris, França, projetado em 1976 pelos arquitetos Renzo Piano e Richard Rogers. Foi a primeira edificação *high-tech* de importância, localizada em um grande centro urbano, caracterizado por construções em sua maior parte antigas, excetuando-se as do Bairro La Défense, onde estão os exemplares contemporâneos. Polêmica, a obra é discutida da época de sua execução até os dias de hoje, por causa do grande impacto arquitetônico que provocou no sítio onde foi construída. A estrutura, com seus tubos aparentes e multicoloridos e seus vidros nas fachadas, causou certa estranheza ao público, pois o costume era ocultar sempre a estrutura. Os tubos com funções de serviço (água, ar-condicionado, esgoto, etc), os elevadores, as escadas rolantes e mesmo os tubos de composição da estrutura, tudo está lá para ser visto, ou melhor, contemplado pelos transeuntes, visitantes e usuários do edifício.

Marco de mudança nas tendências arquitetônicas, o Centre Georges Pompidou abriga desde salas de conferência, cinemas, restaurantes e bibliotecas, até salas de concerto e galerias de arte. Seu piso de maior comprimento tem uma medida equivalente a dois campos de futebol, com vãos livres e desimpedidos. O propósito dos autores do projeto era construir, não um monumento, mas um prédio que pudesse reunir, em um mesmo espaço, pessoas de idades, interesses e culturas diferentes. Segundo os arquitetos, a intenção era criar uma “moldura para espaços” que poderiam ser utilizados em conjunto, divididos ou abertos e onde, com o tempo, as próprias atividades ditassem a forma do edifício.

O Centro Pompidou foi, ao mesmo tempo, tanto uma exploração do conceito de uma instituição adaptável e pluralista, quanto uma exploração de um espaço flexível e da forma arquitetônica fragmentada. (...) Novas idéias exigem novas formas, e isto se aplica às edificações que hoje abrigam nossas necessidades cotidianas, bem como nossas instituições, sejam elas residências, escritórios, universidades, escolas, hospitais ou museus. Edifícios não flexíveis retardam a evolução da sociedade ao inibir o surgimento de novas idéias.

ROGERS, 1997.

A escala do edifício é definida não só por suas dimensões, mas também pela articulação de suas partes. Os acessos são feitos por ruas “públicas” externas, suspensas na fachada do prédio, escadas rolantes e plataformas de observação, o que se traduz como uma série de terraços abertos para a “piazzza” criada na frente do edifício (FIG. 2.32).

O edifício, revestido de vidro, foi construído a partir de um esqueleto (FIG. 2.33) composto por tubos de aço fundido, centrifugados, com 850mm de diâmetro para os elementos comprimidos (as “gerberettes”), unidos por pinos às colunas, e 220mm de diâmetro para os elementos tracionados, constituindo-se em tensores maciços cilíndricos, parafusados nos extremos das “gerberettes” (FIG. 2.34). As treliças principais, com 3m de altura, têm vão de 45m entre as sucessivas “gerberettes”. O revestimento de aço inoxidável das treliças principais constitui-se em um excelente exemplo de material funcional e atrativo, usado no exterior de um edifício. Os elementos da treliça estão unidos por juntas fundidas arredondadas e lisas, e os tubos de aço verticais estão preenchidos com água para maior resistência ao fogo.



FIGURA 2.32 - Centre Georges Pompidou: fachadas
– Paris, França
FONTE – Arquivo pessoal, 1997.



FIGURA 2.33 - Centre Georges Pompidou: detalhe de composição de treliças
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 2.34 - Centre Georges Pompidou: detalhes estruturais – pilares e contraventamentos
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

O segundo exemplo, também de grande expressividade, mas de uma época mais recente, é o Aeroporto de Kansai (FIG. 2.35), em Osaka, no Japão, projetado pelo arquiteto Renzo Piano, um dos responsáveis pelo projeto do Centre Georges Pompidou. O terminal do aeroporto está situado em uma ilha, na Baía de Osaka, e sua construção data de 1994. Numa abordagem conceitual, a obra vai além dos limites do que se pensava para a engenharia e a arquitetura: localiza-se numa ilha 100% artificial, que não dá idéia de um espaço que “flutua”.

A edificação, toda feita em aço e vidro, se classifica como uma arquitetura *High Tech*. A maior parte de sua superestrutura é feita de composições de pilares tubulares de seção redonda, quadrada e retangular (FIG. 2.36), embora tenham sido também utilizados outros tipos de perfis (FIG. 2.37).

O sistema de fechamento vertical (laterais), com sua estrutura aparente, em perfis tubulares e vidro, sofre uma transição para transformar-se em cobertura (FIG. 2.38) ondulada com 1,7km de comprimento (FIG. 2.39). Características também importantes são a leveza e a elegância obtidas com o sistema estrutural: os pilares

tubulares inclinados e seus elementos de fixação complexos fazem uma placa de base parecer arte (FIG. 2.40). As ligações dos pilares com os diversos elementos e seu sistema estrutural de cobertura são de extremo requinte arquitetônico e apuro estrutural (FIG. 2.41 a 2.43).

Vista do exterior, a obra parece uma peça de *design*. Por sua forma de inserção no espaço, sugere também movimento. Do ponto de vista arquitetônico, realiza a quarta dimensão da arquitetura, a do “sentir o espaço”.



FIGURA 2.35 - Aeroporto de Kansai: vista aérea – Osaka, Japão
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.



FIGURA 2.36 - Aeroporto de Kansai: terminal de passageiros
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.



FIGURA 2.37 - Aeroporto de Kansai: detalhe externo da cobertura
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.



FIGURA 2.38 - Aeroporto de Kansai: detalhe do sistema estrutural de fechamento vertical (laterais)
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.



FIGURA 2.39 - Aeroporto de Kansai: vista externa da cobertura
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.



FIGURA 2.40 - Aeroporto de Kansai: detalhe da placa de base do pilar
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.

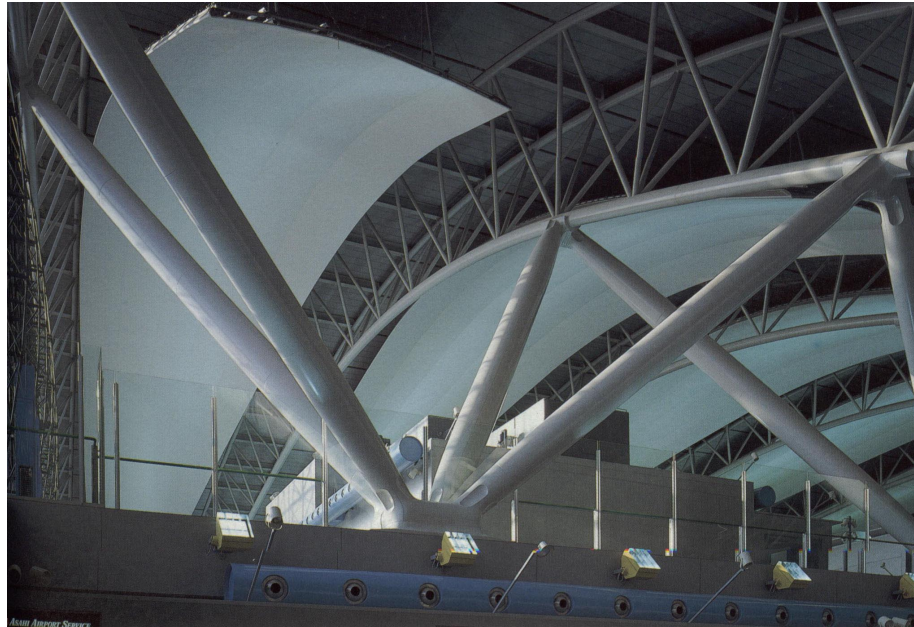


FIGURA 2.41- Aeroporto de Kansai: detalhe dos pilares da cobertura e do sistema treliçado
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.



FIGURA 2.42 - Aeroporto de Kansai: sistema de cobertura
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.

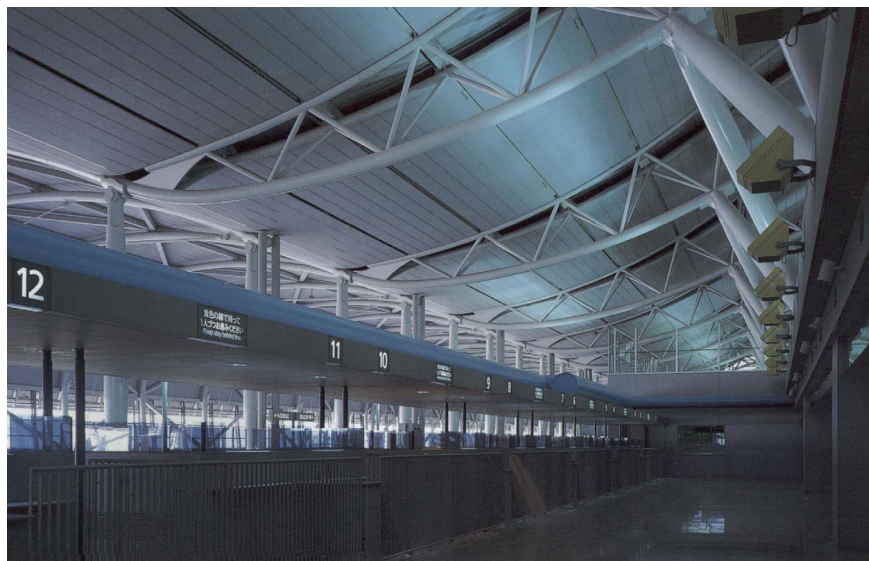


FIGURA 2.43 - Aeroporto de Kansai: detalhe do sistema de cobertura
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.

2.2.2 Evolução histórica

As primeiras investigações científicas sobre tubos de ferro foram desenvolvidas em 1660, por Edmé Mariotte que, responsável pelo projeto de abastecimento de água para o Palácio de Versailles, executou ensaios de tração e flexão para determinar a resistência do material (EEKHOUT, 1996). Apesar dos bons resultados, o ferro foi raramente usado com funções estruturais até o século XVIII, como já mencionado, em virtude da baixa produtividade e da dificuldade de conformação de elementos de tamanho maior. Somente no início da Revolução Industrial é que o ferro passou a ser, no Reino Unido, largamente empregado como material estrutural, principalmente em elementos submetidos à compressão (pilares).

Por volta de 1750, na Inglaterra, muitas fábricas de tecidos foram construídas com pilares e vigas de ferro fundido em sua estrutura interna, o que representou um ganho de resistência das estruturas ao fogo, em comparação com as tradicionais estruturas de madeira. As colunas usadas eram geralmente vazadas, portanto, de menor peso, o que significava maior economia do material fundido utilizado.

Os rebites forjados a quente permitiram unir peças diferentes e produzir estruturas maiores. Estas se tornaram mais seguras, com maior amortecimento e, conseqüentemente, melhor comportamento em relação às vibrações produzidas por solicitações dinâmicas (EEKHOUT, 1996).

Nas estufas de Kew Gardens, no edifício Palm House, projetado e construído pelo arquiteto Decimus Burton e pelo engenheiro Richard Turner, em 1848, elementos tubulares fazem a conexão de todas as treliças com barras de ferro forjado protendido, dando-lhes maior estabilidade (EEKHOUT, 1996). Os fechamentos em vidro também estão presentes, evidenciando as mudanças decorrentes da Revolução Industrial numa sociedade que usava a pedra como um de seus principais elementos estruturais e arquitetônicos.

O uso dos perfis tubulares foi, desde o princípio, predominante em elementos verticais. É notória a resistência desse tipo de perfil à compressão. Utilizados como pilares, são aproveitados tendo melhor desempenho, embora também apresentem resistência a outros tipos de esforços simples ou combinados.

Embora a resistência das vigas de seção tubular já fosse reconhecida, investigações científicas mais extensas sobre a resistência dos materiais em relação à área de sua seção transversal foram concluídas apenas no século XIX. (EEKHOUT, 1996).

Em razão da necessidade de vencer grandes vãos na construção de pontes e estações ferroviárias, a engenharia teve de se desenvolver rapidamente, no que se refere às teorias de cálculo estrutural e aos processos construtivos, como a pesquisa e os ensaios de materiais, o detalhamento das ligações, as técnicas de montagem. Na década de 1840 foram empregados, pela primeira vez, perfis tubulares estruturais na construção de pontes.

O primeiro exemplo foi a Ponte Conway, construída em 1849 sobre o estreito de Menai, na Inglaterra. Nela foi utilizada uma viga caixão de seção transversal retangular como um túnel sobre um vão livre de 140m (FIG. 2.44 e 2.45). Trabalhando com Robert Stephenson no projeto da Ponte Conway, o engenheiro Fairbairn foi quem primeiro fez experiências com vigas de ferro tubulares, de diferentes seções transversais para construir uma ponte ferroviária rígida de grande vão. A construção dessa ponte, em conjunto com o conhecimento teórico do matemático Hodgkinson, significou um grande avanço no conhecimento da resistência das estruturas de engenharia. As questões estudadas experimentalmente para a execução da Ponte Conway envolveram análises de rigidez e de resistência, bem como da estabilidade geral da ponte em estruturas tubulares. Foi também pesquisada a resistência de chapas de ferro e dos vários tipos de juntas rebitadas.

A abordagem científica do projeto estrutural progrediu porque era necessário não só ter certeza da adequação estrutural das soluções adotadas, mas sobretudo conseguir métodos mais econômicos de construção que fizessem frente à crescente competitividade. Inúmeros testes foram realizados pelos fabricantes para obter a melhor seção em perfis de ferro forjado laminado, com o intuito de conseguir uma viga mais barata no tocante à relação resistência-peso. As experiências levaram ao desenvolvimento gradual das estruturas com seções tubulares — a seção tubular retangular inicial, que consistia em seções angulares interligadas por rebites, evoluiu para tubos estruturais circulares laminados (EEKHOUT, 1996).

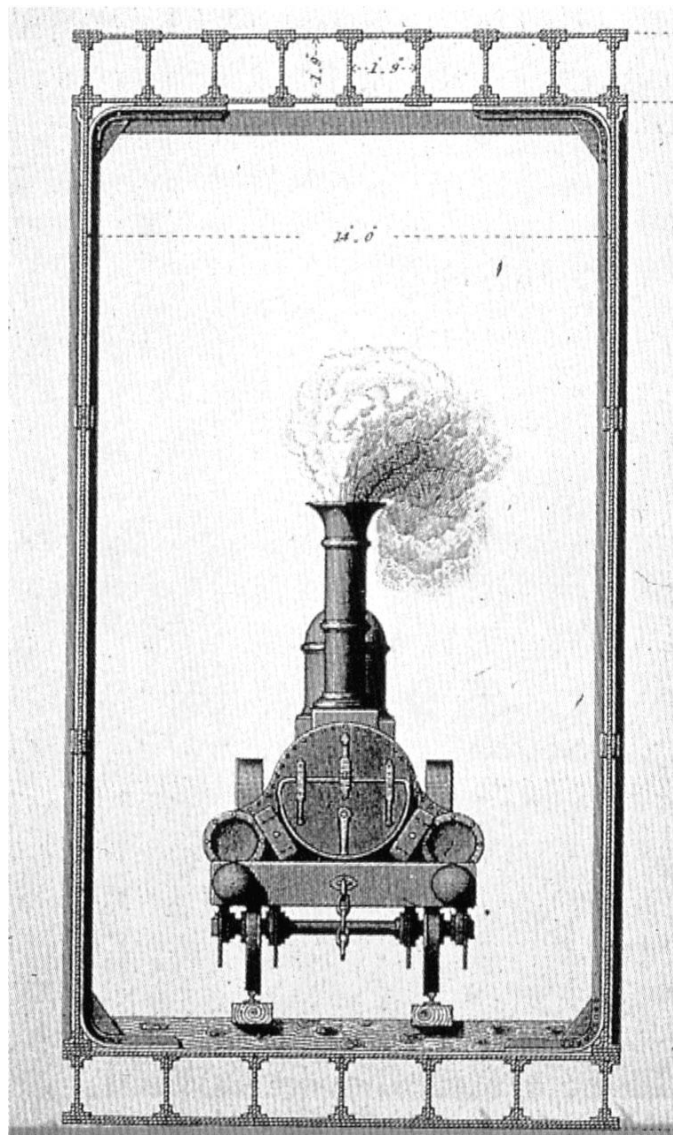


FIGURA 2.44 - Seção transversal da Ponte Conway – Estreito de Menai, Inglaterra
FONTE – EEKHOUT, 1996.

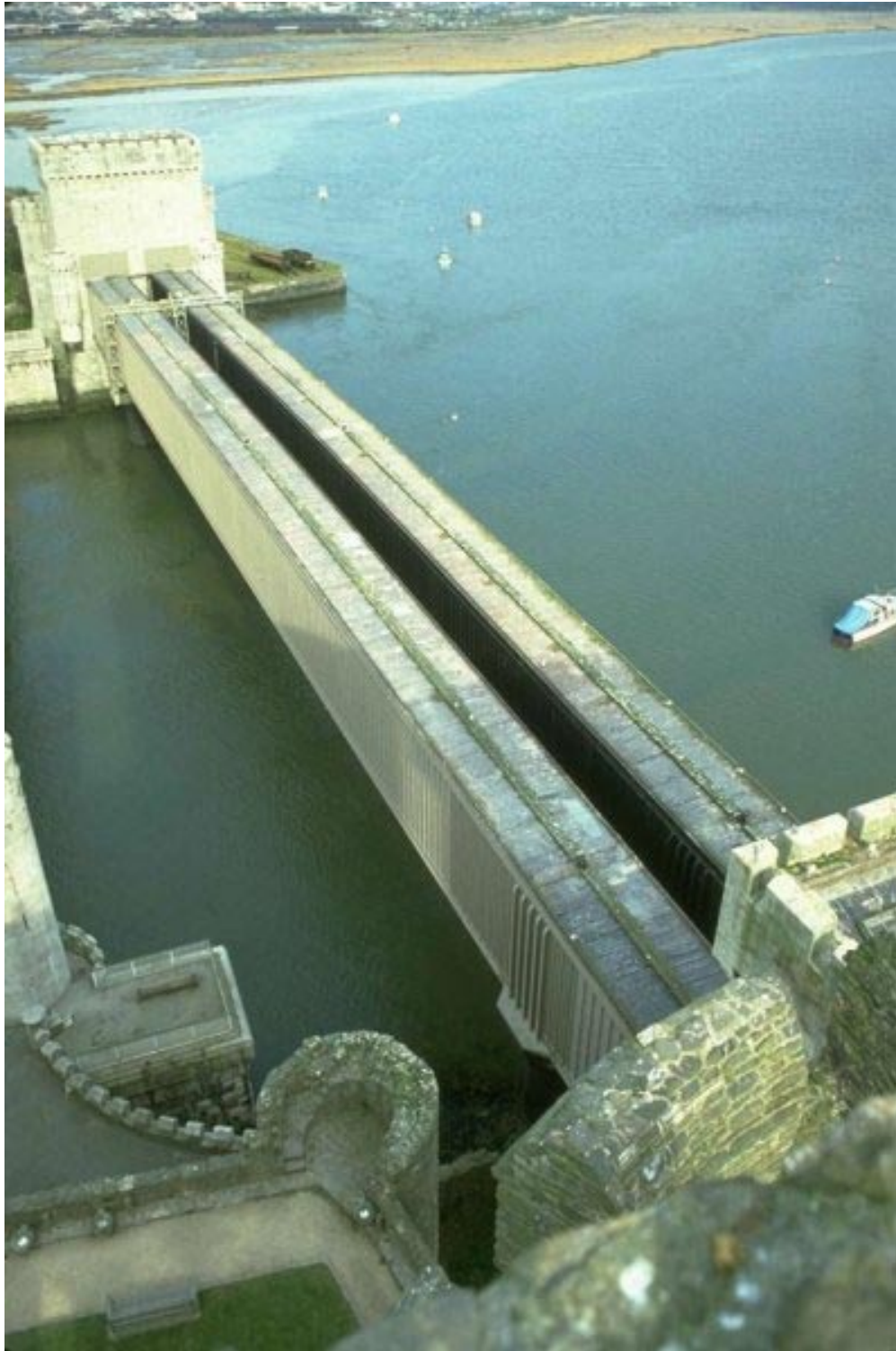


FIGURA 2.45 - Ponte Conway: vista aérea

FONTE – <http://www.structure.de/en/structures/data/str02275.php> Acesso em 20 ago. 2003.

Os perfis tubulares de seção retangular também foram usados na Britannia Railway Bridge, construída entre 1846 e 1850, sobre o Estreito de Menai, próximo à cidade de Liverpool, na Inglaterra. A ponte era constituída de duas vigas paralelas de

seção tubular retangular, com 4,2m de largura e 5,7m de altura, e dois vãos centrais de 140m cada um (FIG. 2.46). Foi destruída, em 1970, por um incêndio no revestimento de madeira do telhado.

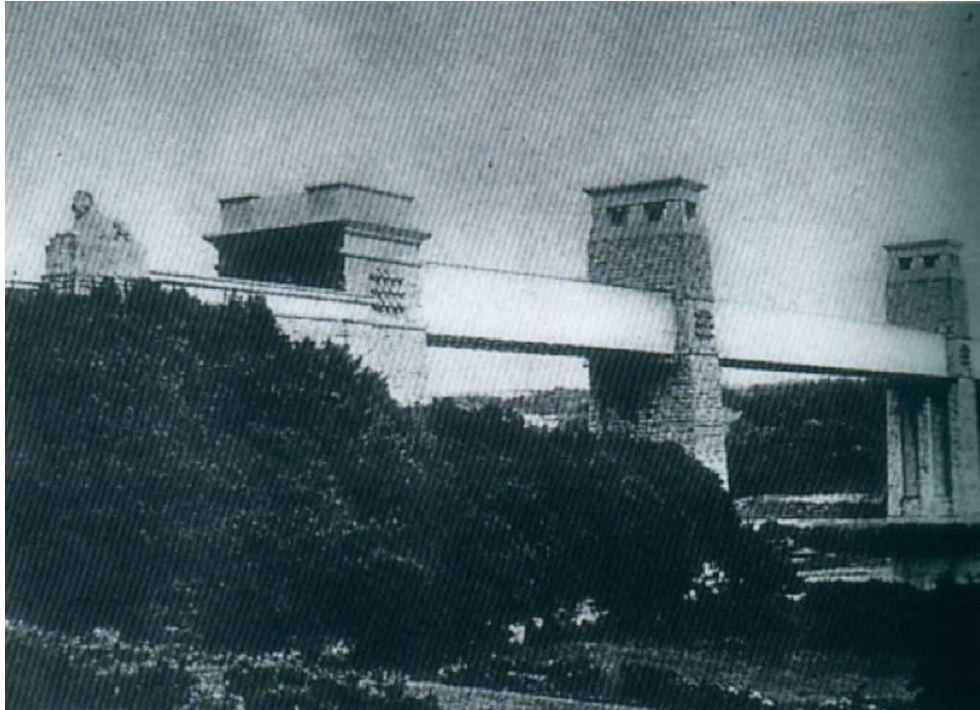


FIGURA 2.46 - Britannia Railway Bridge – Londres, Inglaterra
FONTE – EEKHOUT, 1996.

A Saltash Railway Bridge, construída entre 1853 e 1859, sobre Tamar, perto de Plymouth, também na Inglaterra, mostra bem a paixão do arquiteto Isambard Brunel por ferrovias e construção naval, ao combinar os conceitos de uso de arcos e ponte suspensa. Projetada para ser de mão única, (FIG. 2.47) essa ponte, com um vão de 138,7m, foi construída com seções tubulares elípticas e aerodinâmicas com 5,18m de largura por 3,36m de altura. A altura máxima do arco da elipse é de 18 metros. Os perfis tubulares foram feitos a partir de placas laminadas planas, de ferro forjado, rebitadas umas às outras pelas bordas e reforçadas por enrijecedores verticais internos.

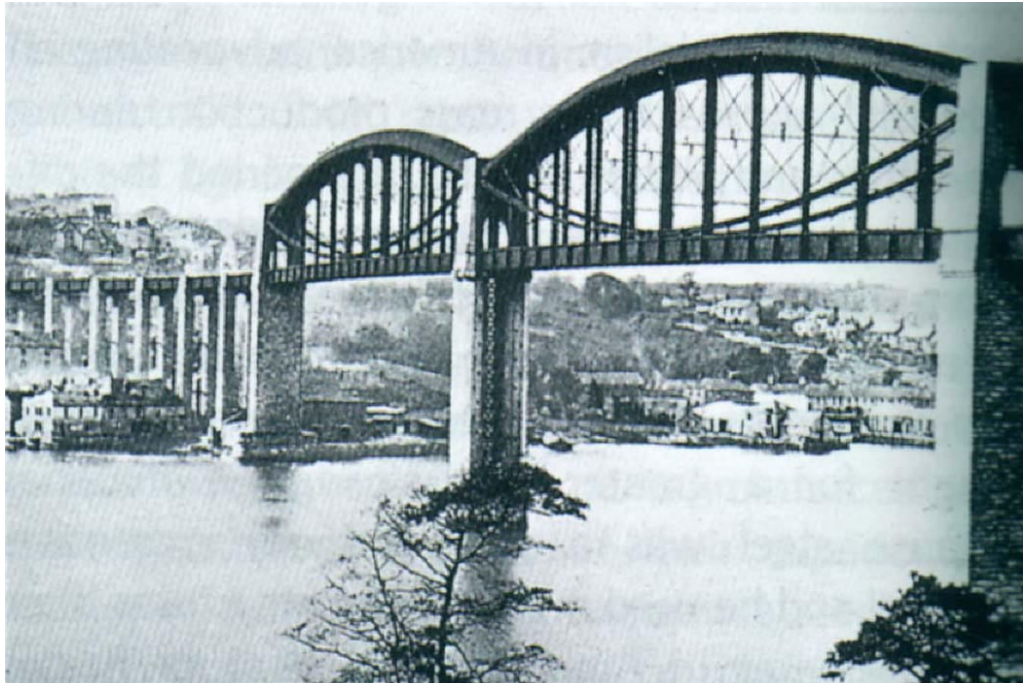


FIGURA 2.47 - Ponte Royal Albert ou Saltash Railway Bridge – Plymouth, Inglaterra
FONTE – EEKHOUT, 1996.

A ponte Firth of Forth Railway Bridge (FIG. 2.48 e 2.49), construída por John Fowler e Benjamin Baker, entre 1883 e 1889 perto da cidade de Edinburgh, com perfis tubulares circulares, trouxe uma inovação no emprego de elementos tubulares com funções estruturais: treliças espaciais em balanço, constituídas por perfis tubulares de aço, confeccionados em chapas planas laminadas e calandradas, interligadas por rebites, o que proporcionou grande resistência aos esforços de compressão. Na verdade, estruturas tubulares já eram construídas com ferro, mas a necessidade de atender às demandas com menor tempo de execução e maior eficiência construtiva fez crescer o conhecimento acerca das estruturas metálicas e, conseqüentemente, a utilização delas.



FIGURA 2.48 - Ponte Firth of Forth – Edimburgo, Reino Unido
FONTE – EEKHOUT, 1996.

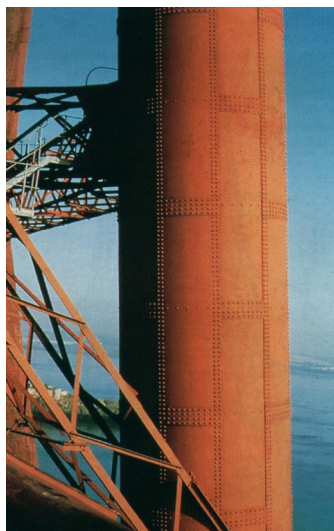


FIGURA 2.49 - Ponte Firth of Forth: detalhe
FONTE – EEKHOUT, 1996.

A construção da ponte Firth of Forth marca o início da utilização de perfis tubulares circulares desenvolvidos para atender demandas relacionadas à transposição de grandes vãos, à necessidade de construir estações ferroviárias e, sobretudo, de fazer com que trens de carga pudessem chegar às mais longínquas distâncias. Com vãos de 500m, foi praticamente toda feita em aço laminado, se tratava de uma construção perene. Os elementos tubulares comprimidos tinham 3,7m de diâmetro. Essa obra determina também a transição de uma tecnologia que visava somente à economia e à

funcionalidade para uma outra etapa da história, em que a arquitetura começa a ter um peso maior e a constituir-se em foco de interesse.

Já a Torre Eiffel (FIG. 2.50), construída também entre 1883 e 1889, foi feita, por seu suposto caráter temporário, para a Exposição Internacional de Paris de 1889, em ferro forjado. Foi assim realizada a maior abertura de arco até então, Gustave Eiffel construiu a estrutura mais alta jamais erigida. O efeito impressionante se deve ao fato de a Torre Eiffel ter 300 metros de altura, inultrapassada até depois da guerra de 1914-1918, e também à elegância das suas curvas e à energia poderosa, embora controlada, do seu *élan* (PEVSNER, 2002).

O aço trouxe uma mudança de paradigmas na indústria da construção, marcando o fim do uso do ferro com propósitos estruturais. Assim, a partir de 1890 o pensamento arquitetônico mais avançado e as qualidades usuais dos edifícios mais arrojados deixam de poder ser compreendidos independentemente do aço, e nesta altura “aço” significava acima de tudo “arranha-céus”. Esta designação é dada para edifícios altos em que a função da parede-mestra é desempenhada por um esqueleto (PEVSNER, 2002).



FIGURA 2.50 - Torre Eiffel: vista e detalhe de um nó – Paris, França
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Em 1907, no Canadá, Alexander Graham Bell projetou uma treliça espacial tridimensional, com a qual pretendia construir asas mais leves e resistentes para aviões. O resultado não foi o esperado, pois a treliça se revelou mais pesada do que o exigido para a finalidade. Era eficiente, contudo, nos casos em que permanecia apoiada no terreno. Assim, a estrutura de Bell terminou sendo utilizada na construção de uma torre de vigia (FIG. 2.51). Essa foi a primeira estrutura espacial em aço industrializada, constituída por elementos tubulares idênticos, unidos por nós de aço (EEKHOUT, 1996).



FIGURA 2.51 - Torre de vigia – Beinn Bhreagh, Nova Scotia, Canadá
FONTE – WACHSMANN, 1961.

Várias obras executadas após a torre de vigia tentaram tornar a estrutura de perfis tubulares o mais leve possível. Algumas são até hoje admiradas. Bons exemplos são os projetos do russo Vladimir Schuchow, completamente modernos para época, de um reservatório de água elevado e do farol Adziochol (FIG. 2.52), construídos em 1911, em Chersson, Ucrânia. O farol, com 68m de altura, é composto por um tubo vertical de seção circular, que trabalha à compressão e é estabilizado por barras tracionadas, dispostas na forma de um hiperbolóide.

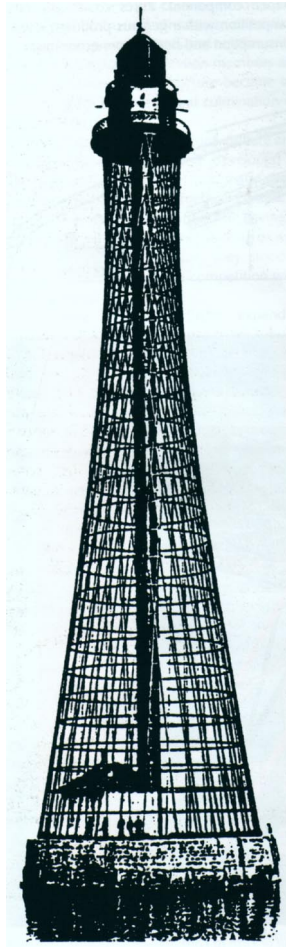


FIGURA 2.52 - Farol Adziogol –
Chersson, Ucrânia, Rússia
FONTE – EEKHOUT, 1996.

Além dessas obras, merecem destaque os telhados de vidro do armazém GUM em Moscou, também projetados pelo russo Vladimir Schuchow. Todavia, o uso das estruturas tubulares ainda era predominante em colunas, tubulações e andaimes.

Os primeiros perfis tubulares, produzidos no século XIX, eram compostos de chapas e cantoneiras aparafusadas ou rebitadas. Entre 1890 e 1920, todas as ligações de aço eram feitas por meio de parafusos ou rebites. Com o aparecimento da técnica da perfilação por laminação contínua e o uso do processo de soldagem em aço, nos idos de 1920, a produção sistemática dos tubos laminados e soldados ficou mais barata. A soldagem — especialmente a solda de topo —, facilitou a execução das ligações da seção transversal de um tubo com outro. Houve economia no peso e a questão da transferência de forças foi resolvida de forma mais direta e efetiva no âmbito da estrutura. As treliças planas soldadas passaram a ser muito utilizadas na construção de fábricas e de outras edificações com grandes vãos. Nos anos 20, foi executada a

primeira treliça com todas as ligações soldadas eletricamente e, desde essa época, a soldagem vem sendo largamente utilizada nas estruturas de aço (EEKHOUT, 1996). Apesar desses avanços, o aço perdeu, nessa época, uma parte do mercado para o concreto armado devido ao advento da técnica dos pré-fabricados feitos de concreto armado e devido à equivocada crença de que as estruturas de concreto eram mais resistentes a altas temperaturas que as estruturas em aço (EEKHOUT, 1996).

Na década de 1940, já se tornara comum o emprego de perfis laminados com grandes comprimentos e juntas com soldas de topo. A exceção era o sistema estrutural espacial, em que muitos elementos pré-fabricados de pequena dimensão e repetitivos eram parafusados para a obtenção de um grande vão.

O primeiro sistema estrutural espacial comercialmente disponível foi criado em 1942, na Alemanha, com projeto de Max Mengerlinghausen e o nome de MERO (FIG. 2.53). Obteve grande sucesso comercial e, ainda hoje, é utilizado em muitas partes do mundo. No Brasil, esse tipo de nó de ligação não é mais utilizado, pois se mostrou muito caro para os padrões nacionais.

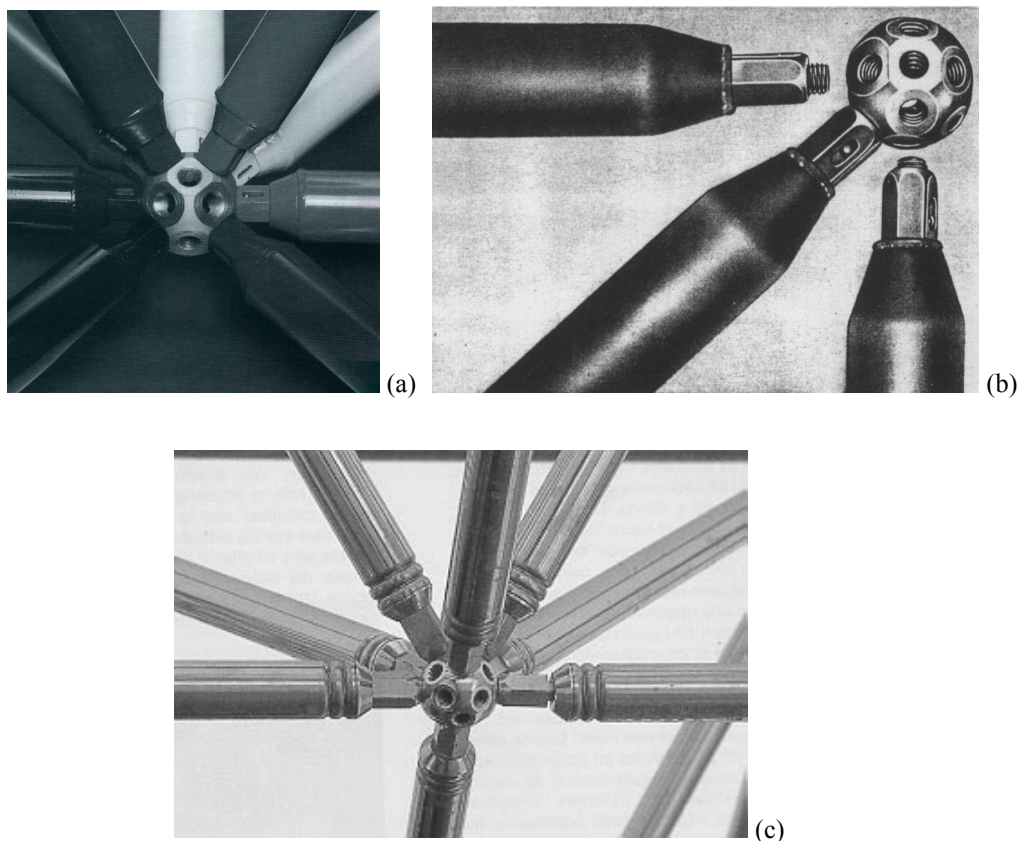


FIGURA 2.53 - Sistema MERO de ligação (nó)
FONTE – (a) EEKHOUT, 1996; (b) e (c)
WACHSMANN, 1961.

O interesse pela construção em estrutura metálica seria retomado durante a Segunda Guerra Mundial e nos anos seguintes. Nas décadas de 1950 e 1960, Os Estados Unidos foram o exemplo típico do industrialismo e da produção em série. As estruturas tubulares pré-fabricadas sofreram um refinamento, o que tornou possível usar, em maior escala, estruturas tubulares tridimensionais com o objetivo de vencer grandes vãos.

Um importante nome dessa época foi Konrad Wachsmann, que muito contribuiu para a melhoria da qualidade da produção das estruturas tubulares pré-fabricadas. É seu o projeto do hangar para aviões da Atlas, construído em 1945: uma estrutura tubular espacial de cobertura, com um balanço de 50m, sustentada por colunas treliçadas tubulares (FIG. 2.54). Para esse hangar, Wachsmann desenvolveu, entre 1944 e 1945, a proposta de um sistema de detalhes de nós para estruturas espaciais totalmente industrializadas e adaptáveis a uma grande série de posições. Os nós da estrutura eram constituídos por peças entrelaçadas, que se ajustavam umas às outras em três dimensões, para acomodar os elementos em ângulo (FIG. 2.55) (EEKHOUT, 1996).

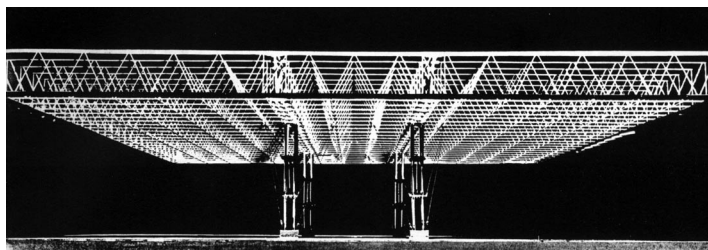


FIGURA 2.54 - Modelo do hangar de aviões da Atlas – New York, EUA

FONTE – WACHSMANN, 1961.

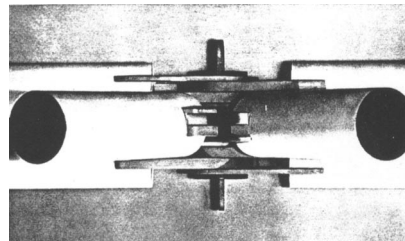
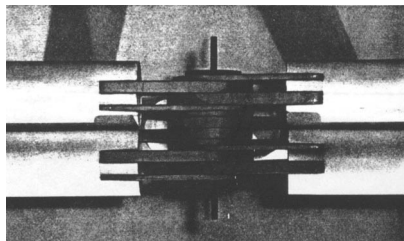
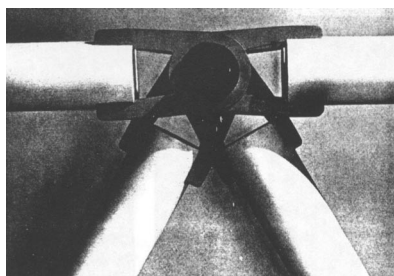


FIGURA 2.55 - Nó para hangares de aviões da Atlas

FONTE – WACHSMANN, 1961.

Em 1957, foi construída para a Feira em Berlim Ocidental a maior estrutura MERO da década: o Edifício MERO Interbau (FIG. 2.56). Com 50m x 100m, tornou-se um excelente exemplo de construção desmontável, de estrutura espacial, com um grande vão e um número mínimo de elementos padronizados.



FIGURA 2.56 - Edifício MERO Interbau – Berlim Ocidental, Alemanha
FONTE – EEKHOUT, 1996.

A produção em série caracterizava não só o pensamento de Konrad Wachsmann, mas também a industrialização do pós-guerra nos Estados Unidos. Vale lembrar que, nessa época, europeus e americanos divergiam quanto aos custos da mão-de-obra e quanto ao uso do material das estruturas. Enquanto os projetistas industriais europeus visavam a uma maior economia no custo do material, porque o aço era caro, seus colegas americanos não se preocupavam tanto com a questão econômica e mostravam maior interesse em produzir elementos repetitivos, de simplicidade construtiva. Os primeiros utilizavam mais as estruturas tubulares, enquanto os americanos continuavam usando perfis abertos e mais pesados.

Em 1947, em Montreal, foi inaugurado o Pavilhão Americano para a Exposição Internacional, projetado por Richard Buckminster Fuller. Apesar de americano, Fuller seguia preceitos europeus, ao procurar soluções econômicas para os problemas estruturais. (EEKHOUT, 1996). Guiado por princípios geométricos, Fuller projetou para o pavilhão uma cúpula geodésica, considerada o tipo mais acadêmico de estrutura treliçada. As geodésicas (FIG. 2.57 e 2.58.) baseiam-se em escoras comprimidas e barras tracionadas, cujos elementos individuais nunca estão em conexão direta. Fuller criou um sistema padronizado de nós e elementos tubulares e usou para fechamento da

geodésica painéis tipo sanduíche em acrílico. Deve-se também a Fuller a criação das primeiras estruturas atirantadas e da série de estruturas *tensegrity*, ponto de maior evidência intelectual de seu trabalho com perfis tubulares.



FIGURA 2.57 - Pavilhão Americano (1947) – Montreal, Canadá
FONTE – EEKHOUT, 1996.

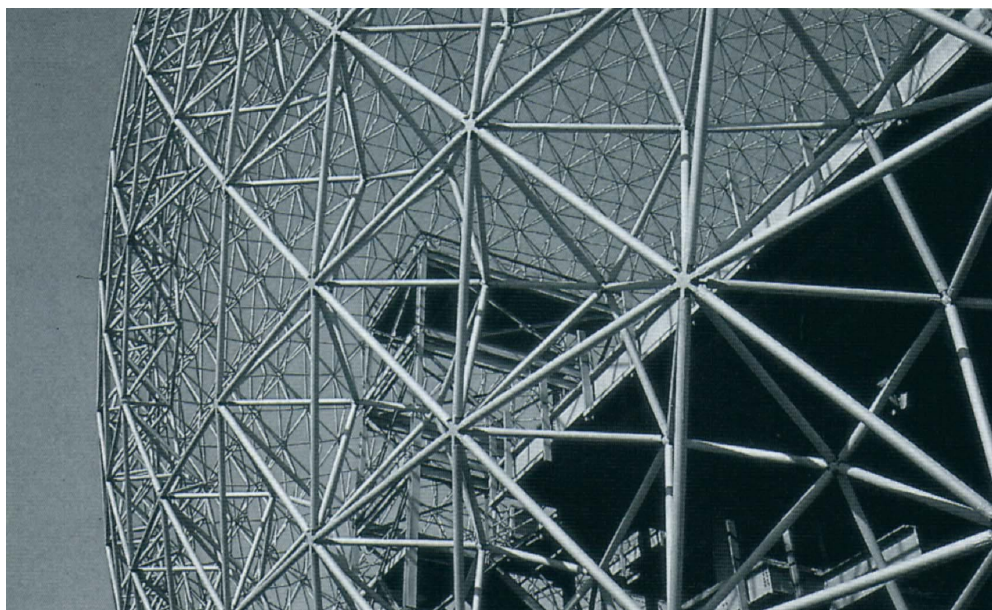


FIGURA 2.58 - Pavilhão Americano: detalhe
FONTE – EEKHOUT, 1996.

Na história das estruturas tubulares, o passo seguinte foi o desenvolvimento da técnica de estruturas com cabos. A FIG. 2.59 apresenta uma rede de cabos, em etapa construtiva, projetada pelos arquitetos Frei Otto e Rolf Gutbrot para a Exposição Mundial de Montreal de 1967.



FIGURA 2.59 - Estrutura com rede de cabos – Montreal, Canadá
FONTE – <http://www.arcoweb.com.br/emdia.asp?atual=644>
Acesso em 20 ago. 2003.

Inspirados na natureza, principalmente nas formas da fauna e da flora, os primeiros desenhos de Frei Otto traziam estruturas atirantadas ou infladas, bem como redes de cabos tensionados e membranas reforçadas, de modo a criar zonas tracionadas (EEKHOUT, 1996). Tubos circulares eram utilizados como mastros, juntamente com arcos comprimidos. Outra obra importante de Frei Otto, esta em parceria com o arquiteto Gunther Behnisch, é a estrutura de cobertura do Estádio Olímpico de Munique, na Alemanha, construída entre 1969 e 1972 (FIG. 2.60). Trata-se de uma rede de cabos sustentada por mastros tubulares circulares de altura e diâmetros diferentes, exemplo notável da engenharia e da experimentação construtiva com elementos têxteis e cabos, bem como da construção com estruturas tubulares.

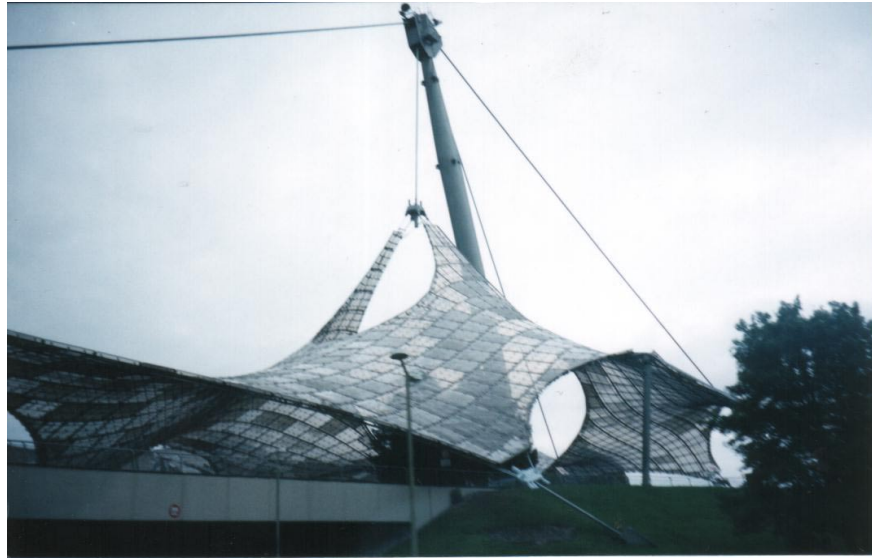


FIGURA 2.60 - Parte da cobertura do Estádio Olímpico de Munich, Alemanha
FONTE – Arquivo pessoal, 1994.

Devido às inovações de Frei Otto, outros arquitetos passaram a utilizar esse tipo de expressão em edifícios, refletindo a imagem de uma sociedade que visava à funcionalidade, à flexibilidade e, acima de tudo, à produção industrializada.

A idéia da padronização e da conveniência da produção industrializada foi reconhecida e preconizada pelo grupo inglês Archigram, que defendia também a liberdade do arquiteto de oferecer uma interpretação pessoal e fascinante a cada projeto.

Entre 1963 e 1964, os arquitetos do Archigram criaram vários projetos conceituais — projetos rebeldes para modelos de uma vida futura. Eram composições de elementos técnicos que estabeleciam a liberdade, a mobilidade e a flexibilidade como um reflexo da época. Infelizmente, o grupo Archigram nunca teve a oportunidade de construir seus projetos esquemáticos — Interchange City (1963), Under Water City (1964), Plug In City (1964) e Walking City (1964) —, mas suas idéias têm influenciado diversas gerações de arquitetos até os dias de hoje (EEKHOUT, 1996).

A par das seções circulares, os perfis tubulares quadrados e retangulares, desenvolvidos por engenheiros práticos também nos anos 60, mostraram-se mais eficientes do que os perfis abertos nas conexões pelo fato de apresentarem, em função de sua geometria, uma superfície mais fácil para a fixação de pisos e painéis de fechamento. Eram também uma alternativa mais econômica em relação aos perfis abertos feitos do mesmo material (EEKHOUT, 1996).

Em 1967, Zygmunt Makowski construiu a cobertura de um hangar para Boeing 747 no aeroporto de Heathrow, em Londres (FIG. 2.61). Com um vão de 138m x 80m, era a primeira estrutura espacial tubular destinada a funcionar como hangar duplo para a manutenção de grandes aviões.

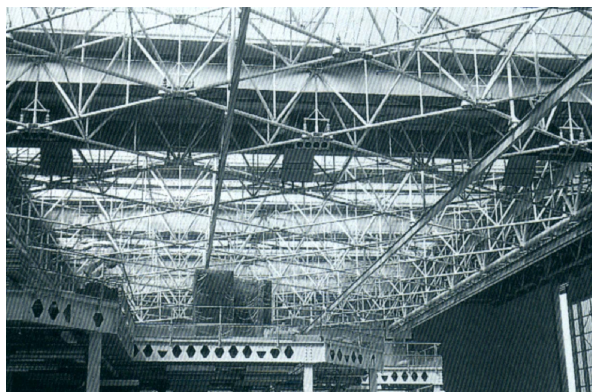


FIGURA 2.61 - Cobertura do hangar de manutenção da British Airways – Aeroporto de Heathrow, Londres
FONTE – EEKHOUT, 1996.

Entre 1950 e 1960, o crescimento da indústria petrolífera impulsionou fortemente as pesquisas relativas ao comportamento dos elementos tubulares, uma vez que eles se prestavam muito bem à construção de torres de perfuração e de plataformas marítimas. O estudo detalhado das ligações permitiu a fabricação de grandes peças de aço constituídas por seções tubulares circulares que, por terem superfícies lisas e de menor área que as dos perfis laminados ou soldados do tipo aberto, facilitavam a efetiva proteção contra corrosão (FIG. 2.62). Anos mais tarde, foram desenvolvidos perfis tubulares semelhantes para uso na arquitetura convencional.

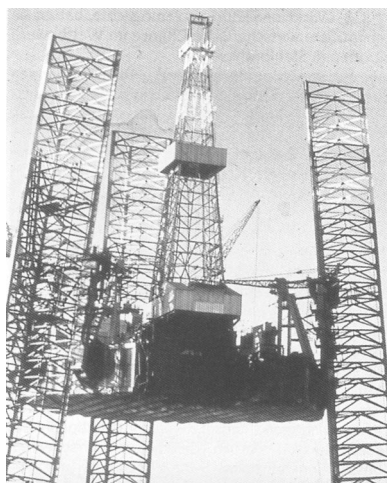


FIGURA 2.62 - Torre de perfuração de petróleo
FONTE – EEKHOUT, 1996.

Em 1970, uma enorme estrutura tubular espacial (108m x 291m) foi construída em Osaka pelo arquiteto Kenzo Tange, para o Festival Plaza Expo 70 (FIG. 2.63). Assentada sobre colunas e composta por grandes elementos tubulares (diâmetro de 600 mm) e esferas de aço fundido (1200 mm de diâmetro), a estrutura espacial da cobertura era sustentada por quatro colunas, também em forma de treliça espacial, e finalizada por um colchão de ar inflável.



FIGURA 2.63 - Festival Plaza Expo 70 – Osaka, Japão
FONTE – EEKHOUT, 1996.

O Centro Sainsbury de Artes Visuais, projetado por Norman Foster para a Universidade de East Anglia (Norwich, Inglaterra) e construído em 1977, é outro notável exemplo de estrutura tubular pré-fabricada (FIG. 2.64 e 2.65). A estrutura principal é composta por 37 treliças tubulares pré-fabricadas e coberta por duas camadas de revestimento, formando uma área estrutural uniforme entre a parede e a cobertura, com 2,4m de profundidade, para alojar as diferentes instalações de serviço. Por razões arquitetônicas, a estrutura composta de treliças triangulares foi superdimensionada.



FIGURA 2.64 - Centro Sainsbury de Artes Visuais – Norwich, Inglaterra
FONTE – FOSTER, 2001.

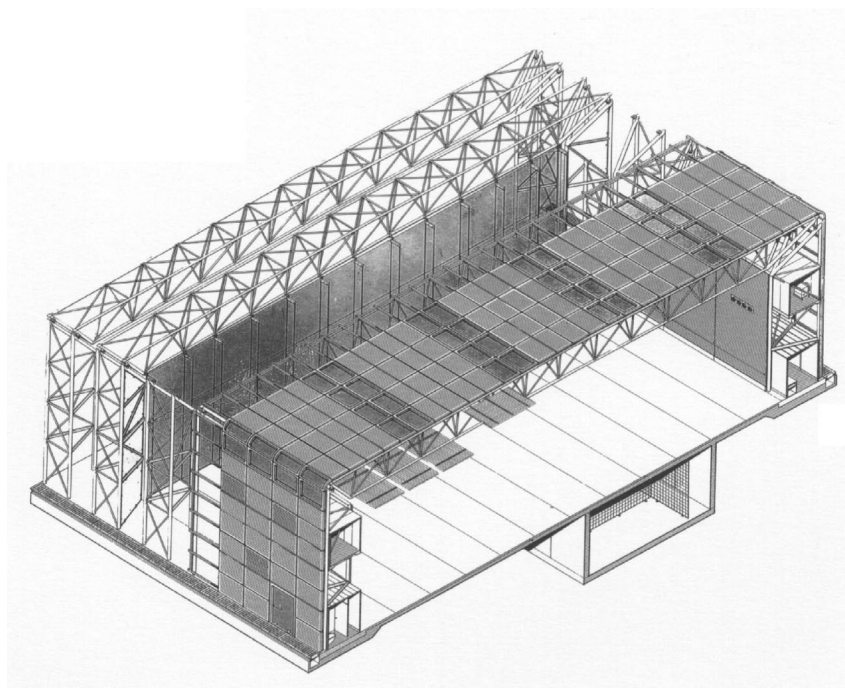


FIGURA 2.65 - Centro Sainsbury: sistema estrutural
FONTE – FOSTER, 2001.

A FIG. 2.66 mostra a cobertura do estádio de futebol de Split, na Croácia, projetada por B. Magas, em 1979. É completa a integração entre a proposta conceitual do projeto e a paisagem do seu entorno. Concebida como a associação de duas estruturas espaciais curvas, com planta em forma de foice, vence um vão de 210 metros. A cobertura é composta por 830 nós individuais e um número ainda maior de diferentes tubos individuais do sistema MERO. Uma das primeiras versões do programa Computer Aided Design — CAD foi usada para fazer os cálculos e desenhos dessa estrutura.

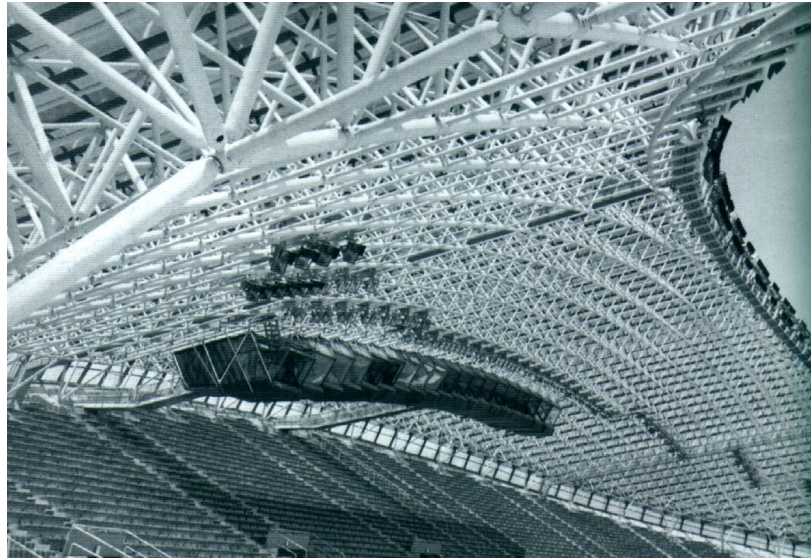


FIGURA 2.66 - Cobertura de estádio de futebol – Split, Croácia
FONTE – EEKHOUT, 1996.

Em 1980, Philip Johnson e J. Burgee construíram, em Los Angeles, Estados Unidos, a Catedral de Cristal, em que a volumetria irregular gerada por treliças espaciais tubulares tridimensionais se combina a um revestimento em vidro refletivo, produzindo uma imagem, ao mesmo tempo tangível e indefinida. Trata-se, talvez, do mais radical dos edifícios conhecidos em estrutura espacial (FIG. 2.67 e 2.68) (EEKHOUT, 1996).



FIGURA 2.67 - Catedral de Cristal (1980) – Los Angeles, EUA
FONTE – [http:// www.seeing-stars.com/ImagePages/ CrystalCathedralPhoto5.shtml](http://www.seeing-stars.com/ImagePages/CrystalCathedralPhoto5.shtml)
Acesso em 20 ago. 2003.



FIGURA 2.68 - Catedral de Cristal: vista interna

FONTE – [http:// www.seeing-stars.com/ImagePages/ CrystalCathedralPhoto4.shtm](http://www.seeing-stars.com/ImagePages/CrystalCathedralPhoto4.shtm)

Acesso em 20 ago. 2003.

Com uma concepção horizontalizada, o Centro Inmos, construído em 1982 por Richard Rogers em Gwent (FIG. 2.69), tem um corredor central para a circulação e serviços, com 7,2m de largura por 1061m de comprimento, que funciona como uma rua interna. A estrutura é composta de partes tubulares pré-fabricadas em aço, sustentadas por barras tracionadas, apoiadas nas torres da coluna central da edificação, o que proporciona grandes espaços livres, sem colunas, de modo a permitir máxima flexibilidade na utilização.

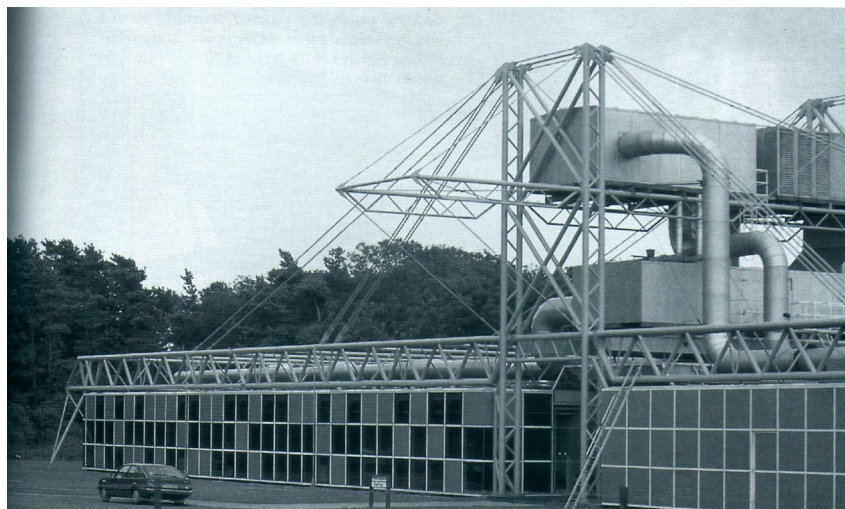


FIGURA 2.69 - Centro Inmos (1982) – Gwent, Inglaterra

FONTE – EEKHOUT, 1996.

O projeto do Laboratório Schlumberger, feito por Michael Hopkins, em 1984, na cidade de Cambridge (FIG. 2.70), apresenta duas alas destinadas a pesquisas e separadas por um espaço de 24m, coberto por um tecido translúcido, onde se encontram o laboratório de ensaios e o jardim de inverno.



FIGURA 2.70 - Laboratório Schlumberger (1984) – Cambridge, Inglaterra
FONTE – EEKHOUT, 1996.

O Banco de Hong Kong e Shangai (FIG. 2.71 e 2.72) foi projetado pelo arquiteto Norman Foster, entre 1979 e 1986. A maior parte da estrutura tubular interna tem elementos com diâmetros de até 1200mm e está coberta por painéis de revestimento. Segundo Eekhout, sua estrutura externa, porém, é exposta e dividida em cinco zonas verticais. O arquiteto adotou princípios utilizados na construção de pontes para conceber o sistema estrutural, em que cada zona é composta pela superposição de pisos de concreto e aço leve, suspensos, de treliças de aço aparente, com altura equivalente a dois pavimentos (EEKHOUT, 1996).



FIGURA 2.71 - Hong Kong and Shanghai Bank
– Hong Kong, China
FONTE – EEKHOUT, 1996.



FIGURA 2.72 - Hong Kong and Shanghai Bank:
detalhe da fachada
FONTE – EEKHOUT, 1996.

Em 1990, uma infra-estrutura de marquises, pontes e “follies” foram dispostas por Bernard Tschumi, por todo o interior do Parc La Villette, em Paris, a distâncias regulares de 100m x 100m. É um exemplo do uso extensivo de treliças espaciais tubulares soldadas e correias tubulares onduladas, às quais são fixadas lâminas corrugadas para produzir a impressão de ondulação das formas. A estrutura mostra o interessante equilíbrio de um projeto sistemático e estilizado e, ao mesmo tempo, marcado por sua individualidade. As marquises mostradas são suportadas por estruturas tubulares cuja cobertura, toda ondulada, produz a interessante sensação de movimento (FIG. 2.73).

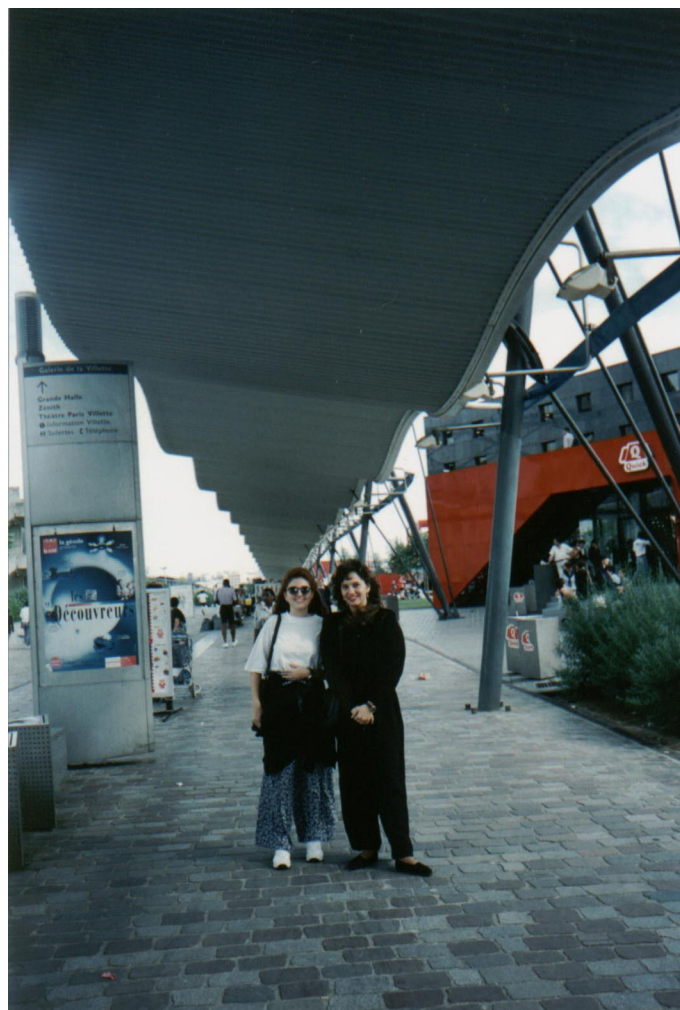


FIGURA 2.73 - Parc La Villette: marquise – Paris, França
FONTE – Arquivo pessoal, 1994.

A vista frontal do prédio Cidade da Ciência e da Indústria, no Parc La Villette, é totalmente composta por uma treliça espacial tubular. A superestrutura fica completamente aparente e os fechamentos situam-se atrás da estrutura (FIG. 2.74).



FIGURA 2.74 - Parc La Villette: fachada do edifício Cidade da Ciência e da Indústria
FONTE – Arquivo pessoal, 1994.

Ainda em 1990, com projeto do arquiteto Arata Isozaki, foi construído em Barcelona o Pavilhão de Esportes Saint Jordi (FIG. 2.75). Sua cobertura em cúpula — uma estrutura espacial com diferentes peças articuladas entre si — foi primeiramente montada no chão e depois erguida por etapas (FIG. 2.76). As peças foram posicionadas durante a montagem e fixadas por meio de tubos adicionais, formando uma estrutura com conexões rígidas. A vista interior do pavilhão deixa transparecer, com clareza, a estrutura espacial interna (FIG. 2.77). Considerado o porte da obra, a construção foi muito rápida, o que mostra a eficiência desse tipo de sistema estrutural e desse processo construtivo.



FIGURA 2.75 - Pavilhão de Esportes Saint Jordi —
Barcelona, Espanha
FONTE – EEKHOUT, 1996.

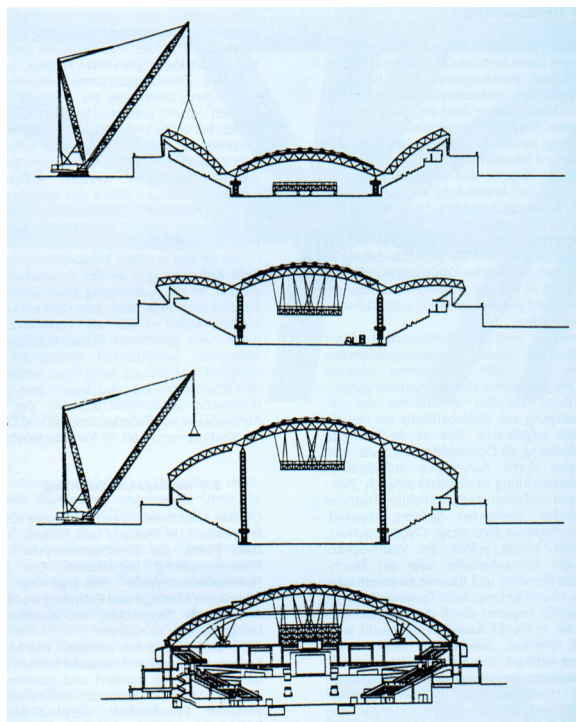


FIGURA 2.76 - Pavilhão de Esportes Saint Jordi:
etapas de montagem
FONTE – EEKHOUT, 1996.



FIGURA 2.77 - Pavilhão de Esportes Saint Jordi: vista interna
FONTE – EEKHOUT, 1996.

Outro projeto de grande importância e beleza é a parte central do Museu Britânico, em Londres, denominado “O Grande Pátio” (FIG. 2.78 e 2.79). Originalmente, no século XIX, quando o museu foi construído, esse espaço era um jardim aberto. Logo depois, foi preenchido pela sala de leitura e por estantes de livros da Biblioteca Britânica. A falta de um sistema de circulação centralizado produzia um nível crítico de congestionamento em todo o prédio, criando uma experiência frustrante para o visitante.

A mudança da Biblioteca, em 1998, ofereceu oportunidade para reinventar “O Grande Pátio”, transformando-a em um novo centro público para o prédio. Com um domo maior que o da Catedral de Saint Paul, conecta todas as galerias circundantes e serve de entrada principal do museu. Concebido para dar mais conforto aos inúmeros visitantes do British Museum, que é tão popular quanto o Louvre e o Metropolitan Museum of Art, o espaço permite-lhes sentar, fazer um lanche, ler, ou apenas contemplar a beleza do prédio antigo que se encontra sob a cobertura. Sua estrutura é constituída por perfis tubulares de seção retangular, em cujos nós se encontram seis barras, que formam diversos triângulos cobertos com vidro, o que torna o espaço permeável à luz natural (FOSTER, 2001). É um exemplo de grande harmonia entre o antigo e o novo, entre a arquitetura do século XIX e a contemporânea.



FIGURA 2.78 - British Museum: “O Grande Pátio” – Londres, Inglaterra
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 2.79 - “O Grande Pátio”: (a) vista interna; (b) detalhe da cobertura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

2.3 A construção em estrutura metálica no Brasil

2.3.1 Arquitetura metalúrgica

Devido à expansão colonial e à influência da Europa sobre os outros continentes, vários países da América do Sul — Argentina, Peru, Chile, Uruguai, Paraguai — além do México e do Caribe, importavam a arquitetura européia, que chegou também ao Vietnã, Índia, Egito, Marrocos, África do Sul e até mesmo à Austrália, que se tornaria, mais tarde, uma peça importante na engrenagem da Arquitetura do Aço no mundo. (COSTA, 2001).

De meados do século XIX ao início do século XX, o Brasil importou, em larga escala, edifícios e complementos arquitetônicos de ferro, pré-fabricados em usinas européias (COSTA, 2001). Esse tipo de arquitetura, conhecido como “arquitetura metalúrgica”, foi muito usado na construção de teatros, quiosques de jornal, mercados, estações ferroviárias e também em acessórios de construção, como porta-cartazes, bebedouros, fontes, relógios, calhas, postes de iluminação, equipamentos sanitários e canos. A procedência dos materiais variava entre a Grã-Bretanha, a França, a Bélgica e a Alemanha.

Pontes e materiais de construção de ferrovias estão entre os produtos importados para transpor enormes barreiras e desafios naturais, como a Serra do Mar, entre São Paulo e Santos. Muitas dessas ferrovias foram não só construídas, mas também em grande parte financiadas pelos ingleses, que permaneceram como seus donos durante longo tempo. A São Paulo Railway, por exemplo, foi propriedade britânica até a década de 1940 (COSTA, 2001).

Como o Brasil ainda apresentava uma estrutura agrária e comercial, a arquitetura metalúrgica importada era, entre nós, um símbolo de progresso mesmo quando esse tipo de arquitetura já era alvo de críticas e caía em desuso nos países europeus e nos Estados Unidos, considerados centros de prosperidade e pólos industrializados. Com uma siderurgia atrasada e uma economia fortemente atrelada à européia, o Brasil era, assim, de certa forma, impelido a comprar os produtos europeus. Os produtores, por sua vez, garantiam não só o alto grau de desenvolvimento técnico do que vendiam, mas também sua funcionalidade, racionalidade e durabilidade. Assim, foi volumosa a importação da arquitetura metalúrgica no Brasil.

Com a descoberta em Minas Gerais de jazidas de minério com alto potencial de exploração, a siderurgia brasileira poderia ter-se desenvolvido mais cedo (MANUAL, 1989). Completamente contrária a isso, a administração colonial acabou por criar uma contracultura da industrialização, diferentemente, por exemplo, do que se fazia na Inglaterra, na França e na Holanda, países que, aproveitando a primeira fase da Revolução Industrial, fabricavam todo tipo de manufatura para expandir e consolidar seus mercados consumidores em todo o mundo (COSTA, 2001).

Somente a partir dos últimos anos do século XVIII é que as primeiras fundições de ferro começaram a se estabelecer no Brasil, inaugurando uma era caracterizada por um certo liberalismo na Colônia. Como sempre tinham sido proibidas e rechaçadas, as fundições levaram algum tempo para atingir um certo grau de desenvolvimento e ocupar espaço no mercado interno. No início do século XIX, empresas metalúrgicas em Minas Gerais e São Paulo foram criadas como ensaios industriais de importância, logo, porém, frustrados e aniquilados pela importação. De 1808 a 1884, as mercadorias importadas entravam no país com uma tarifação muito baixa, apenas 15% sobre o valor, ou até mesmo isentas dela, o que inviabilizava o desenvolvimento da metalurgia nacional, que só conseguiu firmar-se em época muito recente (COSTA, 2001).

O processo dinâmico que se estabeleceu no Brasil a partir de 1880 aconteceu devido à prosperidade de uma burguesia emergente, enriquecida no comércio, no cultivo do café, na extração da borracha e do algodão. Essas pessoas incluíram em suas vidas todo tipo de manufaturas, muitas delas fabricadas pela indústria metalúrgica (COSTA, 2001). Contavam-se, entre os produtos importados, desde grampos de cabelo até os mais complexos e modernos equipamentos urbanos. Por sua vez, o assim chamado culto ao progresso, característico do século XIX, colocava o conforto, a higiene, as cidades modernas e construídas com rapidez como princípios e necessidades dos usuários. Alvenaria e madeira eram materiais bastante utilizados, mas o ferro era o que melhor correspondia a esse tipo de demanda, a essa nova concepção das cidades, a essa nova mentalidade (COSTA, 2001).

Os conceitos de modulação, pré-fabricação e industrialização próprios da arquitetura em aço já vinham sendo utilizados desde, aproximadamente, os anos 1830 em muitos tipos de edificações, dentre elas podem ser citadas os mercados. Uma das empresas, que produzia peças industrialmente, de maior sucesso na época, foi a Saracen Foundry, de Walter MacFarlane & Co., fundada em 1850 por Walter MacFarlane e James Marshall, aos quais se juntou, em 1852, um terceiro sócio, Thomas Russel. É importante salientar que MacFarlane foi um dos produtores mais importantes, e que exportava seus produtos para o Brasil, mas não foi o único a produzir este tipo de estruturas.

Situada em Saracen Lane, Gallowgate, Glasgow, Escócia, a Saracen Foundry vendia utensílios sanitários, uma inovação civilizadora, além de componentes arquitetônicos e até edifícios sofisticados, em estilo europeu, tudo isso por catálogos. Os edifícios vinham como um *kit* completo e podiam ser montados facilmente. Os componentes em ferro fundido formavam a estrutura que, de forma simples e rápida, podia ser montada nos pontos mais longínquos, inclusive onde não havia mão-de-obra especializada. Além disso, frisos e acabamentos ornamentais podiam ser acrescentados de acordo com o gosto do usuário, para criar o estilo do próprio comprador. Tais facilidades atendiam à urgência das construções em cidades que pareciam surgir do nada, em várias partes do mundo (COSTA, 2001). Os catálogos produzidos eram extensos e de qualidade, e aqueles voltados para exportação possuíam ainda complementos ilustrados. No *show-room* do catálogo da citada empresa (FIG. 2.80), é possível identificar algumas peças utilizadas no Brasil, tais como o bebedouro de

Humaitá, a cobertura da entrada do cemitério de Manaus e as colunas e suportes da São Paulo Railway.

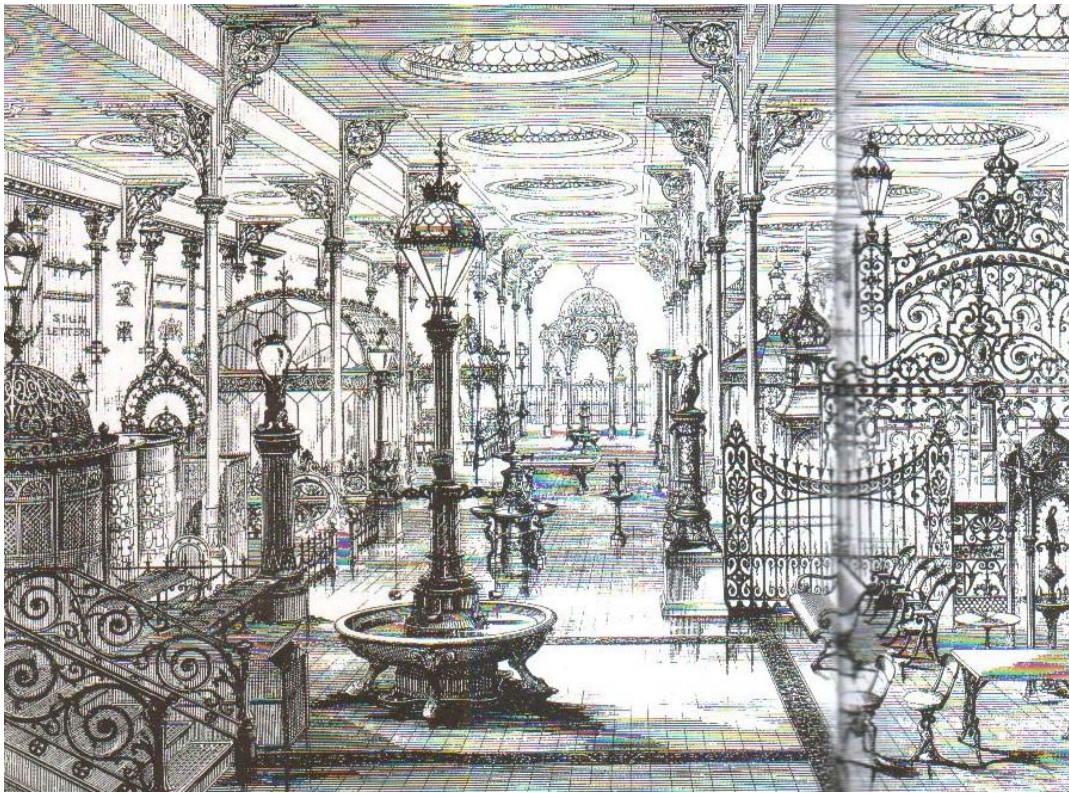


FIGURA 2.80 - Show-room do catálogo da MacFarlane & Co.
FONTE – COSTA, 2001.

Fonte primária de informações e documentação sobre a arquitetura de ferro, os catálogos da Saracen Foundry constituíram-se em importantes instrumentos de venda. Afirmavam continuamente a qualidade e a resistência dos produtos aos mais diferentes climas, inclusive aos mais quentes e agressivos, fazendo menção, claramente, aos consumidores que moravam em regiões tropicais.

Um outro produtor, que teve seu catálogo classificado como notório, foi o norte-americano Daniel Badger, proprietário, no final da década de 1840, de uma fundição no centro de New York. Seu catálogo, reeditado em 1981 como peça histórica, ressalta as propriedades do ferro como material de construção e como importante alternativa de uso. Como vantagens, cita a sua resistência, a leveza e beleza arquitetônica das estruturas, a facilidade de montagem, a economia, o baixo custo, a durabilidade, a incombustibilidade e a possibilidade de renovação.

Todas as afirmações que Badger fez naquela época podem ser confirmadas, hoje, pelos estudos e pelos exemplares que resistiram ao tempo, às depredações, às

demolições e à má conservação. Apenas devem ser feitas algumas pequenas considerações sobre a questão da desmontabilidade e da incombustibilidade. O ferro pode ser considerado incombustível, mas sofre alterações de forma e de propriedades sob altas temperaturas. A questão da desmontabilidade, ou melhor, da mobilidade, funcionou principalmente para os exemplares feitos para a exportação, porque, depois de fabricadas em série, as peças podiam ser montadas em qualquer lugar do mundo (SILVA, 1988). Esse princípio foi largamente utilizado no século XIX e caracterizava as estruturas temporárias.

A transparência obtida com o uso abundante de vidros, recurso interessante para se criar a impressão de espaços internos amplos e grandiosos, a modulação e a capacidade da produção em série foram sendo valorizadas ao longo do tempo e ainda hoje o são. A questão do custo, focalizada por Badger, também não mudou. Depois de afirmar que peças feitas em pedra ou em mármore eram belas, bem trabalhadas, mas de custo alto por serem feitas a mão, o empresário deixava claro que as peças de ferro, pelo menor custo do material e pela possibilidade de produção em escala industrial, sem necessidade de mão-de-obra tão qualificada quanto as formas forjadas, apresentavam a grande vantagem de um baixo custo relativo (COSTA, 2001).

Esse estilo eclético de arquitetura em ferro, com muitas formas advindas da Antiguidade Clássica, da Idade Média e demais épocas, trazia brasões, emblemas reais e muitos outros tipos de ornamentos, às vezes sem nenhum significado para os povos consumidores. Existem exemplos absurdos, como os terminais da fachada do Teatro José de Alencar, em Fortaleza, que têm ao centro uma chapa oval coroada que ficou vazia. Na Estação Ferroviária de Santos, nota-se, sob o modelo dos leões, uma inscrição em inglês. Na falta de insígnias ou de sinais de nobreza, apareciam não raro frases simples, de apelo à higiene, porém escritas em inglês, como no Bebedouro de Humaitá, no Amazonas (COSTA, 2001).

Os edifícios de ferro eram bastante caros, mesmo levando-se em conta a prosperidade da sociedade brasileira do fim de século. Para ela, porém, era importante comungar da mesma pompa e requinte dos nobres salões de Paris, por exemplo. A intenção era colocar-se em pé de igualdade com as mais civilizadas e sofisticadas cidades da época. O esforço dos produtores era apresentar produtos feitos em série, com bons preços, de modo a atrair a classe média em ascensão, mas com uma decoração em

estilo nobre, aceitável pela aristocracia que já não podia construir palácios e mansões, mas preocupava-se em manter as aparências (COSTA, 2001).

A partir do fim do século XIX, foi-se estabelecendo um consenso mundial de quantos edifícios públicos uma cidade deveria ter para ser considerada verdadeiramente uma “cidade”. Deviam ser construídos, na maior escala possível, de acordo com o porte de cada cidade, uma prefeitura ou palácio do governo, um fórum, uma bolsa de valores, uma ópera ou um grande teatro, um museu ou galeria de arte, uma ou mais estações ferroviárias, mercados, uma alfândega (caso se tratasse de uma cidade portuária) e, no caso da capital do país, uma câmara, um senado, um ou mais ministérios. Todas as cidades deveriam ter pelo menos um parque público, o maior possível e, se houvesse condições, um zoológico. Os novos costumes da época exigiam lojas, banhos públicos, restaurantes, cafés e salões de chá, instalações sanitárias, artefatos de iluminação e toda a sorte de locais que eram condizentes com a nova situação de desenvolvimento (COSTA, 2001).

Nos centros urbanos da época, questões de saúde pública, de crescimento, de transportes e de comércio exigiam soluções inovadoras que, nos países importadores de cultura, eram buscadas em Paris, Londres, New York, apesar das diferenças socioeconômicas e culturais. De fato, as diferenças não invalidavam a idéia principal de melhoria da qualidade de vida, a higiene, o conforto, e as estruturas pré-fabricadas em ferro fundido facilitaram a execução, de modo simples e rápido, de edifícios públicos até hoje considerados emblemáticos, de grandes dimensões e belo porte, em locais onde a mão-de-obra ainda era precária.

No Brasil, algumas cidades tinham, obviamente, mais atrativos do que outras. Esse fato deveu-se, principalmente, à prosperidade gerada por produtos como o café e a borracha, o que não impediu que as peças de ferro vindas da Europa fossem instaladas em lugares considerados distantes e, aparentemente, inadequados para esse tipo de arquitetura. Edifícios e instalações localizados em cidades do Nordeste, de São Paulo ou da região amazônica prestaram e até hoje prestam bons serviços aos seus usuários. Essa arquitetura, hoje em sua maior parte tombada pelo Patrimônio Histórico e Artístico Nacional, veio como “resíduos de um mundo de sonho”, nas palavras de Walter Benjamin (apud COSTA, 2001).

Alguns edifícios de ferro merecem maior destaque, ou por se encontrarem em uso ainda hoje, ou por seu apelo arquitetônico: os pavilhões do setor de carne do

Mercado Municipal de Belém do Pará (FIG. 2.81 e 2.82); o Mercado Municipal de Manaus (FIG. 2.83 e 2.84); o Teatro José de Alencar, em Fortaleza (FIG. 2.85); a ornamentação da Estação da Luz, em São Paulo (FIG. 2.86 e 2.87) e a de todas as estações da antiga São Paulo Railway. Algumas peças são também dignas de importância, tais como o peculiar relógio e os postes da Praça do Relógio em Belém, as grades e o pavilhão de entrada do cemitério de Manaus, as grades do Açude do Cedro, em Quixadá, no Ceará, coretos como o da Praça da Abolição em Olinda, mictórios, fontes, bebedouros, calhas, parapeitos, varandas e outros acabamentos de obras que não foram demolidas.

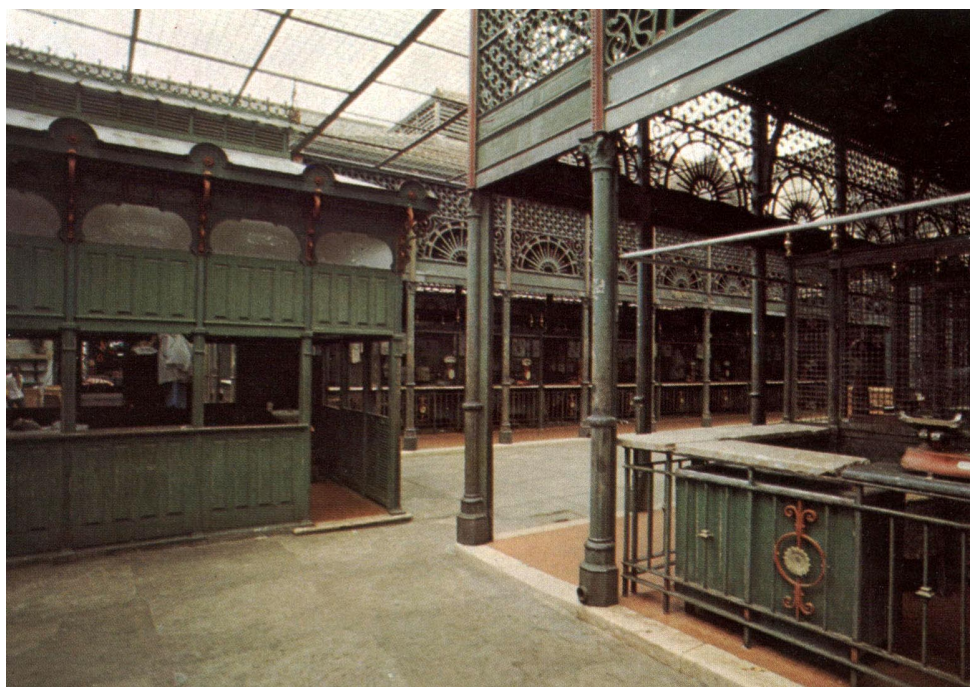


FIGURA 2.81 - Mercado Municipal de Belém – Pará: pavilhões do setor de carne
FONTE – ARTE NO BRASIL, n.31, 1979.



FIGURA 2.82 - Mercado Municipal de Belém: detalhe da fachada
FONTE – ARTE NO BRASIL, n.31, 1979.



(a)



(b)



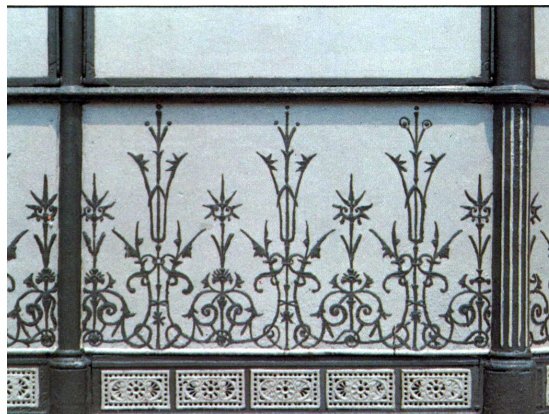
(c)

FIGURA 2.83 - Mercado Municipal de Manaus – Amazonas: (a) pavilhões em ferro rendilhado; (b) detalhe de vitral circundado por elementos estruturais modelados em ferro fundido e forjado; (c) vista externa do pátio

FONTE – ARTE NO BRASIL, n.30, 1979.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 2.84 - Mercado Municipal de Manaus: (a) detalhe de armações estruturais, arcos e pórticos de ferro rendilhado no Pavilhão das Tartarugas; (b) detalhe da decoração mural do quiosque para refresco; (c) detalhe do gradil

FONTE – ARTE NO BRASIL, n.30, 1979.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 2.85 - Pavilhão de ferro do Teatro José de Alencar: (a) fachada; (b) e (c) detalhes da fachada – Fortaleza, Ceará

FONTE – (a) Disponível em <http://www.bnb.gov.br/projOECD/conteudo/fortaleza.asp>; (b) ARTE NO BRASIL, n.31, 1979; (c) Disponível em <http://www.brazilny.org/Turismo/estadoce>

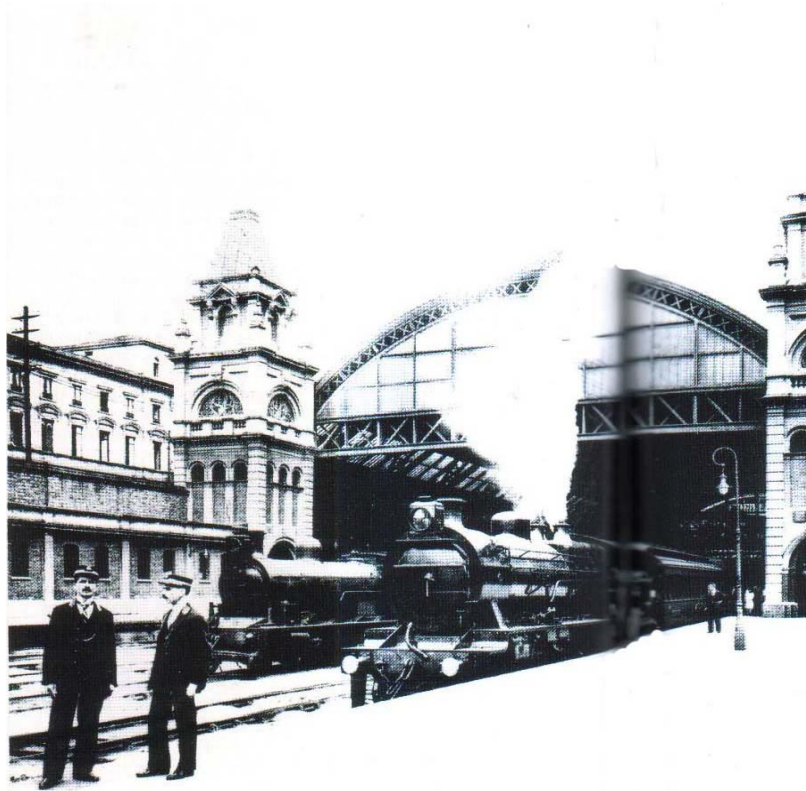


FIGURA 2.86 - Estação da Luz (1922) – São Paulo-SP
FONTE – COSTA, 2001.



FIGURA 2.87 - Estação da Luz: vista interna
FONTE – COSTA, 2001.

2.3.2 Edifícios de andares múltiplos

Em 1953, foi fundada a Fábrica de Estruturas Metálicas — FEM, ligada à Companhia Siderúrgica Nacional — CSN. Essas empresas foram as principais responsáveis pela fabricação e montagem das estruturas metálicas no país, nessa época.

Os edifícios descritos a seguir representam exemplos do que foi produzido em estrutura metálica, no início da utilização desse tipo de sistema estrutural no Brasil.

EDIFÍCIO AVENIDA CENTRAL, RIO DE JANEIRO-RJ
ARQUITETO HENRIQUE E. MINDLIN

A construção do Edifício Avenida Central (FIG. 2.88), localizado em uma zona central da cidade do Rio de Janeiro, teve início em março de 1959. O prédio tem 112m de altura e 36 pavimentos, sendo um subsolo, três pavimentos de lojas, 31 pavimentos tipo e uma cobertura. Sua planta ocupa o equivalente a uma quadra trapezoidal, com acessos pela Avenida Rio Branco e pelo Largo da Carioca, no centro do Rio de Janeiro. Sua área total é de 4.159m^2 . Sua planta é a de um hexágono irregular alongado. Seu pavimento tipo possui área de 1.678m^2 . O prédio é servido por dezesseis elevadores.

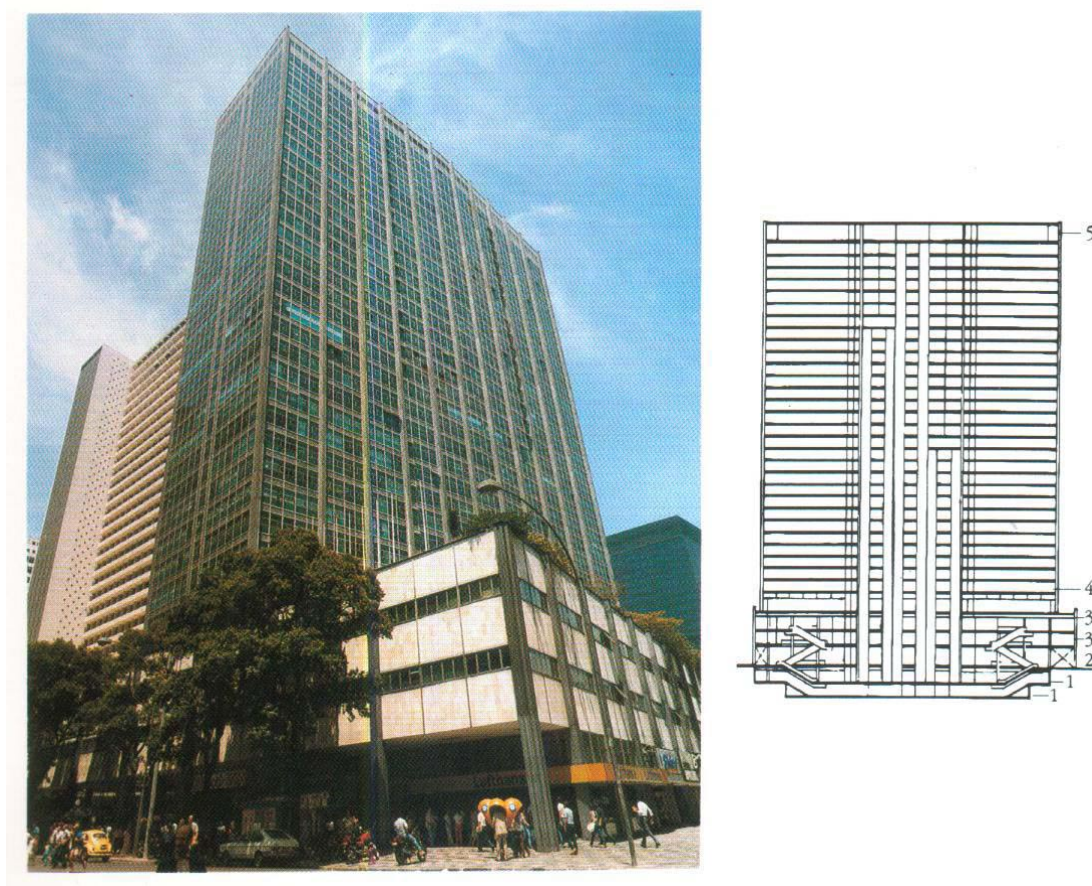


FIGURA 2.88 - Edifício Avenida Central (1961) – Rio de Janeiro-RJ
FONTE – Arquivo FEM apud DIAS, 1999.

O edifício é todo estruturado em aço, desde as suas fundações. É composto basicamente por pilares de seção “H”, formados pela composição de chapas e de perfis laminados “L” ou “U”. As seções tipo “I” são utilizadas, em sua maioria, nas vigas. As vigas, compostas de chapas, perfis “I” e “L”, formando uma seção tipo caixão, foram utilizadas no quarto pavimento (FIG. 2.89), onde acontece a transição entre os pavimentos de lojas e o início da torre, e no teto da segunda sobreloja. As fachadas são do tipo “cortina”, em esquadrias de alumínio e vidros antitêrmicos. A estabilidade vertical é feita por contraventamento nas paredes divisórias das salas e lojas, no sentido transversal. No sentido longitudinal, o contraventamento é feito no núcleo dos elevadores. A estrutura é toda protegida contra incêndio.

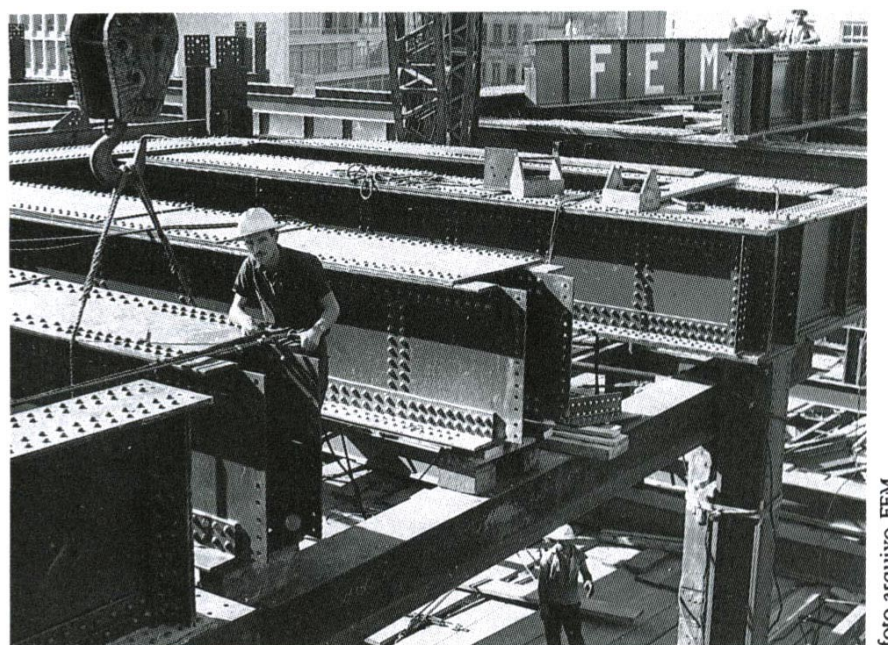


FIGURA 2.89 - Edifício Avenida Central: içamento e posicionamento das vigas de seção caixão no quarto pavimento
FONTE – Arquivo FEM apud DIAS, 1999.

EDIFÍCIO MONTEPIO DOS EMPREGADOS DO ESTADO, RIO DE JANEIRO-RJ
ARQUITETO AFFONSO EDUARDO REIDY

O Edifício Montepio (FIG. 2.90) foi construído para ser a sede do IPERJ, a instituição destinada a conceder pensão e benefícios de assistência social aos empregados do município do Rio de Janeiro. Com 24 pavimentos e 76,5m de altura, ocupa uma esquina de 700m² no centro do Rio de Janeiro. Seu subsolo é recuado das vias públicas, bem como seu pavimento térreo e sobreloja. O grande afastamento forma

um passeio coberto de 7m de largura, com galerias abertas ao longo das fachadas da Rua dos Andradas e da Avenida Presidente Vargas. Excetuados o subsolo, o pavimento térreo e a sobreloja, os outros 21 pavimentos têm área de 670m².

A fachada sul, voltada para a Avenida Presidente Vargas, é composta por esquadrias de alumínio e vidro. A fachada virada para oeste tem um quebra-sol em forma de grelha, em concreto, deslocado da fachada, onde estão localizados os brises verticais e horizontais formados por lâminas metálicas.

Os pilares das galerias, no térreo, são em perfis metálicos tipo “I”, revestidos. A estrutura não é modulada, as vigas são mistas, formadas por perfis “I”, em sua maioria. Os contraventamentos são em “X” e em “V”, na região dos painéis de alvenaria, nos fundos da edificação e na área dos elevadores. O prédio tem proteção contra incêndio.

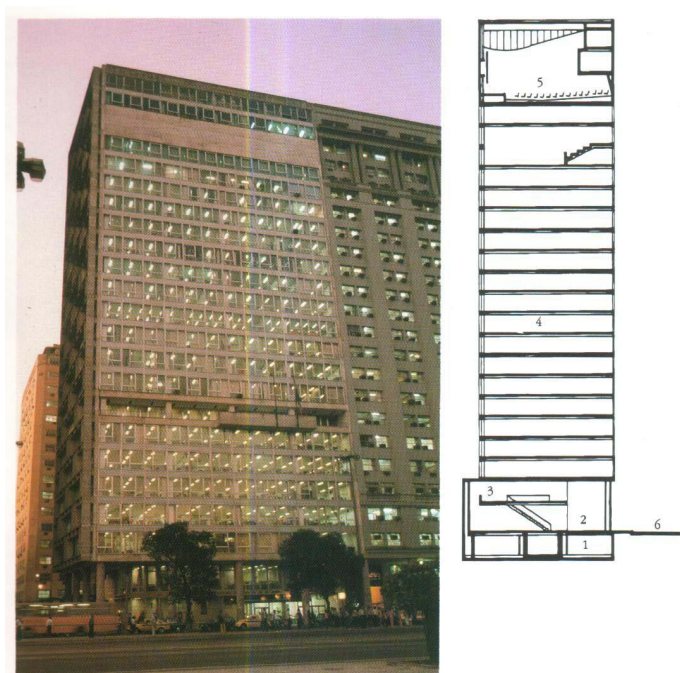


FIGURA 2.90 - Edifício Montepio (1965) – Rio de Janeiro-RJ
FONTE – Arquivo FEM apud DIAS, 1999.

EDIFÍCIO GARAGEM DA NOVA SEDE DO JOCKEY CLUBE BRASILEIRO, RIO DE JANEIRO-RJ
ARQUITETO LÚCIO COSTA

A maior obra em estrutura metálica, de Lúcio Costa, foi o edifício-garagem da nova sede do Jockey Clube Brasileiro, no Rio de Janeiro, localizado na Esplanada do

Castelo, na Avenida Nilo Peçanha. O edifício tem, além do térreo, 13 pavimentos tipo destinados a estacionamento, com capacidade para 750 veículos. Foi a primeira edificação do gênero construída no Rio de Janeiro (FIG. 2.91).

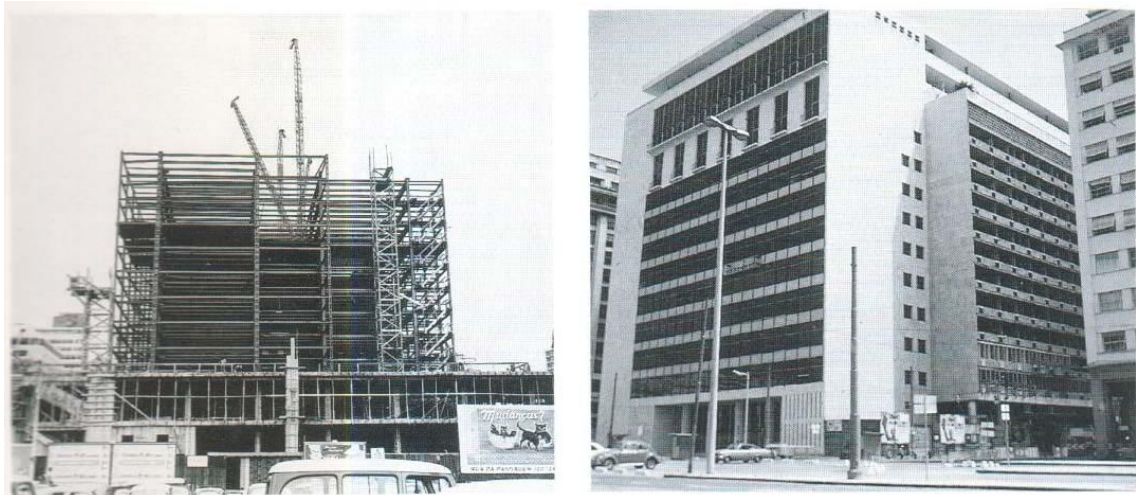


FIGURA 2.91 - Edifício-garagem da sede nova do Jockey Club – Rio de Janeiro-RJ
FONTE – Arquivo FEM apud DIAS, 1999.

BRASÍLIA PALACE HOTEL, BRASÍLIA-DF
ARQUITETO OSCAR NIEMEYER

Um dos primeiros projetos do arquiteto Oscar Niemeyer para a então recém-criada cidade de Brasília foi um hotel de turismo, em estrutura metálica. Inaugurado em junho de 1958, o Brasília Palace Hotel (FIG. 2.92) está localizado na região do Palácio da Alvorada, fora do Plano Piloto. Depois de dois incêndios provocados e de tentativas de recuperação, o edifício encontra-se desativado e em estado de abandono.

Seu prédio principal tem 203m de comprimento, 14m de altura e 12m de largura. O conjunto compreende três pavimentos sobre pilotis, pelos quais se distribuíam 126 apartamentos e nove suítes. O térreo apresentava um prolongamento com quatro amplas salas de estar, três salas especiais para conferências e uma boate.

A estrutura do Brasília Palace Hotel começou a ser fabricada em dezembro de 1956, em Volta Redonda-RJ, de onde foi transportada para Anápolis-Go, por trem, e de lá para Brasília, por via rodoviária. Sua montagem terminou em novembro de 1957.

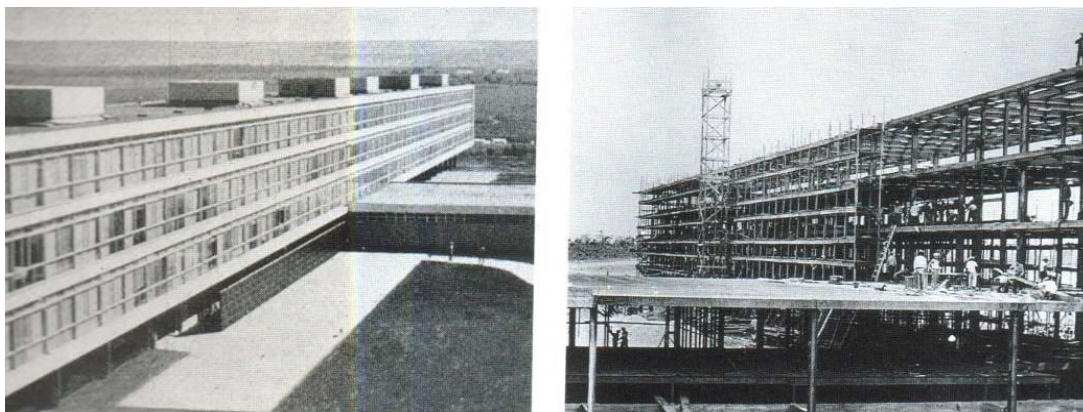


FIGURA 2.92 - Brasília Palace Hotel (1958) – Brasília-DF
FONTE – Arquivo FEM apud DIAS, 1999.

EDIFÍCIOS DO CONGRESSO E MINISTÉRIOS, BRASÍLIA-DF
ARQUITETO OSCAR NIEMEYER

As 15.000t de estruturas metálicas utilizadas na construção dos prédios dos Ministérios e do Anexo do Congresso Nacional foram fabricadas pela Bethlehem Steel, nos Estados Unidos. Desembarcadas no Porto do Rio de Janeiro, seguiram de trem até Anapólis-Go e de lá para Brasília por rodovia. A montagem foi executada por outra empresa, também norte-americana, especializada em fundações: a Reymond Pill, que se estabeleceu no Brasil como Construtora Planalto.

A mencionada construtora não se preocupou nem com o treinamento da mão-de-obra local, nem com o término da obra, abandonando, assim, seu trabalho, antes da inauguração da cidade. Entretanto, deixou as estruturas metálicas montadas, especialmente as de maior complexidade, como as do Edifício Anexo do Congresso Nacional, destinado aos escritórios das comissões e serviços da Câmara e do Senado, com 29 pavimentos (FIG. 2.93). Na Esplanada dos Ministérios, situados dos dois lados do Eixo Monumental, os 11 primeiros edifícios ministeriais, todos em estrutura metálica, foram assim dispostos: cinco no Setor Sul, à direita, no sentido Estação Rodoviária — Edifício do Congresso, e seis no Setor Norte.

Os edifícios dos Ministérios tiveram suas estruturas fabricadas pela empresa Di Stasio & Van Buren Engineers, dos Estados Unidos. Cada edificação tem, além do pavimento térreo, mais oito pavimentos tipo, compreendendo uma área de 16.000m² construídos, onde foram utilizadas 1.080t de estruturas metálicas.

Em 1958, com o intuito de acelerar o processo de construção dos Edifícios dos Ministérios (FIG. 2.94), duas empresas foram subcontratadas: a Sociedade de

Engenharia e Terraplanagem Alberto — Setal e a Montagens Industriais — Monag, ambas sediadas no Rio de Janeiro. Cada uma delas ficou responsável pela montagem de quatro edifícios. As estruturas foram, então, embarcadas dos Estados Unidos para o Brasil pela empresa norte-americana responsável.

As estruturas haviam sido marcadas peça a peça e pintadas com cores diferentes para facilitar o reconhecimento: sendo os edifícios iguais, fazia-se necessário distinguir as peças de cada edificação. Além disso, um plano de montagem acompanhava as estruturas. Todo esse trabalho de identificação se perdeu, porém, quando as peças foram descarregadas sem nenhum rigor e amontoadas, incidente que mostrou o grande despreparo e falta de conhecimento técnico do pessoal envolvido com a construção em estrutura metálica.

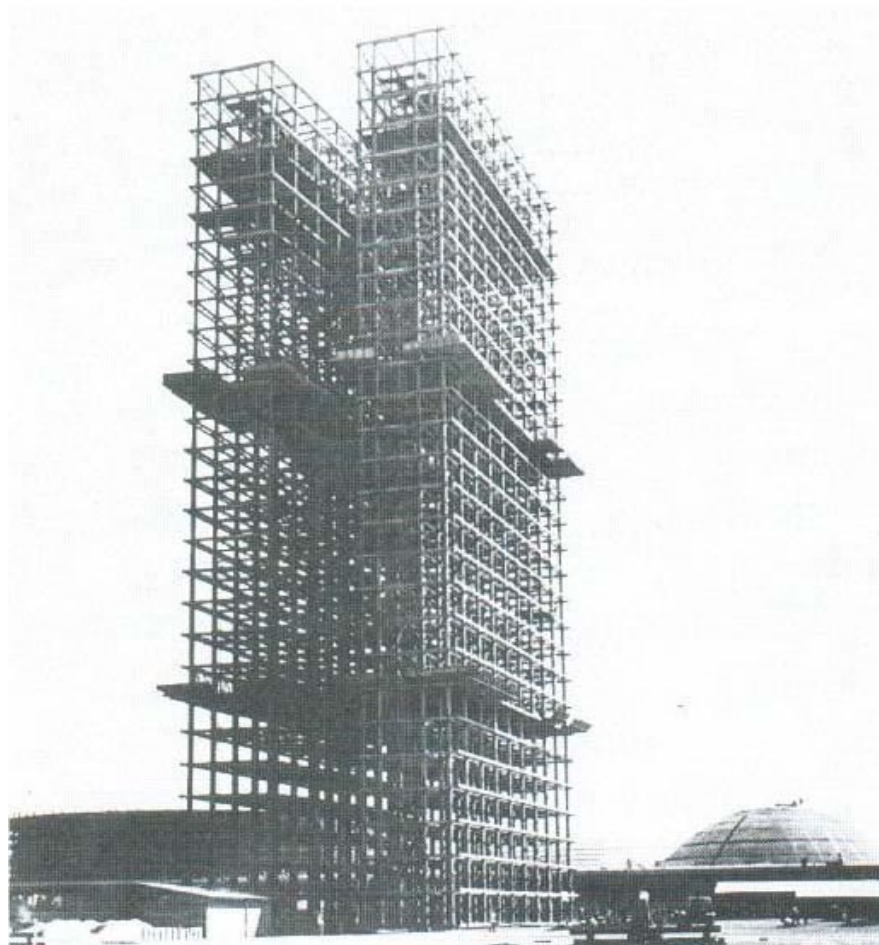


FIGURA 2.93 - Edifício Anexo do Congresso Nacional – Brasília-DF
FONTE – Arquivo Novacap apud DIAS, 1999.

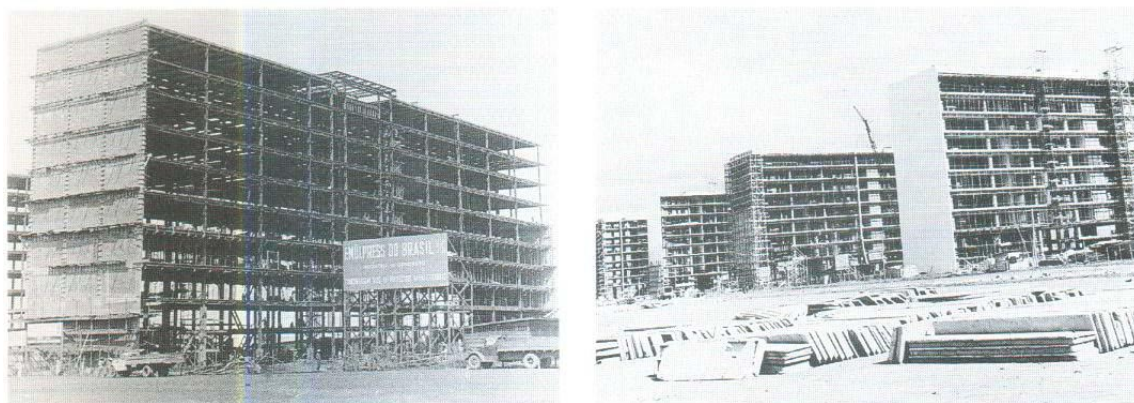


FIGURA 2.94 - Edifícios dos Ministérios – Brasília-DF
FONTE – Arquivo Novacap apud DIAS, 1999.

EDIFÍCIO PALÁCIO DO DESENVOLVIMENTO, BRASÍLIA-DF
ARQUITETO OSCAR NIEMEYER

O Palácio do Desenvolvimento (FIG. 2.95) é um edifício comercial de 23 pavimentos e 70m de altura, localizado no Setor Bancário Norte, em Brasília. A edificação é composta por um subsolo, o pavimento térreo, uma sobreloja de construção convencional e 20 pavimentos em estrutura metálica. O pavimento tipo, com planta retangular, tem 17m de largura por 70,4m de comprimento. Os caixilhos impõem uma modulação de 1,75m à estrutura. A circulação vertical é feita por meio de cinco elevadores e de caixa de escadas.

Na sua maior dimensão, o edifício tem fachada tipo “cortina”, com vidro e janelas tipo máximo ar. Essa fachada é marcada por 41 pilares externos, revestidos por chapas de aço dobradas e pintadas. Como está voltada para um lado de grande insolação, foram projetadas persianas verticais internas, do piso ao teto, junto às janelas, com dispositivo para acionamento. Logo abaixo do quarto pavimento, onde acontece a transição entre a estrutura de aço dos pavimentos superiores e as fundações, encontra-se a estrutura de concreto armado, constituída por quatro pilares de seção retangular, interligados por uma viga caixão, com projeção em balanço de 7,2m, nas duas extremidades. Da viga caixão saem, transversalmente, vigas simétricas, em balanço de 5,3m, de seção variável, a partir de 1,75m de altura, das extremidades para o centro, moduladas. Sobre elas, assentam-se 82 pilares em perfis “I”, que estruturam os 20 pavimentos acima. As vigas, em perfis laminados tipo “I”, têm, longitudinalmente, 7m de vão, o que exige que sejam travadas para diminuir o comprimento de flambagem,

devido ao carregamento advindo das vigas transversais. Entre a face superior da viga caixão e a face inferior da laje de piso do quarto pavimento, existe um espaço de 90cm, onde passam as vigas metálicas e onde se encontram as placas de base e as grelhas metálicas sobre as quais os pilares de aço se apóiam. Transversalmente, próximo a cada uma das extremidades, existe uma linha de contraventamento vertical. As lajes são de concreto moldado “in loco” e se apóiam sobre o vigamento metálico. Todas as ligações da estrutura são rebitadas, exceto os contraventamentos horizontais, que foram fixados com parafusos.



1. Pavimento térreo
2. Estrutura de transição de concreto armado
3. Pavimento tipo



FIGURA 2. 95 - Edifício Palácio do Desenvolvimento (1973) – Brasília-DF
FONTE – DIAS, 1999.

EDIFÍCIO SANTA CRUZ, PORTO ALEGRE-RS
ARQUITETO JAYME LUNA DOS SANTOS

Localizado no centro de Porto Alegre, em um terreno irregular, em meio a uma quadra com 2.300m² de área, o edifício Santa Cruz foi destinado a lojas e escritórios comerciais, sedes de dois bancos e apartamentos residenciais. Tem 33 pavimentos e 103 m de altura (FIG. 2.96).

É composto por dois blocos unificados, sendo um com a frente para a Rua dos Andradas e o outro para a Rua Sete de Setembro. Nas entradas pelas duas ruas, no térreo, encontram-se os corredores, o hall dos elevadores e as escadas de acesso aos escritórios e apartamentos, bem como o acesso às lojas e às duas agências bancárias. No primeiro subsolo, estão a tesouraria e a caixa-forte de um dos bancos, os sanitários, o transformador e os serviços gerais. No segundo subsolo, estão localizados os reservatórios de óleo e de água, as centrais de calor e de refrigeração, os geradores e compressores do ar condicionado.

Do segundo pavimento, correspondente ao bloco da rua dos Andradas, e do quinto, correspondente ao bloco da Rua Sete de Setembro, até o 24º pavimento, encontram-se distribuídas as 600 salas destinadas aos escritórios comerciais. No oitavo andar desse último bloco, há um auditório. Do 25º ao 31º pavimento de ambos os blocos, estão localizados os 28 apartamentos residenciais com dois ou três dormitórios. Na cobertura, separados pelos serviços gerais, ficam os terraços panorâmicos com frente para as duas ruas.



FIGURA 2.96 - Edifício Santa Cruz (1964) –
Porto Alegre-RS
FONTE – Arquivo J. L. Santos apud DIAS, 1999.

A edificação é atendida por 17 elevadores. As fachadas são escalonadas por imposição da legislação vigente na época de sua construção. As janelas são em caixilhos de alumínio e cristais importados, na cor fumê. A parede externa do auditório se projeta em balanço sobre a Rua Sete de Setembro.

A edificação é completamente estruturada em aço, desde as fundações, com placas de base e grelhas de apoio assentadas sobre sapatas de concreto armado, sobre as quais foram concretados os pilares de aço.

Em sua maioria, as vigas são constituídas por perfis laminados tipo “I”. Na montagem de campo, foram cravados rebites para a união das vigas aos pilares de seção “H”, que são formados pela composição de chapas e perfis. Foram também empregadas, mas em menor quantidade, vigas de alma cheia e vigas caixão, também compostas por chapas e perfis “L” e “U”, nos vigamentos do segundo, vigésimo quarto e trigésimo primeiro pavimentos. Lajes misuladas foram moldadas “in loco”. A estabilidade vertical do edifício, em ambos os sentidos, foi feita por contraventamentos. Todos os elementos da estrutura metálica estão protegidos contra incêndio.

A montagem foi executada em duas etapas, sendo a primeira de 4 de abril de 1960 a 20 de agosto de 1961 e a segunda de 25 de fevereiro de 1962 a 8 de março de 1963.

EDIFÍCIO GARAGEM AMÉRICA, SÃO PAULO-SP
ARQUITETO RINO LEVI

O Edifício Garagem América (FIG. 2.97) foi construído para ser uma garagem coletiva, em um terreno com 1.024m^2 , com frente para duas vias públicas. Sua entrada principal no pavimento térreo situa-se na Avenida 23 de Maio e sua saída, do outro lado, na Rua Riachuelo. Entre a entrada e a saída, existe um desnível de 17m de altura. A saída localiza-se, assim, à meia-altura do edifício.

Essa edificação foi a primeira garagem coletiva de múltiplos andares, em estrutura metálica, construída no país, na década de 1950. Tem 15 pavimentos com capacidade para 500 automóveis, sendo um subsolo com boxes de lavagem e lubrificação, o pavimento térreo com área para manobra e estacionamento provisório de 30 veículos, e 13 pavimentos mais uma cobertura, destinados ao estacionamento por manobristas, com uma média de 36 vagas por pavimento.

As fachadas junto às divisas laterais do terreno foram executadas como panos cegos, em alvenaria de tijolos maciços. Há alguns elementos vazados de concreto, na fachada da Rua Riachuelo. No lado voltado para a Avenida 23 de Maio, as estruturas metálicas ficaram expostas e foram pintadas de preto, o que não correspondia ao projeto original. A circulação vertical da edificação é feita por uma caixa de escada, dois elevadores para clientes e dois exclusivos para manobristas.

O processo de execução da edificação foi inverso ao convencional: de cima para baixo, por causa dos 17m de desnível do terreno entre uma rua e outra. As escavações e o escoramento utilizados para as fundações, na construção convencional, causariam impacto nas edificações vizinhas, por isso a estrutura metálica foi o sistema escolhido e o mais apropriado. As estacas foram cravadas em torno de quase todo o perímetro do terreno, espaçadas de 1,5m. Suas seções eram formadas por dois perfis laminados tipo “I”, soldados pelas abas em todo o comprimento. A cada grupo de três estacas consecutivas cravadas na mesma cota, chapas de ligação eram soldadas na cabeça delas para receber as vigas de transição, de seção caixão, compostas por perfis duplo “I”. As alturas variavam conforme o carregamento.

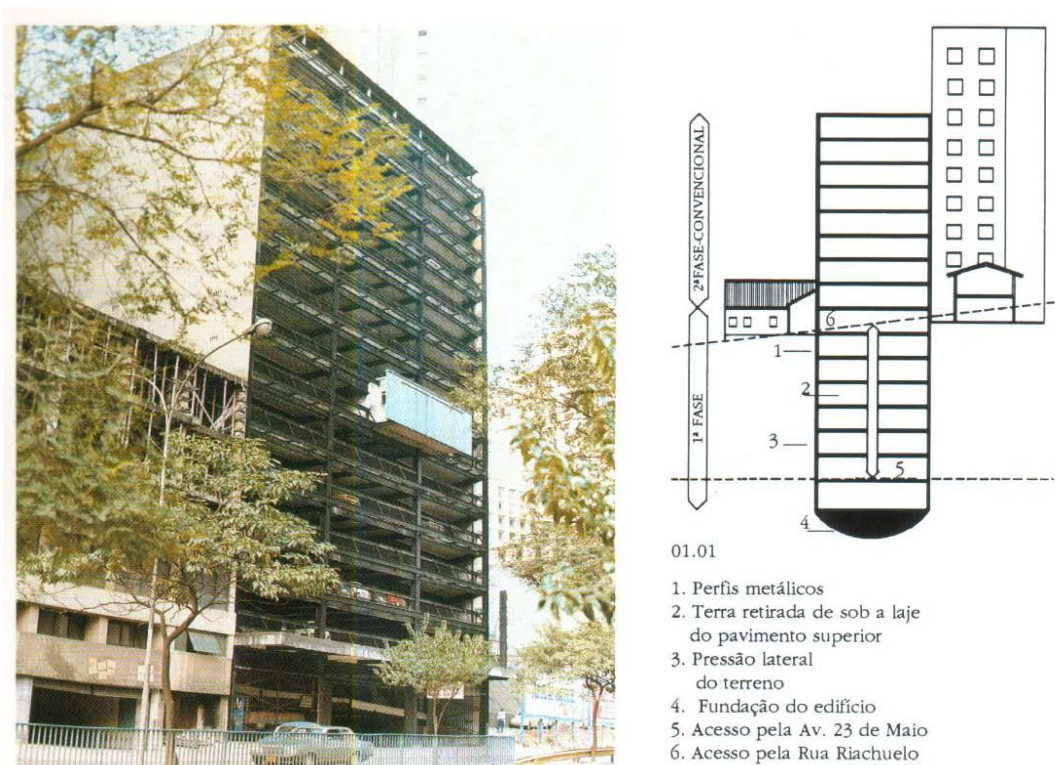


FIGURA 2.97 - Edifício Garagem América (1957) – São Paulo-SP
FONTE – Arquivo FEM apud DIAS, 1999.

Sobre as vigas do trecho reto do sétimo pavimento, correspondente ao nível de entrada pela Rua Riachuelo, apóiam-se outras vigas de transição (FIG. 2.98), também de seção caixão de duplo “I”, mistas, com vãos de 12,23m, que recebem os pilares principais, localizados junto às extremidades. As vigas dos outros pavimentos abaixo são ligadas às estacas por cantoneiras soldadas nas abas e nas almas dos perfis.

A construção iniciou-se pelo sétimo andar. A cada pavimento escavado, montava-se o vigamento para escorar o terreno, cravavam-se as estacas e, entre elas, fazia-se a concretagem para garantir a estabilidade do terreno. Levantava-se, em seguida, um novo pavimento. Era feito um andar para cima e, depois, um para baixo.



FIGURA 2.98 - Edifício Garagem América: montagem das vigas de transição seção caixão
FONTE – Arquivo FEM apud DIAS, 1999.

EDIFÍCIO PALÁCIO DO COMÉRCIO, SÃO PAULO-SP
ARQUITETO RINO LEVI

O Edifício Palácio do Comércio (FIG. 2.99) está localizado na cidade de São Paulo, ao lado do Teatro Municipal, nas esquinas das Ruas 24 de Maio e Conselheiro Crispiniano. Foi o primeiro edifício de andares múltiplos construído em estrutura metálica para fins comerciais, no Brasil.

Com 24 pavimentos e 73m de altura, é composto por um bloco inferior em forma de um quadrilátero irregular de 1.350m² de área, que ocupa todo o terreno, e por uma torre sobreposta, com três fachadas recuadas. O bloco inferior apresenta subsolos, térreo e três sobrelojas destinadas ao uso comercial ou à prestação de serviços. A torre parte da laje de cobertura da terceira sobreloja e foi planejada para abrigar escritórios. A

planta do pavimento tipo é um trapézio com 875m^2 de área, dividida em 15 salas com sanitários próprios.

A estrutura metálica do prédio consiste de colunas compostas por quatro perfis “L” laminados, chapa de alma e chapas de mesa e, em alguns casos, por dois perfis “U” interligados por chapas reforçadas na alma e por vigas, em sua maioria, de perfis “I” laminados. Toda a estrutura é rebitada, tanto as peças compostas na fábrica, quanto aquelas interligadas no processo de montagem. As lajes, em sua maioria contínuas, foram moldadas “in loco”, sobre treliças telescópicas apoiadas nas vigas.

Todo o prédio é protegido contra incêndio, com diferentes materiais. Todos os pavimentos possuem sistemas de cortina d’água contra incêndio, com acionamento manual, situados no ponto de encontro do hall dos elevadores com a circulação.

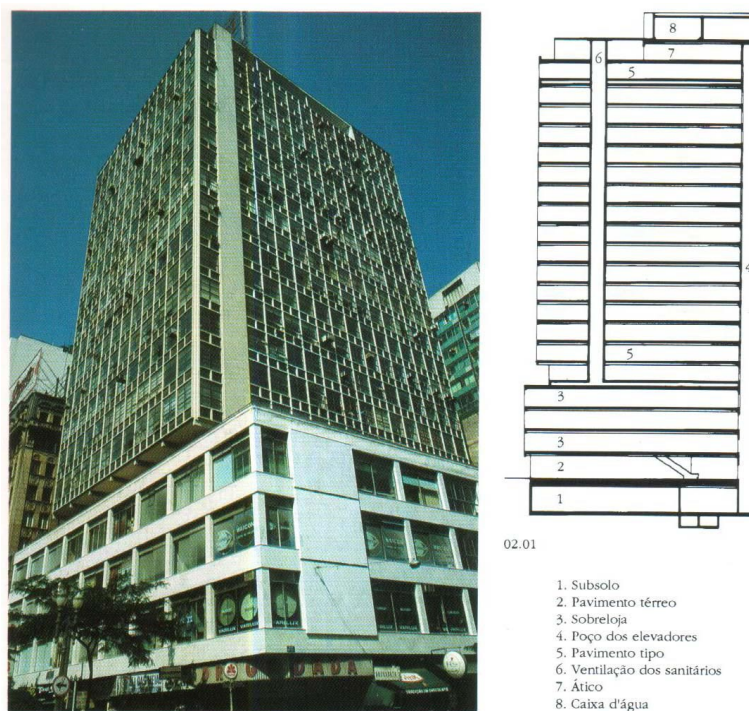


FIGURA 2.99 - Edifício Palácio do Comércio (1959) – São Paulo-SP
FONTE – DIAS, 1999.

A estrutura foi montada em 93 dias efetivos de trabalho, com o emprego de um guindaste americano “guy derrick” (FIG. 2.100). Nos tetos ímpares, foram feitas as cravações dos rebites para emenda de colunas e, nos tetos pares a emenda só é necessária para os vigamentos. Do 17º para o 18º pavimento, há uma emenda de pilar.

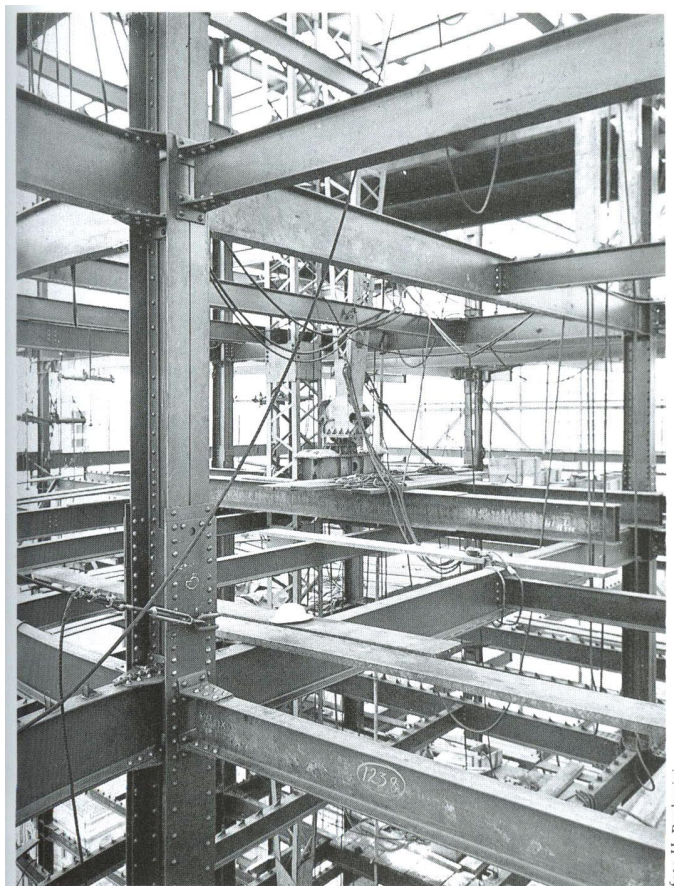


FIGURA 2.100 - Interior do Edifício Palácio do Comércio: montagem da estrutura metálica com o “guy derrick” no sétimo pavimento

FONTE – Foto H. Becherini apud DIAS, 1999.

CAPÍTULO 3

PERFIS TUBULARES

3.1 Produção atual no Brasil

Os perfis tubulares apresentam diversas vantagens construtivas. Podem ser usados em estruturas mistas, tendo suas seções preenchidas por concreto. O efeito do confinamento aumenta, consideravelmente, a eficiência do concreto e o desempenho da estrutura à compressão.

As seções tubulares são também mais eficazes em situação de incêndio, por apresentarem menor fator de massividade, de que resultam menores custos de proteção passiva, além de possuírem menor área exposta a ser recoberta pelos materiais de proteção. Quando os perfis tubulares são preenchidos com concreto, as exigências de proteção são menores e, em alguns casos, podem até ser dispensadas, como no caso do Edifício Galpão e Sede da AçoTubo (São Paulo), o que diminui o custo da obra.

É ainda importante lembrar que as seções fechadas, sejam circulares, quadradas ou retangulares (FIG. 3.1), apresentam boa resistência a esforços de compressão, tração, torção e solicitações combinadas, tais como flexo-torção e flexo-compressão. No caso da flexão, os perfis tubulares isolados podem apresentar desempenho inferior em relação a outros tipos de seção transversal, mas tal desvantagem pode ser eliminada através de sua utilização em seções compostas como as apresentadas na FIG. 3.2. Além disso, em muitos casos, o uso de seções tubulares propicia uma redução do consumo de aço estrutural.



FIGURA 3.1 - Tubos sem costura de seção circular, quadrada e retangular
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

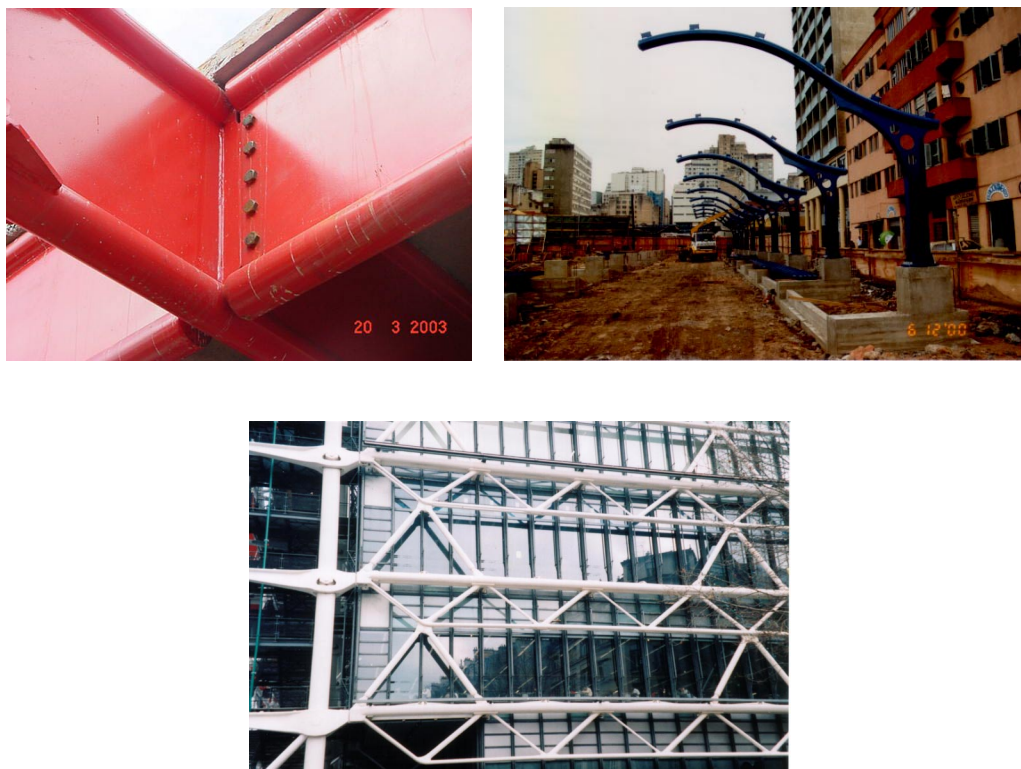


FIGURA 3.2 - Elementos compostos e/ou com seções especiais
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Apesar de suas vantagens construtivas, até o presente momento (2003), os perfis tubulares ainda são pouco utilizados para fins estruturais no Brasil, devido às limitações tanto dos equipamentos disponíveis para fabricação quanto dos conhecimentos técnicos por parte dos fabricantes, às deficiências de informação dos profissionais acerca dos produtos e da tecnologia de utilização, à ausência de normas nacionais específicas para perfis tubulares. Na verdade, ainda não se desenvolveu no país uma cultura de uso de perfis tubulares.

Os problemas mencionados vêm sendo solucionados gradativamente, à medida que estão sendo produzidos no mercado perfis específicos para a construção civil, o que, por sua vez, propicia a evolução tecnológica tanto dos fabricantes de estruturas quanto da engenharia nacional e o surgimento de maneiras inovadoras de construir e solucionar problemas.

Neste capítulo, serão abordados os perfis tubulares com seção circular laminados a quente ou conformados e soldados, e os de seção quadrada ou retangular provenientes dos tubos circulares anteriormente mencionados e conformados a frio, com especial destaque para os perfis sem costura.

No Brasil, a principal fabricante de perfis sem costura é a Vallourec & Mannesmann do Brasil — VMB, fundada em 1952, cuja produção inicial, composta por tubos de aço sem costura, de seção transversal circular, destinava-se à indústria petrolífera, sendo posteriormente utilizada nas indústrias automobilística, petroquímica, mecânica e naval. A partir do ano 2000, a empresa iniciou ações, visando à utilização de perfis tubulares não somente na infra-estrutura de obras civis (estaqueamento de fundações, pontes, postes, torres de transmissão, plataformas *offshore*), mas também no sistema estrutural de edificações. Desenvolveu, assim, dentro de sua usina no Brasil, uma linha de perfis destinados à construção civil. Além dos perfis com seção transversal circular, foram também desenvolvidos os de seção quadrada e retangular, obtidos a partir da conformação mecânica a frio dos perfis tubulares de seção transversal circular.

No ano de 2003, o preço praticado no mercado para a comercialização dos perfis tubulares é da mesma ordem de grandeza que os encontrados para os demais perfis de seções abertas, soldados ou laminados.

A tecnologia atualmente utilizada na VMB para a produção dos perfis tubulares estruturais de aço, sem costura, é o processo de laminação a quente de um bloco maciço de seção circular, que é perfurado por um mandril e resfriado até a temperatura ambiente (FIG. 3.3 e 3.4). Os tubos produzidos por esse processo apresentam distribuição uniforme de massa em torno de seu eixo central e baixo nível de tensões residuais, sendo essa última característica responsável por distingui-los dos tubos de aço com costura, produzidos a partir de chapas de aço calandradas e costuradas (soldadas).



FIGURA 3.3 - Aciaria e laminação da VMB – Belo Horizonte-MG

FONTE – CATÁLOGO VMB, 2000.

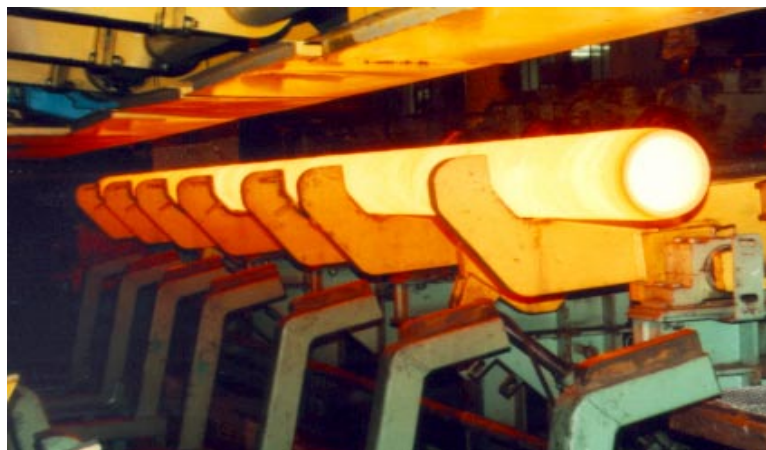


FIGURA 3.4 - Processo de laminação a quente dos tubos sem costura
 FONTE – CATÁLOGO VMB, 2000.

Na VMB, adotou-se a designação apresentada na TAB. 3.1, na qual a sigla VMB precede os números 250, 300 ou 350, que representam o limite de escoamento do aço. Nos aços patináveis, aparece a designação “cor”. Essa designação é uma nomenclatura comercial e foi criada especialmente para os aços estruturais resistentes à corrosão atmosférica. Os aços estruturais produzidos são equivalentes aos aços produzidos para chapas e outros perfis laminados, no tocante às suas propriedades mecânicas, tais como limite de escoamento, limite de resistência à tração, alongamento, etc., mas a nomenclatura adotada é diferente da normalmente usada para a designação das chapas planas de aço.

TABELA 3.1

Aços usados na fabricação dos tubos sem costura e suas propriedades mecânicas

PROPRIEDADES MECÂNICAS				
Aços Estruturais Especificações	Limite de Escoamento (fy) (MPa)	Limite de resistência à tração (fu) (MPa)	Alongamento	
			Lo(mm)	(%)mínima
VMB 250	≥ 250	≥ 400	50	23
VMB 300	≥ 300	≥ 415	50	21
VMB 350	≥ 350	≥ 485	50	20
Patináveis – Aços resistentes à corrosão atmosférica superior – índice ASTM G101 ≥ 6.0				
VMB 250 _{cor}	≥ 250	≥ 400	50	23
VMB 300 _{cor}	≥ 300	≥ 415	50	21
VMB 350 _{cor}	≥ 350	≥ 485	50	20

FONTE – CATÁLOGO VMB, 2000.

O mercado dispõe de tubos produzidos pela VMB com diâmetros de 26,7mm a 355,6mm e espessuras de parede de 2,30mm a 38,00mm.

A linha de tubos produzida no Brasil pode ser complementada por produtos da Europa, onde, além de tubos de seção circular, há produção de tubos quadrados e retangulares sem costura, conformados a quente, que variam de 40mm x 40mm a 400mm x 400mm, e de 50mm x 30mm a 500mm x 300mm, respectivamente.

No Brasil, desde 2003, os perfis de seção quadrada e retangular já estão sendo produzidos por conformação a frio por meio de um equipamento denominado quadradora (FIG. 3.5) e do sistema perfilador conhecido como cabeça-turca (FIG. 3.6). O processo que dá origem aos tubos de seção quadrada e retangular é um processo secundário na linha de produção. Usam-se como “matéria-prima” tubos de seção transversal circular, produzidos por laminação a quente, que são, então, conformados a frio como perfis de seção quadrada ou retangular. As dimensões vão de 50mm x 50mm a 290mm x 290mm para os tubos quadrados e de 60mm x 40mm a 360mm x 210mm para os de seção retangular.



FIGURA 3.5 - Quadradora de tubos – VMB, Belo Horizonte-MG
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

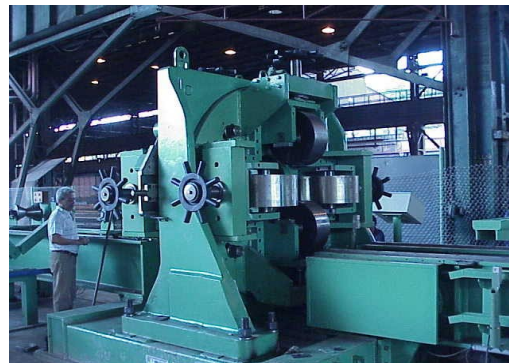
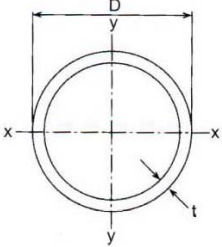
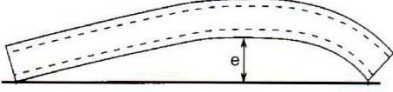


FIGURA 3.6 - Sistema perfilador cabeça-turca – VMB, Belo Horizonte-MG
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

As tolerâncias dimensionais dos tubos obedecem às prescrições das normas “Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing” (ASTM A501, 1999) e “Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes” (ASTM A500, 1999). A única exceção é a tolerância dimensional para as espessuras das paredes. A ASTM A500 especifica que a espessura mínima da parede de um tubo, medida em qualquer ponto, não deve ser menor que 10% do valor nominal especificado para espessura de parede. Entretanto, para os tubos produzidos no Brasil pela VMB, estabeleceu-se esse valor em até 12,5%. Já a tolerância para o peso especificado deverá situar-se entre -3,5% e +10%.

A TAB.3.2 descreve os limites recomendados para os tubos de seção circular.

TABELA 3.2
Tolerâncias dimensionais para tubos de seção circular

<p>Diâmetro Externo (D)</p> <p>$D \leq 48,3 \text{ mm}$: -0,4 mm a +0,8 mm</p> <p>$D \geq 60,3 \text{ mm}$: $\pm 1\%$</p>	
<p>Retilidade (e)</p> <p>$e \leq 2,08 \text{ mm/m}$</p>	

FONTE - CATÁLOGO VMB, 2000.

Os tubos com costura são, em sua maioria, fabricados a partir de chapas planas produzidas de acordo com as normas ASTM A36, A501, A572, etc., e suas especificações técnicas normalmente seguem as dos tubos sem costura, inclusive no que diz respeito às dimensões (por exemplo: tubo com diâmetro de 50,8mm, espessura de parede de 2,79mm — aço A36, ou SAC 41), não havendo, assim, diferenças significativas a serem comentadas.

Existem limitações na fabricação dos tubos com costura, especialmente os de parede grossa, devido à maior dificuldade de conformação. O processo de soldagem pode ser um ponto fraco da produção e, portanto, deve merecer atenção. Outro problema freqüente na fabricação de estruturas tubulares de seção transversal circular são as imperfeições da seção transversal dos tubos com costura, que em alguns casos se

assemelham às seções elípticas ou mesmo ovais. Tal imperfeição, advinda do processo de fabricação do tubo, introduz uma dificuldade extra ao processo de emenda de topo entre tubos, onde as seções transversais dos tubos a serem ligados devem ser coincidentes.

3.2 Comportamento estrutural

Há vários critérios de classificação de estruturas metálicas tubulares, um dos quais é a natureza dos esforços que as solicitam. De um modo geral, elas podem ser classificadas em estruturas submetidas a tração ou compressão, estruturas sujeitas a flexão ou, ainda, estruturas de superfície (WEST, 1993).

Freqüentemente, entretanto, em uma mesma estrutura, estão presentes elementos submetidos a solicitações de natureza diferente. Por essa razão, após a descrição geral do comportamento estrutural dos elementos submetidos a um só tipo de esforço, faz-se a descrição do comportamento estrutural dos elementos submetidos a tensões combinadas.

3.2.1 Elementos tracionados

Uma barra prismática sob a ação de duas forças iguais e opostas, atuando segundo o eixo que passa pelo centro de gravidade da seção transversal estará tracionada quando essas forças estão dirigidas para fora da barra (FIG. 3.7). Caso contrário, diz-se que a barra é comprimida.

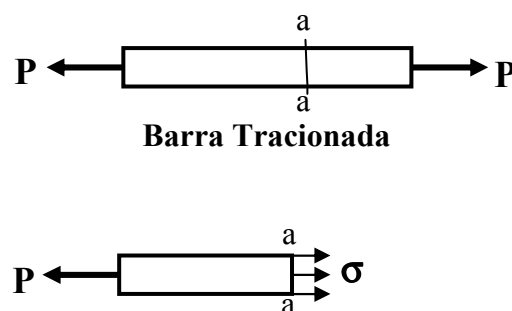


FIGURA 3.7 - Barra submetida a esforço axial

Sob a ação das forças externas originam-se esforços internos no interior da barra. Imaginando-se que a barra seja cortada em uma seção transversal qualquer (a-a),

diferente das proximidades das extremidades e se, se supõe, removida a parte do corpo situado, por exemplo, do lado direito do corte, para que não se altere o equilíbrio, o esforço interno deve ser equivalente e também axial de intensidade P , porém com sentido contrário (FIG. 3.7). A distribuição do esforço na seção transversal pode ser considerada uniforme ao longo de todos os pontos dessa seção (σ). Quando isto acontece, como no caso do exemplo em questão, a este esforço, que atua em cada ponto da seção transversal, a esse esforço atuante dá-se o nome de tensão normal.

As peças tracionadas, normalmente conhecidas como pendurais, apresentam alta eficiência de desempenho, uma vez que a distribuição de tensões (força/área) é considerada uniforme em todos os pontos da seção transversal dos elementos. Dessa forma, a capacidade de resistência dos elementos tracionados depende da área da seção transversal, do limite de escoamento do aço e de suas ligações.

Devido à uniforme distribuição de material em relação ao eixo longitudinal, os perfis tubulares circulares apresentam a mesma inércia, independentemente do eixo considerado. Assim, sua utilização como elementos tracionados será vantajosa em relação a outros tipos de perfis, considerando-se a mesma área da seção transversal.

Denomina-se índice de esbeltez λ de uma barra como sendo a relação entre o comprimento destravado da barra (comprimento passível de deslocamento lateral) pelo raio de giração mínimo de sua seção transversal $\lambda = \frac{\ell}{r_{\min}}$. Para os casos de barras de seção transversal tubular circular, o raio de giração é constante para quaisquer eixos considerados. Barras que possuam valores elevados do índice de esbeltez são barras mais susceptíveis aos fenômenos de instabilidade lateral ou mesmo vibração.

Os elementos tracionados devem apresentar uma esbeltez mínima, $\frac{\ell_t}{r} \leq 240$ para as barras principais e $\frac{\ell_t}{r} \leq 300$ para as barras secundárias, para prevenir problemas de vibração excessiva. Para que isso seja conseguido, é necessário que as seções transversais apresentem raio de giração que atenda à limitação de esbeltez mencionada. O fenômeno da tração ocorre com maior frequência em peças componentes de elementos principais, tais como banzos e diagonais de treliças, barras de contraventamentos horizontais (FIG. 3.8) e verticais (FIG. 3.9).



FIGURA 3.8 - Contraventamento vertical em "X"
FONTE – ARAÚJO, 1994.



FIGURA 3.9 - Contraventamento horizontal
FONTE – KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT, 1994.

3.2.2 Elementos comprimidos

A solicitação de compressão pode ocorrer em diversos elementos estruturais, tais como nos pilares, banzos, diagonais e montantes de vigas treliçadas, contraventamentos, etc.

Os pilares são elementos geralmente verticais de uma estrutura, submetidos a esforços de compressão simples ou a esforços combinados (flexão e compressão ou tração). As vigas são os elementos normalmente horizontais que formam a malha responsável pela transmissão das cargas das lajes para os pilares da estrutura. Além das cargas das vigas, os pilares conduzem as cargas provenientes de outros elementos estruturais (por exemplo, os contraventamentos) às fundações. Para que os pilares estejam sujeitos apenas à compressão, os esforços transmitidos pelas vigas ou outros elementos estruturais deverão ser aplicados no centro de gravidade da seção transversal do pilar.

Independentemente da função estrutural do elemento, a solicitação de compressão, analisada isoladamente, poderá conduzir a três modos de colapso: escoamento da seção bruta, flambagem global do elemento e flambagem local.

O primeiro modo de colapso está intimamente ligado à área da seção transversal. Em outras palavras, a capacidade de resistência de um elemento comprimido, em termos de escoamento da seção bruta, está ligada apenas à área da seção transversal e ao limite de escoamento do aço, ou seja, a sua resistência é dada pelo produto da área de sua seção transversal pelo seu limite de escoamento. Enquanto a solicitação de tração é considerada estabilizante, a de compressão pode provocar a flambagem global ou local do elemento comprimido, o que limita a sua resistência de cálculo a valores inferiores àqueles obtidos apenas pela consideração de escoamento da seção bruta.

Considerando-se uma barra prismática, axialmente carregada, apresentada na FIG. 3.10, tem-se: para pequenos valores de P , esta forma reta, de equilíbrio, é estável, tal como ocorre na barra axialmente tracionada. Se se aumenta o valor da carga P , pode-se atingir uma situação para a qual essa forma reta, de equilíbrio, deixa de ser estável. Como as formas de equilíbrio instável não se mantêm, na natureza, a barra se encurva e adquire então, uma outra forma de equilíbrio estável. A carga axial que corresponde à passagem daquela, para esta outra forma de equilíbrio recebe o nome de carga crítica ou carga de flambagem. Ao fenômeno da passagem de uma para a outra

forma de equilíbrio, dá-se o nome de flambagem (JÚNIOR, 1966). É o que ocorre também, por exemplo, com uma régua, quando aplicamos um esforço axial de compressão (FIG. 3.11). A FIG. 3.12 mostra exemplos de perfis tubulares submetidos aos esforços de compressão.

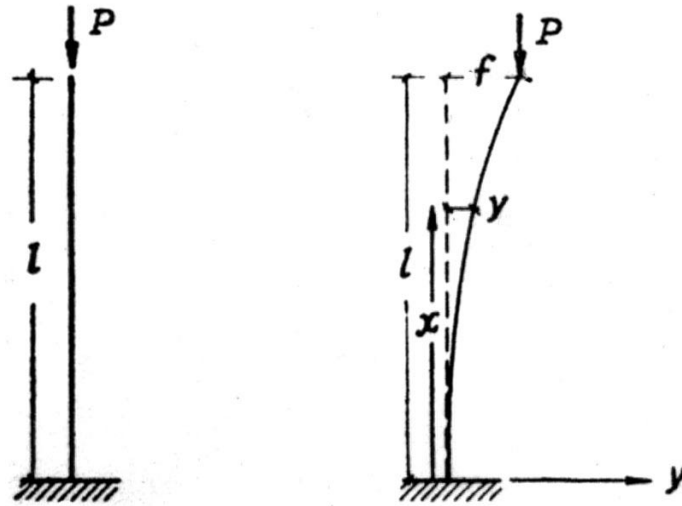


FIGURA 3.10 - Fenômeno da flambagem
FONTE – JÚNIOR, 1966.



FIGURA 3.11 - Perda de estabilidade de uma barra reta solicitada a compressão
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.



FIGURA 3.12 - Perfis tubulares submetidos a compressão: (a) pilar; (b) barra de contraventamento em “K”

FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

A carga crítica de flambagem P_{cr} depende das condições de extremidade, do comprimento destravado da barra comprimida, da geometria da seção transversal e do módulo de elasticidade longitudinal do aço $P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k\ell)^2}$.

No que diz respeito à determinação do comprimento efetivo de flambagem dos elementos comprimidos, a NBR 8800/86 (ABNT, 1986) em seus anexos H e I estabelece os valores do fator de correção do comprimento real (k), de acordo com as condições de vinculação das extremidades da barra, obtendo-se assim o valor do referido comprimento efetivo de flambagem.

Para cargas atuando no centro de gravidade da seção transversal, a flambagem ocorre, preferencialmente, segundo a direção de menor inércia da seção transversal do elemento comprimido sendo, portanto, vantajosa a utilização de perfis tubulares, devido à sua inércia constante em relação a qualquer dos eixos principais da seção transversal.

A flambagem local pode ocorrer em seções transversais que possuam uma grande relação diâmetro/espessura (D/t) para seções circulares, ou largura/espessura (b/t) para seções quadradas ou retangulares, cujos valores limites são apresentados na TAB. 3.3 (segundo NBR 8800/86 a formulação apresentada é aplicável a perfis com costura e os valores aqui apresentados foram calculados para os tubos produzidos pela VMB com seus respectivos aços), correspondentes às seções classe 3 (seções compostas por elementos que, no regime elástico, não sofrem flambagem local por compressão, podendo, entretanto, sofrer flambagem inelástica) pela NBR 8800/86 (ABNT, 1986).

Relações superiores às da classe 3 $\left[\left(\frac{D}{t} \right)_{\max} = 0,11 \frac{E}{f_y} \right]$ para seções circulares e

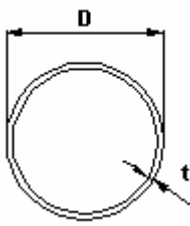
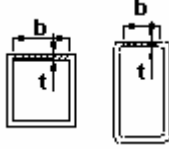
$\left[\left(\frac{b}{t} \right)_{\max} = 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right]$ para seções quadradas e retangulares caracterizam seções sujeitas

a instabilidade local e são dimensionadas de acordo com as prescrições do “Anexo E – Elementos Esbeltos Comprimidos” – NBR 8800/86, exceto para as seções transversais circulares para as quais o referido anexo não é aplicável. É necessário observar que, para os perfis tubulares quadrados e retangulares, a largura “b” a ser considerada para o cálculo é $(b = B - 2 \cdot r_{\text{int}} - 2 \cdot t)$, onde:

- $b \rightarrow$ largura a ser considerada para o cálculo
- $B \rightarrow$ dimensão externa do tubo – largura ou altura analisada
- $r_{\text{int}} \rightarrow$ raio interno de canto dos perfis quadrados e/ou retangulares
- $t \rightarrow$ espessura da parede do tubo

TABELA 3.3

Valores limite das relações diâmetro/espessura e largura/espessura

Seção transversal	f_y (MPa)		
	250	300	350
	90	75	64
	40	36	33

Os tubos de seção transversal circular produzidos pela VMB são da classe 1 ou 2, mesmo para os aços com limite de escoamento de 350MPa (possuem relações ainda mais restritas que as da classe 3) e, portanto, não estão sujeitos a instabilidade local, sendo possível seu dimensionamento pela referida norma, por não serem esbeltos.

O fenômeno da flambagem ocorrerá sempre na direção de menor rigidez da seção ou na direção de maior esbeltez do pilar. O aço é um material de elevada resistência à compressão, mas peças ou elementos muito delgados são mais susceptíveis à flambagem.

Nos contraventamentos em “X”, algumas barras são solicitadas à tração e outras à compressão, podendo ocorrer a alternância dessas solicitações em uma mesma barra, dependendo do sentido das ações. Entretanto, na prática de dimensionamento desse tipo de sistema estrutural, é usual desconsiderar diagonais comprimidas para uma dada situação de carregamento, analisando-se o comportamento do sistema composto apenas pelas diagonais tracionadas. No caso de inversão do sentido do carregamento, as diagonais anteriormente comprimidas passam a ser tracionadas.

3.2.3 Elementos submetidos a flexão

Na flexão, no regime elástico, admite-se a hipótese de que as seções transversais planas sofram rotação em torno do eixo de flexão, permanecendo planas. Assim, como mostrado na FIG. 3.13, a seção transversal ficará solicitada a tensões normais, de tração em alguns pontos e de compressão em outros, com variação linear ao longo da direção perpendicular ao eixo de flexão.

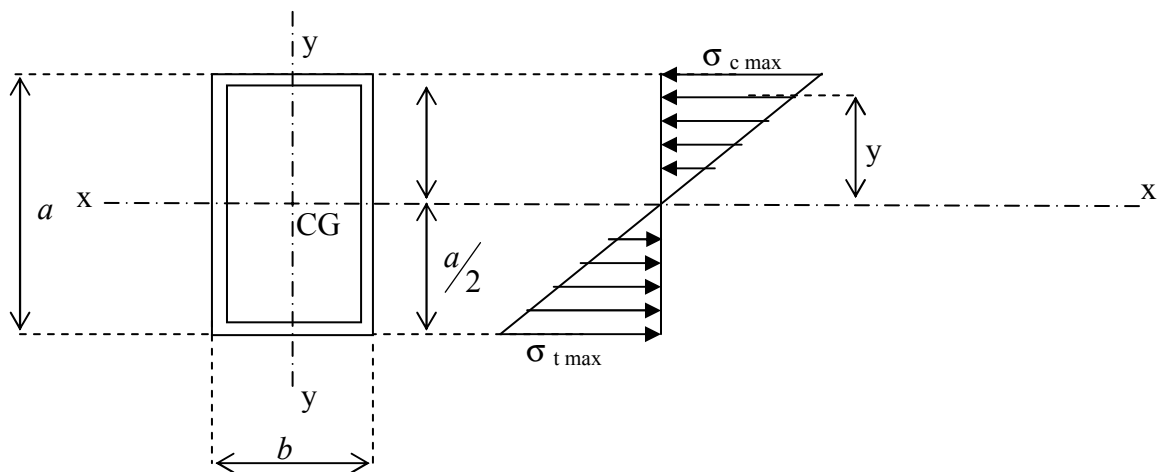


FIGURA 3.13 - Tensões normais devidas a flexão

Devido a essa hipótese, pode-se calcular a tensão normal em qualquer ponto da seção transversal, bastando que seja conhecida a distância desse ponto ao eixo de flexão e o momento de inércia da seção, em relação a esse eixo $\left(\sigma = \frac{M}{I} \cdot y\right)$. Portanto, as tensões serão máximas nos pontos mais afastados do eixo de flexão, mas, por outro lado, para uma dada solicitação de flexão, as tensões serão tanto menores quanto maior for o momento de inércia da seção transversal. Conclui-se, então, que a distribuição mais favorável na seção transversal de um elemento submetido a flexão é aquela em que a maior parcela de material esteja situada o mais longe possível do mencionado eixo.

Esta situação não é muito favorável aos perfis tubulares em comparação com os perfis do tipo “I”, embora um outro importante fator deva ser considerado, referente à possibilidade de ocorrer colapso devido à flambagem local da alma (FLA), à flambagem local da mesa comprimida (FLM) e à flambagem lateral com torção (FLT), no caso de perfis de seção aberta submetidos a flexão.

Devido à geometria da seção transversal dos perfis tubulares circulares, apenas a flambagem local da mesa comprimida – mais adequadamente designada por flambagem local da parede do tubo –, deve ser analisada em termos de sua resistência à flexão (uma vez que a flambagem lateral com torção ocorre no sentido da menor inércia, sendo essa constante em relação a quaisquer eixos principais das seções tubulares circulares). Assim, a NBR 8800/86 (ABNT, 1986), para valores da relação D/t inferiores ao limite estabelecido para elementos comprimidos, estabelece as condições para determinação da resistência à flexão de perfis tubulares com seção circular, não fazendo menção explícita aos perfis com seção transversal quadrada ou retangular.

Para as seções sujeitas aos esforços de flexão (Momento Fletor) o limite máximo para a relação D/t é dado pela expressão $\frac{D}{t} \leq 0,087 \left(\frac{E}{f_y} \right)$. Para as seções sujeitas aos esforços de Força Normal e Momento Fletor, o valor máximo é: $\frac{D}{t} \leq 0,064 \left(\frac{E}{f_y} \right)$ (TAB.3.4).

TABELA 3.4

Valores limite das relações diâmetro/espessura para os aços VMB

Aços VMB	Valores limites das relações largura/espessura (D/t)max		
	Tipo de solicitação à qual a seção está submetida		
	N Força Normal	M Momento Fletor	M e N Momento Fletor e Força Normal
	Classe 3 $\frac{D}{t} \leq 0,11 \times \frac{E}{f_y}$	Classe 2 $\frac{D}{t} \leq 0,087 \times \frac{E}{f_y}$	Classe 1 $\frac{D}{t} \leq 0,064 \times \frac{E}{f_y}$
VMB250 ou VMB250cor	90	71	52
VMB300 ou VMB300cor	75	59	44
VMB350 ou VMB350cor	64	51	37

FONTE – NBR 8800/86 (ABNT, 1986. Adaptação).

Para os tubos de seção transversal quadrada ou retangular, tais limites são os apresentados no quadro a seguir (TAB.3.5).

TABELA 3.5
Valores limite das relações largura/espessura para os aços VMB

Aços VMB	Valores limites das relações largura/espessura (b/t)max		
	Tipo de solicitação à qual a seção está submetida		
	N Força Normal Classe 3 $\frac{b}{t} \leq 1,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	M Momento Fletor Classe 2 $\frac{b}{t} \leq 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	M e N Momento Fletor e Força Normal Classe 1 $\frac{b}{t} \leq 0,94 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
VMB250 ou VMB250cor	40	32	27
VMB300 ou VMB300cor	36	29	25
VMB350 ou VMB350cor	33	27	23

FONTE – NBR 8800/86 (ABNT, 1986. Adaptação).







3.2.4 Elementos submetidos a torção

Devido a solicitações de torção, duas seções transversais, paralelas e adjacentes, de elementos estruturais sofrem rotação relativa, sendo submetidas a tensões de cisalhamento. No caso dos perfis tubulares quadrados ou retangulares, pode ocorrer ainda o empenamento das seções transversais, ocasionando tensões normais (tração e compressão), cuja interação deve ser analisada na determinação da resistência.

Os perfis tubulares, em especial os de seção circular, apresentam grande eficiência, comparativamente com os perfis de seção transversal aberta, quanto à capacidade de resistência à torção, embora, na prática, sejam adotadas soluções de projeto destinadas a evitar a ocorrência desse tipo de solicitação.

A TAB.3.6 (WARDENIER, 2000) apresenta uma comparação entre os momentos de inércia à torção, I_t , para seções transversais abertas e tubulares com, aproximadamente, o mesmo consumo de material, observando-se que para a seção tubular circular podem atingir valores superiores a 200 vezes o relativo a seções abertas.

TABELA 3.6
Comparação dos momentos de inércia a torção (I_t)
para seções transversais abertas e tubulares

Seção	Massa (Kg/m)	Momento de inércia à torção I_t (10^4 mm^4)
 UNP 200	25.3	11.9
 INP 200	26.2	13.5
 HEB 120	26.7	13.8
 HEA 140	24.7	8.1
 140 x 140 x 6	24.9	1475
 168.3 x 6	24.0	2017

FONTE – WARDENIER, 2000.

3.2.5 Elementos submetidos a tensões combinadas

As barras de estruturas estão sujeitas a tensões combinadas quando mais de um tipo de esforço solicitante atua em sua seção transversal. Como exemplo podem ser citadas as cargas aplicadas de forma excêntrica (normalmente devido às excentricidades das ligações) nos pilares, provocando, pelo efeito dessa excentricidade, esforços de flexão, além dos esforços de compressão. Outro exemplo de barras sujeitas a tensões combinadas, em pilares, é ação de cargas horizontais nos mesmos (tais como ação do

vento em fachadas, frenagem de veículos ou pontes rolantes em vigas de rolamento, etc.), as quais introduzem esforços de flexão nas barras comprimidas.

Como exemplo de tal situação podem ser citados os pilares de fachada de edificações, os quais recebem predominantemente esforços normais, porém recebem também ações horizontais provenientes das cargas de vento que atuam nas fachadas, provocando flexão nessas peças (FIG. 3.14a). Outro exemplo é a excentricidade nas ligações de vigas com pilares (FIG. 3.14b), ou de uma forma geral, as excentricidades de ligações, as quais podem introduzir momentos não previstos nas peças ligadas.

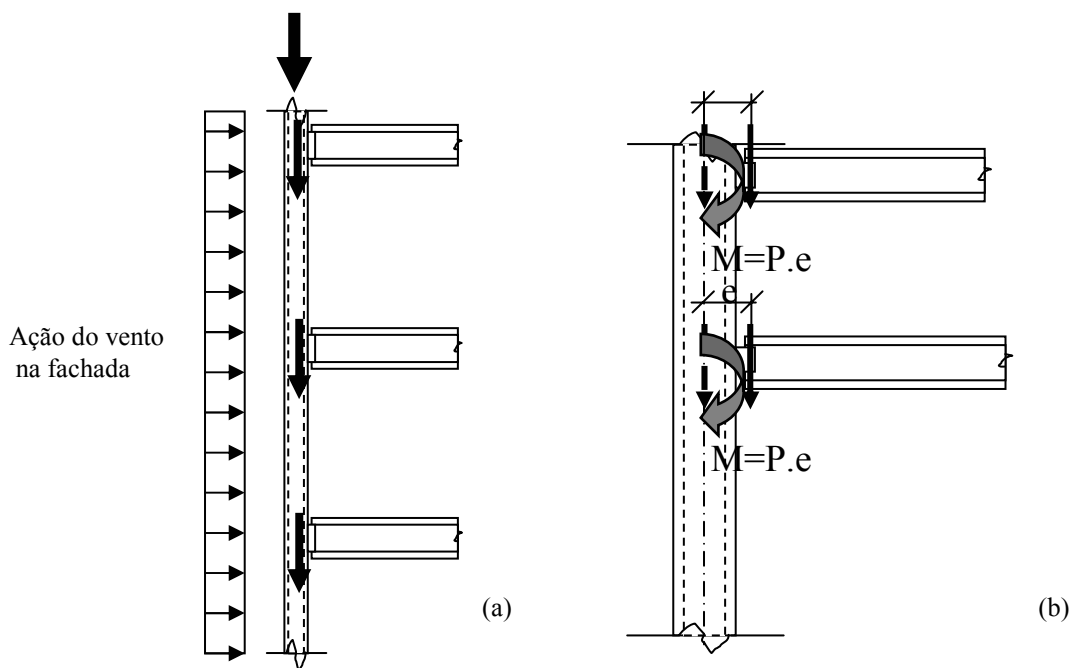


FIGURA 3.14 - (a) Ação de forças horizontais e verticais em pilar de fachada; (b) Efeito de excentricidade em ligações viga-pilar

Normalmente, as barras de uma estrutura estão sujeitas a mais de um tipo de solicitação. O entendimento do conceito de tensões combinadas é fundamental para a análise dos esforços solicitantes das estruturas, de seu comportamento e das solicitações às quais as peças estão submetidas. Quando as estruturas são concebidas, na análise de sua estabilidade vertical ou horizontal, os conceitos dos esforços que solicitarão tais peças, suas dimensões e formas, já devem estar presentes no raciocínio do projetista, uma vez que a estabilidade da estrutura está diretamente ligada ao modelo estrutural adotado. Tais conceitos passam pelas dimensões necessárias das peças a serem projetadas, de suas ligações e capacidade de transmissão de esforços, enfim, por todo um conceito estrutural em desenvolvimento.

As estruturas concebidas com ligações rígidas fornecem bons exemplos de tensões combinadas. Nesses casos, os pilares da edificação, além das cargas axiais, respondem também por esforços de flexão e cisalhamento, e as vigas de tais quadros rígidos são também submetidas a esforços de compressão ou tração, além do cisalhamento e da flexão (FIG. 3.15).

Mesmo quando se deseja projetar estruturas sujeitas apenas a esforços axiais, puros (tração, compressão), deve-se ter atenção às outras solicitações e às condições de extremidade das barras, pois alguma solicitação importante na estrutura e no dimensionamento das peças pode estar sendo negligenciada. É o caso das treliças que, mesmo recebendo cargas apenas nos nós e tendo diagonais e montantes soldados diretamente nos banzos, podem ter esforços de flexão atuando nas barras, uma vez que tais ligações não são rótulas perfeitas. Tais esforços são comumente encontrados tanto nas cordas quanto nos montantes e diagonais. Usualmente, na fabricação das vigas treliçadas, além de serem feitas ligações não idealmente flexíveis entre os diversos componentes da peça, utilizam-se para as cordas perfis contínuos (sem emendas ou com emendas soldadas cuja resistência da ligação seja igual ou superior à da barra), com considerável rigidez, capazes de transmitir esforços de flexão.

As imperfeições do modelo fabricado conduzem ao aparecimento de esforços não previstos no modelo de treliça, cujos nós são considerados como articulações perfeitas. Essas considerações devem ser levadas em conta para o cálculo dos esforços solicitantes quando da modelagem da estrutura.

É, portanto, claro que, para obter estruturas sujeitas a esforços de compressão pura ou tração é fundamental que se tenha especial atenção às ligações entre os elementos componentes da estrutura, preocupando-se sempre em tornar o modelo real o mais próximo possível do modelo teórico, o que minimizará o aparecimento de esforços não previstos.

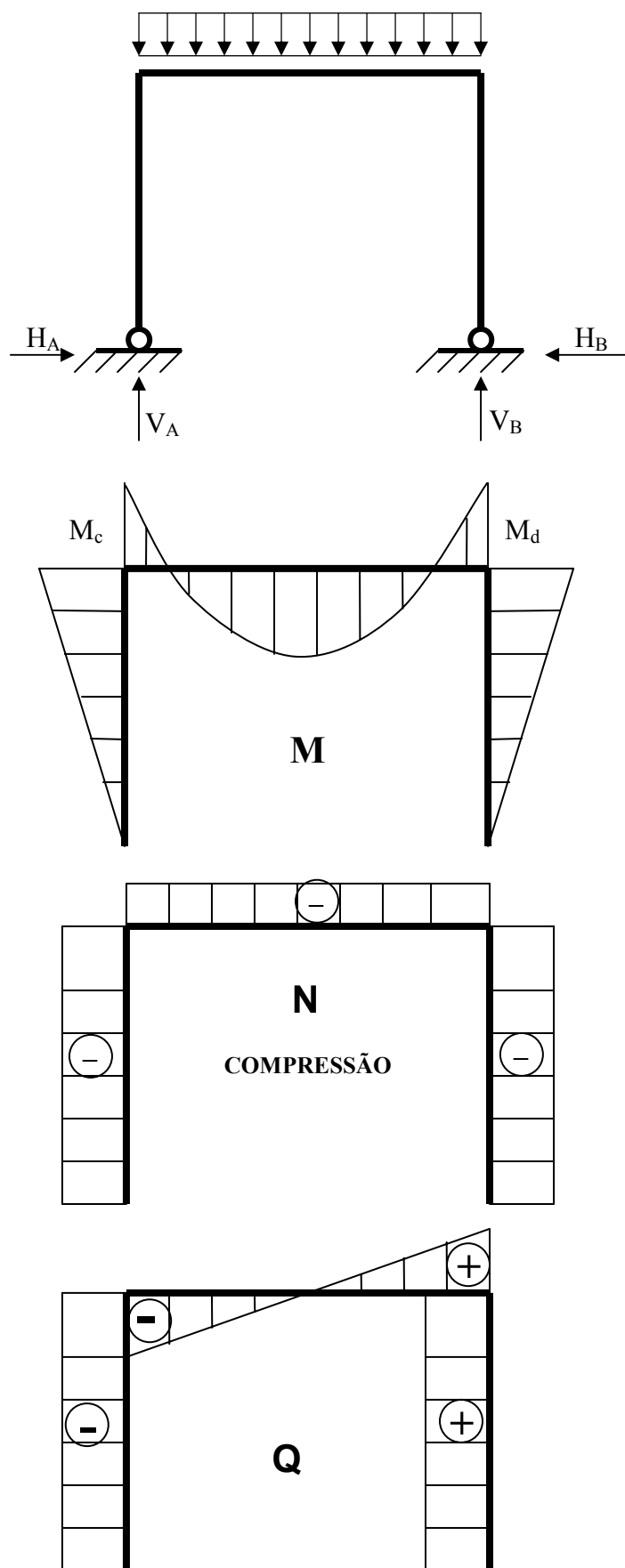


FIGURA 3.15 - Diagramas de esforços solicitantes no pórtico

3.3 Sistemas estruturais constituídos por perfis tubulares

3.3.1 Treliças

As treliças são utilizadas há bastante tempo nas construções, em coberturas, pontes e equipamentos de elevação e transporte, devendo-se ao arquiteto Paládio, por volta de 1540, a organização e a publicação de todo o conhecimento até então existente sobre a utilização dessa alternativa construtiva.

A principal característica das treliças é apresentarem pequeno peso próprio em relação a outros tipos de elementos com a mesma função estrutural, sendo formadas, basicamente, a partir da figura mais simples entre as "indeformáveis", que é o triângulo. A partir de dois triângulos ligados por uma barra na parte superior, forma-se uma nova treliça, cuja barra superior ficará solicitada por um esforço de compressão (FIG. 3.16).

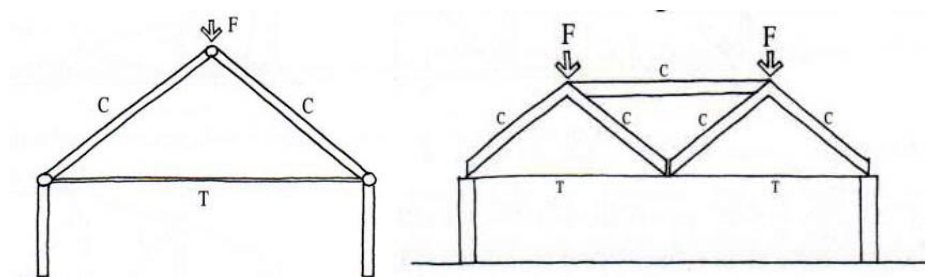


FIGURA 3.16 - Arranjo estrutural para formação de treliças
FONTE – REBELLO, 2000.

Assim, dispondo-se vários triângulos em um mesmo plano, tem-se uma treliça plana e, se os triângulos forem dispostos em planos distintos, tem-se uma treliça tridimensional, também denominada treliça espacial.

A FIG. 3.17 ilustra algumas configurações típicas de treliças planas.

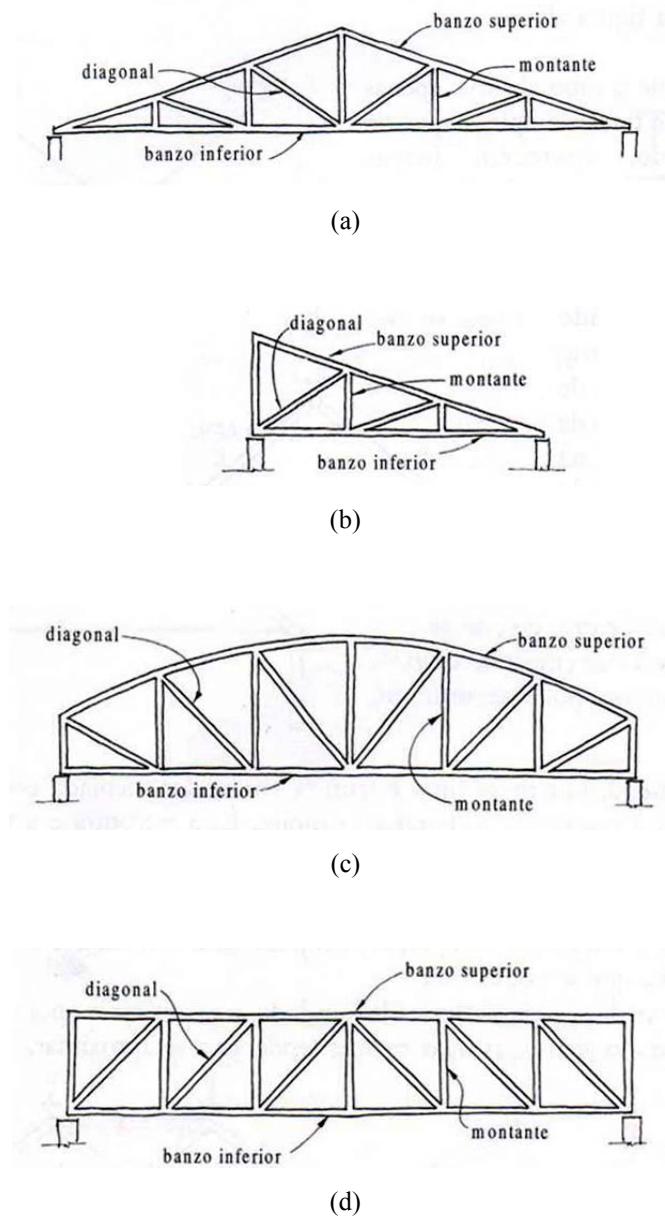


FIGURA 3.17 - Configurações de treliças planas: (a) sistema treliçado tipo tesoura; (b) sistema treliçado tipo meia tesoura; (c) treliça em arco; (d) treliça de banzos paralelos
FONTE – REBELLO, 2000.

As treliças, de modo geral, podem ser usadas em diversas situações estruturais, embora as constituídas por perfis tubulares sejam mais freqüentemente empregadas como coberturas espaciais. A despeito disso, podem ser vantajosamente utilizadas como vigas, bem como em pontes e passarelas, entre outras aplicações.

Dependendo da destinação e considerando-se que, por hipótese, as cargas são transmitidas às treliças através de seus nós (pontos de encontro das barras) e que ocorrem apenas esforços axiais (tração e compressão) em seus elementos, o princípio fundamental a ser seguido no planejamento do arranjo das treliças é utilizar as barras internas para diminuir o comprimento livre das barras principais (as mais solicitadas), de modo que sua resistência à flambagem seja aumentada e, conseqüentemente, a resistência da treliça.

No caso de coberturas, dependendo da inclinação do telhado, a disposição dos montantes (barras verticais) e das diagonais pode dar origem a treliças que apresentam maior ou menor eficiência, em termos de consumo de material. A FIG. 3.18 apresenta alguns tipos de configurações de treliças planas, com suas respectivas denominações.

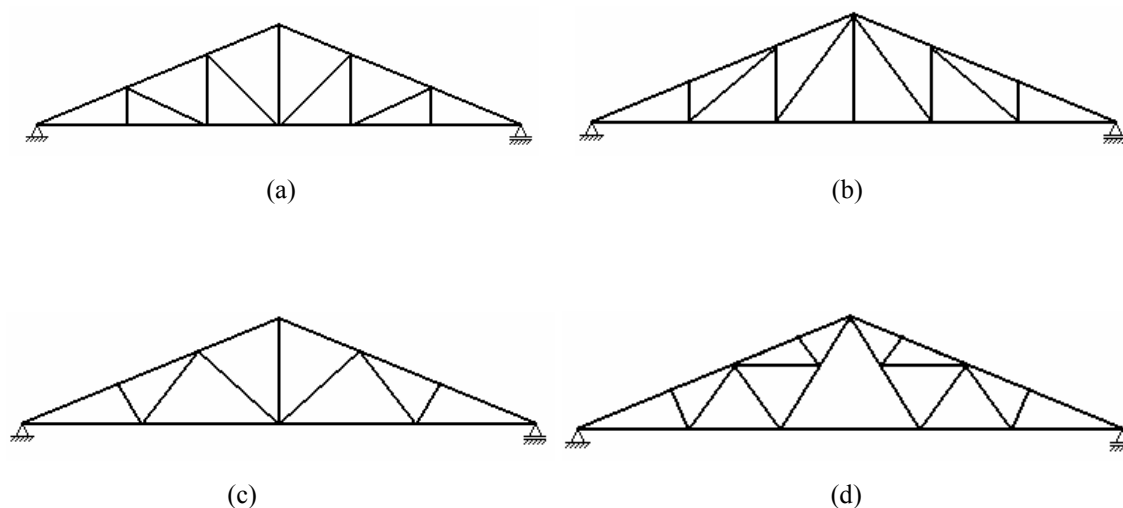


FIGURA 3.18 - Tipos de treliças planas para coberturas: (a) treliça Howe ou inglesa; (b) treliça Pratt; (c) treliça Belga; (d) treliça Fink ou Polonceau

Entretanto, a eficiência não pode ser relacionada apenas ao peso total da treliça, sendo necessário observar questões relativas às interferências arquitetônicas e também à questão do custo de fabricação, esse último intrinsecamente ligado ao número de ligações (ou nós) da treliça. Desse modo, principalmente no caso de treliças com banzos paralelos (altura constante), podem ser adotados arranjos especiais como os apresentados na FIG. 3.19.

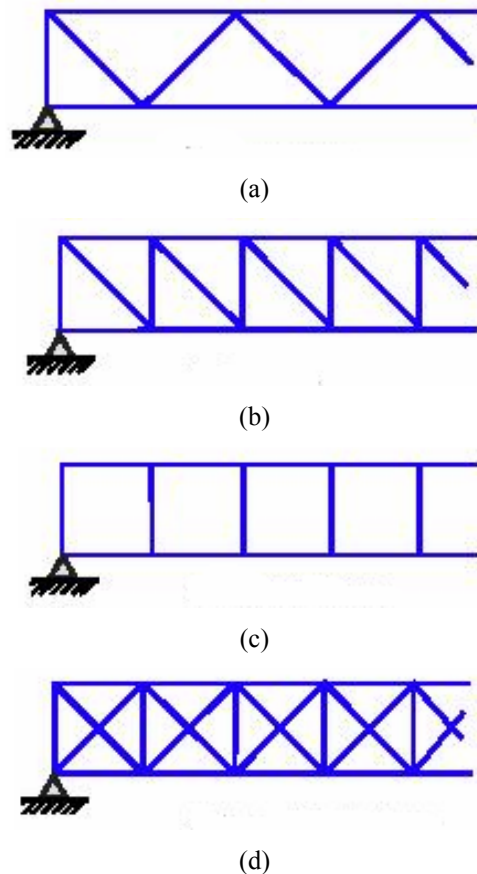


FIGURA 3.19 - Tipos de treliças: (a) treliça Warren; (b) treliça Pratt; (c) viga Vierendeel; (d) treliça com diagonais cruzadas
FONTE – WARDENIER, 2000.

Portanto, do ponto de vista de número de nós, uma treliça Warren (FIG. 3.19a), é preferível a uma treliça Pratt (FIG. 3.19b), além do fato de que a primeira possibilita maior flexibilidade arquitetônica, em termos de possibilidade de aberturas em seu plano, aspecto que é ainda mais acentuado no caso da viga Vierendeel (que é bastante utilizada na mesma função da treliça) e praticamente impossível no caso das treliças com diagonais cruzadas.

As treliças de altura constante, constituídas por perfis tubulares, são caracterizadas por seu vão (L), altura (H), geometria e distância entre as articulações. A altura é normalmente relacionada ao vão, variando entre $H/10$ a $H/16$, recomendando-se $H/15$ como a relação ideal em termos de economia, considerados todos os custos envolvidos (WARDENIER, 2000).

Uma vez que um bom projeto é sempre um meio-termo entre vários requisitos, como resistência, estabilidade, economia em fabricação e manutenção, o projetista deve sempre estar ciente desses parâmetros e das implicações de cada uma de suas opções. Para a obtenção do melhor resultado, podem ser consideradas as seguintes recomendações (WARDENIER, 2000):

- As treliças constituídas por perfis tubulares podem, normalmente, ser projetadas admitindo-se articulações entre os seus elementos, uma vez que os momentos fletores, decorrentes da rigidez real das ligações podem ser desprezados nas situações de carregamento estático, desde que as articulações tenham suficiente capacidade de rotação. Esta condição pode ser obtida limitando-se a espessura da parede de determinados elementos, particularmente os solicitados por esforços de compressão. Quanto mais fina a parede do tubo, maior a sua capacidade de rotação.
- É prática comum projetar as treliças considerando-se que os eixos dos elementos conectados concorrem em um único ponto. Entretanto, para facilidade de fabricação, às vezes torna-se necessária a consideração de excentricidades nodais que, caso situadas dentro de certos limites, dispensam a consideração dos efeitos introduzidos pelo momento fletor devido a tais excentricidades. De acordo com o EUROCODE-3 (1993), porém, esses efeitos não podem ser negligenciados no caso de banzos comprimidos, constituídos por perfis tubulares.
- Nas treliças constituídas por perfis tubulares, geralmente, 50% do peso material é utilizado para o banzo comprimido, aproximadamente 30% para o banzo tracionado e mais ou menos 20% para os montantes e diagonais. Isto significa que, com respeito a consumo de material, a primeira hipótese de otimização deveria ser uma tentativa de diminuição da espessura das paredes, e conseqüente aumento do diâmetro dos elementos do banzo comprimido, analisando-se, entretanto, a influência dessa medida em termos do aumento de área a ser protegida contra corrosão e/ou incêndio. Esses números podem ser apresentados com ligeiras diferenças, como 40% para banzos comprimidos, 30% para banzos tracionados e 30% para diagonais e montantes, sendo os mesmos apenas um ponto de partida para um pré-dimensionamento.

Dependendo do tipo de treliça projetado, vários tipos de nós podem ser utilizados (FIG. 3.20). O comportamento do nó é determinado pelo tipo de solicitação a que está submetido. Assim, se um nó do tipo K tem ambas as diagonais tracionadas ou

comprimidas, seu comportamento será o de um nó tipo T e como tal deverá ser verificado. A designação apresentada (Eurocode-3, 2000), contudo, se relaciona à configuração geométrica do nó.

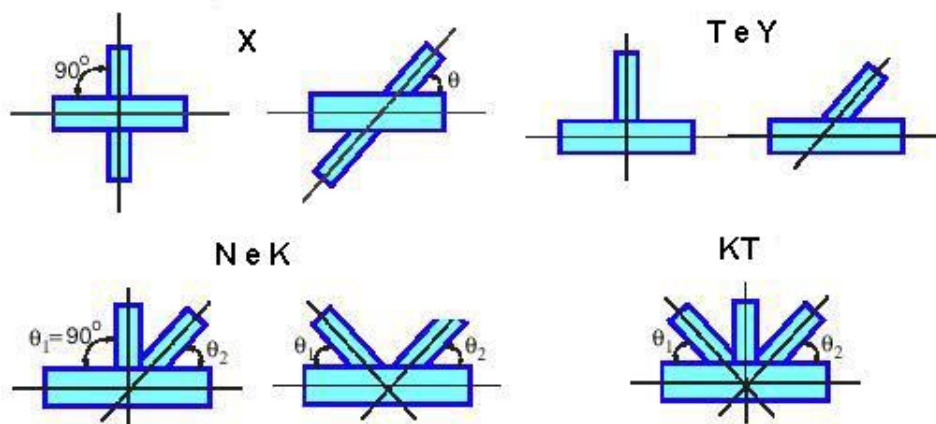


FIGURA 3.20 - Tipos de nós de treliças
FONTE – EUROCODE-3, 2000.

De acordo com WARDENIER (2000), ao projetar treliças constituídas por perfis tubulares, é muito importante considerar, desde o início, o tipo e o real comportamento das ligações, uma vez que dimensionar os elementos apenas em função de sua capacidade resistente pode resultar em um indesejável enrijecimento das ligações. O mencionado autor ressalta que essa recomendação não representa a necessidade de projetar, detalhadamente, as ligações na fase de conceituação do projeto, mas que, nessa fase, deve-se atentar para uma correta escolha das dimensões (diâmetros e espessuras) relativas dos elementos conectados, de modo que tais parâmetros garantam a resistência e a rigidez adequadas, bem como um econômico processo de fabricação.

É importante ressaltar que, quando os esforços não são aplicados diretamente nos pontos de ligação dos elementos, alguns elementos da treliça ficarão submetidos a esforços de flexão, o que poderá exigir a necessidade de utilização de perfis mais pesados e torná-la antieconômica. A inclinação das diagonais deve ficar entre 30° e 60° , situação que favorece os processos de fabricação, a economia de material e a melhor distribuição de esforços.

As FIG. 3.21 a 3.25 ilustram situações de utilização de sistemas treliçados constituídos por perfis tubulares.



FIGURA 3.21 - Passarela com sistema estrutural em treliça espacial
FONTE – WARDENIER, 2000.



FIGURA 3.22 - Cobertura com sistema estrutural em treliça espacial
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 3.23 - Passarela em viga treliçada
FONTE – WARDENIER, 2000.



FIGURA 3.24 - Sistema estrutural em perfis tubulares em leque e cobertura em treliça com banzos arqueados
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 3.25 - Passarela em viga treliçada
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

3.3.2 Elementos com seções especiais

Neste item, serão abordados os perfis com seções especiais, que são todos aqueles que não estão na linha de produção das usinas siderúrgicas ou dos fabricantes dos tubos com costura, distinguindo-se dos denominados “perfis de catálogo”. Podem ser fabricados em grande quantidade, mas suas formas são especiais, não tradicionais. Incluem-se entre eles os perfis com seções variáveis e também aqueles cuja seção transversal pode ser composta por uma adequada combinação de perfis e chapas — por exemplo, um elemento de viga constituído por dois perfis de seção transversal circular que funcionam como mesas da viga e são ligados por uma chapa plana como alma (FIG. 3.26).



FIGURA 3.26 - Perfis com seções compostas
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

A composição de perfis, quando bem empregada, apresenta grande vantagem sobre as seções singelas. Suas propriedades geométricas — momento de inércia (I), raio de giração (r), módulo de resistência elástico (W) e módulo de resistência plástico (Z) — podem ter valores bastante superiores aos das seções isoladas, com pequenos acréscimos de peso.

Nos casos de flexão, em que a distribuição da massa dos tubos não é a ideal, as seções compostas eliminam tal desvantagem em relação às seções abertas, tornando-se assim, apropriadas para o emprego de forma econômica, conforme abordado anteriormente.

No exemplo apresentado da viga engastada na coluna (FIG. 3.24), os projetistas da estrutura souberam tirar partido desse tipo de solução, empregando tubos como mesas de uma viga de alma cheia. A inércia da seção composta “ I_c ”, em relação ao eixo que passa pelo centro de gravidade da seção composta, constituída por dois tubos de mesma área de seção transversal “ A_t ” e inércia “ I_t ”, afastados de uma distância “ H ” (entre os centros de gravidade das duas seções tubulares), pode ser calculada de forma aproximada como a soma das inércias dos dois tubos isolados (I_t), acrescida do produto da área da seção transversal dos tubos pelo quadrado da distância entre os centros de gravidade das seções transversais dos tubos $I_c \cong 2 \times I_t + \frac{A_t \times H^2}{2}$ (não foi levada em consideração a inércia da chapa de ligação entre os dois tubos).

As FIG. 3.27 e 3.28 apresentam, respectivamente, os gráficos altura x inércia e inércia x peso de uma seção composta por dois tubos 73 x 5,2 com distância variável entre seus eixos.

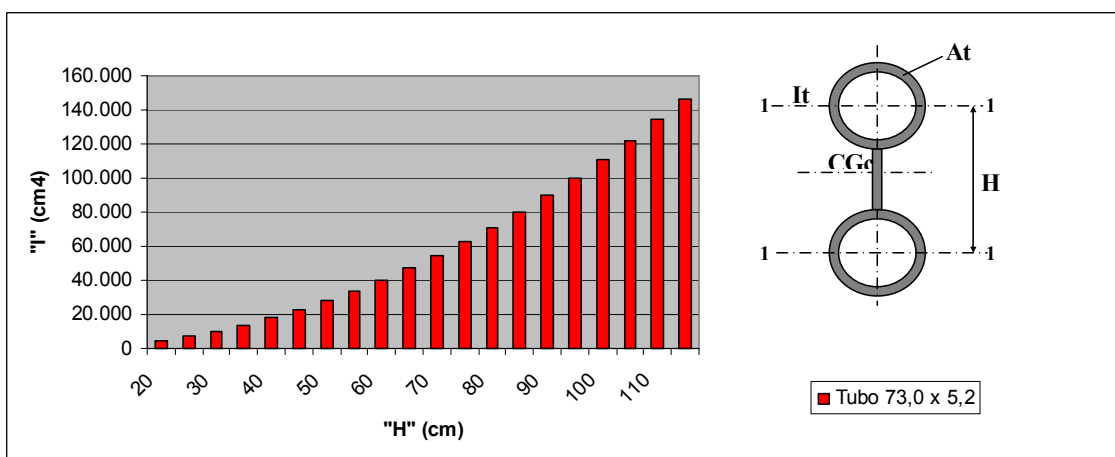


FIGURA 3.27 - Gráfico de variação de inércia com a altura de uma seção composta

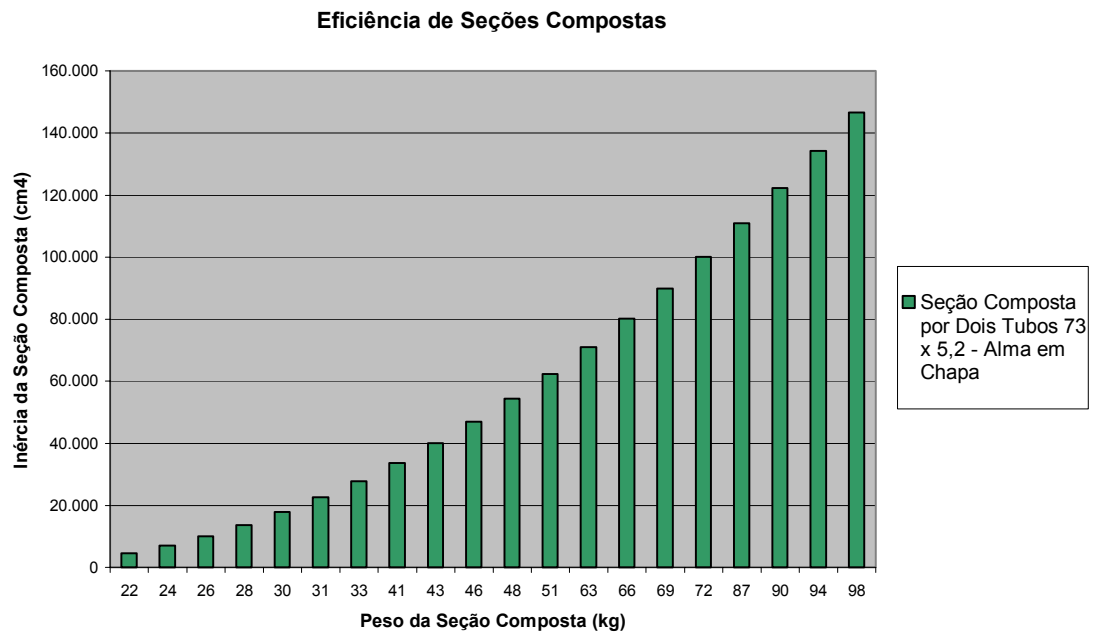


FIGURA 3.28 - Gráfico de variação do peso com a altura de uma seção composta

A variação de inércia para seções compostas, do mesmo tipo das mostradas nas figuras anteriores, considerando-se tubos de diâmetros diferentes, é mostrada na FIG. 3.29, em função da distância entre os eixos dos tubos.

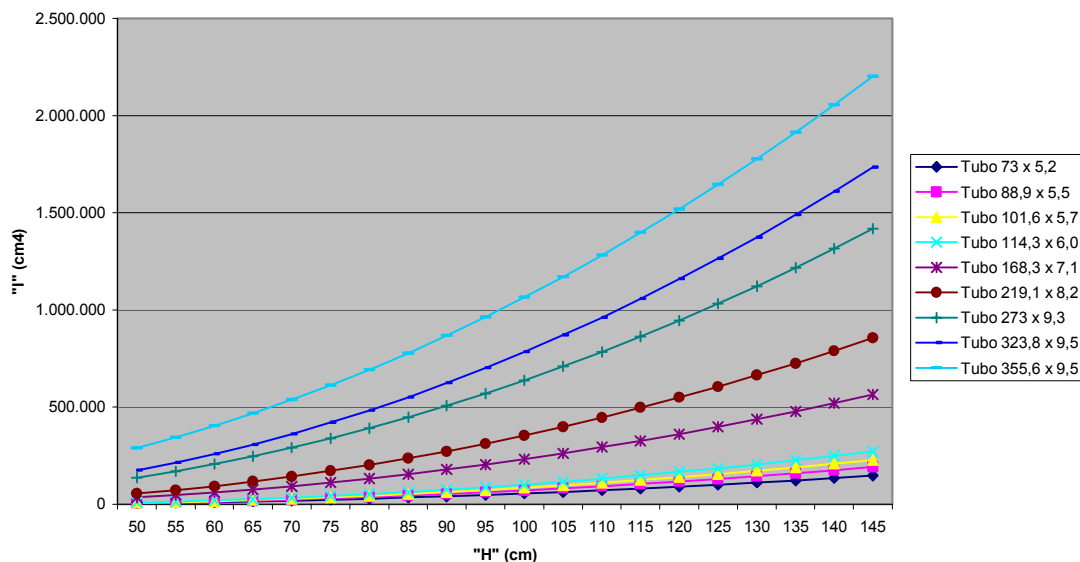


FIGURA 3.29 - Gráfico de variação da inércia com a altura, para seções compostas por tubos de diâmetros diferentes

Quando se fala a respeito dos perfis com seções especiais, é obrigatória a menção, por sua grande importância e beleza, aos perfis criados pelo engenheiro, arquiteto e artista Santiago Calatrava. Suas obras são mundialmente conhecidas e singulares, pois utiliza toda a expressão e potencialidade estrutural do aço e do concreto para fazer sua arquitetura-escultura-engenharia. Bom exemplo é a rua subterrânea em Toronto, onde uma estrutura modelada em aço é repetida diversas vezes (FIG. 3.30 e 3.31).



FIGURA 3.30 - Rua subterrânea – Toronto, Canadá
FONTE – Arquivo pessoal, 2000.



FIGURA 3.31 - Rua subterrânea: detalhe de um pilar
FONTE – Arquivo pessoal, 2000.

As formas das seções criadas, não padronizadas, levantam a questão da industrialização desejada na produção das estruturas metálicas. Deve-se, nesses casos, estar atento ao alto grau de repetição de tais seções, o que, por si só, torna a produção do tubo um processo industrial.

Outro exemplo bastante interessante é o do Hemisfério, onde existe um cinema IMAX (3D) (FIG. 3.32). Essa edificação está construída na *Ciudad de Las Artes y las Ciencias* em *Valencia, na Espanha*. As figuras seguintes mostram duas edificações no mesmo local, mas com usos diferentes (FIG. 3.33 a 3.35). Em todos os edifícios foram usadas seções compostas e, ainda, o sistema de estrutura mista de aço e concreto. O concreto armado que preenche o interior dos perfis de aço de seção fechada tem fundamental importância na resistência do conjunto, permitindo ao arquiteto tirar partido da potencialidade dos dois materiais.



FIGURA 3.32 - *Ciudad de las Artes y las Ciências* – Valência, Espanha: *Hemisfério-cinema IMAX (3D)*
FONTE – ARAÚJO, 2000.

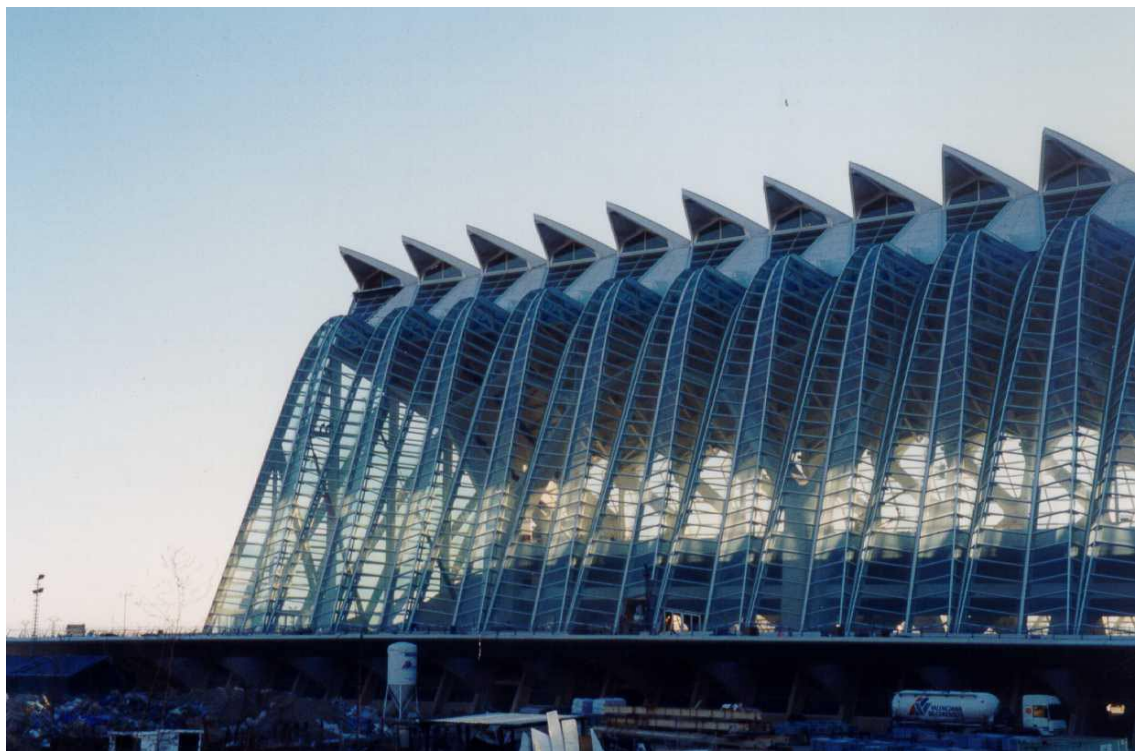


FIGURA 3.33 - *Ciudad de Las Artes y Las Ciências*: *Museo de las Ciências "Príncipe Felipe"*
FONTE – ARAÚJO, 2000.

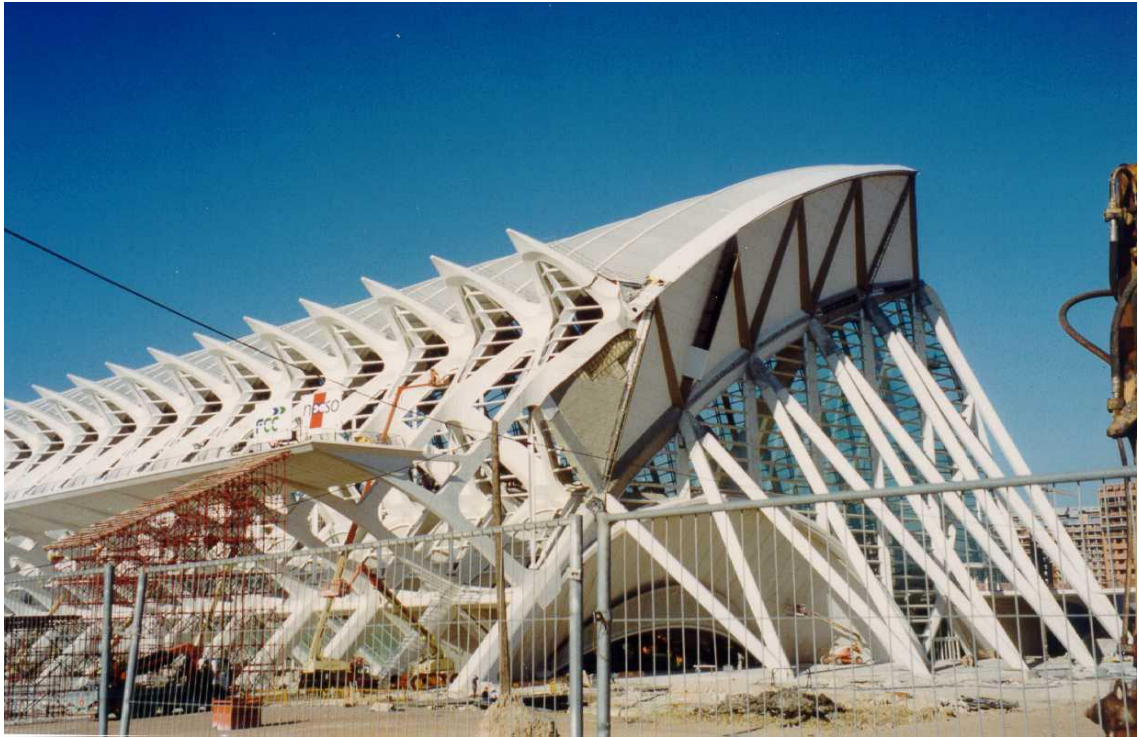


FIGURA 3.34 - *Museo de las Ciencias "Príncipe Felipe"*: vista da fachada posterior
FONTE – ARAÚJO, 2000.



FIGURA 3.35 - *L'Umbracle de la Ciudad de las Artes y las Ciencias*: grande espaço ajardinado, mirador (parte superior) e estacionamento coberto (parte inferior)
FONTE – ARAÚJO, 2000.

No sistema estrutural criado para o Aeroporto de Stuttgart, na Alemanha, os pilares desenvolvem-se como “árvores”, com dois tubos (“troncos”) na parte inferior, que se desdobram sucessivamente (“galhos”), até atingirem a cobertura. É um exemplo perfeito de como tubos de diferentes formas, tamanhos e inclinações podem ser associados com precisão e beleza, quando a tecnologia é apropriada e as estruturas são adequadamente projetadas e concebidas (FIG. 3.36 e 3.37). Essas estruturas inspiradas em “árvores” remetem ao estilo Gótico Flamejante.



FIGURA 3.36 - Aeroporto de Stuttgart – Alemanha: vista interna do terminal de passageiros
FONTE – ARAÚJO, 2000.



FIGURA 3.37 - Aeroporto de Stuttgart: detalhe dos pilares “árvores”
FONTE – RÜTER, 1997.

Foram também projetadas pelo arquiteto Santiago Calatrava a ponte e as passarelas de pedestres em Barcelona, Espanha. A estrutura é composta por seções fechadas, de inércia variável. Os arcos de sustentação do tabuleiro da ponte e das duas passarelas de pedestres, em forma de parábola invertida, são constituídos por dois elementos distintos, que se unem no meio do vão (FIG. 3.38).



FIGURA 3.38 - Seção especial da ponte para veículos e das passarelas de pedestres – Barcelona, Espanha
FONTE – ARAÚJO, 2000.

A viga treliçada do Centre Georges Pompidou, em Paris, França (FIG. 3.39) é composta por dois tubos em seus banzos superior e inferior. Observa-se que os tubos do banzo superior, por serem elementos comprimidos (sujeitos ao fenômeno de flambagem global), possuem dimensões superiores aos da corda inferior, submetida a esforços de tração. Suas diagonais são constituídas por um único elemento tubular, estando alguns submetidos à compressão e outros à tração. As diagonais extremas da viga treliçada (barras tracionadas) mantêm a forma do banzo inferior, sendo responsáveis por toda a transição da carga aos apoios. Esse é um exemplo de como aproveitar a máxima potencialidade da estrutura através de um bom dimensionamento.



FIGURA 3.39 - Centre Georges Pompidou – Paris, França: viga treliçada
FONTE – Arquivo pessoal, 1997.

O pilar mostrado na FIG. 3.40a é composto por quatro tubos de seção circular com pequenos diâmetros, ligados por chapas planas, de modo a associar o efeito arquitetônico ao aumento de inércia do pilar. Na FIG. 3.40b, é mostrado um detalhe do arremate da extremidade do pilar, constituído por uma composição de chapas, o qual recebe a mão-francesa treliçada que também se apóia na coluna principal.



FIGURA 3.40 - Shopping Center Neue Mitte Oberhausen – Oberhausen, Alemanha. Composição de pilar: (a) mão francesa associada ao pilar principal; (b) detalhe do arremate do pilar
FONTE – ARAÚJO, 2000.

A estrutura de cobertura mostrada na FIG. 3.41 apresenta vários tipos de sistemas estruturais. A viga principal, em arco, é uma treliça espacial constituída por dois tubos na corda superior e um tubo na corda inferior, interligados por treliçamentos também tubulares. As demais são constituídas por tubos calandrados (sem costura) que formam um reticulado (cúpula), que estabiliza a estrutura da cobertura como um todo.



FIGURA 3.41 - Ginásio Mehrzweckhalle – Leipzig, Alemanha: composição de viga
FONTE – ARAÚJO, 2000.

3.3.3 Tenso-estruturas

As tenso-estruturas, estruturas em rede de cabos — também denominadas estruturas suspensas ou pênseis — amoldam-se a diversas formas arquitetônicas e são especialmente apropriadas para vencer grandes vãos. Flexíveis, leves e elegantes, oferecem, quando bem desenvolvidas, boas possibilidades para a construção rápida de coberturas permanentes ou provisórias, que podem compor tanto estruturas secundárias de complementação arquitetônica (FIG. 3.42), quanto a estrutura principal de uma edificação (FIG. 3.43 a 3.45).



FIGURA 3.42 - Swiss National Museum – Zurich, Suíça: tenso-estruturas

FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 3.43 - Our Dynamic Earth – Edimburgo, Escócia: tenso-estruturas
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 3.44 - Our Dynamic Earth: detalhes da estrutura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 3.45 - Our Dynamic Earth: vistas interna e externa - detalhe da estrutura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Por suas vantagens econômicas e estéticas, as estruturas com cabos são freqüentemente utilizadas para vencer grandes vãos em linhas de transmissão de energia ou em pontes.

O interior do famoso Arco La Défense, em Paris, é um exemplo clássico de estruturas tensionadas. A cobertura de lona, suspensa por estruturas tubulares e cabos,

liga as duas torres da edificação criando entre elas um imenso no átrio. O efeito visual é de extremo valor arquitetônico. Apesar de ter a forma de um pórtico retangular e, portanto, sem o arco característico, a edificação recebeu o nome de Arco La Défense por ser uma releitura estilizada e moderna do Arco do Triunfo (FIG. 3.46 e 3.47).

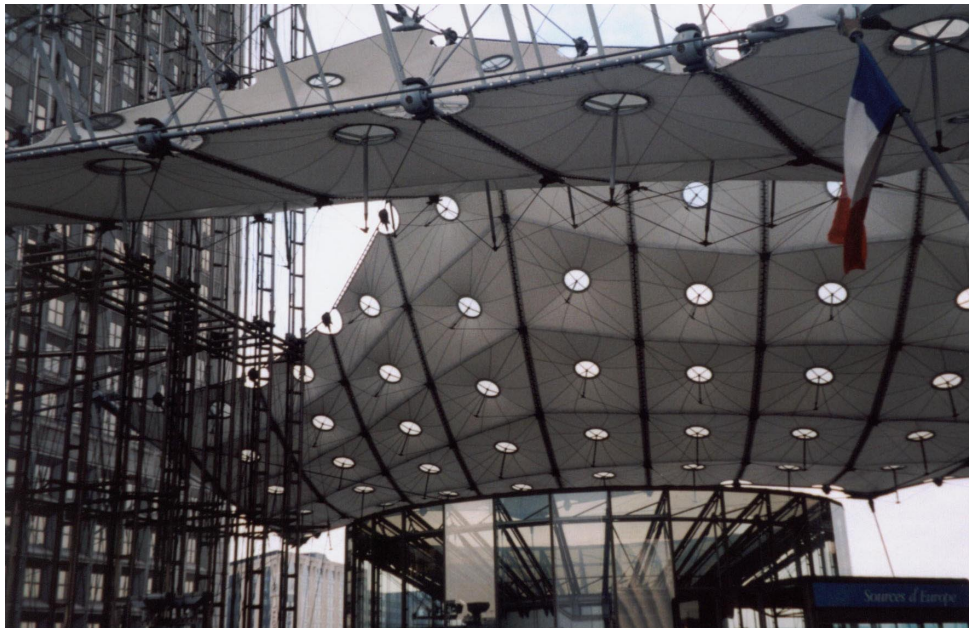


FIGURA 3.46 - Arco La Défense – Paris, França
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

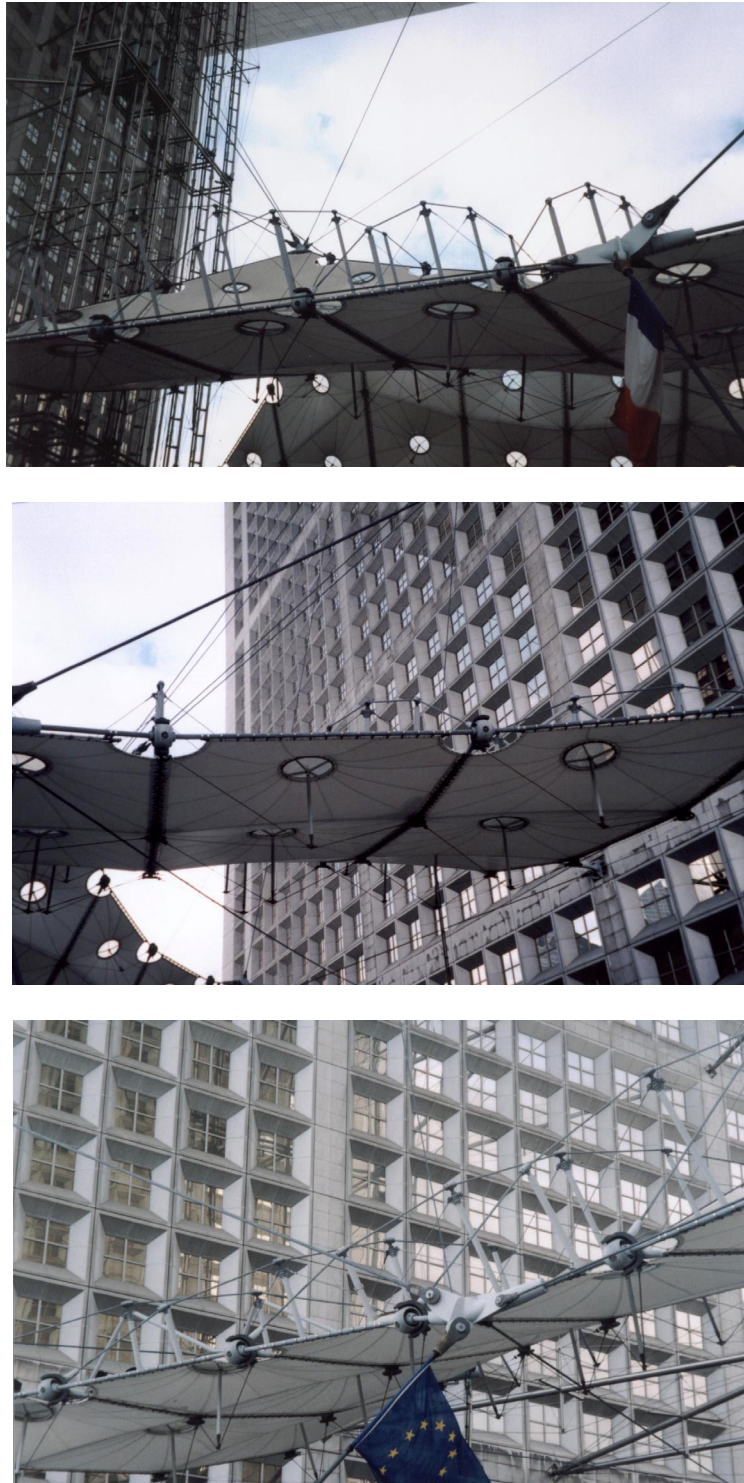


FIGURA 3.47 - Arco La Défense: detalhe da estrutura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

A London Eye, enorme roda-gigante construída às margens do Rio Tamisa, em Londres, é um excelente exemplo da associação de estrutura tubular e cabos tensionados. Toda sua estrutura principal é formada por elementos tubulares treliçados (FIG. 3.48).

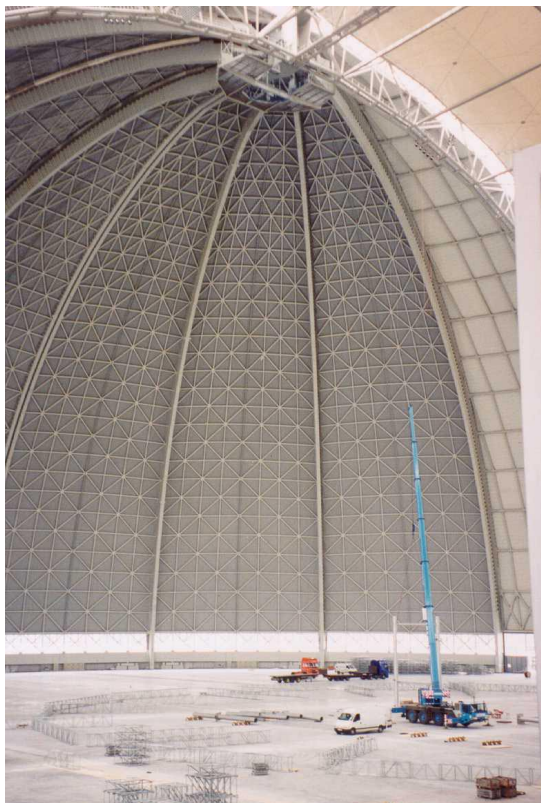


FIGURA 3.48 - London Eye – Londres, Inglaterra
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

A FIG. 3.49 e a FIG. 3.50 mostram a estrutura com maior volume coberto até hoje construída (107m x 210m x 360m). Trata-se do hangar que abriga o cargo-lifter (zeppelin), equipamento para transporte aéreo de grandes cargas. A estrutura que compõe o hangar é constituída de quadros em forma de arcos treliçados, com duas cordas superiores e duas cordas inferiores, interligadas por diagonais e montantes. É coberta com uma lona ligada à estrutura principal por cabos.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 3.49 - Hangar Cargo Lifter – Brandenburg, Alemanha. Associação de perfis tubulares em tenso-estruturas: (a) volume do hangar cargo-lifter; (b) estrutura interna; (c) detalhe da treliça de cobertura - cume com iluminação zenital

FONTE – ARAÚJO, 2000.



FIGURA 3.50 - Hangar Cargo Lifter. Associação de perfis tubulares em tenso-estruturas: (a) maquete; (b) montagem da estrutura principal; (c) vista de vigas treliçadas no solo
FONTE – ARAÚJO, 2000.

Os cabos de aço, um dos principais componentes das tenso-estruturas, não têm forma permanente ou estável: tendem a adquirir formas diretamente ligadas à posição, sentido, direção, quantidade e intensidade das forças que sobre eles atuam. Adquirem configurações diferentes, dependendo da maneira como se ligam aos outros elementos estruturais e dos esforços a que são solicitados (FIG. 3.51).

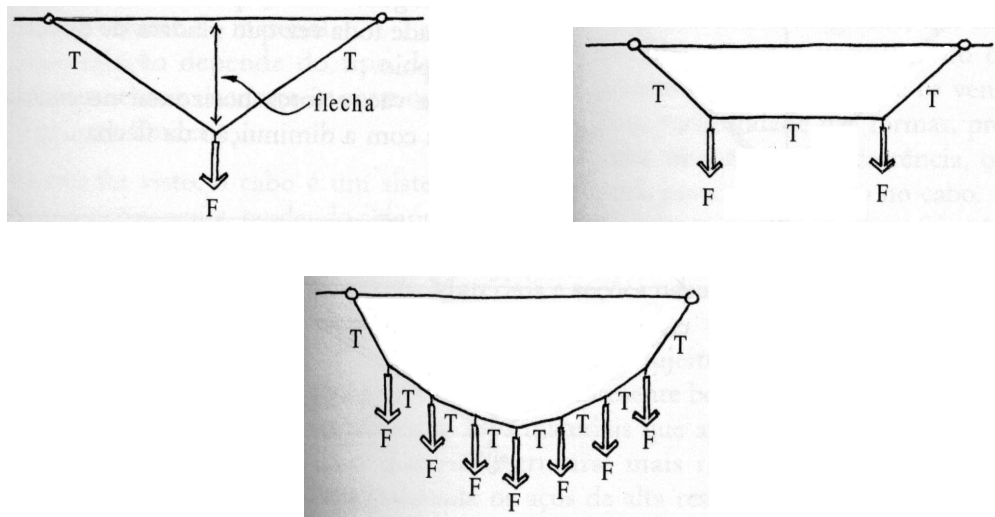


FIGURA 3.51 - Formas dos cabos devido a esforços
FONTE – REBELLO, 2000.

No exemplo mostrado na FIG. 3.52, os cabos, aliados a perfis tubulares, são responsáveis pela estabilidade da cobertura e pela transmissão dos esforços às fundações, de modo a garantir a estabilidade global da edificação.



FIGURA 3.52 - Aplicação de perfis tubulares em tenso-estruturas
FONTE – WARDENIER, 2000.

A ligação, união ou protensão dos cabos é feita por meio de diferentes peças: o clip leve, a manilha de união tipo reta, a sapatilha para cabo de aço, o esticador (FIG. 3.53). O “laço” é a peça mais comum para ligar extremidades (FIG. 3.54). Quanto ao acabamento, os cabos podem ser polidos, galvanizados ou inoxidáveis. Por apresentar melhor custo-benefício, os cabos galvanizados são os mais utilizados nas tenso-estruturas.

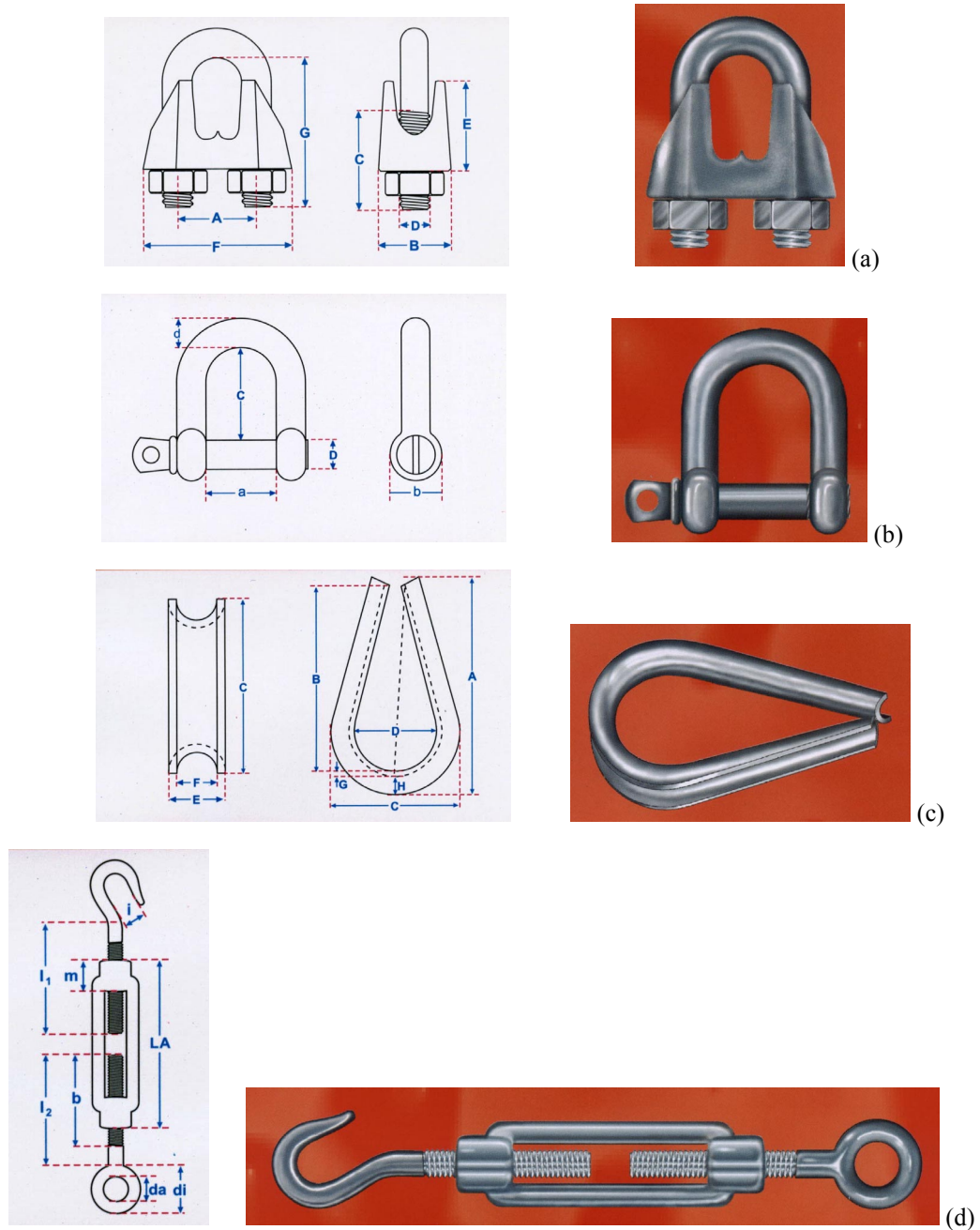


FIGURA 3.53 - Peças para ligação ou protensão de cabos: (a) *clip* leve; (b) manilha de união; (c) sapatilha para cabo de aço; (d) esticador
FONTE – CATÁLOGO SIVA, s/d.

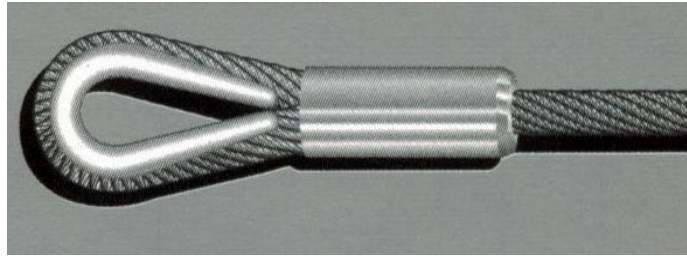


FIGURA 3.54 - Ligação para cabos: cabo com anel metálico
FONTE – CATÁLOGO *SIVA*, s/d.

Os cabos podem sofrer efeitos de vibração, quando houver variabilidade nas formas do arco, produzida pelas forças que o solicitam ou aliviam alternadamente, podendo entrar em ressonância, se sua frequência própria coincidir com a frequência da onda que produz a vibração, o que pode causar fadiga e até rompimento do material. Apresentam-se instáveis quando sujeitos a variações no carregamento, como no caso de cargas acidentais, principalmente cargas de vento. Não têm rigidez à compressão e à flexão e se deformam totalmente quando submetidos a esses esforços. Portanto, para serem viáveis e estáveis, os cabos devem estar associados aos outros tipos de sistemas estruturais (FIG. 3.55).

Os cabos podem transmitir apenas esforços de tração, e serão os mais eficientes nesse tipo de solicitação desde que usados da maneira adequada para a transmissão das cargas às fundações.

A intensidade da solicitação de tração nos cabos varia com a mudança de direção, sendo tanto maior quanto menor for a distância do ponto considerado aos apoios. Para um determinado carregamento e vão, a força horizontal necessária para dar equilíbrio ao cabo aumenta com a diminuição da flecha. Conclui-se, portanto, que existe uma relação inversa entre a flecha do cabo e a reação horizontal nos apoios (FIG. 3.55).

A reação vertical mantém-se constante, pois depende apenas do valor e da posição da carga aplicada ao cabo. Para esse tipo de solução ser econômica de fato, deve existir uma relação entre flecha e vão que resulte no menor volume de material. Essa relação irá depender do tipo de carregamento e está dentro dos limites: $1/10 < f / L < 1/5$ (REBELLO, 2000).

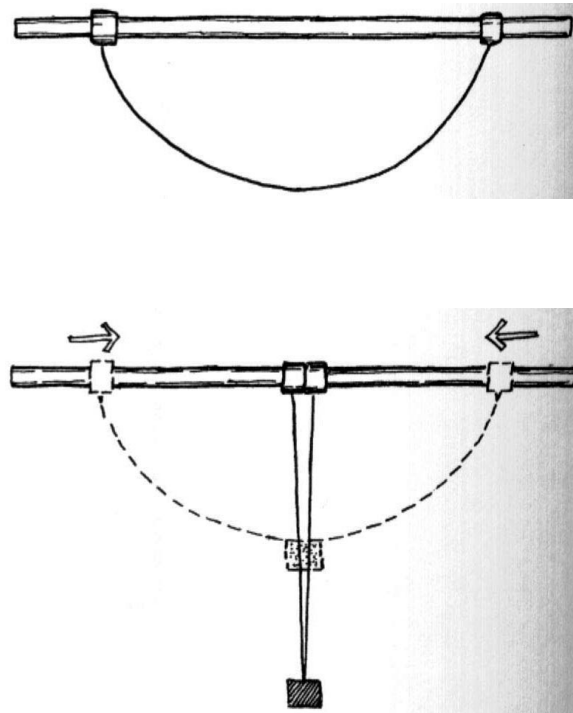


FIGURA 3.55 - Estruturas com cabos
FONTE – REBELLO, 2000.

Quando comparadas aos tipos convencionais de construção, as tenso-estruturas apresentam a desvantagem da falta de rigidez. Podem, porém, ser enrijecidas, qualquer que seja a sua configuração, procedendo-se à protensão adequada dos cabos. A intensidade da protensão determinará as dimensões da estrutura de borda e das fundações. Enrijecimento da rede de cabos, *design*, curvatura e peso próprio são fatores fundamentais na definição do custo e da viabilidade de uma tenso-estrutura.

A FIG. 3.56 apresenta exemplos de coberturas formadas por rede de cabos protendidos. Em (a), os cabos protendidos constituem a malha da cobertura, apoiando-se em uma estrutura principal e estendendo-se até as fundações, para ancoragem dos esforços de tração nos cabos. Em (b) e (c), os esforços de tração nos cabos são parcial ou completamente absorvidos pelas estruturas principais localizadas na periferia. A cobertura apresentada em (c) é mais apropriada para áreas menores, em função dos grandes esforços solicitantes em sua estrutura.

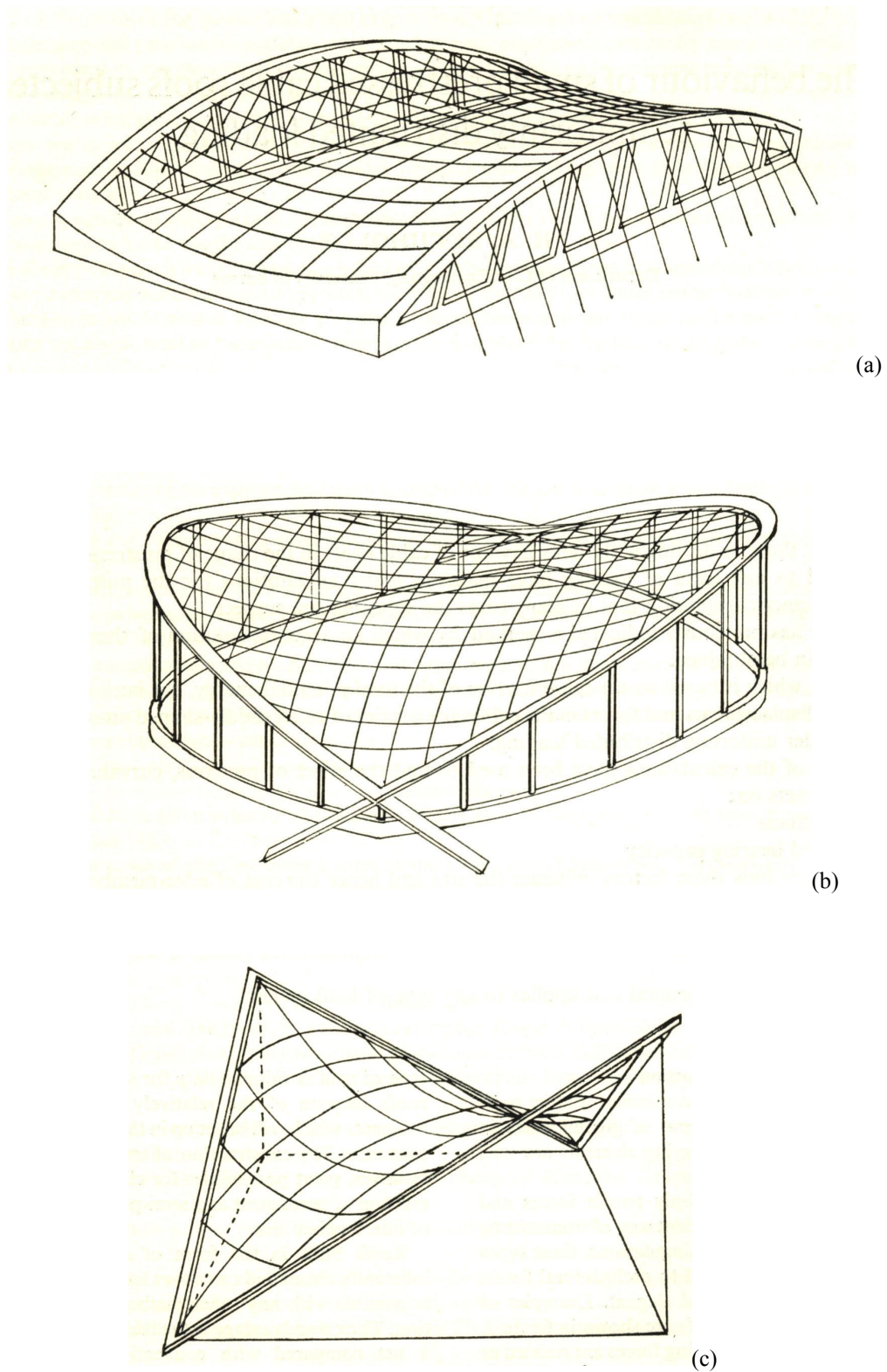


FIGURA 3.56 - Coberturas em sistema de arcos para rede de cabos com curvaturas opostas – superfícies tipo sela, hiperbólicas (dupla curvatura): (a) arcos levemente inclinados até seu exterior; (b) arcos inclinados cruzando-se entre si por cima de seus apoios; (c) sistema pretensionado composto por rede de cabos de bordas retas - parabolóide hiperbólico
FONTE – DAVIES, 1967.

Os sistemas tubulares, pela leveza, esbeltez das peças e beleza arquitetônica, são muito utilizados em associação com tenso-estruturas. Além disso, por terem os cabos sua melhor performance quando submetidos a esforços de tração, e os tubos quando solicitados a compressão, a associação desses componentes estruturais constitui um sistema que resiste, de maneira adequada e satisfatória, aos principais esforços solicitantes e aproveita as melhores características de seus elementos.

Dentre as possíveis associações de elementos estruturais, uma das mais importantes é aquela que reúne cabo e pilar (REBELLO, 2000), com a finalidade de aumentar a resistência do pilar a flambagem (FIG. 3.57). A flambagem por flexão do pilar será absorvida por compressão no pilar e por tração nos cabos. Quanto mais afastados os cabos estiverem do centro do pilar, mais rígido será o conjunto, permitindo a utilização de pilares muito altos e esbeltos.

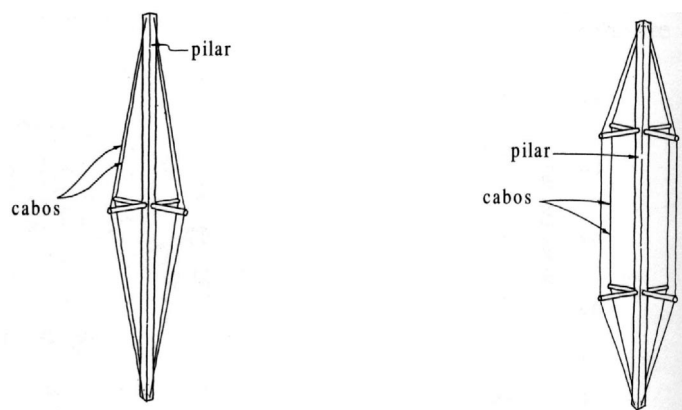


FIGURA 3.57 - Associação pilar/cabos
FONTE – REBELLO, 2000.

A absorção dos empuxos horizontais nas estruturas de cabos pode ser feita por intermédio de pilares livres ou atirantados. Pilares livres estarão sujeitos aos esforços de compressão simples e aos esforços de flexão, portanto precisarão ter grandes dimensões, o que implicará considerável consumo de material e, conseqüentemente, seções antieconômicas (FIG. 3.58).

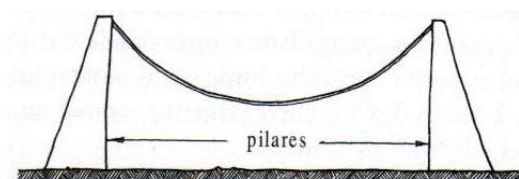


FIGURA 3.58 - Associação pilares/cabo
FONTE - REBELLO, 2000.

Entretanto, se os pilares forem atirantados, o esforço do empuxo será absorvido por outro cabo (tirante) que, ligado ao topo do pilar, transmitirá os esforços às fundações. Essa solução resulta em pilares mais esbeltos, com menor consumo de material e, portanto, mais econômicos (FIG. 3.59).

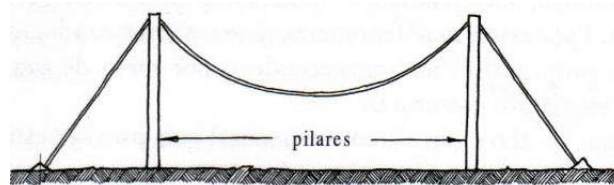


FIGURA 3.59 - Associação pilares/cabos atirantados
FONTE – REBELLO, 2000.

Pilares isolados e muito altos, como os de antenas e torres, necessitam de travamento em todas as direções, para reduzir, ao mínimo, os esforços de flexão causados pelo vento e o comprimento de flambagem. São os denominados pilares estaiados (FIG. 3.60). Os cabos, para terem um comportamento satisfatório, devem apresentar inclinação $\alpha \geq 15^\circ$, preferencialmente com $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$.

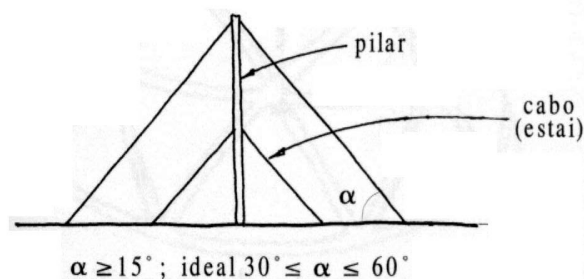


FIGURA 3.60 - Pilar estaiado
FONTE – REBELLO, 2000.

O sistema denominado *Tensegrity*, desenvolvido por Richard Buckminster Fuller (EEKHOUT, 1996), é composto, basicamente, de um conjunto de barras rígidas e cabos unidos, formando estruturas de grande estabilidade, em que o comportamento das barras independe da direção da solicitação. As barras rígidas são comprimidas (razão por que o perfil tubular é o mais indicado), enquanto os cabos ficam sujeitos a tração axial. Várias formas podem ser criadas a partir de elementos geométricos, como prismas, esferas e octaedros (FIG. 3.61), entre outros.

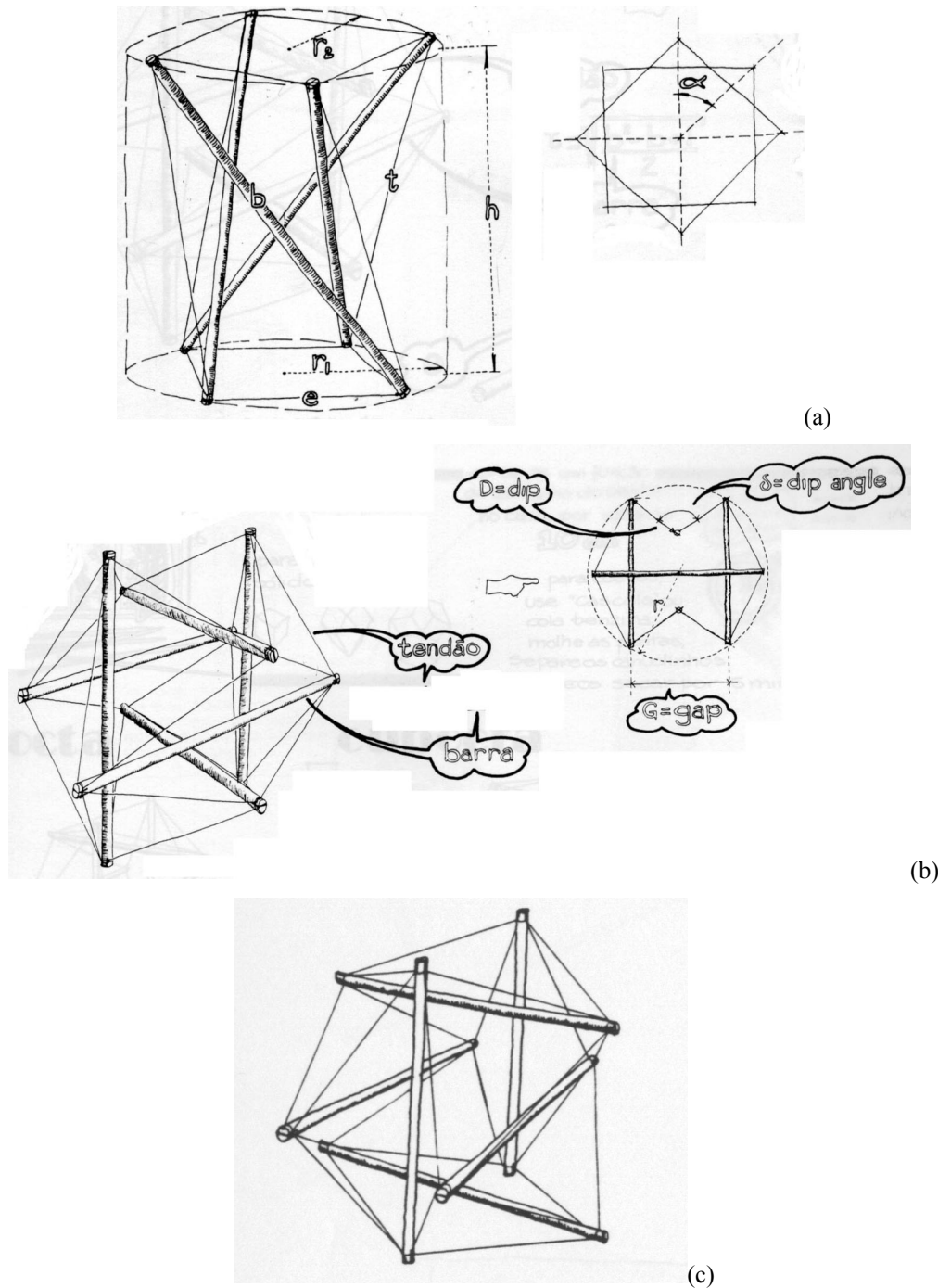


FIGURA 3.61 - Formas *tensegrity*: (a) prisma; (b) esfera; (c) octaedro
 FONTE – LOTUFO & LOPES, s/d.

As associações de cabos com treliças e de cabos com viga Vierendeel podem ocorrer quando as barras tracionadas da treliça ou da viga Vierendeel são substituídas por cabos. Apesar da economia de material e do bom resultado estético, essa opção dificulta a execução dos detalhes das ligações entre as barras comprimidas e os cabos tracionados.

Os cabos podem também ser usados como diagonais nos contraventamentos em “X” das coberturas metálicas. Outras possibilidades de associação de cabos com treliças podem ser vistas nas FIG. 3.62 e 3.63.

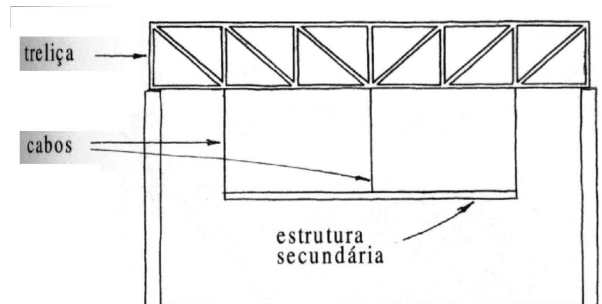


FIGURA 3.62 - Estrutura “pendurada” em treliça
FONTE – REBELLO, 2000.

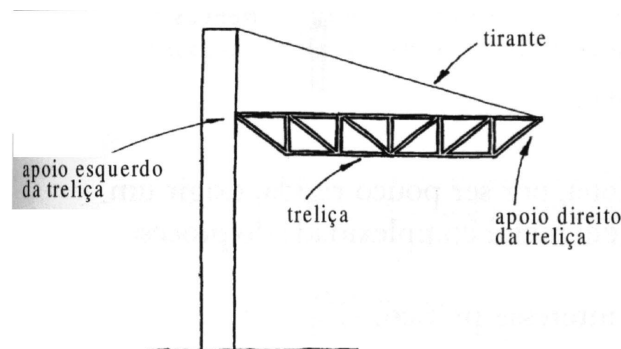


FIGURA 3.63 - Estrutura atirantada
FONTE – REBELLO, 2000.

Na associação de arcos com cabos, o empuxo do arco é absorvido pelo cabo. As estruturas assim obtidas são denominadas arcos atirantados e seu projeto só é viável quando se tem absoluta certeza da impossibilidade de inversão de esforços, o que produziria esforços de compressão nos cabos. Nesse tipo de estrutura, os empuxos horizontais dos arcos são absorvidos pelos cabos, e os pilares trabalham apenas a compressão. Essa solução também pode ser empregada para a sustentação de pisos (FIG. 3.64).

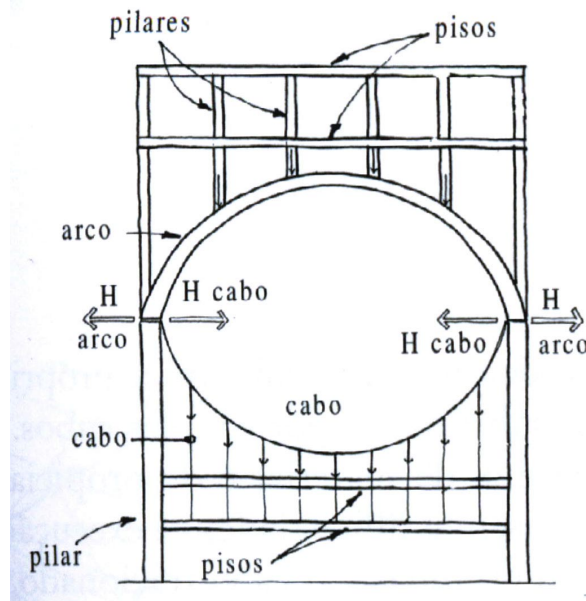


FIGURA 3.64 - Associação de arcos e cabos
FONTE – REBELLO, 2000.

Nas coberturas, a associação contínua de cabos dispostos perpendicularmente ao eixo de um arco, suportando um elemento de membrana, introduz um comportamento conjunto bastante interessante, uma vez que a membrana (lona, material têxtil, etc.) passa a desempenhar uma função semelhante à dos cabos sustentantes (FIG. 3.65). Esse tipo de cobertura, normalmente em formas curvas, é mais empregado em grandes vãos.

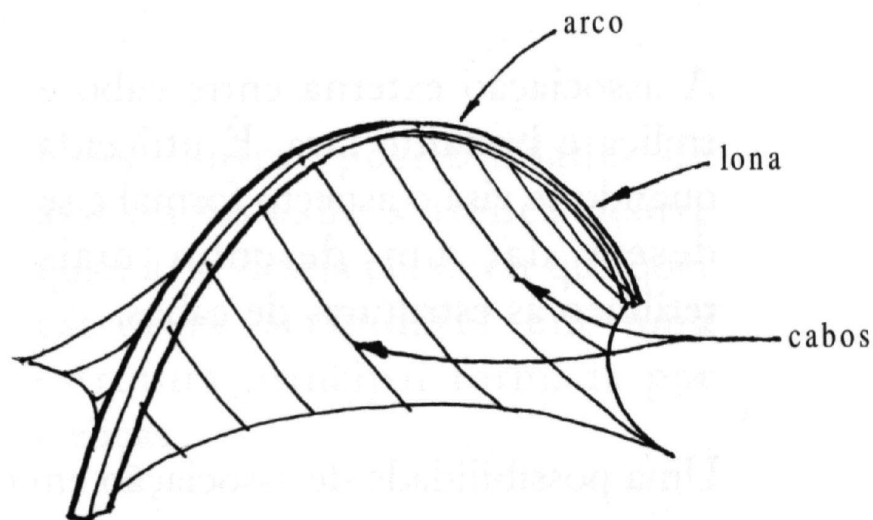


FIGURA 3.65 - Associação arco/lona/cabo
FONTE – REBELLO, 2000.

CAPÍTULO 4

DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS CONSTITUÍDOS POR PERFIS TUBULARES

4.1 Características gerais - Propriedades do aço

Para se entender melhor o comportamento e o dimensionamento das estruturas de aço, faz-se necessário um conhecimento mais detalhado do material, suas características e propriedades mecânicas, de forma a tornar transparente e mais fácil o dimensionamento dos elementos estruturais.

As propriedades mais importantes para fins estruturais dos aços são o limite de escoamento (f_y) e o limite de resistência à tração (f_u), normalmente fornecidos em MPa, os quais são conferidos e informados pelas usinas siderúrgicas que ensaiam as corridas de aço produzidas através do ensaio de tração, cujo diagrama tensão x deformação é apresentado a seguir (FIG. 4.1).

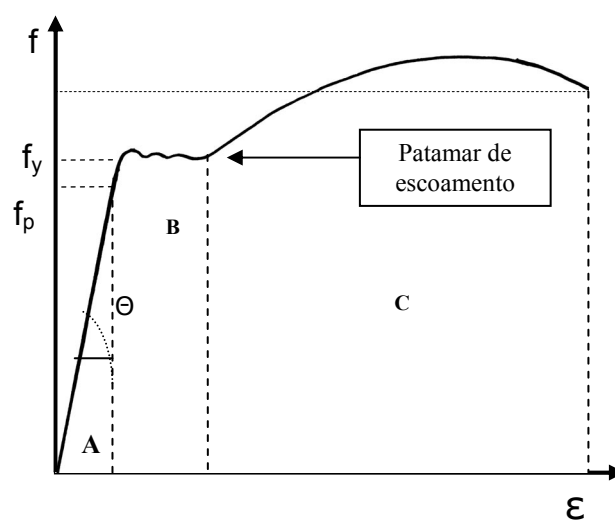


FIGURA 4.1 - Diagrama tensão x deformação

No diagrama, o eixo das ordenadas apresenta as tensões e o eixo das abscissas, as deformações para as correspondentes tensões em um determinado aço.

A tensão “f” é o quociente entre a força aplicada pela área da seção transversal. A deformação “ε” , expressa em porcentagem (%), é dada pela expressão

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{L - L_0}{L_0} \text{ (%)}$$

onde L_0 é o comprimento inicial do corpo de prova e L é o comprimento obtido sob determinada solicitação de tração.

O diagrama de tensão x deformação pode ser dividido em três fases distintas: elástica, plástica e de encruamento.

- FASE ELÁSTICA (“A”) – Caracterizada pela proporcionalidade entre as tensões e as deformações, é limitada pelo limite de proporcionalidade “ f_p ”, ou seja, onde a Lei de Hooke se aplica $f = E \times \varepsilon$, sendo E o fator de proporcionalidade ($E = \operatorname{tg} \theta = \frac{f}{\varepsilon}$) conhecido como módulo de elasticidade do aço, considerado igual a 205.000 MPa pela NBR 8800/86 (ABNT, 1986).
- FASE PLÁSTICA (ou escoamento) – É a fase em que ocorrem deformações sem variação de tensão (variação da deformação sob tensão praticamente constante), sendo essa tensão constante designada por “ f_y ”, limite de escoamento do aço. A toda região da curva, paralela ao eixo das deformações, dá-se o nome de “patamar de escoamento”.
- FASE DE ENCRUAMENTO – É aquela em que as tensões variam com as deformações, porém não de forma linear como na fase elástica. A tensão “ f_u ” é o limite de resistência à tração do aço.

Os aços estruturais são classificados, de uma forma geral, de acordo com sua composição química, os métodos de produção e as propriedades mecânicas do material produzido. Dividem-se basicamente em três grandes grupos: aços-carbono, aços de baixa liga e alta resistência mecânica, aços de alta resistência mecânica tratados termicamente.

Nos AÇOS CARBONO, o nível de resistência dado pelo carbono (com teor entre 0,15% e 0,29%) e pelo manganês (com teor máximo de 1,5%) proporciona um limite de escoamento mínimo entre 210 MPa e 310 MPa, e um limite de resistência à tração entre 380 MPa e 450 MPa. A composição química desses aços revela a presença também de silício, cobre, enxofre e fósforo.

Os AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA E BAIXA LIGA apresentam limite de escoamento mínimo “ f_y ” entre 310 MPa e 480 MPa e limite de resistência à tração mínimo entre 480 MPa e 550 MPa. Sua alta resistência mecânica se deve ao fato de apresentarem em sua composição química, nióbio, cromo e níquel, além de todos os elementos existentes nos aços carbono.

Tanto os aços carbono quanto os aços de baixa liga têm uma deformação da ordem de 20% na ruptura, característica da ductilidade dos aços estruturais. Alguns deles podem conter quantidades adequadas de outros elementos químicos, como cobre, cromo, níquel e manganês, que os protegem da corrosão. São os AÇOS PATINÁVEIS: expostos à atmosfera, formam uma película castanho-alaranjada, que estanca o processo de corrosão.

AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA TRATADOS TERMICAMENTE têm seu limite de escoamento elevado para uma faixa entre 550 MPa e 760 MPa e o limite de resistência à tração entre 700 MPa e 900 MPa. Não têm patamar de escoamento definido e requerem, quando empregados em estruturas que necessitam de soldagem, técnicas especiais de execução.

O processo mais comum de tratamento térmico são a têmpera e o revenimento. Na têmpera, o aço é aquecido a 900⁰C e resfriado, de forma rápida, a 200⁰C, em banho de óleo ou água. O material, após esse tratamento, torna-se duro e frágil. Minimizando os efeitos indesejáveis ocorridos na têmpera (dureza e fragilidade), o revenimento consiste no novo aquecimento do aço a temperaturas entre 300⁰C e 700⁰C e no resfriamento normal (não forçado) até a temperatura ambiente.

O diagrama tensão x deformação desses aços só apresenta a fase elástica e o encruamento, sendo o limite de escoamento o correspondente a uma deformação residual de 0,2%.

Na FIG. 4.2 são apresentados os diagramas tensão x deformação característicos das três classes de aços descritas anteriormente. Observa-se que a fase elástica é sempre

representada por uma mesma reta, uma vez que o módulo de elasticidade do aço é o mesmo para quaisquer tipos de aços estruturais.

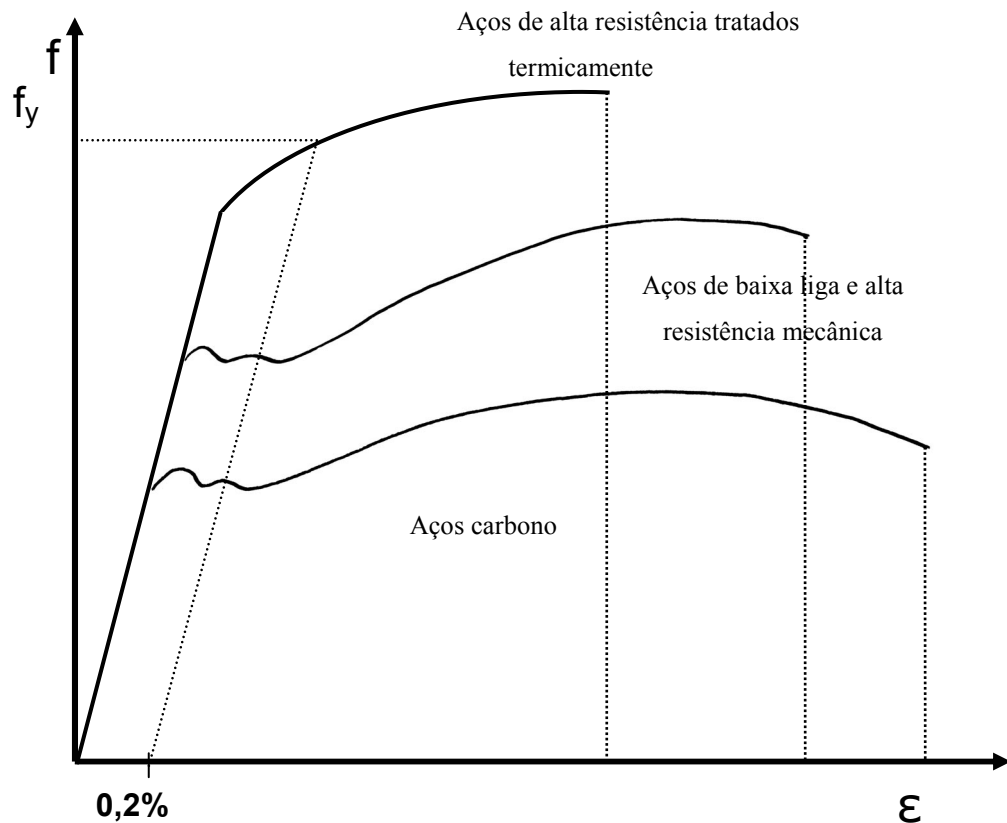


FIGURA 4.2 - Diagrama tensão x deformação para aços carbono, aços de baixa liga e alta resistência mecânica e aços de alta resistência tratados termicamente

Outros fatores ainda podem alterar o diagrama tensão x deformação de um aço. O período entre um carregamento e o subsequente recarregamento pode influenciar na resistência e na ductilidade do material. Os diagramas tensão x deformação apresentados na FIG. 4.3 demonstram como tal fato pode influenciar a resistência e a ductilidade.

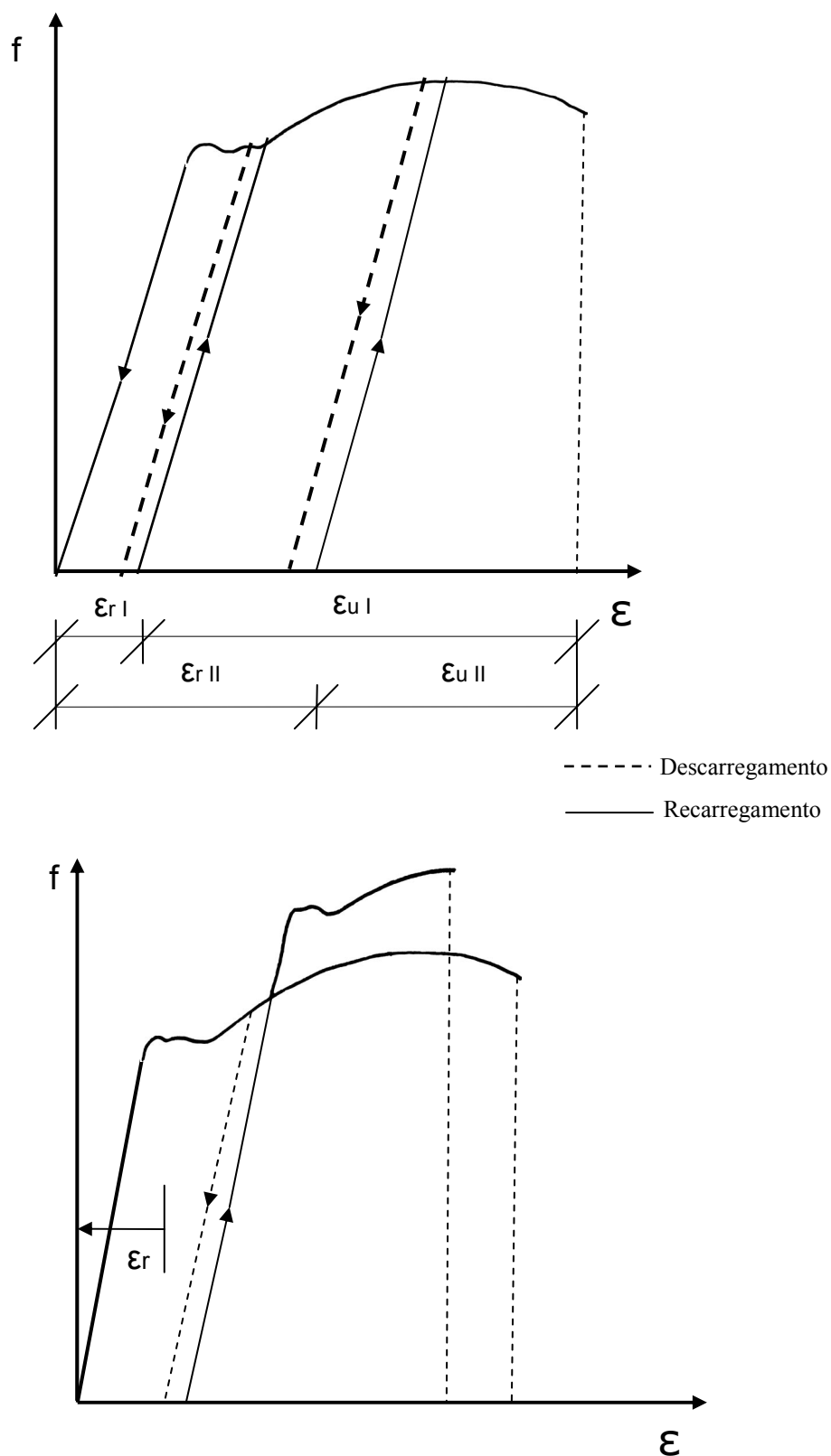


FIGURA 4.3 - Diminuição da ductilidade, sem aumento da resistência, devido a sucessivas etapas de carregamento e descarregamento. Quando o recarregamento é imediato, há uma redução da ductilidade do aço, igual à pré-deformação existente

Se o recarregamento for demorado, haverá redução da ductilidade e aumento da resistência do material. É o que ocorre na conformação a frio dos perfis, bem como na furação por punção e no corte por tesoura, quando são produzidas grandes deformações localizadas. Nos furos puncionados, existe a maior possibilidade do aparecimento de pequenas fissuras, o que pode produzir o início de um processo de fadiga ou uma ruptura frágil.

Outro fenômeno que pode influenciar no limite de escoamento e no limite de resistência à tração é a temperatura. A FIG. 4.4 apresenta, no eixo das ordenadas, a relação (f_y'/f_y) entre o limite de escoamento de um aço a temperaturas mais elevadas e o limite de escoamento do mesmo aço à temperatura ambiente e, em abscissas, a relação entre o limite de resistência à tração a temperaturas mais elevadas (f_u') e o limite de resistência à tração à temperatura ambiente (f_u) .

Observa-se que, em torno de 500°C , o limite de escoamento do material estará reduzido a 50% do limite de escoamento à temperatura ambiente, perdendo toda a sua capacidade de resistência por volta dos 900°C .

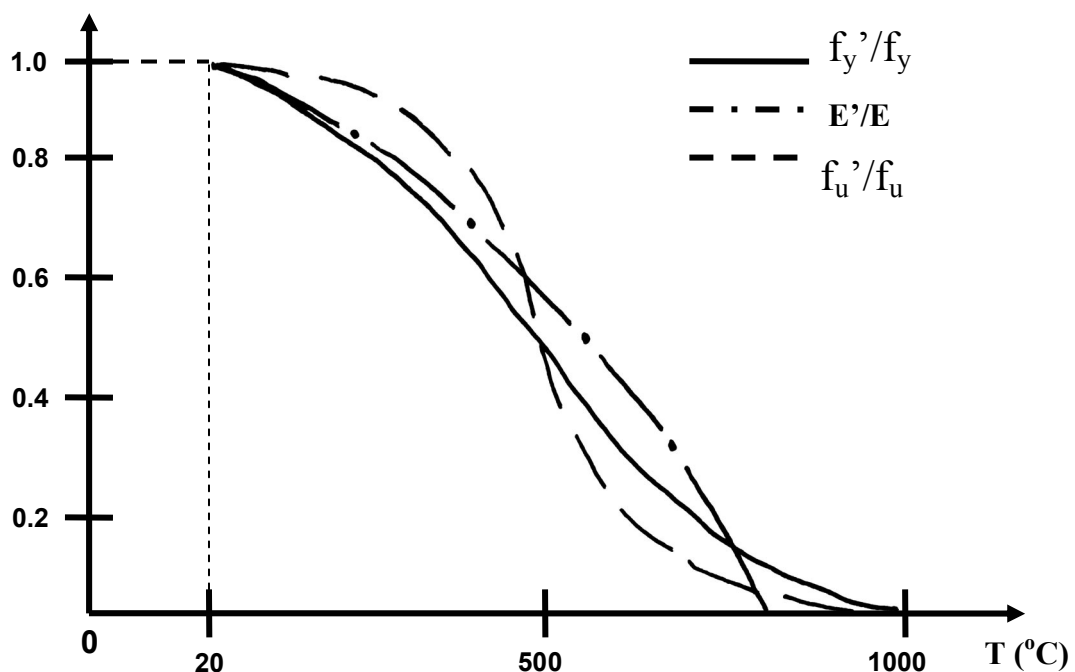


FIGURA 4.4 - Variação do limite de escoamento, do limite de resistência e do módulo de elasticidade, em função da temperatura

As tensões residuais também podem alterar o trecho com comportamento elástico do aço, como mostrado na FIG. 4.5.

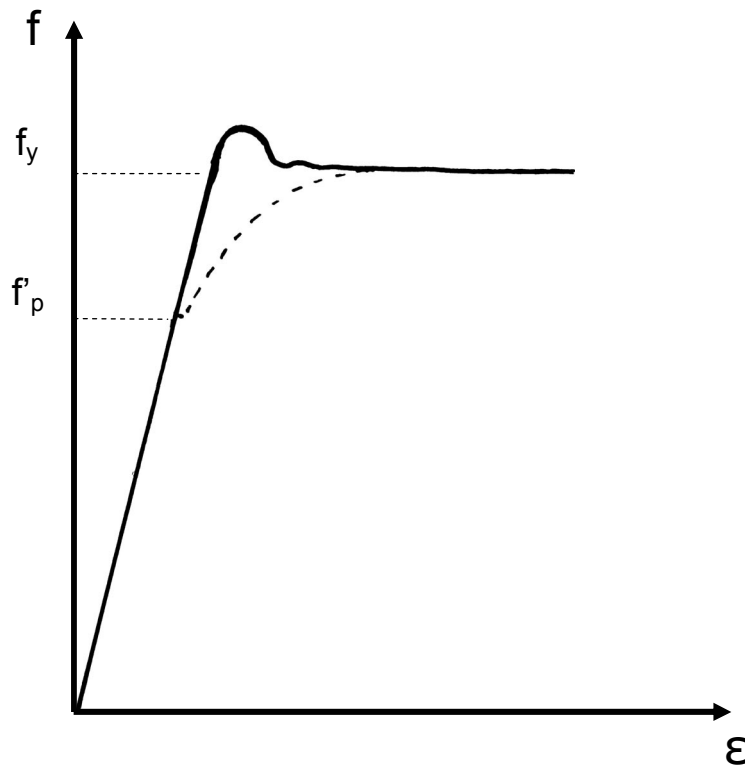


FIGURA 4.5 - Influência das tensões residuais no diagrama tensão x deformação dos aços

Essas tensões são provenientes do diferente resfriamento de áreas distintas de uma mesma seção transversal, após o aquecimento em diferentes etapas do processo de produção (laminação, soldagem ou corte a maçarico), o que introduz tensões internas de tração e ou compressão. Assim, a existência dessas tensões residuais diminui a capacidade de resistência do aço em regime elástico, uma vez que uma menor solicitação produzirá tensões que, somadas às tensões residuais, atingirão o valor da tensão limite de escoamento do aço.

Nas chapas laminadas a quente, as bordas resfriam-se mais rapidamente que sua região central, ficando essa área, assim, solicitada à tração e as bordas à compressão, conforme ilustrado na FIG. 4.6.

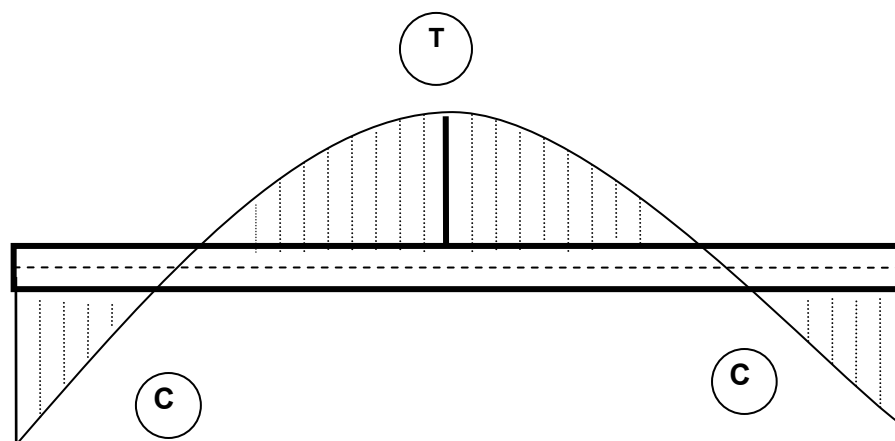


FIGURA 4.6 - Diagrama de tensões residuais em chapa laminada a quente

Já nos perfis “I” e “H”, laminados a quente, a região de união entre as mesas e a alma possui maior volume de material concentrado, tornando o resfriamento dessas regiões mais lento e sujeitando-as, após atingirem a temperatura ambiente, a tensões de tração, enquanto as bordas das mesas e a região central da alma estarão sujeitas a tensões de compressão (FIG. 4.7).

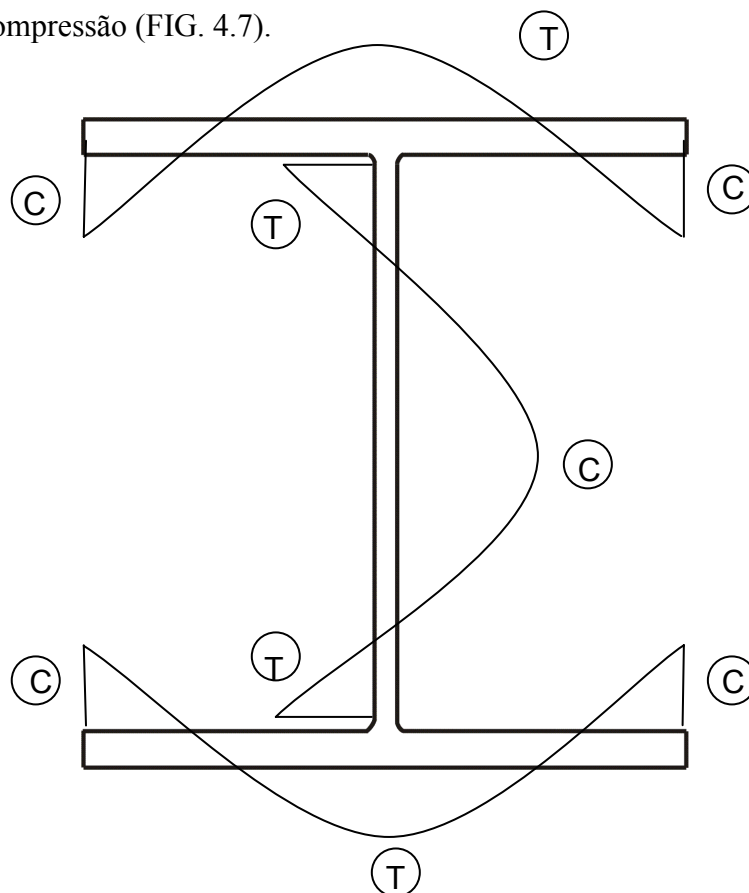


FIGURA 4.7 - Diagrama de tensões residuais em perfis laminados tipo “I” ou “H”

Os tubos laminados a quente têm uma distribuição de massa bastante uniforme em torno de seu eixo. Por esse motivo, seu resfriamento também uniforme minimiza os resfriamentos diferenciados e apresenta baixos índices de tensões residuais.

Nos perfis soldados, as altas temperaturas de soldagem (fusão) desenvolvem, após o resfriamento, tensões de tração nas regiões adjacentes aos cordões de solda, conforme ilustrado na FIG. 4.8.

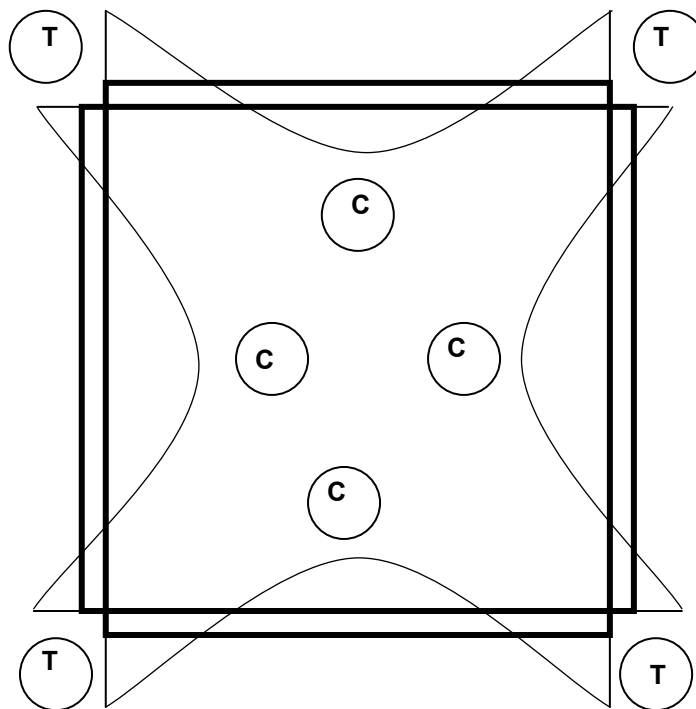


FIGURA 4.8 - Diagrama de tensões residuais em tubos quadrados soldados

A fadiga pode provocar a ruptura de uma peça de aço mesmo quando sujeita a uma solicitação inferior à sua capacidade de resistência, ou a um grande número de tensões reversas, ou mesmo a um grande número de variações de tensões de mesma natureza (sem inversão de sinal). Os principais fatores que influenciam a resistência à fadiga são a faixa de variação das tensões aplicadas, o número de ciclos de aplicação das tensões e os entalhes existentes nas peças. Tais efeitos devem ser considerados no dimensionamento de peças submetidas a tensões provenientes de cargas móveis. Normalmente, dados obtidos em laboratório são utilizados para o dimensionamento à fadiga.

A ruptura frágil inicia-se em pontos de baixa ductilidade, propagando-se rapidamente sob tensões baixas. Ocorre bruscamente, sem deformação aparente, o que a torna imprevisível, sendo freqüente em peças sujeitas a estado triplo de tensões, baixas temperaturas ou com qualidade inadequada do aço.

Um ponto importante a ser ressaltado é que todas as análises contidas neste trabalho e adotadas pela Norma NBR 8800/86 só podem ser aplicadas a perfis de seção tubular com espessura igual ou superior a 3mm.

4.2 Elementos tracionados

4.2.1 Critérios de dimensionamento

Conforme mencionado no Capítulo 3, as barras tracionadas aparecem com grande freqüência no dimensionamento de estruturas metálicas, em função do seu largo emprego em estruturas treliçadas.

De uma forma geral, o comportamento das barras tracionadas difere um pouco do comportamento dos corpos de prova usados em ensaios de tração, em função do comportamento não linear das ligações, das concentrações de tensões nas ligações e das tensões residuais. Nesse último caso, as tensões residuais nos tubos laminados a quente são mínimas, quando comparadas às dos demais tipos de perfis. Por isso, são aquelas cujo comportamento mais se aproxima do comportamento dos ensaios de tração.

Entretanto, deve-se enfatizar que, nos projetos bem elaborados, tais discrepâncias não devem afetar os resultados de ruptura das peças. Por isso, os detalhes de ligações devem ser minuciosamente estudados, de forma a representar, o mais próximo possível, as condições idealizadas no projeto e não introduzir solicitações não previstas no cálculo.

O dimensionamento das barras tracionadas deve atender ao estado limite (estado a partir do qual uma estrutura não mais satisfaz à finalidade para a qual foi projetada) de escoamento da seção bruta e ao de ruptura da seção líquida efetiva.

O estado limite de escoamento da seção bruta tem por finalidade limitar a carga de tração a ser aplicada na seção transversal, de forma a impedir a atuação de tensões iguais ao limite de escoamento, o que provocaria grandes deformações na barra e a perda de sua função estrutural.

Visando impedir o escoamento da seção transversal, o estado limite determinará o maior esforço de tração ao qual a peça pode ser submetida, sendo este função da área bruta (A_g) da seção transversal e do limite de escoamento do aço (f_y). A **resistência de cálculo** $\phi_t N_n$ da seção transversal é dada, então, pela expressão:

$$\phi_t N_n = 0,9 \times A_g \times f_y.$$

Uma estimativa inicial da resistência de cálculo, para o estado limite de escoamento da seção bruta dos tubos estruturais VMB, pode ser apresentado por meio de ábacos, como o da FIG. 4.9, o que, para efeito de um pré-dimensionamento, pode simplificar o trabalho do arquiteto projetista.

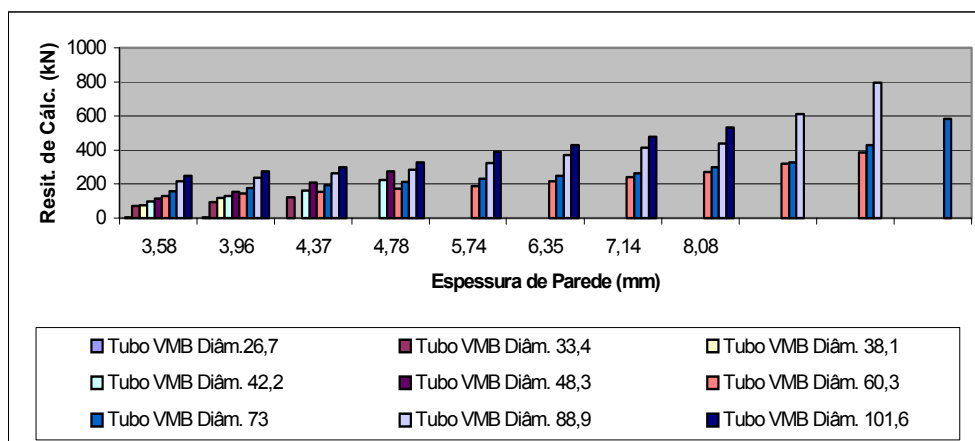


FIGURA 4.9 - Gráfico resistência de cálculo x espessura de parede – escoamento da seção bruta – tubos VMB – aço 250 MPa

O estado limite de ruptura da seção líquida efetiva (seção onde são descontadas as áreas de furos e outras reduções na área bruta e, leva-se em conta a transmissão de esforços da ligação) ocorre quando a seção transversal de aço possui regiões com área inferior à área da seção bruta, como é o caso das seções ligadas por intermédio de parafusos. Nesses casos, a área da seção transversal que passa por estes furos (área líquida A_n) é inferior à área da seção transversal, havendo a possibilidade de

rompimento, segundo uma linha que passe pelos furos (largura líquida) e que tenha menor comprimento. Nos casos das estruturas tubulares, esse tipo de ligação não é freqüente e seu uso praticamente se restringe às ligações de tubos com pontas amassadas, como mostrado na FIG. 4.10.



FIGURA 4.10 - Ligação de tubos com ponta amassada
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Nos demais casos, os tubos não sofrem redução de sua área bruta e, portanto, o estado limite de ruptura da seção líquida não se aplica (FIG. 4.11).



FIGURA 4.11- Ligação de tubos usando chapa de ligação
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

O coeficiente “ C_t ” é um fator que minora a resistência à tração da barra por considerar, na passagem dos esforços do elemento tracionado para os outros elementos de ligação (chapas, por exemplo), a concentração de tensões na transmissão dos esforços de tração. É o projeto que determina a forma de ligação, usando todos os elementos constituintes do perfil ou apenas parte deles. O produto desse coeficiente (C_t) pela área líquida da seção transversal (A_n) define a área efetiva ($A_e = C_t \times A_n$).

Entretanto, para tubos, como já foi mencionado, tal fator não é considerado pela NBR 8.800/86, sendo, pois, C_t considerado igual a 1,0.

Segundo o AISC/99, $C_t = 1 - (\bar{x}/l) \leq 0,9$, onde \bar{x} (FIG. 4.12 – Corte AA) é a excentricidade da ligação (considerada igual à distância do centro de gravidade da calota circular (FIG. 4.12) à face da chapa de ligação, dada em mm) e l é o comprimento da ligação na direção do esforço de tração. A determinação do centro de gravidade da calota circular pode ser obtida pela seguinte expressão: $y = \frac{4}{3\pi} \times \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2}$, onde “ R ” é o raio externo do tubo e “ r ” o raio interno do tubo.

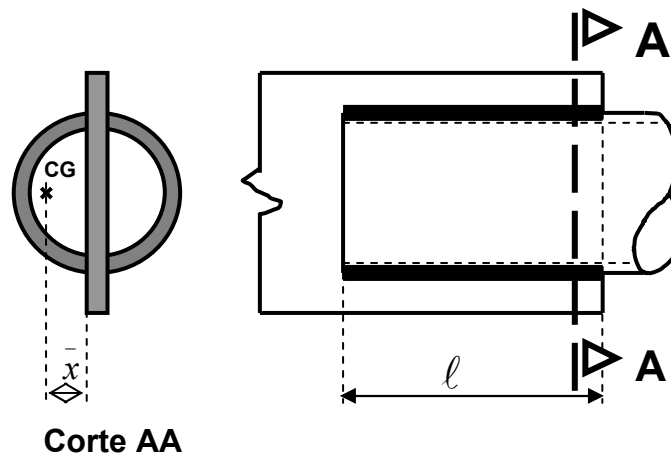


FIGURA 4.12 - Dimensões para determinação de C_t

Para os tubos produzidos pela VMB, fez-se a determinação desse coeficiente de acordo com a expressão fornecida pelo AISC, considerando-se que o esforço de tração máximo na barra tracionada seja dado pelo produto da área de sua seção transversal pelo limite de escoamento do aço e que a solda seja o filete de máxima perna, de acordo com a espessura da parede do tubo considerado, tendo como resultado o menor comprimento do cordão de solda. A partir desse valor, determina-se o comprimento mínimo dos

quatro filetes de solda necessários (eletrodo E70XX), determinados pelo critério de espessura máxima da solda em função da parede do tubo.

O cálculo, conforme as prescrições do AISC, conduz a valores muito baixos para o valor do coeficiente C_t , o que pode levar a uma redução da resistência da peça tracionada em até 47%, quando utilizado o menor cordão de solda permitido, em função das espessuras dos elementos ligados.

4.2.2 Exemplo de dimensionamento

A treliça da FIG. 4.13, submetida a cargas de cálculo (já devidamente majoradas em função da natureza das ações) $P = 135 \text{ kN}$, tem todas as suas diagonais tracionadas. Deseja-se determinar os perfis tubulares de seção circular mais adequados para as diagonais e para a corda inferior, considerando-se aço VMB 300 ($f_y = 300 \text{ MPa}$)

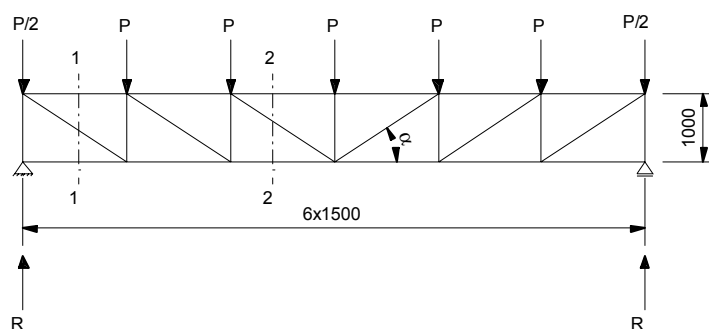


FIGURA 4.13 – Dimensionamento de elementos de treliça

Desprezando-se o peso próprio das barras e calculando-se as reações de apoio

$$R = \frac{6 \times P}{2} = \frac{6 \times 135}{2} = 405 \text{ kN},$$

a determinação das solicitações máximas é feita por

- i) equilíbrio de momento das forças à esquerda da seção 2-2 (em torno do ponto de convergência da diagonal com a corda superior interceptadas pela mesma seção), obtendo-se a força máxima na corda inferior (F_{ci}):

$$3 \times \left(405 - \frac{135}{2} \right) - 135 \times 1.5 - F_{ci} \times 1.0 = 0$$

$$F_{ci} = 810 \text{ kN}$$

- ii) equilíbrio das forças verticais à esquerda da seção 1-1, obtendo-se a força máxima nas diagonais (F_d):

$$\alpha = \arctg \frac{1}{1.5} = 33.69^\circ$$

$$405 - \frac{135}{2} - F_d \times \sin \alpha = 0$$

$$F_d = 608,5 \text{ kN}$$

A área mínima necessária, para as diagonais é obtida fazendo-se

$$F_d \leq 0,9 \times A_g \times f_y$$

$$A_g \geq \frac{F_d}{0,9 \times f_y}$$

$$A_{\min.} = \frac{608,5}{0,9 \times 30} = 22,5 \text{ cm}^2$$

Pode-se, portanto, especificar inicialmente um tubo 73,0x14,0x20,4, cuja área vale $26 \text{ cm}^2 > A_{\min.}$

A resistência de cálculo, pelo estado limite de escoamento da seção bruta, para essa seção é

$$\phi_b N_n = 0,9 \times A_g \times f_y = 0,9 \times 26 \times 30$$

$$\phi_b N_n = 702 \text{ kN} > F_d = 608,5 \text{ kN}$$

Admitindo-se que as ligações sejam feitas através de soldagem tubo – tubo, sem elementos auxiliares, não é aplicável o estado limite de ruptura da seção líquida efetiva. Caso a ligação fosse feita por meio de chapa, o coeficiente C_t seria, de acordo com o AISC/99,

$$C_t = 1 - \left(\frac{\bar{x}}{l} \right) \leq 0,9, \text{ onde } \bar{x} = \frac{4}{3 \times \pi} \times \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2},$$

sendo R o raio externo do tubo, r o raio interno e l o comprimento da ligação na direção do esforço de tração.

$$\text{Assim, } \bar{x} = \frac{4}{3 \times \pi} \times \frac{(36,5)^3 - (22,5)^3}{(36,5)^2 - (22,5)^2} = 19,13 \text{ mm e, adotando-se um comprimento}$$

$$\text{de 88 mm para a ligação, tem-se: } C_t = 1 - \frac{19,13}{88} = 0,78$$

A área líquida efetiva seria

$$A_e = C_t \times A_n = 0,78 \times 26 = 20,28 \text{ cm}^2$$

e a resistência de cálculo, pelo estado limite de ruptura da área líquida efetiva, seria

$$\phi_t N_n = 0,75 \times A_e \times f_u = 0,75 \times 20,28 \times 41,5$$

$$\phi_t N_n = 631,2 \text{ kN} > F_d = 608,5 \text{ kN}$$

Para a corda inferior, adotando-se os mesmos procedimentos, tem-se

$$A_{\min} = \frac{F_{ci}}{0,9 \times f_y} = \frac{810}{0,9 \times 30} = 30 \text{ cm}^2$$

Considerando-se um tubo 114,3x11,1x28,3, cuja área vale $36,1 \text{ cm}^2 > 30 \text{ cm}^2$, a resistência de cálculo, pelo estado limite de escoamento da seção bruta, será

$$\phi_t N_n = 0,9 \times A_g \times f_y = 0,9 \times 36,1 \times 30 = 974,7 \text{ kN} > F_{ci} = 810 \text{ kN}$$

4.3 Elementos comprimidos

4.3.1 Critérios de dimensionamento

A resistência das peças comprimidas depende, fundamentalmente, da geometria da seção, das propriedades do material e da possibilidade de flambagem (seja de forma global ou local). No que diz respeito à geometria da seção, são de fundamental importância a **área da seção transversal** A_g , sua **inércia mínima** I , que no caso dos tubos de seção transversal circular é constante em relação a qualquer eixo que passe por

seu centro de gravidade, e seu **raio de giração** $r = \sqrt{I/A_g}$, também constante (FIG. 4.14).

- Área bruta para as seções circulares: $A_g = \pi \times t \times (D - t)$
- Área bruta para as seções quadradas: $A_g = 4t \times (a - 2r) + \pi \times (r^2 - r_1^2)$
- Área bruta para as seções retangulares: $A_g = 2t \times (a + b - 4r) + \pi \times (r^2 - r_1^2)$; onde r e r_1 correspondem, respectivamente, aos raios externo e interno de canto, da seção transversal.
- Momento de inércia para as seções circulares: $I = \frac{\pi}{4} \left\{ \left(\frac{D}{2} \right)^4 - \left(\frac{D - 2t}{2} \right)^4 \right\}$
- Momento de inércia para as seções quadradas:

$$I_x = I_y = \frac{a_0}{12} \cdot (2 \cdot t \cdot a_0^2 + a^3 - a_1^3) + \frac{\pi}{4} [r^4 - r_1^4 + (r^2 - r_1^2) \cdot (a_0^2 + 2a_0 y_0)]$$

- Momento de inércia para as seções retangulares:

$$I_x = \frac{t}{6} a_0^3 + \frac{b_0}{12} (a^3 - a_1^3) + \frac{\pi}{4} [r^4 - r_1^4 + (r^2 - r_1^2) \cdot a_0 (a_0 + 4 \cdot y_0)]$$

$$I_y = \frac{t}{6} b_0^3 + \frac{a_0}{12} (b^3 - b_1^3) + \frac{\pi}{4} [r^4 - r_1^4 + (r^2 - r_1^2) \cdot b_0 (b_0 + 4 \cdot y_0)]$$

Para o cálculo:

$$y_0 = \frac{4 \cdot (r^3 - r_1^3)}{3\pi(r^2 - r_1^2)}; a_0 = a - 2r; a_1 = a - 2t; b_0 = b - 2r; b_1 = b - 2t, \text{ e } r_1 = r - t.$$

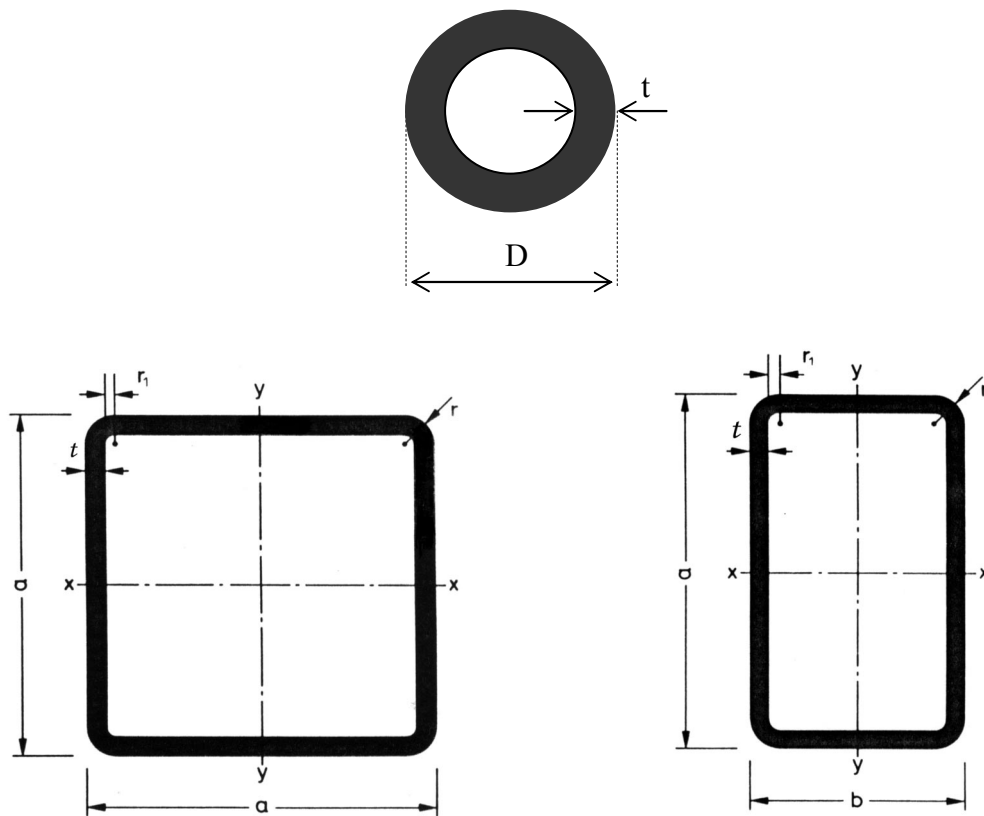


FIGURA 4.14 - Dimensões das seções transversais de perfis tubulares

Quanto ao material, o limite de escoamento do aço f_y e o seu módulo de elasticidade $E = 205.000 MPa$ são as principais características mecânicas que determinam a resistência da peça à compressão.

No que diz respeito à flambagem local, a NBR 8800/86 analisa a seção transversal das vigas conforme a esbeltez “ λ ” ($\lambda = b/t$) dos elementos que compõem a seção transversal.

Para efeito de flambagem local, a referida norma divide as seções em quatro classes distintas:

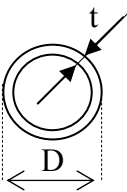
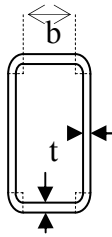
- **Seções Classe 1** – São as seções constituídas por elementos compactos que, além de admitirem a obtenção do momento plástico, redistribuem seus momentos sem a flambagem de seus elementos. São, portanto, as seções adequadas à análise plástica.
- **Seções Classe 2** – São as seções que permitem que seja atingido o momento de plastificação, mas não a redistribuição de momentos fletores, pois logo que ocorre o momento de plastificação ocorre também a flambagem de seus elementos.

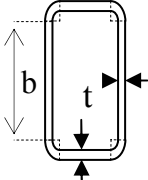
- **Seções Classe 3** – São as seções cujos elementos componentes não sofrem flambagem local no regime elástico, quando sujeitas às solicitações indicadas na tabela 1 da NBR 8800/86, podendo, entretanto, sofrer flambagem em regime inelástico.
- **Seções Classe 4** – São as seções cujos elementos componentes podem sofrer flambagem no regime elástico. São as seções denominadas esbeltas.

A tabela 1 da referida norma descreve os elementos componentes das barras e os classifica em três classes distintas (seções classe 1, 2 e 3), de acordo com o tipo de solicitação da seção, fixando um valor limite máximo para a esbeltez do elemento analisado, a partir da qual o elemento pertencerá à classe seguinte (TAB. 4.1).

TABELA 4.1

Valores limites das relações “largura/espessura” para seções tubulares

Descrição do elemento	Classe	Tipo de Solicitação da Seção	$(b/t)_{\max}$	$(b/t)_{\max}$		
				$f_y = 250\text{MPa}$	$f_y = 300\text{MPa}$	$f_y = 350\text{MPa}$
	1	M e N	$0,064 \frac{E}{f_y}$	52,48	43,73	37,49
	2	M	$0,087 \frac{E}{f_y}$	71,34	59,45	50,96
	3	N	$0,11 \frac{E}{f_y}$	90,20	75,17	64,43
	1	M e N	$0,94 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	26,92	24,57	22,75
	2	M	$1,12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	32,07	29,28	27,11
	3	N	$1,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	39,52	36,07	33,40

Descrição do elemento	Classe	Tipo de Solicitação da Seção	$(b/t)_{\max}$	$(b/t)_{\max}$		
				$f_y = 250\text{MPa}$	$f_y = 300\text{MPa}$	$f_y = 350\text{MPa}$
	1	M	$2,35 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	67,29	61,43	56,87
		M e N	$2,35 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y} \left(1 - 1,6 \frac{N_d}{\phi_c N_y} \right)}$ Válida para: $\frac{N_d}{\phi_c N_y} \leq 0,234$	-	-	-
			$1,47 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ Válida para: $\frac{N_d}{\phi_c N_y} > 0,234$	42,09	38,43	35,58
	2	M	$3,50 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	100,2	91,49	84,71
		M e N	$3,50 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y} \left(1 - 2,8 \frac{N_d}{\phi_c N_y} \right)}$ Válida para: $\frac{N_d}{\phi_c N_y} \leq 0,207$	-	-	-
			$1,47 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ Válida para: $\frac{N_d}{\phi_c N_y} > 0,207$	42,09	38,43	35,58
	3	N	$1,47 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	42,09	38,43	35,58

FONTE – NBR 8800/86 (ABNT, 1986. Adaptação).

No que diz respeito à flambagem global da barra comprimida, o comprimento destravado da peça ℓ , suas condições de extremidade, suas imperfeições iniciais (empeno longitudinal) e a existência de tensões residuais são os principais fatores que influenciam a resistência à compressão.

O coeficiente de flambagem K é o coeficiente que corrige o comprimento real da barra comprimida, indicando o comprimento que deveria ter uma barra bi-rotulada,

cuja seção transversal e cuja resistência à flambagem fossem iguais à da barra real, conforme mostrado na FIG. 4.15.

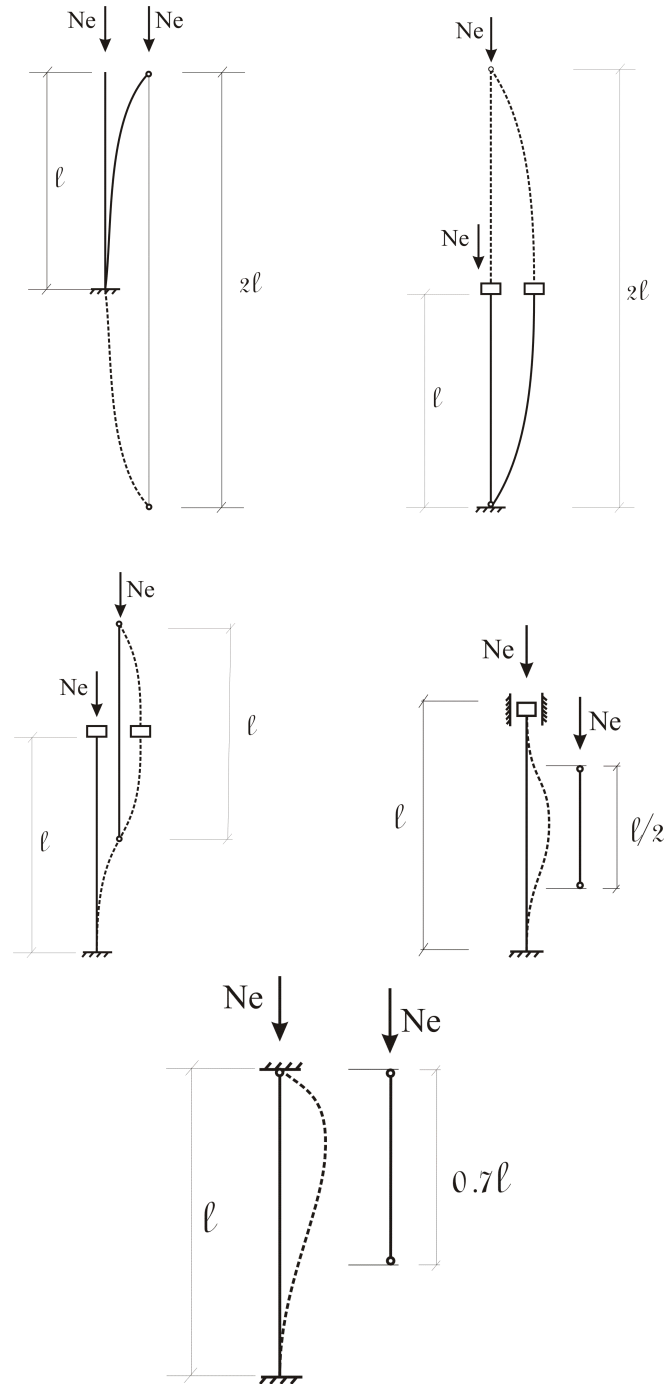


FIGURA 4.15 - Comprimento de flambagem de barras comprimidas

Em função das imperfeições nas condições de extremidade construídas na prática, o coeficiente de flambagem (K) deve ser corrigido conforme apresentado na TAB. 4.2.

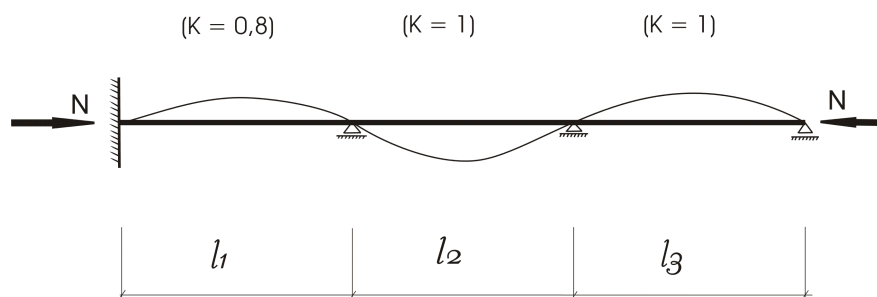
TABELA 4.2

Valores Teóricos e Recomendados para o Coeficiente K

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
	$k = 1,0$	0,5	1,0	0,7	2,0	2,0
Valores de K	1,0	0,5	1,0	0,7	2,0	2,0
Valores recomendados para o dimensionamento	1,0	0,65	1,2	0,8	2,1	2,0
Símbolos das condições de apoio			Rotação e translação impedidas			
			Rotação livre e translação impedida			
			Rotação e translação livres			
			Rotação impedida e translação livre			

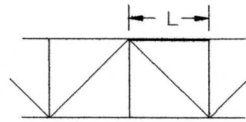
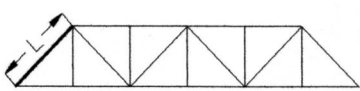
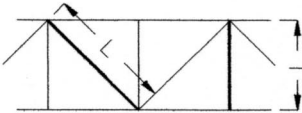
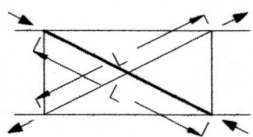
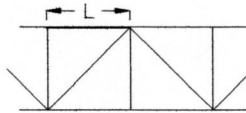
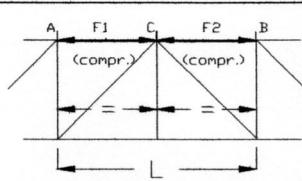
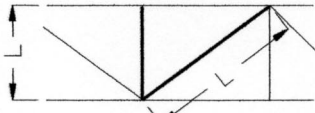
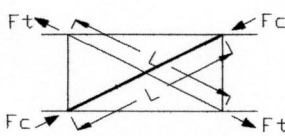
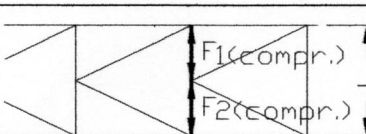
FONTE – NBR 8800/86 (ABNT, 1986. Adaptação).

Nas vigas contínuas sujeitas a esforços de compressão, o valor de K a ser considerado nos tramos internos da viga é 1,0, uma vez que os apoios internos são considerados rotulados. Para os tramos extremos, o coeficiente depende da condição de apoio das ligações extremas, sendo 0,8 quando a viga estiver engastada nesta extremidade e 1,0 quando essa extremidade for rotulada (FIG. 4.16).

FIGURA 4.16 - Valores de K em vigas contínuas

Para barras pertencentes a treliças, a NBR 8800/86 apresenta os valores dos coeficientes de flambagem K conforme TAB. 4.3.

TABELA 4.3
Valores de K para barras pertencentes a treliças

Caso		Elemento considerado	K	
Flambagem no plano da treliça	1		corda	1,0
	2		diagonal extrema	1,0
	3		montante ou diagonal	1,0
	4		diagonal comprimida ligada no centro a uma diagonal tracionada de mesma seção	0,5
Flambagem fora do plano da treliça	5		corda com todos os nós contidos fora do plano da treliça	1,0
	6		cordas contínuas onde somente A e B são contidos fora do plano ($F_1 > F_2$)	$0,75 + 0,25 \frac{F_2}{F_1}$
	7		Montante ou diagonal	1,0
	8		Diagonal comprimida contínua, ligada no centro a uma diagonal tracionada de mesma seção	$\sqrt{1,0 - 0,75 \frac{F_t}{F_c}} \geq 0,5$
	9		montante contínuo de treliça em K ($F_1 > F_2$)	$0,75 + 0,25 \frac{F_2}{F_1}$

FONTE – NBR 8800/86 (ABNT, 1986).

Para pilares pertencentes a estruturas contínuas, nas quais as ligações entre vigas e pilares são rígidas, o valor do coeficiente K depende da rigidez relativa dos elementos ligados e da deslocabilidade das estruturas, classificadas pela NBR 8800/86 em estruturas indeslocáveis (FIG. 4.17) e estruturas deslocáveis (FIG. 4.18). As estruturas indeslocáveis têm sistema adequado para impedir o deslocamento lateral da edificação, tal como os pórticos contraventados ou aqueles que se apóiam lateralmente em outras estruturas rígidas (núcleos de concreto, por exemplo).

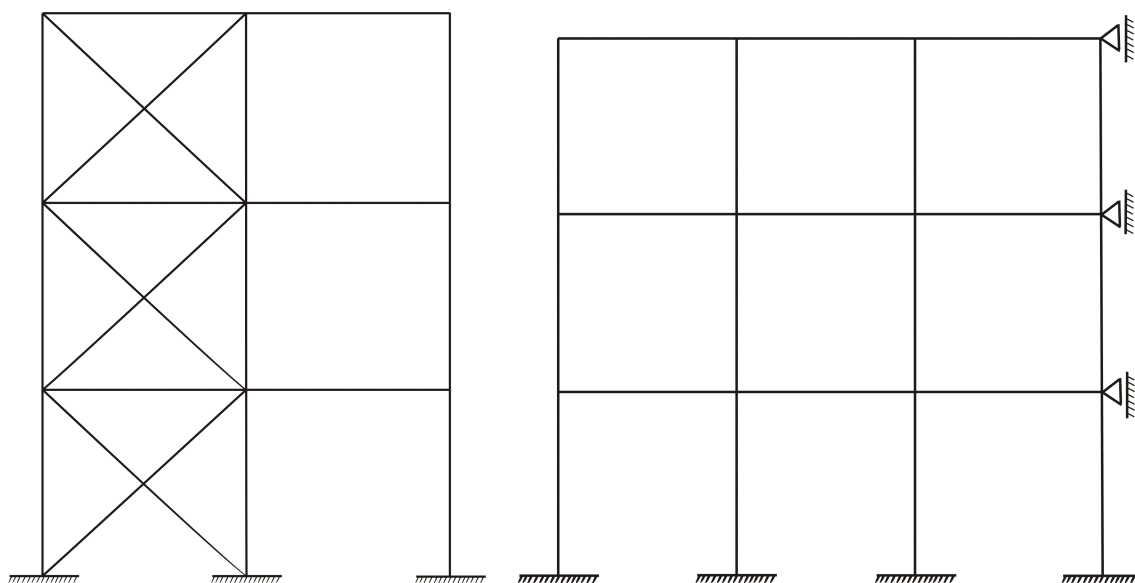


FIGURA 4.17 - Estruturas indeslocáveis

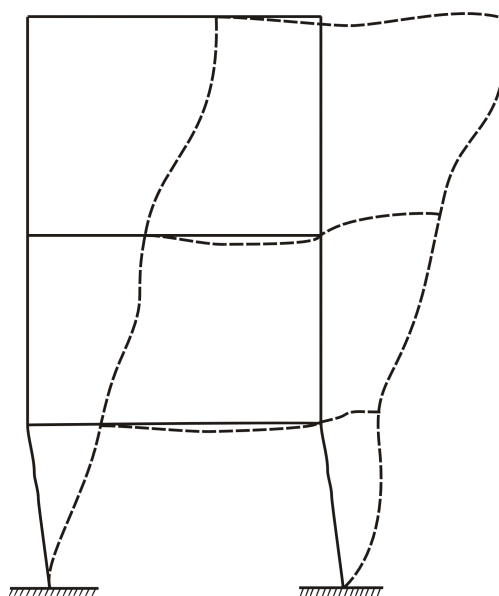


FIGURA 4.18 - Estruturas deslocáveis

O processo para a determinação do coeficiente K consiste no emprego de ábacos distintos para as estruturas deslocáveis e indeslocáveis, em função dos coeficientes G , calculados para as duas extremidades (“a” e “b”) do trecho do pilar considerado, sendo

$$G = \frac{\Sigma \left(\frac{I_c}{\ell_c} \right)}{\Sigma \left(\alpha \times \frac{I_g}{\ell_g} \right)},$$

onde I_c é o momento de inércia dos pilares que se ligam rigidamente à extremidade considerada, ℓ_c é o comprimento desses pilares, I_g é o momento de inércia das vigas que se ligam rigidamente à extremidade considerada, ℓ_g o comprimento dessas vigas e α o coeficiente de correção da rigidez das vigas, que é função do tipo de ligação da outra extremidade, conforme TAB. 4.4.

TABELA 4.4
Valores de α para o cálculo de G

Forma de ligação da outra extremidade da viga	α	
	Estruturas Indeslocáveis	Estruturas Deslocáveis
Rígida, impedida de girar	2,00	0,67
Rígida, podendo girar	1,00	1,00
Rotulada	1,50	0,50

Para as extremidades de pilares vinculadas a apoios, o valor teórico é $G = \infty$ para apoios rotulados e $G = 0,00$ para apoios engastados, recomendando-se, porém, a utilização dos valores práticos $G = 10,0$ e $G = 1,0$, respectivamente.

Conhecidos os valores de G das duas extremidades do pilar (G_a e G_b), por meio dos ábacos apresentados na NBR 8800/86 (ABNT, 1986. Anexo I, FIG. 18, p. 94) para estruturas deslocáveis e indeslocáveis, determina-se o valor de K , traçando-se uma reta entre os pontos apropriados das escalas G_a e G_b .

Pode ocorrer instabilidade nas barras comprimidas quando um ou mais elementos componentes da barra sofrem flambagem local, sem afetar a estabilidade da barra como um todo.

A NBR 8800/86 analisa a possibilidade de ocorrer flambagem local a partir de valores limites da relação entre as dimensões dos elementos constituintes da seção transversal. Assim, para relações D/t (diâmetro externo/ espessura da parede do tubo) inferiores ao valor limite $\left(\frac{D}{t}\right)_{\max} = 0,11 \frac{E}{f_y}$, que caracteriza as seções tubulares circulares da classe 3, considera-se que não ocorre flambagem local.

Para os tubos de seção quadrada ou retangular com paredes de espessura uniforme, a relação largura/ espessura é expressa em função da relação b/t onde “b” é a maior dimensão nominal (lado) do retângulo, deduzidos os raios de dobramento externo, e “t” é a espessura da parede do tubo. Nesses casos, não ocorrerá flambagem local se for obedecida a expressão $\frac{b}{t} \leq 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ (TAB. 4.1, p.208-209).

Acima dos limites $\frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$, os perfis tubulares de seção circular são da classe 4 (seções esbeltas), portanto não permitidos pela NBR 8800/86. Nas especificações estrangeiras, a capacidade de resistência é calculada em função da área efetiva, que é um conceito similar ao parâmetro Q, utilizado pela Norma Brasileira para os elementos esbeltos (para seções abertas e seções fechadas tipo caixão, exceto tubos de seção circular).

A partir desse limite, o coeficiente de redução Q_a , que leva em conta a flambagem local do elemento enrijecido é considerado, reduzindo ($Q_a \leq 1,0$) o valor da tensão, conforme anexo “E” da NBR 8.800/86. Entretanto, para os tubos de seção transversal circular, o referido anexo não se aplica, ficando o dimensionamento desses tubos limitado às seções cuja relação D/t atenda à relação $\frac{D}{t} \leq 0,11 \frac{E}{f_y}$.

Deve-se, entretanto, destacar que os tubos sem costura produzidos pela V & M do BRASIL, mesmo em aços com limite de escoamento de 350 MPa, não estão sujeitos

a esse tipo de instabilidade, sendo, portanto, aplicável o dimensionamento da Norma Brasileira.

Para os tubos de seção transversal quadrada e retangular, a determinação de Q_a é feita a partir da determinação da largura efetiva do elemento enrijecido comprimido, em um processo de aproximações sucessivas, conforme apresentado a seguir:

$$b_{ef} = \frac{797t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{158}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{f}} \right] \leq b,$$

onde f é a tensão de cálculo no elemento enrijecido em MPa, obtida por aproximações sucessivas, dividindo-se a força normal de cálculo pela área efetiva $f = \frac{N_d}{A_{ef}}$ e $A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) \cdot t$, onde o somatório se estende a todos os elementos enrijecidos. Para a determinação do valor de f inicial, pode-se adotar $f = \frac{N_d}{A_g}$.

Determinado o valor inicial de f , calculam-se as larguras efetivas de todos elementos enrijecidos b_{ef} , a nova área efetiva A_{ef} e a nova tensão $f = \frac{N_d}{A_{ef}}$. Repete-se o processo até que haja convergência do valor da tensão de cálculo no elemento enrijecido f . Obtida a convergência, define-se $Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$.

O valor de Q é obtido pela expressão $Q = Q_a \cdot Q_s$ onde, para as seções tubulares $Q_s = 1,0$ (não existem elementos não enrijecidos) e, portanto $Q = Q_a$.

Conhecidas todas as propriedades e características das seções transversais, a determinação da resistência de cálculo de uma barra comprimida é influenciada pela interação entre tensões residuais, tensões normais de compressão e as de flexão provenientes das imperfeições iniciais e de sua esbeltez.

Nos tubos de seção transversal circular ou quadrada, o dimensionamento das peças comprimidas independe do eixo de flexão, uma vez que esses possuem inércia constante em relação aos eixos principais.

Os estados limites últimos a serem considerados no dimensionamento das peças comprimidas são o de flambagem local, flambagem global da peça e o escoamento por compressão.

A resistência de cálculo N_d é definida na NBR 8.800/86 pela expressão $\phi_c N_n = 0,90 \cdot \rho \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y$, onde ρ é o coeficiente $\leq 1,0$ que leva em consideração as tensões residuais, as imperfeições iniciais e a esbeltez da barra comprimida. É obtido por meio dos ábacos das curvas de flambagem (FIG. 4.19 e TAB. 4.5), ou nas tabelas apresentadas na NBR 8800/86 (TAB. 4 – Valores de ρ - p. 23 e 24).

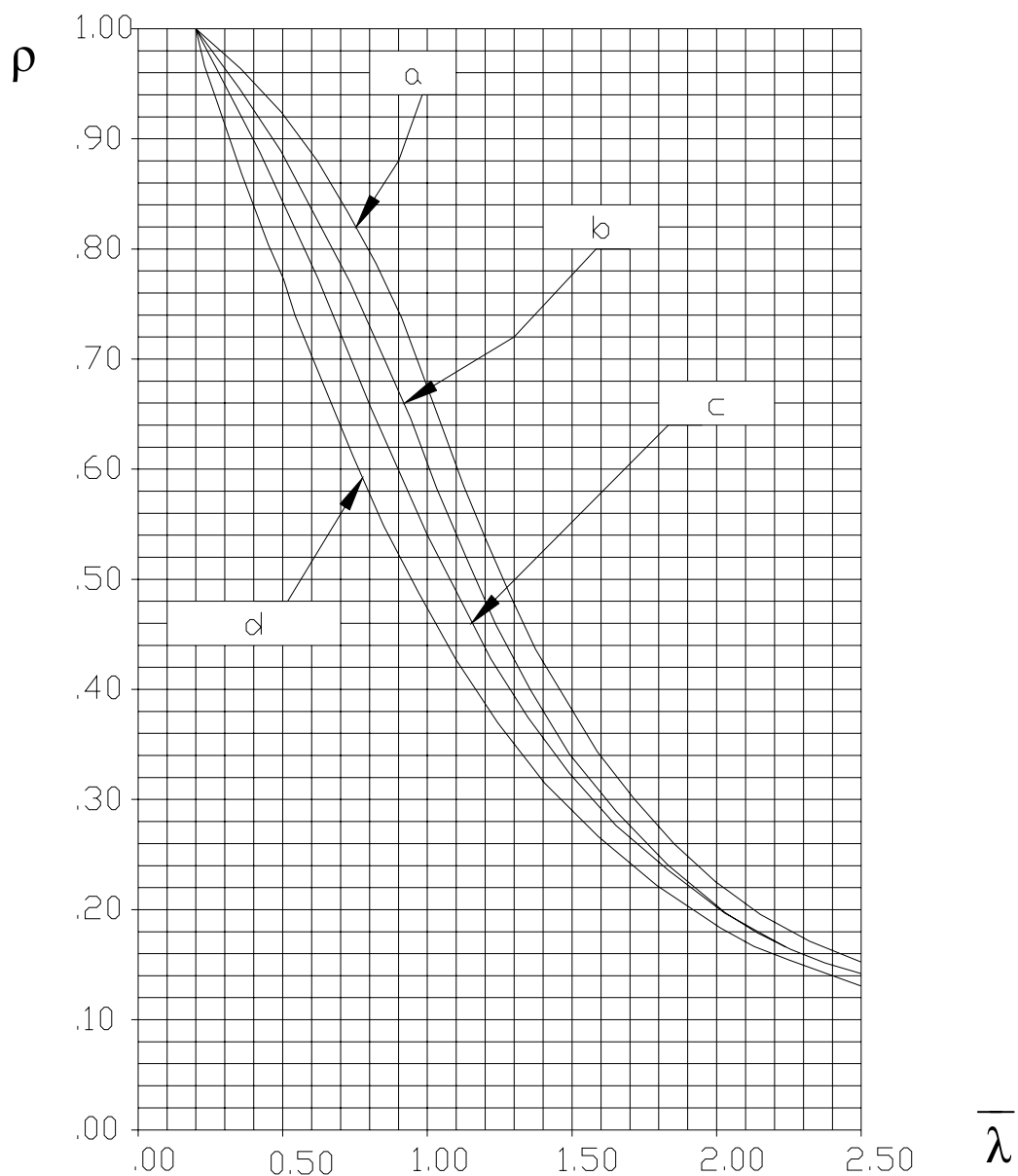
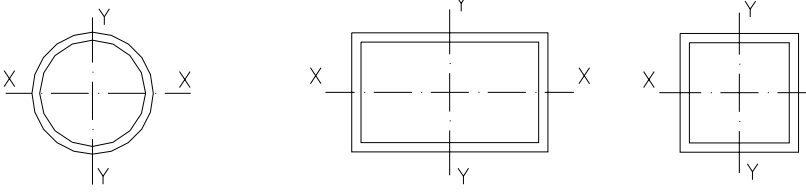


FIGURA 4.19 - Curvas de flambagem
FONTE – NBR 8800/86 (ABNT, 1986).

TABELA 4.5
Classificação de seções e curvas de flambagem

Seção Transversal Perfis Tubulares	Flambagem em torno do eixo	Curva de flambagem
	X-X y-y	a

FONTE – NBR 8800/86 (ABNT, 1986).

Os tubos sem costura, laminados a quente, devido às suas baixas tensões residuais, são classificados como curva “a” de flambagem e têm valores de ρ superiores em até 13% em relação à curva de flambagem “b”, 26% em relação à curva de flambagem “c” e 44% em relação à curva de flambagem “d”.

Tal fato, por si só, demonstra uma maior eficiência dos tubos em relação às demais seções transversais, os quais propiciam menor consumo de material, estruturas mais leves e esbeltas e, conseqüentemente, mais econômicas.

A determinação do valor de ρ é função do parâmetro adimensional $\tilde{\lambda}$, denominado parâmetro de esbeltez e dado pela expressão $\tilde{\lambda} = \frac{1}{\pi} \frac{K\ell}{r} \sqrt{\frac{Q \cdot f_y}{E}}$. Conhecido o valor de $\tilde{\lambda}$, por meio do ábaco ou da tabela para a curva de flambagem “a”, obtém-se o valor de ρ , sendo a determinação de $\phi_c N_n$ imediata. As fórmulas para determinação de ρ são:

$$\rho = 1,00 \quad \text{para } 0 \leq \tilde{\lambda} \leq 0,2 ;$$

$$\rho = \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\tilde{\lambda}^2}} \quad \text{para } \tilde{\lambda} > 0,20 ;$$

$$\beta = \frac{1}{2\tilde{\lambda}^2} \left[1 + \alpha \sqrt{\tilde{\lambda}^2 - 0,04 + \tilde{\lambda}^2} \right]$$

Conforme dito anteriormente, de acordo com a NBR 8.800/86, pode-se dividir as formas de colapso de uma barra comprimida em quatro estados limites últimos distintos, em função da esbeltez da seção $\left(\frac{b}{t}\right)$, da flambagem local e da esbeltez da barra ($\tilde{\lambda}$).

O primeiro caso de colapso ocorre quando os elementos que constituem a seção transversal da barra não estão sujeitos à instabilidade local, bem como a barra como um todo não está sujeita à instabilidade global. Nesse caso, o colapso se dá por escoamento da seção bruta, $Q=1,0$ e $\rho=1,0$.

O segundo caso acontece quando a barra está sujeita à instabilidade global e os elementos que compõem sua seção transversal não estão sujeitos à instabilidade local. O colapso ocorre pela flambagem global da barra $Q=1,0$ e $\rho<1,0$.

O terceiro caso ocorre quando o elemento ou os elementos que constituem a seção transversal da barra estão sujeitos à instabilidade local. Nesse caso, o colapso se dá pela flambagem do(s) elemento(s) $Q<1,0$ e $\rho=1,0$.

Por último, o colapso pode ocorrer pela interação entre a flambagem local e a flambagem global da barra. Nesse caso, $Q<1,0$ e $\rho<1,0$, conforme representado graficamente na FIG. 4.20.

Os casos em que $Q<1,0$ não são permitidos pela NBR 8800/86.

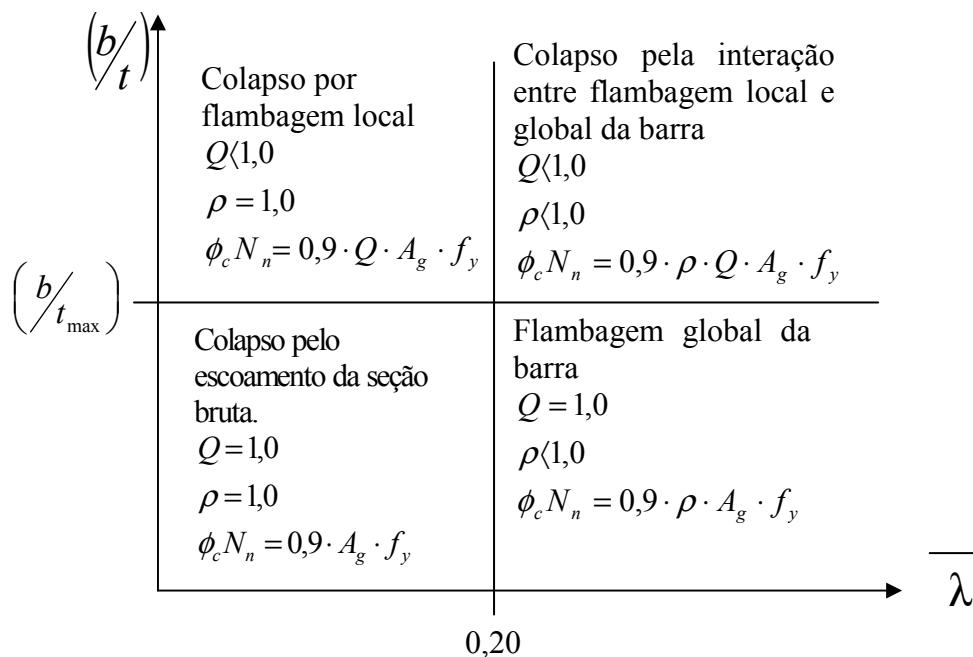


FIGURA 4.20 - Formas de colapso das barras comprimidas

É ainda importante acrescentar que as barras muito esbeltas são muito flexíveis e sujeitas a vibrações. Por esse motivo, deve-se limitar sua esbeltez (kl/r) em 200, não se devendo ultrapassar esse valor.

No caso de barras compostas, ligadas por barras de travejamento, o espaçamento entre essas chapas deve ser tal que garanta que a esbeltez do perfil isolado seja igual ou inferior a $\frac{1}{4}$ de λ_{\max} da barra composta, para barras ligadas por parafusos, e $\frac{1}{2}$ de λ_{\max} da barra composta, para barras ligadas por solda.

4.3.2 Exemplo de dimensionamento

Dimensionar a corda superior e os montantes da treliça da FIG. 4.21, usando tubos circulares, em aço VMB 300, para cargas de cálculo $P = 180\text{kN}$, desprezando-se o peso próprio das barras.

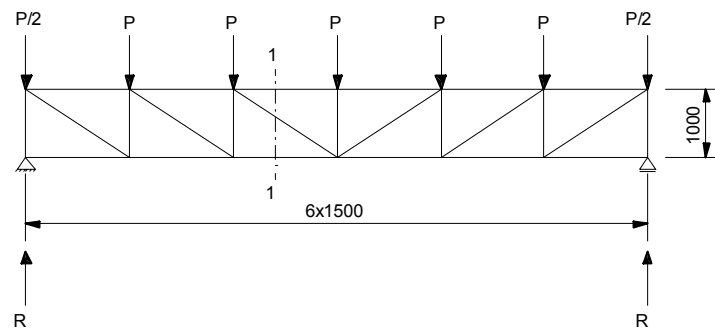


FIGURA 4.21 - Dimensionamento de elementos de treliça

Determinadas as reações de apoio $R = 6 \times P/2 = 540\text{kN}$ e, sabendo-se que, a máxima solicitação na corda superior ocorrerá nas barras dos painéis centrais, estabelecendo-se o equilíbrio de momento das forças à esquerda da seção 1-1 em relação ao ponto médio da corda inferior, obtém-se

$$4,5 \times \left(540 - \frac{180}{2} \right) - 3,0 \times 180 - 1,5 \times 180 + 1,0 \times F_{cs} = 0$$

$$F_{cs} = -1.215\text{kN}$$

Por equilíbrio das forças verticais no nó de apoio, obtém-se a força máxima nos montantes (F_m):

$$F_m = -540 \text{ kN}$$

Para os montantes, assumindo-se $Q = 1,0$ e $\rho = 0,85$ (um valor médio), a área mínima necessária é dada por

$$\begin{aligned} F_m &\leq 0,9\rho Q A_g f_y \\ A_g &\geq \frac{F_m}{0,9\rho Q f_y} \\ A_{\min.} &= \frac{540}{0,9 \times 0,85 \times 1,0 \times 30} = 23,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Testando-se um tubo 101,6x8,1x18,6, cuja área vale $23,79 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ e $r = 3,32 \text{ cm}$, tem-se

i) para a flambagem local:

$$\begin{aligned} \frac{D}{t} &= \frac{101,6}{8,1} = 12,5 \\ \left(\frac{D}{t}\right)_{\max.} &= 0,11 \times \frac{E}{f_y} = 75,2 \\ \frac{D}{t} &< \left(\frac{D}{t}\right)_{\max.} \rightarrow Q = 1,0 \end{aligned}$$

Como se trata de barra de treliça, $K = 1,0$ (TAB. 4.3 - montante), obtendo-se

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{1}{\pi} \times \frac{K \cdot l}{r} \times \sqrt{\frac{Q \cdot f_y}{E}} \\ \lambda &= \frac{1}{\pi} \times \frac{1,0 \times 100}{3,32} \times \sqrt{\frac{1,0 \times 30}{20500}} = 0,37 \end{aligned}$$

Através do ábaco ou da tabela para curva de flambagem “a”, obtém-se $\rho = 0,961$.

Desse modo, a resistência de cálculo é dada por

$$\phi_c N_n = 0,9 \rho Q A_g f_y$$

$$\phi_c N_n = 0,9 \times 0,961 \times 1,0 \times 23,79 \times 30 = 617,3 \text{ kN} > F_m = 540 \text{ kN}$$

ii) para a corda superior, ainda admitindo-se $Q = 1,0$ e $\rho = 0,85$, a área mínima necessária é:

$$A_{\min} = \frac{F_{cs}}{0,9 \rho Q f_y}$$

$$A_{\min.} = \frac{1215}{0,9 \times 0,85 \times 1,0 \times 30} = 52,9 \text{ cm}^2$$

Considerando-se o tubo 141,3x12,7x40,3 ($A = 51,31 \text{ cm}^2$ e $r = 4,57 \text{ cm}$), tem-se, para a flambagem local

$$\frac{D}{t} = \frac{141,3}{12,7} = 11,13$$

$$\left(\frac{D}{t} \right)_{\max.} = 0,11 \times \frac{E}{f_y} = 75,2$$

$$\frac{D}{t} < \left(\frac{D}{t} \right)_{\max.} \rightarrow Q = 1,0$$

Adotando-se $K = 1,0$ (corda superior), de acordo com a tabela 4.3,

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \times \frac{K \cdot 1}{r} \times \sqrt{\frac{Q \cdot f_y}{E}}$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \times \frac{1,0 \times 150}{4,57} \times \sqrt{\frac{1,0 \times 30}{20500}} = 0,40$$

o que corresponde a $\rho = 0,954$ (curva de flambagem “a”). Portanto, a resistência de cálculo à compressão do tubo utilizado na corda superior da treliça é

$$\phi_c N_n = 0,9 \rho Q A_g f_y$$

$$\phi_c N_n = 0,9 \times 0,954 \times 1,0 \times 51,31 \times 30 = 1.321,6 \text{ kN} > F_{cs} = 1.215 \text{ kN}$$

4.4 Elementos submetidos à flexão

4.4.1 Critérios de dimensionamento

Para se ter um entendimento do fenômeno da flexão é necessário analisar as tensões internas em uma seção transversal de uma viga, sujeita a flexão pura, ou seja, em um trecho onde não ocorra quaisquer outros esforços. Para tanto será adotado um exemplo particular, onde no trecho central da viga, apenas o esforço de flexão pura atua na seção transversal, conforme apresentada na FIG. 4.22, e o plano que contém as cargas P , passa por um dos eixos centrais de inércia (x - x ou y - y).

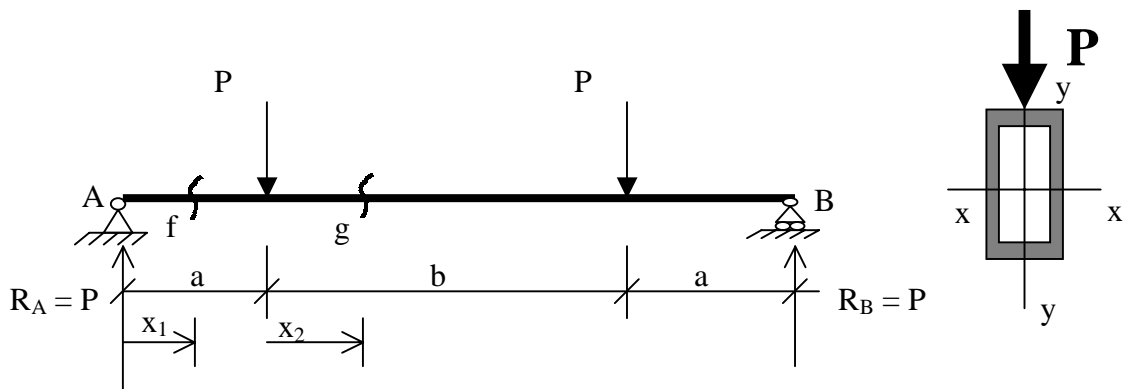


FIGURA 4.22 - Viga bi-apoiada

Nos trechos extremos da viga, o momento em uma seção transversal qualquer “f” pode ser expresso pela expressão $M_f = R_A \cdot x_1 = P \cdot x_1$. No trecho central, o momento em uma seção transversal qualquer “g” é dado pela expressão $M_g = R_A \cdot x_2 - P(x_2 - a) = P \cdot a$, sendo, portanto, constante em todo o trecho central, como mostrado na FIG. 4.23. A FIG. 4.24 apresenta o diagrama de esforços cortantes, com valor nulo no trecho central, caracterizando uma sollicitação de flexão normal simples.

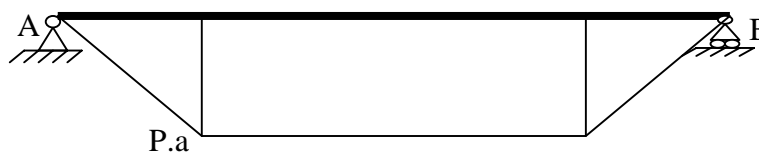


FIGURA 4.23 - Diagrama de momento fletor

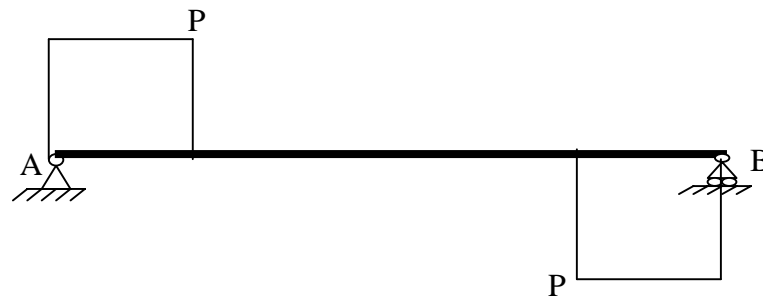


FIGURA 4.24 - Diagrama de força cortante

Diz-se que uma barra está submetida à flexão normal simples quando o plano das cargas que atuam na seção transversal contém um dos eixos principais de inércia dessa seção.

Os tubos de seção transversal circular, quadrada e retangular são simétricos em relação aos dois eixos $x-x$ e $y-y$, denominados eixos principais de inércia. Deve-se ressaltar que apenas os tubos de seção retangular têm inércias diferentes em relação aos eixos $x-x$ e $y-y$ (FIG. 4.25).

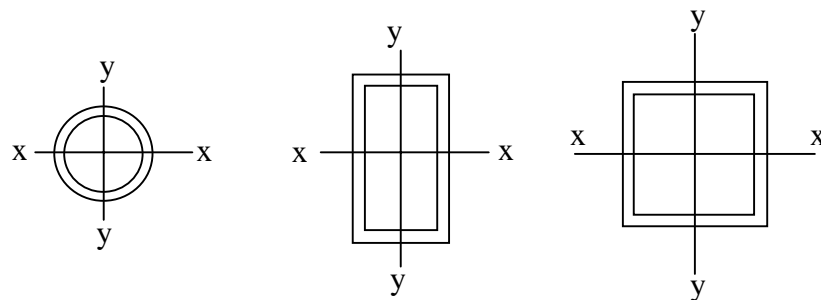


FIGURA 4.25 - Eixos principais de inércia de seções tubulares

A resistência dos materiais fornece as expressões que permitem o cálculo das tensões normais (σ) em barra solicitada à flexão normal simples, válidas para o regime elástico e ainda baseadas nas hipóteses de material homogêneo e isotrópico, admitindo-se que as seções planas permanecem planas após as deformações produzidas pela solicitação, o que conduz a uma distribuição linear de tensões, na seção transversal, como indicado na FIG. 4.26.

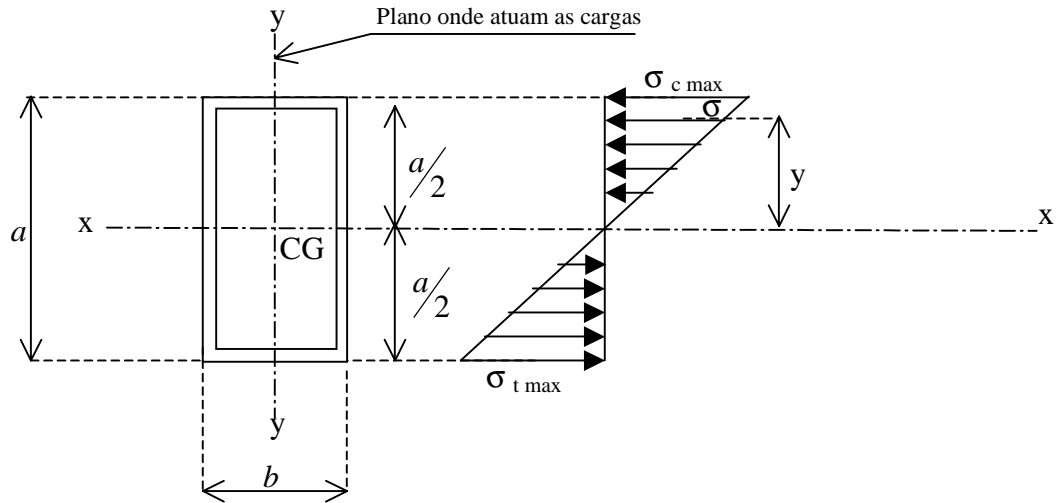


FIGURA 4.26 - Variação das tensões devidas à flexão

Assim, em um ponto qualquer da seção transversal, a tensão σ é calculada por meio da expressão $\sigma = \frac{M}{I_x} \cdot y$, onde σ é a tensão na fibra desejada, M é o momento fletor na seção considerada, I_x é o momento de inércia da seção em relação ao eixo de flexão (considerado como o eixo x-x na FIG. 4.26) e y a distância do ponto considerado a esse eixo.

Portanto, as tensões máximas ocorrem nos pontos mais afastados, em relação ao eixo de flexão, ou seja, nos pontos onde $y = y_{\max} = \frac{a}{2}$ para seções quadradas ou retangulares, e $y = y_{\max} = \frac{D}{2}$ para seções circulares, com valores iguais para as tensões de tração e de compressão, em virtude da simetria da seção transversal em relação ao eixo de flexão.

O módulo de resistência à flexão das seções transversais define-se como $W = \frac{I}{y_{\max}}$. Para os perfis tubulares, portanto, o módulo de resistência à flexão em relação ao eixo x-x é dado por $W_x = \frac{2I_x}{a}$ para as seções quadradas ou retangulares e

$W_x = \frac{2I_x}{D}$ para as seções circulares. Dessa forma, é possível determinar as tensões

máximas usando-se a expressão $\sigma_x = \frac{M_x}{W_x}$.

Considerando-se o diagrama das tensões induzidas pela flexão em uma seção transversal, ocorrem, à medida que o valor do momento fletor cresce, quatro fases distintas. Na fase 1, o crescimento progressivo do momento fletor aumenta as tensões de tração e compressão, sem que os valores máximos atinjam o valor do limite de escoamento do aço “ f_y ” (FIG. 4.27), caracterizando um comportamento em regime elástico. Nessa fase, caso a solicitação seja retirada, a barra retorna à sua posição inicial, sem apresentar deformações residuais.

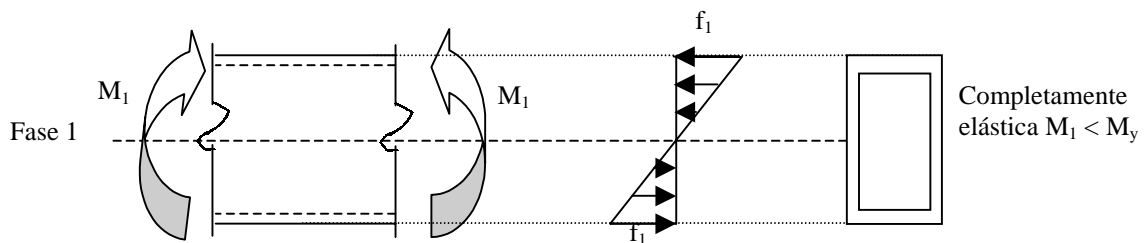


FIGURA 4.27 - Fase 1: regime elástico

Se a solicitação continua a crescer, o momento fletor máximo atinge o valor M_2 — fase 2 (FIG. 4.28), caracterizado pelo aparecimento de tensões máximas iguais ao limite de escoamento do aço, nos pontos mais afastados do eixo de flexão, estabelecendo o final do comportamento em regime elástico e o início do regime de plastificação.

Assim, o momento M_2 atinge o valor correspondente ao momento de escoamento $M_y = W_x \cdot f_y$, sendo W_x o módulo resistente elástico da seção transversal, relativo ao eixo de flexão.

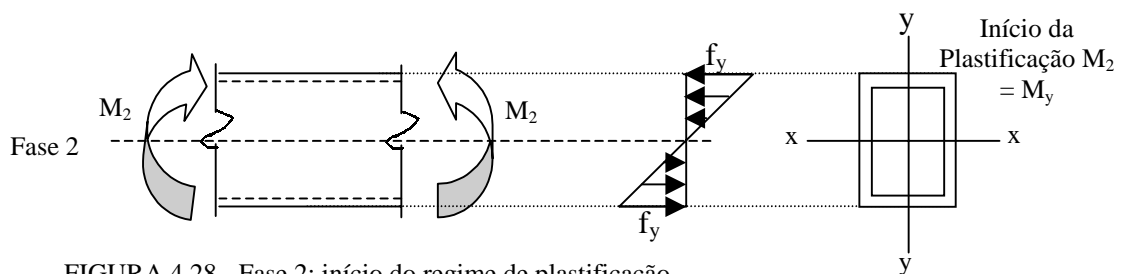


FIGURA 4.28 - Fase 2: início do regime de plastificação

Para um valor $M_3 > M_2$, as tensões continuarão a crescer. Entretanto, nos pontos onde a tensão já tiver atingido o valor f_y , o material não mais apresenta resistência à solicitação adicional. Assim, pode ocorrer uma redistribuição de tensões, de modo que outros pontos da seção transversal também passam a ser solicitados por tensões f_y . Nessa situação — fase 3 (FIG. 4.29), observa-se que uma parte da seção transversal está “plastificada” (solicitada por tensões iguais ao limite de escoamento do material), enquanto a região central ainda permanece no regime elástico.

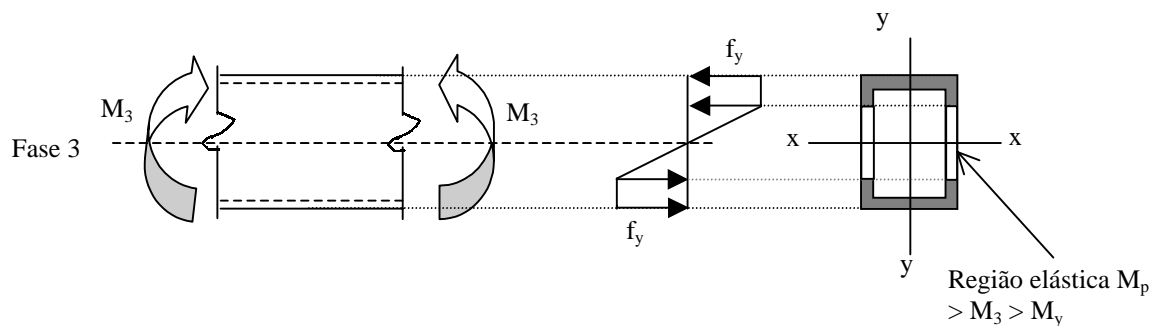


FIGURA 4.29 - Fase 3: plastificação parcial da seção transversal

Com a continuidade do crescimento da solicitação, atinge-se a fase 4 (FIG. 4.30), em que, devido à redistribuição de tensões, a seção transversal sofre plastificação total. O momento correspondente a essa situação é $M_4 = M_p = Z_x \cdot f_y$, sendo Z_x o momento resistente plástico da seção transversal, que se obtém por meio de

$$Z_x = \frac{3bt(b-2t) + 4t^3}{2} \quad \text{para seções tubulares quadradas,}$$

$$Z_x = \frac{2(b \cdot t - 2t^2)(h-t) + h^2t}{2} \quad \text{para seções retangulares (fletidas em torno do eixo de}$$

$$\text{maior inércia) e } Z_x = \frac{3Dt(D-2t) + 4t^2}{3} \quad \text{para seções circulares (igual para qualquer}$$

eixo diametral) e onde

- h = altura da seção tubular retangular;
- b = largura da seção tubular retangular ou lado da seção tubular quadrada;
- t = espessura da parede da seção tubular;
- D = diâmetro externo da seção tubular circular.

O momento de plastificação “ M_p ” pode ser entendido como o produto da resultante da compressão “ C ”, atuando no centro de gravidade da área comprimida, pela sua distância à linha neutra acrescido do produto da resultante da tração “ T ”, atuando no centro de gravidade da área tracionada, pela sua distância à linha neutra, conforme ilustrado na FIG. 4.30. $M_p = C \cdot y_c + T \cdot y_t$, onde “ C ” e “ T ” são o produto da área comprimida pelo limite de escoamento do aço f_y ou da área tracionada pelo valor de f_y .

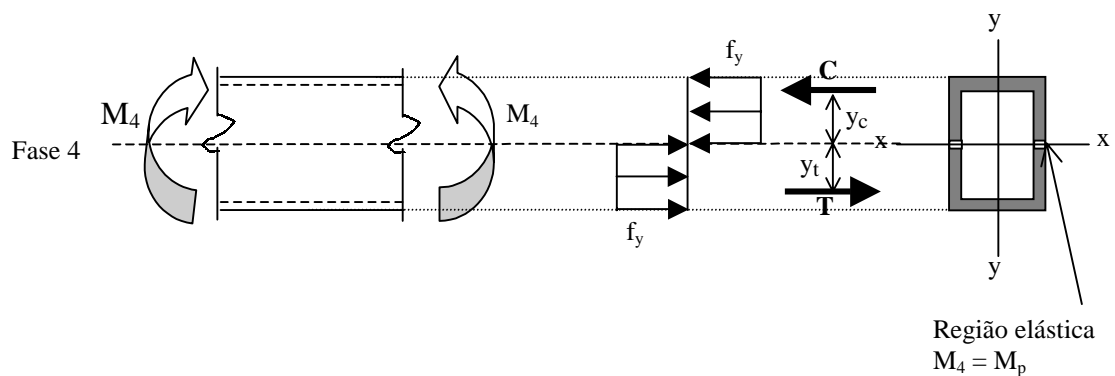


FIGURA 4.30 - Fase 4: plastificação total da seção transversal e formação de rótula plástica

Normalmente, em seções abertas como os perfis I ou H, o módulo plástico de resistência à flexão (Z_x) varia entre $1,07.W_x$ e $1,20.W_x$, enquanto nos tubos de seção transversal circular, produzidos pela VMB, o módulo plástico de resistência à flexão Z_x , varia entre $1,30.W_x$ e $1,56.W_x$, o que corresponde a uma capacidade de resistência, em regime de plastificação total, entre 30% e 56% superior à resistência correspondente ao regime elástico.

A flexão oblíqua simples ocorre quando o plano das cargas não contém nenhum dos dois eixos centrais de inércia, mas passa pelo centro de gravidade da seção transversal (FIG. 4.31).

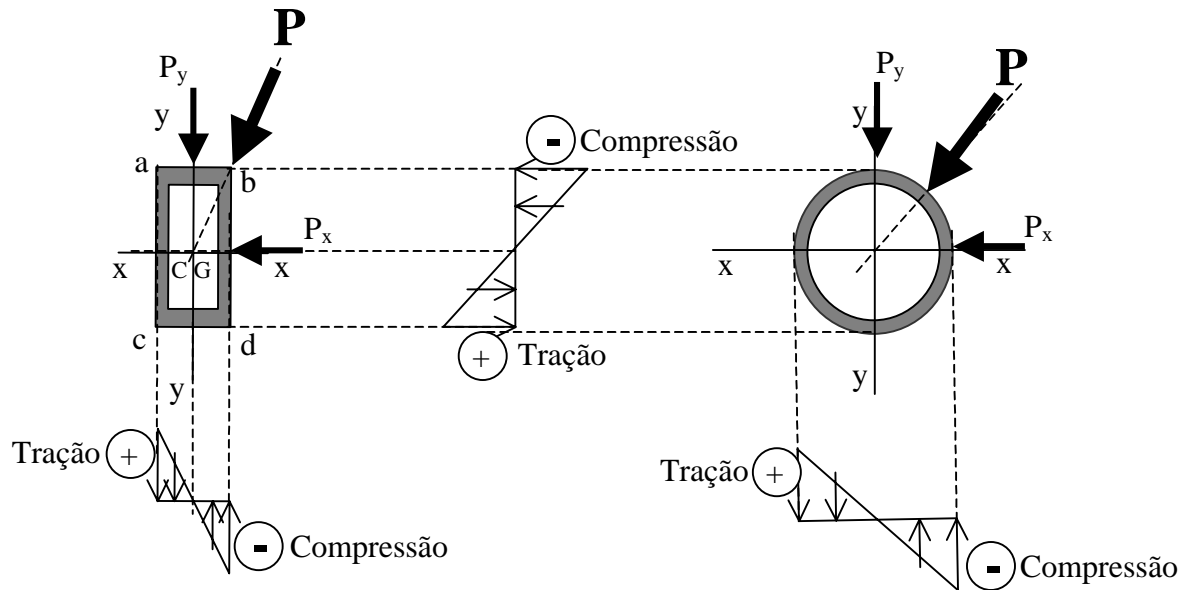


FIGURA 4.31 - Flexão oblíqua simples

Para a determinação das tensões, a forma mais simples consiste em projetar a carga “P” sobre os planos que contêm os eixos centrais de inércia ($x-x$ e $y-y$), obtendo-se, assim, uma flexão normal simples, segundo o eixo $x-x$ e outra segundo o eixo $y-y$. Dessa forma, as tensões em um ponto qualquer de uma seção transversal são obtidas pela soma das tensões devido à flexão nos dois eixos. $\sigma = \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x$ ou

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}, \text{ onde } M_x \text{ e } M_y \text{ são os momentos fletores causados pelas cargas}$$

atuantes nos planos $x-x$ e $y-y$ respectivamente; x e y são as distâncias do ponto considerado aos eixos $y-y$ e $x-x$; I_x e I_y os correspondentes momentos de inércia; W_x e W_y os módulos elásticos de resistência à flexão. Observando-se a FIG. 4.31, pode-se concluir que a máxima tensão de compressão ocorre no ponto “b”, onde se têm máximas tensões de compressão devido aos dois momentos M_x e M_y . De modo similar, a máxima tensão de tração ocorre no ponto “c”, enquanto as tensões mínimas ocorrem nos pontos “a” e “d”, onde as tensões produzidas por M_x e M_y apresentam sinais contrários. Entretanto, para o tubo de seção circular, qualquer eixo diametral é eixo principal de inércia e, portanto, não é necessária a decomposição apresentada na

FIG. 4.31, obtendo-se as tensões pelas expressões gerais $\sigma = \frac{M}{W}$, onde M é o momento fletor em relação ao eixo diametral perpendicular à carga “P” e W é o módulo de resistência elástico da seção.

A NBR 8800/86 (ABNT, 1986), em seu Anexo D, define a resistência de cálculo ao momento fletor de vigas não esbeltas quando, para flambagem local da alma (FLA), $\lambda \leq \lambda_r$. Excetua-se as vigas de seção cheia fletidas em torno do eixo de menor inércia. A resistência de cálculo será “ $\phi_b M_n$ ”, onde “ ϕ_b ” é igual a 0,90 e “ M_n ” é o menor valor dos três valores obtidos, considerando os estados limites FLT (flambagem lateral com torção), FLM (flambagem local da mesa comprimida) e FLA (flambagem local da alma).

Para perfis tubulares de seção circular, a Norma Brasileira define apenas o estado limite de flambagem local da parede do tubo, designado por FLA, cuja nomenclatura está sendo modificada, no projeto de revisão, para FLP. Não menciona os perfis tubulares de seção quadrada ou retangular; por isso, têm sido usadas, por similaridade, as prescrições para os perfis caixão.

A FIG. 4.32 apresenta os conceitos de alma e mesa e define o elemento “alma” como o lado da seção quadrada ou retangular que é perpendicular ao eixo de flexão.

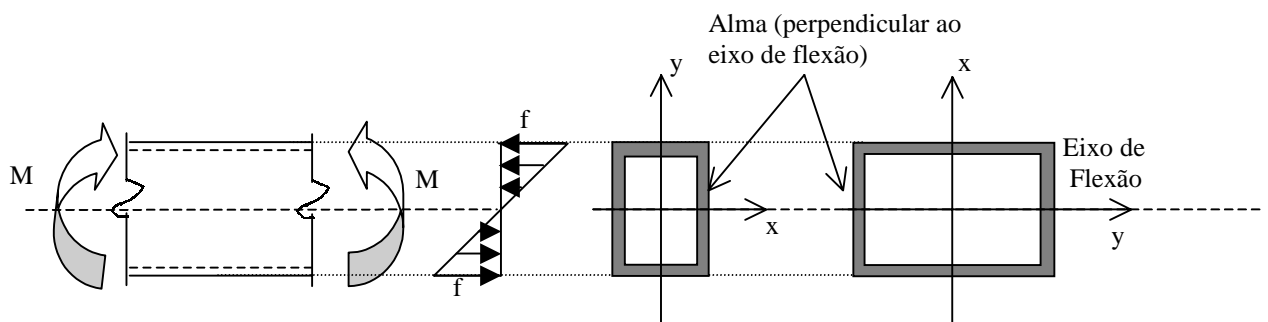


FIGURA 4.32 - Definição de alma para fins do Anexo “D” da NBR 8800/86

Para cada um dos estados limites, em função do parâmetro de esbeltez “ λ ”, o valor de “ M_n ” é calculado conforme as expressões apresentadas na TAB. 4.6 (p.235), reproduzida do Anexo D da NBR 8800/86 (ABNT, 1986), onde “ λ ”, “ λ_p ”, “ λ_r ”, “ M_{pl} ”, “ M_r ” e “ M_{cr} ” são definidos para cada um dos estados limites aplicáveis.

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_p \Rightarrow M_n = M_{pl} = Z \cdot f_y$$

$$\text{Para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \Rightarrow M_n = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_r \Rightarrow M_n = M_{cr}$$

As expressões anteriores podem ser representadas graficamente, conforme a FIG. 4.33.

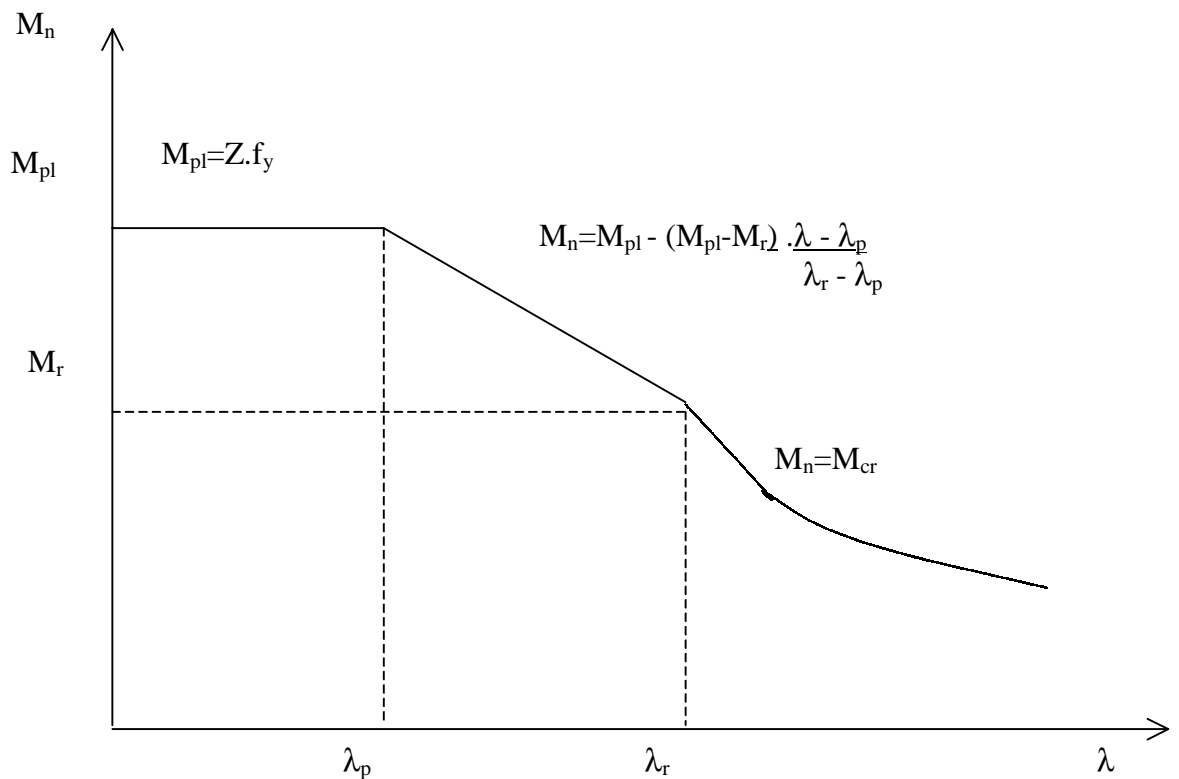


FIGURA 4.33 - Momento resistente “ M_n ” em função do parâmetro de esbeltez “ λ ” – NBR 8800/86

Para o correto entendimento dos critérios de dimensionamento adotados, é importante analisar, um pouco mais detalhadamente, os estados limites envolvidos, a flambagem local da parede do tubo — FLA, para os tubos de seção circular, e a flambagem local da alma — FLA, a flambagem local da mesa — FLM e a flambagem lateral com torção — FLT, para os tubos de seção transversal quadrada ou retangular.

A flambagem local é a perda de estabilidade da “chapa” comprimida (mesa ou alma), componente do perfil, o que reduz o momento de resistência da seção. Uma vez

que a flexão induz, na seção transversal, tensões de tração e compressão, é possível que a região comprimida pelo efeito do momento fletor (mesa da seção quadrada ou retangular e parte de suas almas) possa sofrer flambagem local (da parede do tubo de seção circular, da alma e da mesa nas seções quadradas ou retangulares). Vale lembrar que o estado limite FLA se aplica aos elementos perpendiculares ao eixo de flexão, independentemente de seu nome convencional ser alma ou mesa.

Já na flambagem lateral, a barra fletida perde o equilíbrio no plano principal de flexão e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotações de torção. Esse fenômeno pode ser entendido a partir da flambagem por flexão de um pilar, onde a mesa comprimida e parte das almas, entre os pontos de apoio lateral, podem flambar em torno do eixo de menor inércia. Entretanto, devido à ligação dos elementos constituintes da seção transversal (mesas e almas) e às tensões de tração, a mesa tracionada “estável”, produz um efeito também estabilizante, que dificulta o deslocamento lateral da mesa comprimida. Quando o deslocamento ocorre, é normalmente seguido de uma rotação — causada pela excentricidade do carregamento que o deslocamento lateral introduz —, o que caracteriza a flambagem lateral com torção (FIG.4.34).

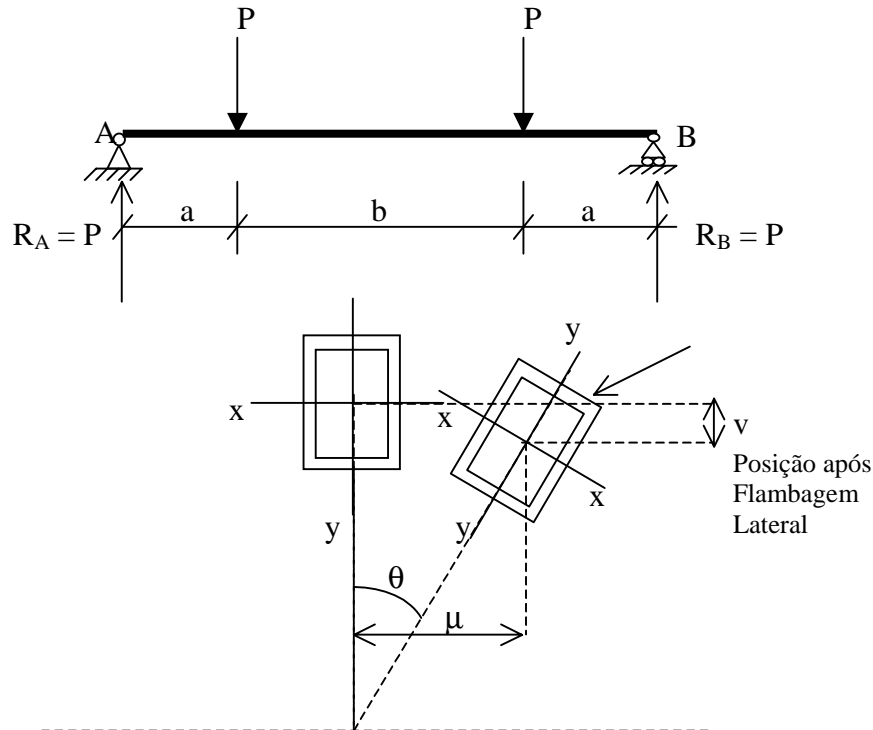


FIGURA 4.34 - Flambagem lateral com torção

É importante ressaltar que as normas (EUROCODE-3, AISC, NBR 8800/86) estabelecem limites baseados em relações que envolvem o comprimento destravado do

perfil tubular, as dimensões da seção transversal (altura e espessura da alma) e o limite de resistência ao escoamento, para definir a susceptibilidade à flambagem lateral com torção de perfis tubulares retangulares, uma vez que, na prática, esse fenômeno não ocorre para perfis de seção quadrada.

Independentemente desse fato, o fenômeno somente ocorre para elementos com grandes comprimentos laterais destravados, ou seja, sem contenções laterais que visem o impedimento do deslocamento lateral dos elementos comprimidos. Nas seções extremas das vigas, os apoios devem impedir que haja o deslocamento lateral da região comprimida ou impedir que ela sofra rotação. O elemento que propiciará o impedimento da rotação ou do deslocamento lateral da região comprimida é denominado “contenção lateral” e, portanto, os apoios das vigas devem sempre ser pontos de contenção lateral. Quando a barra fletida é impedida de girar ou sua região comprimida é impedida de se deslocar lateralmente, ela é considerada uma viga contida lateralmente. É o caso das vigas bi-apoiadas que suportam lajes em sua superfície superior (vigas mistas) (FIG. 4.35).



FIGURA 4.35 - Vigas bi-apoiadas com travamento através de elementos de lajes
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

Essas lajes impedem o deslocamento lateral da região comprimida, sendo, pois, o elemento de contenção. Em outros casos, em que não existe o elemento contínuo provendo a contenção lateral, a estrutura pode ser contida em pontos discretos, como no caso em que as vigas recebem outras vigas transversais, o que irá impedir o deslocamento da região comprimida ou o seu giro. Têm-se nesse caso vigas com contenção discreta (FIG. 4.36).

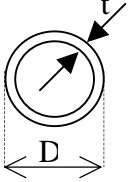
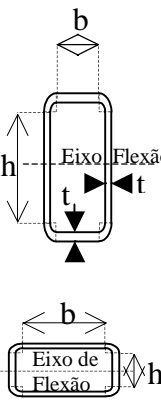


FIGURA 4.36 - Contenção por meio de vigas transversais
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

O comprimento situado entre duas seções contidas lateralmente chama-se comprimento destravado “ L_b ”. No caso das vigas contidas apenas em suas extremidades (nos apoios), ele é igual ao vão da viga. Em contrapartida, vigas com contenção lateral contínua, como é o caso das vigas bi-apoiadas que suportam lajes, o comprimento destravado L_b é igual a zero ($L_b=0$). Vigas que recebem outras vigas, desde que essas estejam impedidas de se deslocar, têm comprimentos destravados L_b igual aos espaçamentos existentes entre as vigas secundárias. Nesse último caso, a verificação deve ser feita considerando os diversos comprimentos destravados e seus respectivos momentos. É importante destacar que a contenção lateral refere-se à região comprimida da viga. Quando as vigas são treliçadas, refere-se à corda comprimida da treliça.

TABELA 4.6

Parâmetros referentes à resistência nominal ao momento fletor

Seção Transversal	Estados Limites Aplicáveis	λ	λ_p	λ_r	M_r	M_{cr}
	FLT	Não Aplicável				
	FLM	Não Aplicável				
	FLA (Flambagem local da parede do tubo)	D/t	$\frac{0,087 \cdot E}{f_y}$	$\frac{0,11 \cdot E}{f_y}$	$W \cdot f_y$	-
	FLT (aplicável quando o eixo de flexão for o de maior inércia)	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 \cdot E}{M_{pl}} \sqrt{I_t \cdot A}$	$\frac{1,95 \cdot C_b \cdot E}{M_r} \sqrt{I_t \cdot A}$	$(f_y - f_r) \cdot W$	$\frac{1,95 \cdot C_b \cdot E}{\lambda} \sqrt{I_t \cdot A}$
	FLM	$\frac{b}{t}$	$1,12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Valor de λ para o qual $M_{cr}=M_r$	$W(f_y - f_r)$	$W_{ef} \cdot f_y$
	FLA	$\frac{h}{t}$	$3,50 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,60 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$W \cdot f_y$	-

FONTE – NBR 8800/86 (ABNT, 1986. Adaptação).

Para utilização da TAB. 4.6, deve-se observar que

- a flambagem lateral com torção só é aplicável para flexão em torno do eixo de maior inércia;
- W_{ef} é o módulo de resistência elástico mínimo, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida de largura “ b_{ef} ”, dada por

$$b_{ef} = \frac{862 \cdot t}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{173}{\left(\frac{b}{t} \right) \cdot \sqrt{f_y}} \right]$$

- quando se utiliza a análise elástica, “ M_n ” limita-se a $1,25 \cdot W \cdot f_y$, onde “ W ” é o módulo resistente elástico da seção, relativo ao eixo de flexão, sendo tal limitação de fundamental importância para as seções tubulares, uma vez que, normalmente, elas possuem relação $Z/W \geq 1,25$.

Merecem ainda menção alguns aspectos muito importantes, relativos às expressões apresentadas na TAB. 4.6.

1) O parâmetro C_b é um fator de correção para levar em consideração a variação do momento fletor ao longo do elemento estrutural. Sua utilização faz-se necessária uma vez que, na determinação de M_{cr} (momento fletor de flambagem elástica), para cada estado limite aplicável, foi considerada a situação de momento fletor constante, ao longo de todo o elemento (FIG. 4.37).

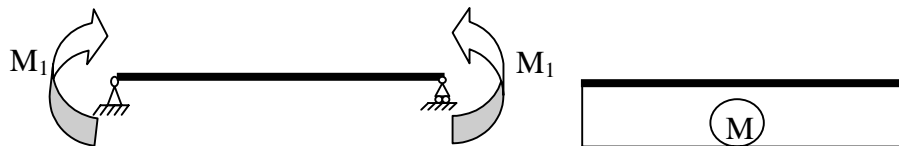


FIGURA 4.37 - Hipótese de cálculo para determinação de M_{cr} .

O valor de “ C_b ” é calculado em função da relação entre os valores absolutos dos momentos (M_1 e M_2 , respectivamente o menor e o maior) que atuam nas extremidades do comprimento destravado analisado, obtendo-se

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3.$$

sendo a relação (M_1 / M_2) negativa para momentos produzindo curvatura simples (FIG. 4.38a) e positiva para curvatura reversa (FIG. 4.38b), de acordo com a convenção Grinter.

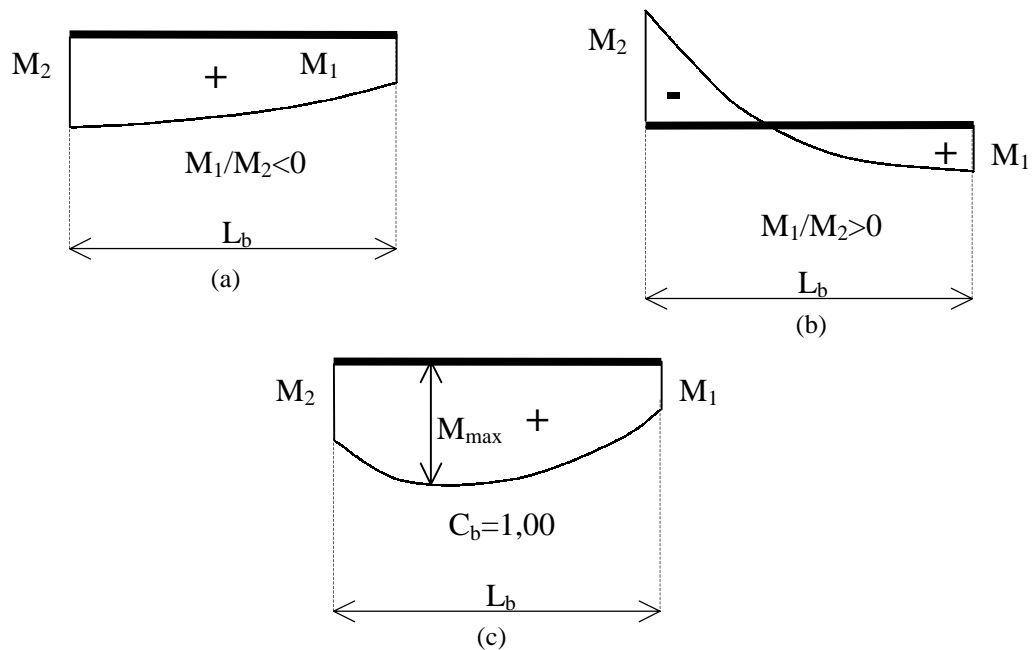


FIGURA 4.38 - Diagramas de momentos fletores para relações $\frac{M_1}{M_2}$: (a) Negativa; (b) Positiva; (c) $C_b = 1,00$

Para situações como a mostrada na FIG. 4.38c, em que o momento fletor é superior ao maior momento atuante nas extremidades contidas lateralmente, o valor de C_b deve ser tomado, igual a 1,00, bem como nas vigas em balanço.

2) O valor de M_{cr} , para o estado limite de flambagem local da alma (FLA) não é fornecido, uma vez que para valores de $\lambda > \lambda_r$ a NBR 8800/86 (ABNT, 1986) considera que as almas sejam esbeltas, típicas das seções de classe 4, não sendo, portanto, aplicáveis as recomendações de seu Anexo D.

3) A tensão residual, adotada pela norma brasileira é $f_r = 115$ MPa.

Determinados os valores da resistência nominal para cada um dos estados limites aplicáveis, a efetiva resistência de cálculo do elemento deverá ser calculada aplicando-se o coeficiente de segurança ao menor dos valores encontrados.

No que diz respeito à resistência à força cortante, não se deve levar em conta o estado limite de colapso por rasgamento em ligações de extremidade, para as seções tubulares quadradas e retangulares fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma. Devem, sim, ser considerados a resistência de cálculo dada por $\phi_v V_n$ — onde $\phi_v = 0,90$ e V_n é o valor da força cortante nominal — e os parâmetros mostrados a seguir:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}, \quad \lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{f_y}}, \text{ e } \lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{f_y}};$$

$$\text{sendo } k = 4 + \frac{5,34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}, \text{ para } \left(\frac{a}{h}\right) < 1; \text{ e}$$

$$k = 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}, \text{ para } \left(\frac{a}{h}\right) \geq 1,$$

onde “a” é a distância entre enrijecedores transversais,

“h” é a altura livre da alma entre mesas, e

t_w a espessura da alma.

Como o uso de enrijecedores transversais em seções tubulares não é uma boa prática de projeto, o valor de “k” deve ser tomado como $k = 5,34$ ($a/h > 3$). Dessa forma, as expressões de λ_p e λ_r podem ser simplificadas para

$$\lambda_p = 2,50 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ e } \lambda_r = 3,23 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

O valor da resistência nominal à força cortante para elementos com seção tubular será determinado assim:

- para análise elástica: $V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y$
- para análise plástica: $V_{pl} = 0,55 \cdot A_w \cdot f_y$

sendo

- para $\lambda \leq \lambda_p \Rightarrow V_n = V_{pl}$;
- para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \Rightarrow V_n = \frac{\lambda_p}{\lambda} V_{pl}$;
- para $\lambda > \lambda_r \Rightarrow V_n = 1,28 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot V_{pl}$;
- $A_w = 2 \cdot h \cdot t_w$, para seções retangulares;
- $A_w = 2 \cdot b \cdot t_w$, para seções quadradas, e
- $A_w = 0,50 \cdot A_g$, para seções circulares.

A resistência de cálculo à força cortante é dada por “ $\phi_v V_n$ ”, onde $\phi_v = 0,90$.

4.4.2 Exemplo de dimensionamento

Dimensionar a viga mostrada na FIG. 4.39, em tubo retangular VMB, considerando-se ações de cálculo e travamento lateral apenas nos apoios e nos pontos de aplicação das cargas. Utilizar aço VMB 300 e desprezar o peso próprio das barras.

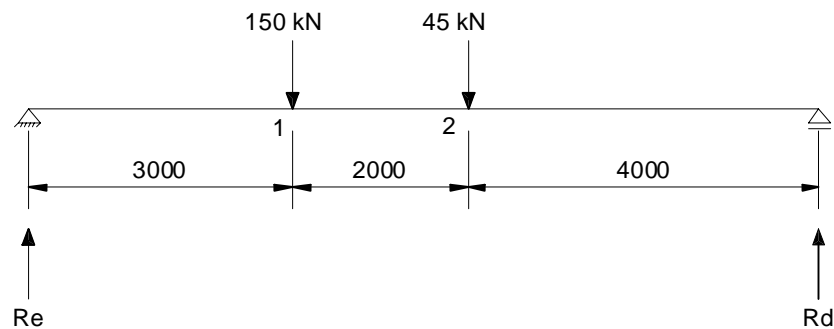


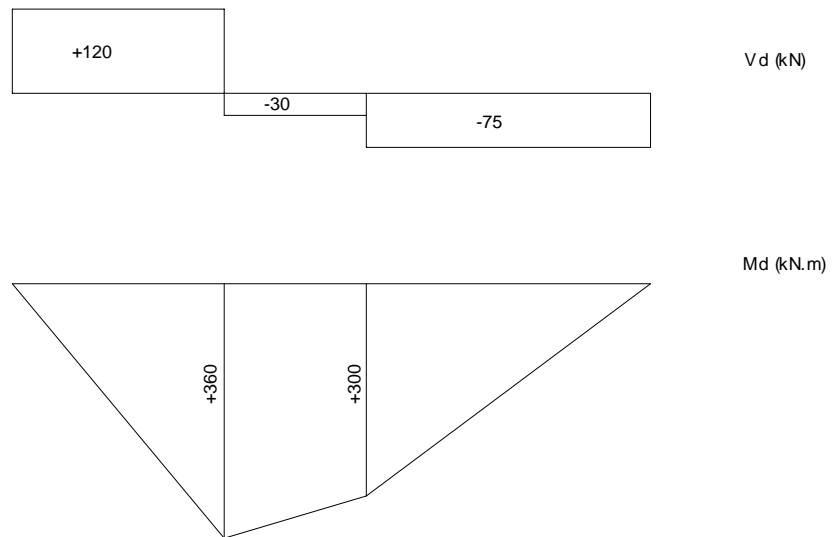
FIGURA 4. 39 - Dimensionamento de viga à flexão

RESOLUÇÃO

O esquema estático da viga conduz aos diagramas de esforço cortante e momento fletor indicados a seguir, cujos pontos notáveis têm os seguintes valores:

$$\text{- reações de apoio (cortantes máximos): } \begin{cases} R_e = \frac{45 \times 4 + 150 \times 6}{9} = 120 \text{ kN} \\ R_d = 150 + 45 - 120 = 75 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{- momentos fletores: } M_1 = 120 \times 3 = 360 \text{ kN.m} \text{ e } M_2 = 75 \times 4 = 300 \text{ kN.m}$$



Para a primeira solução, uma tentativa inicial é obtida por meio de

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \leq 0,9 \times f_y$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{0,9 \times f_y} = \frac{36.000}{0,9 \times 30} = 1.333,33 \text{ cm}^3$$

Um perfil que atende a esta condição é o tubo retangular 360x12,7x107, cujas propriedades geométricas são:

$h = 360 \text{ mm}$	$b = 225 \text{ mm}$	$t = 12,7 \text{ mm}$
$p = 107 \text{ kg/m}$	$A = 142,1 \text{ cm}^2$	$I_x = 25170 \text{ cm}^4$
$I_y = 11999 \text{ cm}^4$	$W_x = 1398 \text{ cm}^3$	$W_y = 1067 \text{ cm}^3$
$r_x = 13,31 \text{ cm}$	$r_y = 9,19 \text{ cm}$	$Z_x = 1703 \text{ cm}^3$
$Z_y = 1224 \text{ cm}^3$	$Z_y = 1224 \text{ cm}^3$	$I_t = 24675,5 \text{ cm}^4$

Resistência ao momento fletor:

Considerando-se a flexão em relação ao eixo de maior inércia, a resistência nominal ao momento fletor é dada pelo valor da menor resistência obtida para aos estados limites de flambagem local da alma (FLA), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem lateral com torção (FLT).

FLA:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_p &= 3,5 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 91,5 \\ \lambda_r &= 5,6 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 146,4 \end{aligned} \right\} \lambda = \frac{h}{t} = \frac{360}{12,7} = 28,35 \begin{cases} \lambda < \lambda_r \Rightarrow \text{viga não esbelta} \\ \lambda < \lambda_p \Rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f_y \end{cases}$$

FLM:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{b}{t} = \frac{225}{12,7} = 17,72 \\ \lambda_p &= 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 29,3 \end{aligned} \right\} \lambda < \lambda_p \Rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f$$

FLT:

Como o momento máximo ocorre entre dois comprimentos destravados diferentes, a verificação será feita para o maior, com $L_b = 300\text{cm}$.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{300}{9,19} = 32,65$$

Sendo $M_1 = 0$ (menor momento, em módulo, na extremidade do comprimento destravado) e $M_2 = 360\text{kN.m}$ (maior momento, em módulo, na extremidade do comprimento destravado), tem-se:

$$C_b = 1,75 + 1,05 \times \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \times \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1,75 < 2,3$$

$$\text{Assim, } \lambda_p = \frac{0,13 \times E}{M_{pl}} \times \sqrt{I_t \times A} = 97,67 \text{ e, } \lambda < \lambda_p \Rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f_y$$

Portanto, a resistência nominal é dada por

$$M_n = M_{pl} = Z_x f_y = 1703\text{cm}^3 \times 30\text{kN/cm}^2 = 51090\text{kN.cm} \cong 511\text{kN.m}$$

Como a análise foi feita com base no regime elástico, o valor de M_n também é limitado a

$$1,25 W_x f_y = 1,25 \times 1398\text{cm}^3 \times 30\text{kN/cm}^2 = 52425\text{kN.cm} = 524,5\text{kN.m} > 511\text{kN.m}$$

A resistência de cálculo ao momento fletor, portanto, é dada por:

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 511 = 459,9 \text{ kN.m} > M_d = 360 \text{ kN.m}$$

Resistência ao esforço cortante:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{t} = \frac{360}{12,7} = 28,35 \\ \lambda_p &= 2,50 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 65,35 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda < \lambda_p$$

$$\left. \begin{aligned} V_n &= V_{pl} = 0,6 A_w f_y \\ A_w &= 2 h t_w \end{aligned} \right\} \text{análise elástica}$$

$$V_n = 0,6 \times (2 \times 36 \times 1,27) \times 30 = 1645,9 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = 0,9 \times 1645,9 \cong 1481 \text{ kN} > V_d = 120 \text{ kN}$$

Observação: Como há uma pequena folga no dimensionamento com esse perfil (o momento fletor solicitante é aproximadamente igual a 78% de sua resistência ao momento fletor), poderiam ser repetidos todos os cálculos, visando a utilização de um perfil mais leve, a fim de tornar a estrutura mais econômica.

4.5 Elementos submetidos a tensões combinadas

4.5.1 Critérios de dimensionamento

Em uma estrutura as barras, freqüentemente, estão sujeitas a uma combinação de esforços, como no caso da barra mostrada na FIG. 4.40, solicitada por compressão e flexão. Essa situação ocorre, especialmente, em pilares e vigas de pórticos rígidos, em vigas de quadros contraventados e em pilares com ligações viga-coluna excêntricas. Nesses casos, o dimensionamento das barras deve ser efetuado considerando-se a superposição das tensões, impedindo-se que sua ação conjunta provoque o colapso da barra.

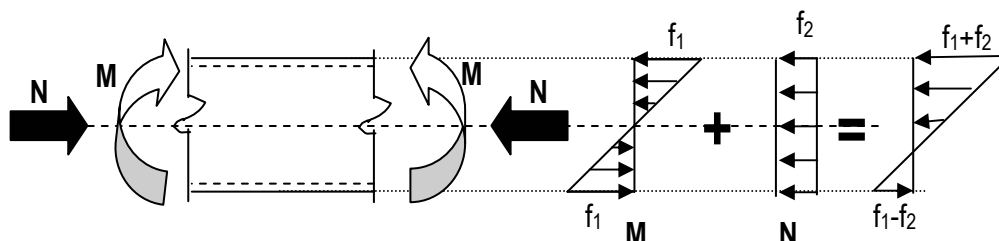


FIGURA 4.40 - Ação de tensões combinadas

Os procedimentos de verificação da superposição de tensões são, normalmente, efetuados através de equações de interação, as quais visam, de uma forma geral, verificar se a somatória das relações solicitação/resistência para os diversos esforços solicitantes é inferior a 1,0.

Para a verificação da ação simultânea das solicitações de força normal e momento fletor, em vigas não esbeltas, conforme definido no capítulo de dimensionamento de barras fletidas, são empregadas expressões de interação para a verificação da resistência e da estabilidade da barra. Nos casos onde a força normal que atua na seção transversal, é de tração, apenas a verificação da resistência é necessária, uma vez que as tais tensões não provocam instabilidade na seção. Já nos casos onde a força normal é de compressão, além da verificação da resistência, é necessária a verificação da estabilidade da barra, levando-se em consideração o fenômeno de flambagem da barra.

A equação de interação relativa à verificação de resistência, aplicável tanto para para flexo-compressão quanto para flexo-tração, é dada por:

$$\frac{N_d}{\phi \cdot N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0$$

onde:

N_d = força normal de cálculo atuante na barra, considerada constante ao longo da mesma;

M_{dx} e M_{dy} = momentos fletores de cálculo na seção considerada, em relação aos eixos “x-x” e “y-y”, respectivamente;

ϕN_n = resistência de cálculo à tração, e

$\phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ = resistências de cálculo ao momento fletor, em relação aos eixos “x-x” e “y-y”, respectivamente.

Quando a solicitação for de tração, a resistência de cálculo ϕN_n é calculada considerando-se o menor dos valores obtidos para o estado limite de escoamento da seção bruta ($\phi_t \cdot N_n = 0,90 \cdot A_g \cdot f_y$) e, para o estado limite de ruptura da seção líquida efetiva ($\phi_t \cdot N_n = 0,75 \cdot A_e \cdot f_u$). Entretanto, para solicitação de compressão $\phi N_n = 0,90 \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y$, tomando-se $Q = 1,0$ para os perfis tubulares, uma vez que os tubos de seção classe 4 não são admitidos pela NBR 8800/86 (ABNT, 1986).

As resistências de cálculo ao momento fletor ($\phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$) são determinadas conforme os critérios descritos no item 4.4.1 - “Dimensionamento de Barras Fletidas”, adotando-se $C_b = 1,0$ e, para as seções quadradas e retangulares, sujeitas às tensões de flexão e compressão o valor de “ λ_p ”, para o estado limite de flambagem local da alma, deve ser alterado para:

$$\begin{aligned} - \lambda_p &= 3,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - 2,8 \frac{N_d}{0,9 \cdot N_y} \right) \text{ quando } \frac{N_d}{0,9 \cdot A_g \cdot f_y} \leq 0,207, \text{ e} \\ - \lambda_p &= 1,47 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ quando } \frac{N_d}{0,9 \cdot A_g \cdot f_y} > 0,207. \end{aligned}$$

A verificação de estabilidade, aplicável aos efeitos combinados de momento fletor e força normal de compressão, é efetuada com o emprego da expressão

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} \cdot M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 \cdot N_{ex}}\right) \cdot \phi_b M_{nx}} + \frac{C_{my} \cdot M_{dy}}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 \cdot N_{ey}}\right) \cdot \phi_b M_{ny}} \leq 1,0 ;$$

onde M_{dx} , M_{dy} são as solicitações de cálculo ao momento fletor, em relação aos eixos “x-x” e “y-y”, respectivamente, e $\phi_b M_{nx}$, $\phi_b M_{ny}$ são as suas respectivas resistências de cálculo.

O coeficiente C_m é o coeficiente de equivalência de momentos, considerado igual a 1,0 para momento fletor constante ao longo do comprimento da barra ou em barras bi-apoiadas sujeitas a ação de carga uniforme.

Em barras de estruturas indeslocáveis, não sujeitas a cargas transversais entre os apoios, $C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4$ onde $\frac{M_1}{M_2}$ é a relação entre o menor e o maior momento fletor de cálculo, nas extremidades da barra. Essa relação é considerada positiva, quando esses momentos provocam curvatura reversa na barra, e negativa, quando provocam curvatura simples. Ainda para as barras de estruturas indeslocáveis, sujeitas a cargas transversais entre apoios, $C_m = 0,85$, para os casos em que essas barras apresentam ambas extremidades engastadas e $C_m = 1,0$ nos demais casos.

Para estruturas deslocáveis, quando não for feita análise de segunda ordem, $C_m = 0,85$. Caso a análise de segunda ordem seja feita, o valor de C_m é determinado, como considerado para as estruturas indeslocáveis.

O coeficiente $\left[\frac{1}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 \cdot N_e}\right)} \right]$ é um coeficiente de ampliação do momento

fletor, que considera a excentricidade da força normal. Na determinação desse coeficiente, $N_e = A_g f_y / \lambda^2$ é a carga de flambagem elástica por flexão, tomando-se $\lambda = \lambda_x$, com $Q = 1,0$ para o cálculo de N_{ex} e $\lambda = \lambda_y$ para N_{ey} .

4.5.2 Exemplo de dimensionamento

Verificar o perfil tubular retangular 245x7,1x37,1, em aço VMB 300, para a viga da FIG. 4.41, considerando que apenas os apoios são travados lateralmente e as cargas já estão majoradas, desprezando o peso próprio das barras.

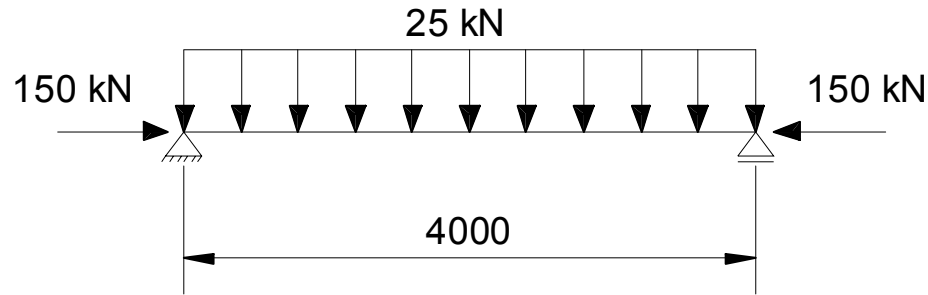


FIGURA 4.41 - Dimensionamento de viga

RESOLUÇÃO

Esforços solicitantes:

$$\text{Força normal: } N_d = 150 \text{ kN}$$

$$\text{Momento fletor: } M_d = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{25 \times 4^2}{8} = 50 \text{ kN.m}$$

Propriedades geométricas do perfil:

$h = 245 \text{ mm}$	$b = 120 \text{ mm}$	$t = 7,1 \text{ mm}$
$p = 37,1 \text{ kg/m}$	$A = 49,81 \text{ cm}^2$	$I_x = 3866 \text{ cm}^4$
$I_y = 1250 \text{ cm}^4$	$W_x = 315,6 \text{ cm}^3$	$W_y = 208,4 \text{ cm}^3$
$r_x = 8,81 \text{ cm}$	$r_y = 5,01 \text{ cm}$	$Z_x = 391,8 \text{ cm}^3$
$Z_y = 391,8 \text{ cm}^3$	$Z_y = 236,1 \text{ cm}^3$	$I_t = 2920,15 \text{ cm}^4$

Resistência à força normal de compressão:

Para a flambagem local, vem:

$$\left. \begin{aligned} \frac{b}{t} &= \frac{245}{7,1} = 34,5 \\ \left(\frac{b}{t} \right)_{\text{máx.}} &= 1,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 36,1 \end{aligned} \right\} \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t} \right)_{\text{máx.}} \rightarrow Q_a = 1.0$$

Como se trata de uma barra bi-apoiada, $K_x = 1,0$ e, tomando-se também $K_y = 1,0$:

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{245}{7,1} = 34,5$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1}{\pi} \times \frac{K_y \cdot l_y}{r_y} \times \sqrt{\frac{Q \cdot f_y}{E}}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1}{\pi} \times \frac{1,0 \times 400}{5,01} \times \sqrt{\frac{1,0 \times 30}{20500}} = 0,97$$

Tomando-se o maior valor, $\bar{\lambda}_c = 0,97$, para a curva de flambagem “a”, tem-se:

$$\rho = 0,695$$

Assim, a resistência de cálculo à força normal é dada por:

$$\phi_c N_n = 0,9 \times \rho \times Q \times A_g \times f_y$$

$$\phi_c N_n = 0,9 \times 0,695 \times 1,0 \times 49,81 \times 30 = 934,7 \text{ kN} > N_d = 150 \text{ kN}$$

Resistência ao momento fletor:

$$\text{FLA: } \lambda = \frac{h}{t} = \frac{245}{7,1} = 34,5$$

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{245}{7,1}$$

$$\text{Sendo } \frac{N_d}{0,9 \times A_g \times f_y} = \frac{150}{0,9 \times 49,81 \times 30} = 0,112 < 0,207 ,$$

$$\lambda_p = 3,5 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \left(1 - 2,8 \times \frac{N_d}{0,9 \times N_y} \right) = 62,92$$

$$\lambda_r = 5,6 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 146,4$$

Portanto, como $\lambda < \lambda_r$, a viga é não esbelta e, sendo $\lambda < \lambda_p$,
 $M_n = M_{pl} = Z_x f_y$

FLM:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{b}{t} = \frac{120}{7,1} = 16,9 \\ \lambda_p &= 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 29,3 \end{aligned} \right\} \lambda < \lambda_p \Rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f$$

FLT:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{L_b}{r_y} = \frac{400}{5,01} = 79,8 \\ \lambda_p &= \frac{0,13 \times E}{M_{pl}} \times \sqrt{I_t \times A} = 86,5 \end{aligned} \right\} \lambda < \lambda_p \Rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f_y$$

$$M_n = M_{pl} = Z_x \times f_y = 391,8 \text{ cm}^3 \times 30 \text{ kN/cm}^2 = 11754 \text{ kN.cm} \cong 117,5 \text{ kN.m}$$

Como a análise foi feita com base no regime elástico, o valor de M_n também é limitado a $1,25 \times W_x \times f_y = 1,25 \times 315,6 \text{ cm}^3 \times 30 \text{ kN/cm}^2 = 11835 \text{ kN.cm} \cong 118,3 \text{ kN.m}$.

O menor valor foi encontrado para a resistência foi: $M_n = 117,5 \text{ kN.m}$ e a resistência de cálculo é:

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &= 0,9 \times 117,5 = 105,8 \text{ kN.m} \\ \phi \cdot M_n &= 105,8 \text{ kN.m} > M_d = 50 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Resistência ao esforço cortante:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{t} = \frac{245}{7,1} = 34,5 \\ \lambda_p &= 2,50 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 65,35 \end{aligned} \right\} \lambda < \lambda_p \Rightarrow V_n = V_{pl} = 0,6 A_w f_y$$

$$A_w = 2 \times h \times t_w = 2 \times 24,5 \times 0,71$$

$$A_w = 34,8 \text{ cm}^2$$

$$V_n = V_{pl} = 0,6 \times 34,8 \times 30$$

$$V_n = 626,2 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_n = 0,9 \times 626,2$$

$$\phi \cdot V_n = 563,6 \text{ kN} > V_d = 50 \text{ kN}$$

Verificação da interação:

Estando a barra solicitada por flexo-compressão, é necessário verificar a interação desses esforços quanto à resistência e também quanto à estabilidade.

$$\rightarrow \text{Resistência: } \begin{cases} \frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \\ \frac{150}{1344,9} + \frac{50}{105,8} = 0,58 \leq 1,0 \end{cases}$$

onde $\phi_c N_n = 0,9 \times Q \times A_g \times f_y = 1344,9 \text{ kN}$

\rightarrow Estabilidade:

$$N_{ex} = \frac{A_g \times f_y}{\lambda_x^2} = \frac{49.81 \times 30}{0,55^2} = 4939,8 \text{ kN}$$

Como a viga é bi-apoiada e está sujeita à ação de carregamento uniformemente distribuído, $C_m = 1,0$ e, o coeficiente de ampliação do momento fletor é:

$$\frac{1}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 \times N_{ex}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - \frac{150}{0,73 \times 4939,8}\right)} = 1,04$$

$$\text{Assim, } \begin{cases} \frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 \times N_{ex}}\right) \phi_b M_{nx}} \leq 1,0 \\ \frac{150}{1215,8} + \frac{1,04 \times 1,0 \times 50}{105,8} = 0,62 \leq 1,0 \end{cases},$$

Conclui-se que o perfil tubular analisado atende a todas as verificações, sendo eventualmente possível a utilização de um perfil mais leve.

CAPÍTULO 5

FABRICAÇÃO E MONTAGEM DE ESTRUTURAS CONSTITUÍDAS POR PERFIS TUBULARES

5.1 Considerações gerais

Os processos gerais de fabricação, montagem e transporte das estruturas tubulares são basicamente os mesmos utilizados para as estruturas constituídas por perfis de seção aberta (I, H, L, U). Em ambos os casos, para garantir a otimização dos custos, os seguintes pontos logísticos devem ser considerados no planejamento: espaço de trabalho e instalações de armazenagem e empilhamento adequados para os materiais; máquinas-ferramenta a serem utilizadas; mão-de-obra habilitada, condições de transporte. Todos esses aspectos envolvem tempo e mão-de-obra e são decisivos tanto para a qualidade técnica do produto final quanto para os custos.

No Brasil, as práticas recomendadas pela norma NBR 8800/86 (ABNT, 1986) dizem respeito à fabricação e montagem das estruturas metálicas em geral, sem se deter em indicações específicas para as estruturas constituídas por elementos de seção tubular. Em outros países — Canadá, Estados Unidos, Reino Unido, por exemplo — há normas e/ou manuais para cada tipo de estrutura em aço (perfis laminados ou soldados, perfis conformados a frio e perfis tubulares) que, a exemplo do Comité International pour le Developpement et l'Etude de la Construction Tubulaire — CIDECT, fornecem referências e recomendações relativas aos procedimentos específicos de fabricação e montagem.

Todo o trabalho executado dentro de uma fábrica de estruturas metálicas está sujeito à inspeção do contratante e se baseia na Norma Brasileira NBR 8800/86 e/ou em normas internacionais.

O objetivo deste capítulo é oferecer uma visão geral do processo de fabricação, montagem e transporte das estruturas metálicas e discutir pontos em que os perfis tubulares, por suas características particulares, demandam tratamento específico, como é

o caso dos sistemas de corte, de dobramento e de ligações. Os processos aqui descritos são os desejáveis, embora nem sempre correspondam à prática predominante nas empresas brasileiras.

Normalmente, a fabricação das estruturas metálicas é precedida pela contratação e elaboração dos desenhos de fabricação e montagem, os quais são feitos com base nos desenhos de projeto. Essa contratação pode ser feita através de **custo unitário**, em função do número de formatos a serem elaborados, processo geralmente utilizado quando o projeto estrutural não está completamente pronto, ou quando existe a possibilidade de modificações e/ou adequações do projeto. Outra possibilidade é a contratação através de **custo global**, quando os desenhos de projeto já estão completos e são bastante detalhados. Um terceiro sistema, menos utilizado, é o sistema **cost-plus**, segundo o qual o preço do projeto será determinado através do somatório dos custos dos serviços e dos materiais, acrescido de um percentual relativo à remuneração dos serviços prestados pela empresa contratada.

O sistema de **custo global** é o mais indicado, uma vez que um dos princípios básicos da construção metálica é a completa programação antes do início da execução. O conhecimento prévio dos custos de produção, incluindo-se aí a parte de engenharia, é de vital importância para uma adequada contratação de estruturas e influencia grandemente a viabilidade da obra.

5.2 Detalhamento dos desenhos de projeto e dos croquis para fabricação

Após a contratação das estruturas, inicia-se a fase de elaboração dos desenhos de detalhamento ou dos croquis para a fabricação, em conformidade com o projeto estrutural. Nessa etapa, os conceitos originais da estrutura são traduzidos através de esquemas, linhas, dimensões e notas que irão fornecer as instruções completas para as diferentes situações (apoio fixo, móvel, engaste, etc.) traduzidas como cortes, aberturas, dobramento, furação, soldagem, e, finalmente, a montagem dos componentes estruturais.

Por serem de grande importância para o custo final das estruturas e demandarem tempo e acuidade de execução, o projeto estrutural e o detalhamento devem ser cuidadosamente planejados e constantemente monitorados.

Os desenhos de fabricação descrevem, detalhadamente, com base no desenho do projeto elaborado pelo projetista, cada elemento da estrutura, assim como as conexões, levando em consideração os equipamentos e a tecnologia disponíveis na fábrica.

É aconselhável fazer desenhos em escala natural, mesmo que isso não possa ser feito em relação a toda a estrutura. O detalhamento bem elaborado da estrutura facilita a execução e a verificação das configurações.

Os componentes construtivos, os tipos de aço selecionados para os elementos estruturais e suas dimensões, bem como os diferentes procedimentos de fabricação devem ser cuidadosamente definidos e registrados, de modo a evitar qualquer discrepância entre a fabricação e o desenho do projeto. Uma boa identificação com especificações das dimensões dos perfis tubulares e com as espessuras de paredes são importantes, uma vez que a verificação é difícil quando a estrutura está em seu estágio final de fabricação.

As atividades envolvidas no processo de elaboração dos desenhos de fabricação incluem

- preparação de lista avançada de materiais;
- idealização da montagem da estrutura;
- elaboração dos detalhes típicos, folhas de rotina e memórias de cálculo;
- elaboração e verificação dos desenhos de fabricação;
- elaboração da lista de materiais contendo os pesos das peças a serem produzidas;
- elaboração dos croquis de fabricação;
- preparação da lista de parafusos, conectores de campo, e eletrodos, etc.

Antes de começar a operação de fabricação, é necessário que os pontos acima mencionados sejam verificados por um profissional capacitado que poderá decidir e apontar soluções para quaisquer controvérsias entre os projetistas e o fabricante. Além disso, devem ser elaboradas e aprovadas, por profissionais qualificados, diretrizes básicas relacionadas aos métodos de fabricação e montagem, ajustadas às condições da fábrica, aos equipamentos disponíveis e à experiência do pessoal envolvido na fabricação.

Os desenhos de detalhes têm a finalidade de fornecer as informações necessárias às oficinas para a fabricação das peças. Geralmente, as peças inteiras que vão para o campo recebem uma denominação conhecida por marca de montagem, a qual, normalmente é constituída de um número que se refere ao número do desenho de

detalhamento e uma letra maiúscula. Todas as peças iguais terão a mesma marca de montagem. Os diversos elementos constituintes da peça principal (que apresenta uma marca de montagem em letra maiúscula) têm a identificação por letras minúsculas. Todas essas peças constam da lista de materiais e, quando necessário, são detalhadas à parte, através de cortes, detalhes, elevações, etc. O diagrama deve conter todas as indicações necessárias à fabricação da peça, tais como soldas, recomendações especiais sobre procedimentos de fabricação, dimensões, detalhes, etc., de forma que seja fabricada rapidamente e sem erros.

Os diagramas de montagem devem conter a locação de todas as peças inteiras que compõem a estrutura, as quais foram especificadas nos desenhos de detalhamento e devem ainda, conter detalhes típicos de montagem, lista de marcação para montagem dos parafusos, lista resumo de parafusos, lista de arruelas, especificações de soldas de campo, desenhos de recobrimento da cobertura, desenho de recobrimento longitudinal (tapamento – fechamento lateral) e desenho de recobrimento frontal (fachada), com especificações de quantidade e comprimentos de telhas, acessórios, diâmetros de parafusos e ganchos, rufos e calhas.

As especificações técnicas para a montagem de estruturas diferem para cada tipo de obra. As normas de segurança aplicáveis são abrangentes, tanto no que diz respeito à preservação da vida humana, quanto ao uso e conservação dos equipamentos. Algumas empresas elaboram seus próprios manuais de montagem, baseados em normas e especificações existentes, enriquecidas pela sua experiência.

5.3 Fabricação de estruturas

A fabricação dos componentes estruturais pode ocorrer em uma fábrica destinada a produzir estruturas ou mesmo no próprio canteiro de obras. As fábricas de estruturas metálicas têm como principal característica a flexibilidade para a execução simultânea de várias operações.

Embora as fábricas possam ser diferentes em termos de instalações, organização e número de funcionários, uma unidade típica de fabricação segue o mesmo fluxo geral de operações e é constituída de uma ou várias seções, normalmente chamadas de oficinas, cujo tamanho irá depender da capacidade da fábrica.

As diferentes oficinas devem dispor de equipamentos adequados a cada tipo de trabalho a ser executado no local. No caso de fábricas de pequeno porte, organizadas em apenas uma seção, as diversas operações serão executadas em um mesmo local.

Como ocorre para todas as estruturas de aço, a fabricação de estruturas de seção tubular devem ser organizadas, preferencialmente, de modo que o material passe através de um sistema unidirecional desde o recebimento até o despacho final. Uma das extremidades da fábrica destina-se à recepção de materiais e deve atender às necessidades de descarga das matérias-primas (tubos, chapas, etc.). Na área de expedição de produtos, normalmente localizada na outra extremidade da planta da fábrica, também deve haver a preocupação com o despacho dos produtos acabados, levando-se em consideração o meio de transporte utilizado pela fábrica.

Em uma fábrica de estruturas metálicas pode-se identificar algumas operações típicas freqüentemente realizadas:

- estocagem, identificação e manuseio do material;
- execução e uso de gabaritos;
- corte;
- amassamento;
- dobramento;
- furação;
- execução de ligações;
- acabamento;
- embarque.

As peças, geralmente, são fabricadas de acordo com os desenhos de detalhamento.

5.3.1 Estocagem, identificação e manuseio do material

A aquisição da matéria-prima (chapas de aço, tubos, etc.) é feita segundo listas previamente preparadas pelos projetistas, podendo ser acrescidas por itens destinados a formar estoque estratégico do fabricante, o qual visa suprir as necessidades de pequenos trabalhos que não justificariam um pedido suplementar às usinas siderúrgicas. As compras de usinas siderúrgicas demandam um maior tempo para o recebimento do material. Quando há urgência, o material ou parte dele pode ser comprado de

distribuidores, com custo superior ao preço de usina. Os tubos de aço podem ser adquiridos nas dimensões desejadas com ligeiro acréscimo de preço.

Os materiais, ao serem recebidos na fábrica, devem ser conferidos, inspecionados e identificados e, então, encaminhados para o estoque.

O aço e/ou tubos devem ser identificados através de norma que o aço atende, grau do aço, número da corrida¹, nome do fabricante e dimensões. Existe uma chablona de identificação específica para os tubos (FIG. 5.1).



FIGURA 5.1 - Chablona de identificação de tubos
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

As corridas dos aços são ensaiadas nos laboratórios das usinas e os relatórios dos testes apresentam os resultados de ensaios físicos e químicos.

5.3.2 Execução e uso de gabaritos

A escolha adequada de procedimentos racionalizados de fabricação é a chave para a produção econômica e técnica das estruturas tubulares.

Nessa fase do processo também são verificadas as imperfeições dimensionais e os empenamentos da matéria-prima.

O desempenho das peças prontas ou da matéria-prima pode ser efetuado com aplicação de calor ou com auxílio de prensas. Para os perfis tubulares, os equipamentos

¹ Uma corrida de aço significa a carga de um LD (convertedor), ou seja, a quantidade de aço líquido produzida, de uma só vez, em um equipamento de fabricação de aço.

mais comumente usados são a desempenadeira com cilindros, a prensa e as calandras ou a aplicação de calor. A peça que, ao ser transportada e manuseada, sofrer qualquer tipo de empenamento, deve ser desempenada antes da execução de qualquer outra operação.

Tanto o aquecimento, quanto o desempenho por meios mecânicos, são também processos para obtenção de pré-deformações desejadas.

A traçagem para marcação dos cortes e furos a serem executados é o processo aconselhável quando se precisa repetir uma peça poucas vezes. Já para as peças com alto índice de repetitividade, a construção de gabaritos de fabricação é o processo mais econômico de produção.

O gabarito é um modelo ou guia, em tamanho natural, feito de papelão, madeira ou metal. Serve para localizar cortes, furos puncionados ou broqueados, dobramentos que serão executados nas peças.

Os gabaritos podem também ser utilizados para a pré-montagem de peças maiores, que tenham alto índice de repetitividade, as quais são compostas de diversos elementos (FIG. 5.4) Esses gabaritos podem também ser executados com o auxílio de cavaletes e/ou bancadas de apoio (FIG. 5.2 e 5.3).



FIGURA 5.2 - Galpão AçoTubo: gabarito de fabricação de pilares tubulares de seção circular
FONTE – ARAÚJO, 2001.



FIGURA 5.3 - Galpão AçoTubo: bancada gabarito para fabricação de tesouras treliçadas tubulares
FONTE – ARAÚJO, 2001.

Um outro procedimento, também com “placa de marcação ou risco”, consiste, simplesmente, em marcar o piso de concreto da fábrica. Isso se aplica quando não se justifica a construção de uma estrutura de montagem, uma vez que a utilização econômica de um gabarito depende muito do número de unidades a serem manufaturadas, bem como do grau de precisão exigido em cada projeto.

A utilização de gabaritos para a fabricação de subconjuntos ou módulos de treliças de seções tubulares (partes da estrutura que serão montadas no local da construção) facilita a execução das operações de soldagem e, às vezes, também de fixação (FIG 5.4 e 5.5).



FIGURA 5.4 - Gabarito para uma viga treliçada do tipo Warren
FONTE – CIDECT, 1998.

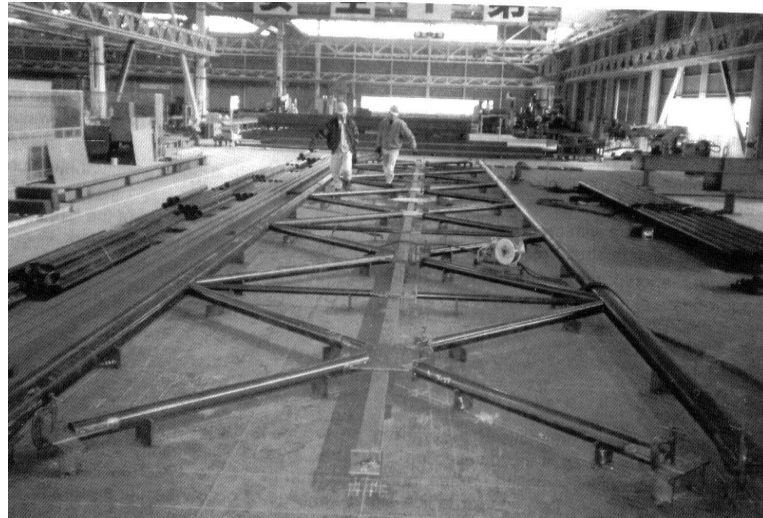


FIGURA 5.5 - Gabarito para uma viga do tipo Howe
FONTE – CIDECT, 1998.

A FIG. 5.6 mostra um interessante dispositivo para a montagem de uma estrutura treliçada, com seções tubulares quadradas. O reforço em cruz na extremidade da estrutura treliçada é parte integrante do gabarito de fabricação e permite que a estrutura gire para facilitar o manuseio.

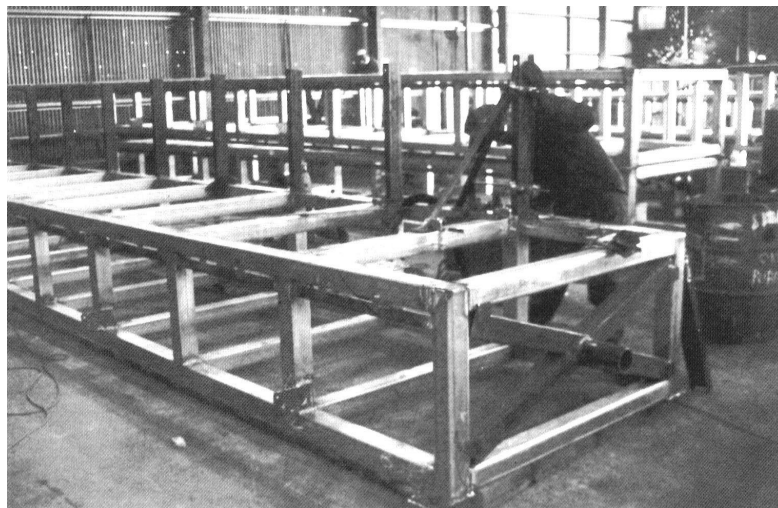


FIGURA 5.6 - Dispositivo para soldagem de estrutura em perfis
tubulares de seção quadrada
FONTE – CIDECT, 1998.

Muitas das operações antes executadas com o auxílio de gabarito, hoje podem ser feitas por máquinas controladas por computador, usando o sistema automático CNC.

5.3.3 Corte

A fabricação de uma estrutura metálica se inicia, geralmente, com o envio do material para os equipamentos de corte: tesouras, serras, unidades de corte a maçarico, laser, plasma, etc. As placas ou barras chatas até certa espessura são cortadas por tesouras (guilhotinas); as cantoneiras, por máquinas similares, capazes de cortar as duas abas ao mesmo tempo. Vigas tipo “I” são, em geral, cortadas por serras de alta velocidade.

No caso de estruturas com seção tubular, os métodos mais freqüentemente aplicados são o corte com serra e o oxi-corte (corte a chama). Em fabricações com tubos de paredes finas, freqüentemente, corte e amassamento são executados simultaneamente em uma prensa.

5.3.3.1 Corte plano com serra

O corte com serra é usado principalmente nas extremidades que interceptam um plano simples, que é o caso da interseção das faces dos nós de estruturas de seção tubular retangulares. Isso se aplica tanto para cortes retos quanto para cortes angulares (FIG. 5.7).

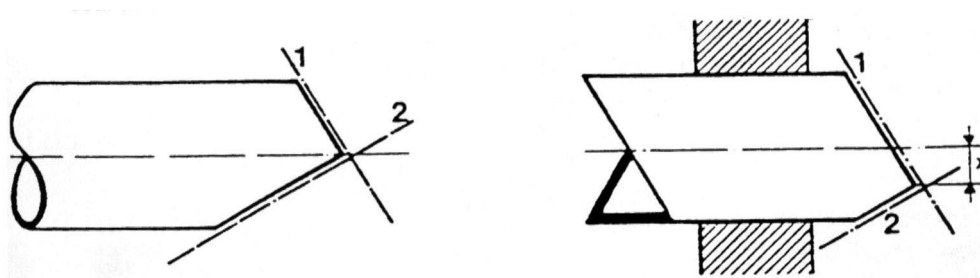


FIGURA 5.7 - Corte duplo de seção tubular
FONTE – CIDECT, 1998.

A ferramenta de corte pode ser tanto uma serra circular para trabalhos pesados com alimentação hidráulica quanto uma serra de fita pesada.

Além disso, plantas de corte capazes de operar simultaneamente nas duas extremidades das seções tubulares circulares têm sido desenvolvidas para garantir maior produtividade.

A ligação direta de seções circulares tubulares necessita de um perfil de corte conhecido por “boca de lobo” (FIG. 5.8 e 5.9).



FIGURA 5.8 - Corte em “boca de lobo”
FONTE – ARAÚJO, 2003.

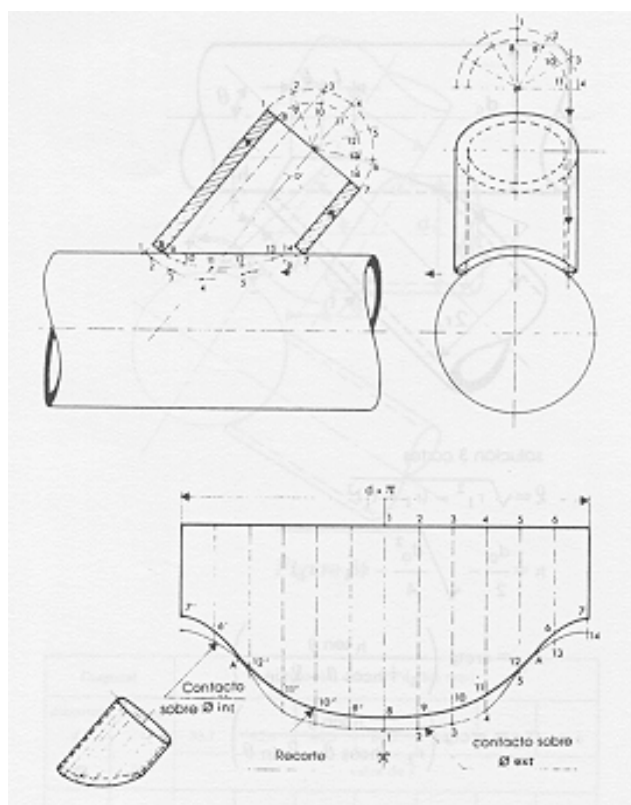


FIGURA 5.9 - Traçagem do modelo de corte em “boca de lobo”
FONTE – ARAÚJO, 2003.

No entanto, dependendo da relação dos diâmetros dos tubos usados na ligação, os recortes tridimensionais curvos nas interseções podem ser substituídos por cortes planos (FIG. 5.10 e 5.11), executados por serra.



FIGURA 5.10 - Ligação de dois tubos de seção transversal circular executada com dois cortes planos
FONTE – ARAÚJO, 2001.

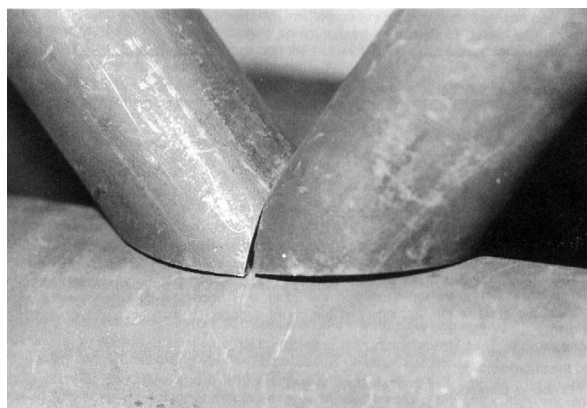


FIGURA 5.11 - Nó composto por tubos com cortes planos executados por serra, antes da soldagem (uma chapa deve ser inserida entre as extremidades das diagonais para uma solda conveniente)
FONTE – CIDECT

Um dos procedimentos para corte é o que utiliza um único corte simples plano. No entanto, esse procedimento somente pode ser usado em ligações em que a relação entre os diâmetros das barras de diagonais e/ou montantes (d_1) pelo diâmetro da corda (d_0) for muito pequena.

TABELA 5.1

Limitação para execução de corte único plano

d_0 (mm)	d_1 (mm)	d_0 (mm)	d_1 (mm)
33,7	26,9	88,9	33,7
42,4	26,9	101,6	42,4
48,3	26,9	114,3	42,4
60,3	33,7	139,7	48,3
76,1	33,7	168,3	48,3

FONTE – CIDECT, 1998.

Quando uma diagonal de seção circular é ligada a uma corda também de seção circular tubular com um diâmetro consideravelmente maior (FIG. 5.12), o tubo somente pode ser cortado reto na extremidade, se $g_1 \leq t_r$, sendo t_r o menor dos dois valores t_0 e $t_{1,2}$. A próxima condição, que é de natureza mais generalizada, é $g_2 \leq 3\text{mm}$.

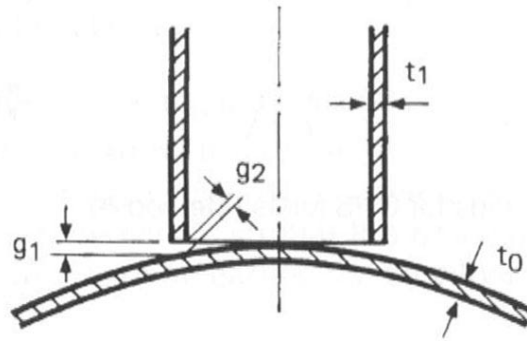


FIGURA 5.12 - Ligações de seções circulares feitas com um corte plano na extremidade da diagonal
FONTE – CIDECT, 1998.

Grandes relações d_1/d_0 levam a grandes aberturas (*weld gaps*) para soldagem, devendo ser evitadas. Nesses casos, o problema pode ser minimizado com a execução de um dos dois processos de corte descritos a seguir (FIG. 5.13 a 5.15):

- a) dois cortes planos seguidos de esmerilhamento ou corte da área de contato;



FIGURA 5.13 - Operações para acabamento da área de contato (união das peças): A. esmerilhamento ângulos internos; B. esmerilhamento do perfil; C. corte
FONTE – CIDECT, 1998.

b) dois ou três cortes planos sucessivos.

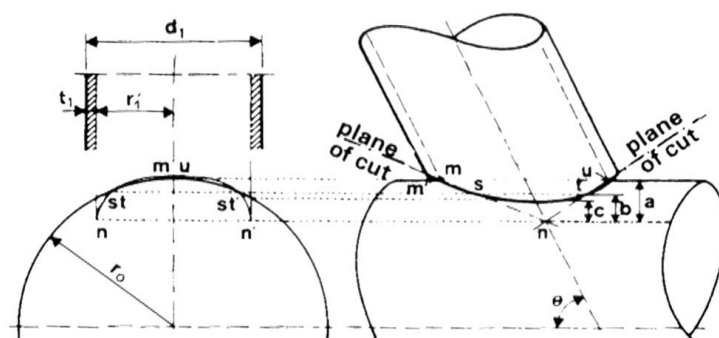


FIGURA 5.14 - Cortes planos nas extremidades das diagonais para ligações em perfis tubulares circulares
FONTE – CIDECT, 1998.

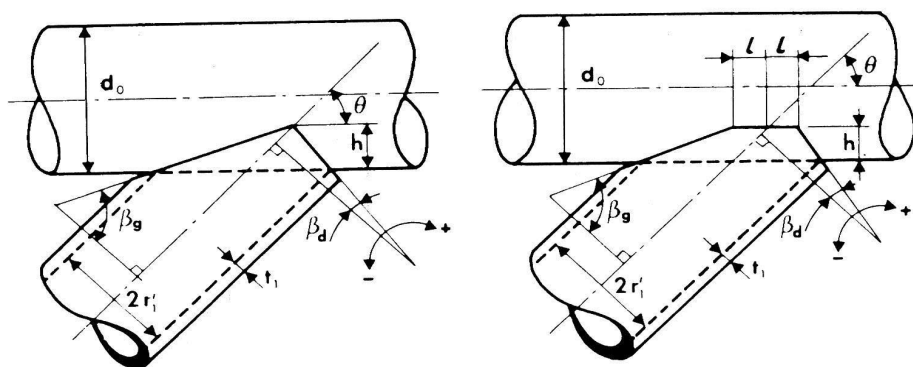


FIGURA 5.15 - Cortes planos nas extremidades das diagonais para ligações de seções circulares
FONTE – CIDECT, 1998.

5.3.3.2 Oxi-corte

O oxi-corte é especialmente aplicável a perfis tubulares de parede não esbelta, de seção circular, podendo ser executado tanto manual quanto mecanicamente. O oxi-corte é ainda o processo mais difundido no Brasil. O maçarico é operado manualmente e segue a linha traçada na seção tubular. Não é necessário chanfrar tubos usados como diagonais com espessura de parede até 5mm. A partir desse limite, deve ser feito o chanfro das extremidades.

Para cortes manuais, o chanfro das bordas pode ser executado por esmerilhadeira manual ou maçarico, dependendo da qualidade requerida.

Nos países em que a fabricação de estruturas metálicas já atingiu um alto grau de desenvolvimento, as empresas dispõem de equipamentos de corte automático a laser ou plasma controlados por computador, sistema CNC — controle de corte por comando numérico —, cuja precisão e repetitividade são altamente superiores às dos demais processos. Não se tem conhecimento do uso desse tipo de equipamento na fabricação de estruturas tubulares no Brasil.

5.3.3.3 Aberturas

As ligações entre seções tubulares algumas vezes são feitas inserindo-se em rasgos feitos nos tubos as chapas a serem soldadas.

Os tipos de ligação com rasgos nos tubos mais usados são as ligações de extremidade com chapas (gusset) (FIG. 5.16) e as ligações no meio das barras com rasgos (FIG. 5.17).

- Ligações de extremidade com chapas de gusset

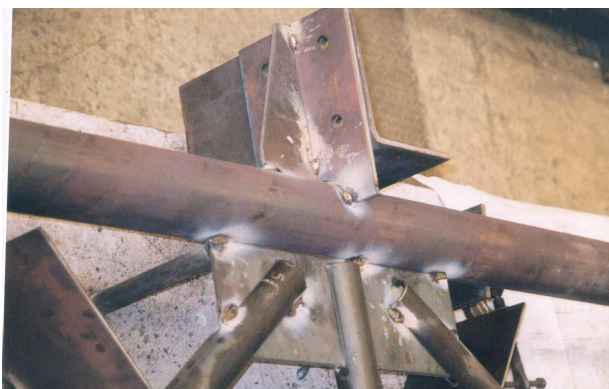


FIGURA 5.16 - Rasgo extremo para ligação com chapa de gusset

FONTE – ARAÚJO, 2001.

- Ligações no meio das barras com rasgos



FIGURA 5.17 - Rasgos executados no meio do tubo para ligação com chapa plana

FONTE – ARAÚJO, 2001.

Nas ligações de extremidade, as aberturas dos tubos devem ser vedadas com chapas-tampão em meia lua, para prevenir a corrosão interna, exceto quando os tubos forem de aço patinável. Nas peças galvanizadas a quente, no entanto, a vedação completa não é recomendável, pois o processo pode gerar altas pressões internas, devido às altas temperaturas de galvanização.

O processo de corte a maçarico não é preciso e pode apresentar falhas na precisão da montagem.

5.3.3.4 Corte a laser

Devido a sua alta qualidade, precisão, flexibilidade e baixos custos de fabricação, o corte a laser ganhou mais importância na última década. O bom acabamento desse tipo de corte praticamente elimina trabalhos posteriores. O processo operacional e o controle são quase idênticos ao dos equipamentos CNC. Os equipamentos de corte a laser apresentam boa eficiência em espessuras de até 16mm para os aços não ligados e 10mm para aços inoxidáveis.

A velocidade do corte pode alcançar até 10m/min com uma tolerância restrita de $\pm 0.1\text{mm}$, o que é vantajoso para as etapas seguintes da fabricação. Outra vantagem é a restrita zona térmica afetada. Sua desvantagem está no alto custo do investimento.

5.3.3.5 Corte a plasma

No corte a plasma, é utilizado um gás (Ar , N_2 ou $\text{Ar} + \text{N}_2$ ou $\text{N}_2 + \text{H}_2$) aquecido por um arco elétrico concentrado. Devido à grande concentração de energia, o corte é mais rápido do que em outros métodos e, na maioria dos casos, é feito sem qualquer distorção. Cortes com boa qualidade podem ser feitos em espessuras de parede entre 4mm e 35mm. Espessuras superiores a essas até 45mm podem ser cortadas com perda de qualidade.

Atualmente, pequenas e compactas máquinas transportáveis, assim como instalações de grande capacidade, estão disponíveis no mercado.

5.3.4 Amassamento das extremidades

O corte em “boca de lobo” e a preparação de chanfros são operações complexas e de alto custo. Por isso, as seções circulares tubulares são, freqüentemente, amassadas para efetuar as ligações.

Esse procedimento pode ser empregado tanto para ligações soldadas (FIG. 5.18) quanto para as parafusadas (FIG. 5.19).



FIGURA 5.18 - Ligação soldada com as extremidades das diagonais amassadas
FONTE – CIDECT, 1998.

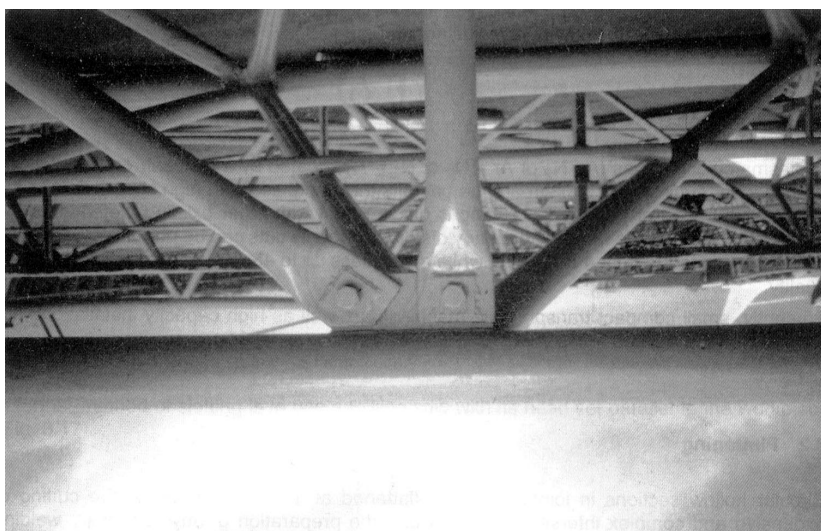


FIGURA 5.19 - Ligação parafusada (com chapa de ligação) de diagonais com pontas amassadas
FONTE – CIDECT, 1998.

O amassamento pode ser feito a frio ou a quente. Porém, o amassamento a frio, por ser relativamente simples, rápido e ter menor custo é o mais utilizado. Nesse processo o material sofre deformação plástica, em ambas as direções, longitudinal e transversal. O emprego do processo a frio é mais apropriado nos tubos que apresentam grande relação d/t . As soldas executadas na região dos cantos amassados podem apresentar fissuras, devendo essa área ser evitada (FIG. 5.20).

No amassamento a quente, somente a área a ser conformada deve ser aquecida a temperaturas variando entre 750° e 900°C.

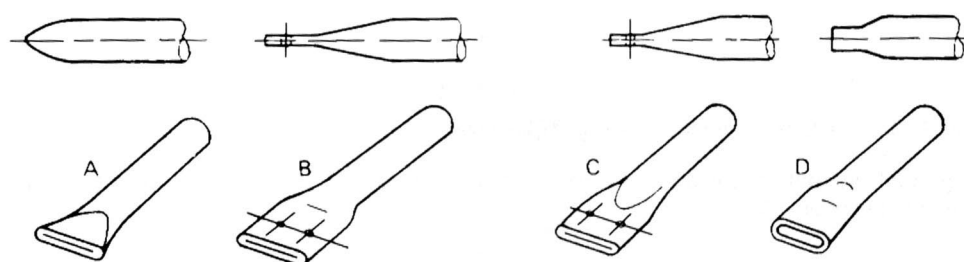


FIGURA 5.20 - Tipos de amassamento: A. corte com amassamento ("cropping"); B. amassamento de extremidade completo; C. amassamento de extremidade com matriz em rebaixo; D. amassamento parcial de extremidade
FONTE – CIDECT, 1998.

5.3.4.1 Amassamento de extremidade completo

A FIG. 5.21 mostra um esquema de matriz, indicando que uma porção relativamente grande está sujeita ao amassamento completo neste processo. É recomendado que o comprimento l da zona de transição esteja dentro do intervalo $1.2d \leq l \leq 1.5d$. As bordas das matrizes devem ser arredondadas para se evitar fissuras transversais.

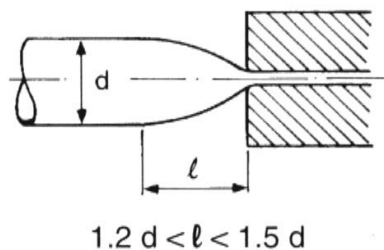


FIGURA 5.21 - Dispositivo simples para amassamento completo de extremidade
FONTE – CIDECT, 1998.

A FIG. 5.22 apresenta o esboço da matriz para dar forma à zona de transição com um comprimento l maior, no intervalo de $1.7d \leq l \leq 2.2d$.

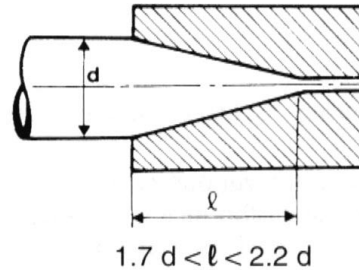


FIGURA 5.22 - Prensa de amassamento completo de extremidade com longa zona de transição
FONTE – CIDECT, 1998.

5.3.4.2 Amassamento de extremidade com matriz em rebaixo

Neste caso, o amassamento é executado numa prensa com duas matrizes com rebaiços incorporando uma mudança gradativa na seção tubular (FIG. 5.23). O comprimento da área de transição é freqüentemente tomado igual a $2d$.

Este formato é indicado para ligação parafusada e suporta maiores tensões de compressão do que aquelas obtidas por simples matrizes de amassamento completo.

Embora o custo de investimento seja elevado, para produção em massa esse custo é compensado pela facilidade do processo e menor índice de desgaste.

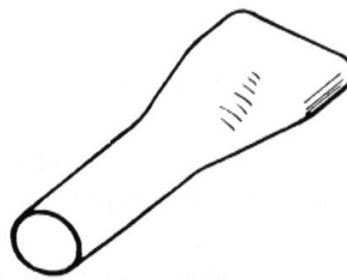


FIGURA 5.23 - Seção tubular circular com extremidades amassadas em prensa com rebaixo
FONTE – CIDECT, 1998.

5.3.4.3 Amassamento parcial de extremidade

A operação é efetuada introduzindo-se uma barra chata dentro da região a ser conformada, proporcionando faces completamente paralelas, com menor impacto da prensa. (FIG. 5.24).

Esse tipo de conformação é restrito a ligações soldadas como demonstrado no exemplo da FIG. 5.25.

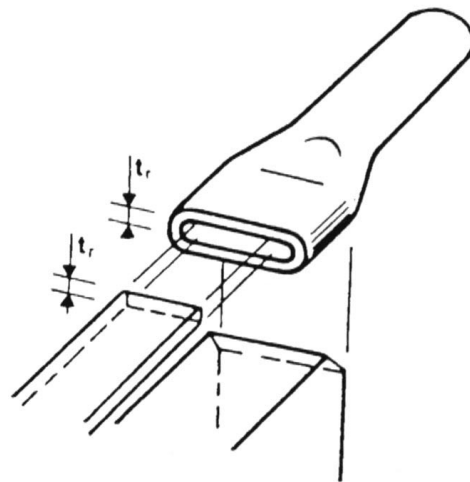


FIGURA 5.24 - Esquema de um dispositivo para amassamento parcial de extremidades
FONTE – CIDECT, 1998.

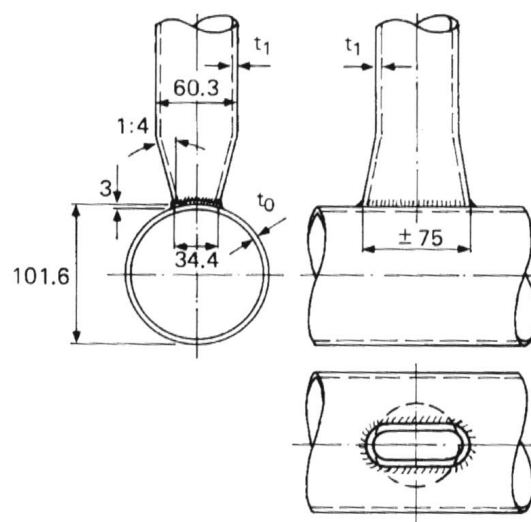


FIGURA 5.25 - Ligação de tubos de seção circular com extremidades parcialmente rebaixadas
FONTE – CIDECT, 1998.

5.3.5 Calandragem/ dobramento

A calandragem de seções tubulares pode ser feita a quente ou a frio (FIG. 5.26). Como o custo de produção de seções conformadas a frio é menor, esse é o processo normalmente aplicado, a não ser em casos especiais.

Raios de curvamento muito pequenos podem causar ovalização da seção ou estiramento, com conseqüente redução da espessura do lado tracionado e enrugamento do lado comprimido.

Os aços de baixo limite de escoamento e com boa porcentagem de alongamento são os mais indicados para essa operação. Os seguintes parâmetros geométricos também são fatores importantes:

relação $\frac{\text{Diâmetro da seção circular ou lado da seção retangular}}{\text{Espessura de parede da seção tubular}}$

relação $\frac{\text{Raio de dobramento}}{\text{Diâmetro da seção circular ou largura da seção retangular}}$

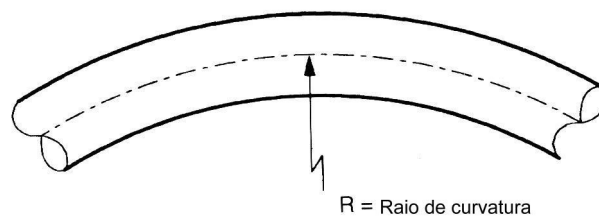


FIGURA 5.26 - Raio de curvatura de tubo de seção circular
FONTE – CIDECT, 1998.

Essa operação pode ser efetuada na fábrica e existem também empresas especializadas na execução de tais serviços. O processo de dobramento a frio pode alterar a microestrutura do aço e, nesses casos, pode ser conveniente o tratamento térmico das peças conformadas.

5.3.5.1 Dobramento a frio para seções circulares e retangulares

Existem vários processos de dobramento a frio para perfis circulares, porém os mais utilizados são dobramento por pressão em que um embolo central se desloca produzindo o dobramento (FIG. 5.27), através de rolos dobradores (FIG. 5.28 e 5.29), e através de cortes angulares (FIG. 5.30).

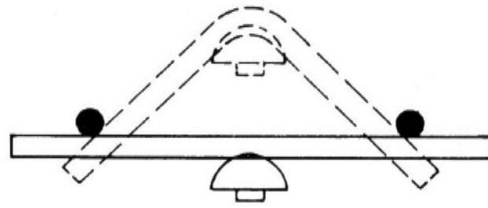


FIGURA 5.27 - Dobramento a frio por prensagem
FONTE – CIDECT, 1998.

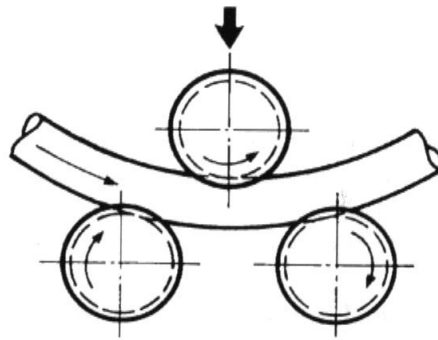


FIGURA 5.28 - Dobramento a frio com três rolos dobradores
FONTE – CIDECT, 1998.

O processo de calandragem através de rolos dobradores consiste em passar a seção tubular através de três rolos com dimensões definidas em função da seção transversal (FIG. 5.29).

Para calandragem a frio com rolos, o raio de curvatura mínimo é de aproximadamente 5 vezes o diâmetro externo do tubo. Esse processo é o que produz melhor acabamento final.



FIGURA 5.29 - Calandra de tubos: (a) máquina para calandragem; (b) rolos de calandragem
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Para grandes raios de dobra, o dobramento usando cortes angulares permite a obtenção de curvas aproximadas por meio da soldagem das seções retas previamente cortadas num ângulo apropriado (FIG. 5.30).

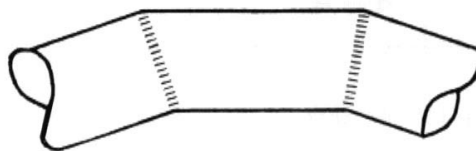


FIGURA 5.30 - Corte angular e solda de curva de gomos
FONTE – CIDECT, 1998.

Para os tubos de seção quadrada e/ ou retangulares, os processos de calandragem são os mesmos que os descritos para seções circulares. Deve-se, entretanto, ter atenção para uma deformação das paredes laterais e mesas das seções, conforme FIG. 5.31.

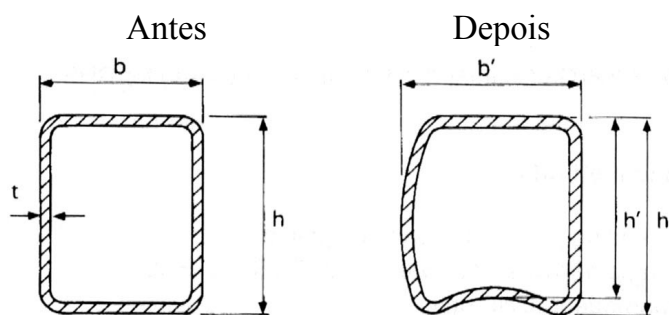


FIGURA 5.31 - Seção típica de um tubo de seção retangular, antes e depois de dobramento a frio, por rolos
FONTE – CIDECT, 1998.

Recomenda-se que sejam feitos, antes do início da fabricação, alguns testes de calandragem ou dobramento com os equipamentos a serem utilizados, a fim de se determinar as dimensões de rolos, raios de curvatura, qualidade do acabamento, etc.

5.3.5.2 Calandragem e dobramento a quente

Os métodos mais empregados para calandragem e dobramento a quente das seções tubulares são dobramento a quente com preenchimento da seção com areia,

dobramento por indução, rolo dobrador, curvatura. Todos esses processos podem ser utilizados para seções circulares e retangulares.

Cuidados especiais devem ser tomados no dobramento a quente de seções conformadas a frio já que o aquecimento da seção pode resultar em mudanças em suas propriedades mecânicas.

No dobramento com o preenchimento da seção por areia, essa deve ser comprimida para tornar as deformações, como a ovalização, as menores possíveis. A zona de dobramento é então aquecida a uma temperatura de 850°-1100° e a peça é conformada sobre um gabarito (FIG. 5.32).

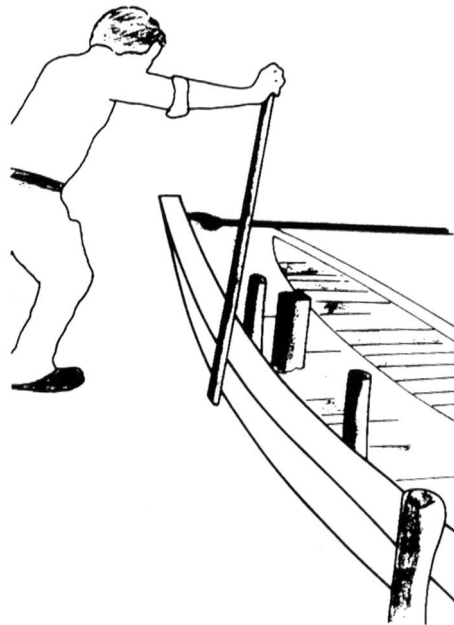


FIGURA 5.32 - Dobramento a quente de seção preenchida com areia
FONTE – CIDECT, 1998.

O processo de dobramento por indução pode ser usado tanto para as seções tubulares circulares quanto para as retangulares, embora, para as retangulares, outras investigações sejam necessárias (FIG. 5.33).

O princípio de trabalho da máquina de dobramento por indução é baseado na indução de calor a uma pequena região do tubo. A conformação ocorre somente na área aquecida e, então, nova parte do tubo é empurrada para dentro do indutor. Esse processo propicia maior flexibilidade ao dobramento.



FIGURA 5.33 - Dobramento por indução
FONTE – CIDECT, 1998.

No processo a quente por rolos dobradores, o raio de dobramento pode ser menor que o do processo a frio (3 vezes o diâmetro externo do tubo).

5.3.6 Furação

Nas seções tubulares, os furos são feitos, normalmente, por brocas. Não é possível furar por puncionamento devido à forma da seção, a não ser que seja utilizado um suporte, internamente.

O equipamento para esse tipo de furação inclui furadeira industrial comum, furadeira radial, furadeira múltipla de coluna, baterias de furadeiras em guindastes (usadas para grandes furações e alargamento) e furadeira em pórticos.

Os fabricantes de máquinas operatrizes têm combinado múltiplas funções, antes totalmente distintas, formando assim, linhas de operação contínuas para pré-fabricação de material. A seqüência é controlada automaticamente: a máquina corta o material no comprimento determinado e, na seqüência, executa as operações de furação, tornando dispensável o uso de espaçadores, chapas e marcações manuais. Uma grande vantagem das máquinas automatizadas é a precisão.

5.3.7 Ligações

Antes do procedimento da montagem final, as partes de uma peça composta devem ser pré-montadas temporariamente com parafusos ou pontos de solda. Durante essa operação, a montagem é verificada quanto ao esquadro e às dimensões gerais. Só então a montagem definitiva é executada, com parafusos ou soldagem. Uma vez que a resistência de uma estrutura está intimamente ligada ao uso apropriado dos meios de ligação, deve-se escolher o tipo de ligação mais econômico e adequado à obra em questão.

5.3.7.1 Ligações parafusadas

Os tipos de parafusos a serem empregados nas ligações tubulares dependem da forma idealizada para a conexão. Se a conexão for projetada com chapas de fácil acesso aos equipamentos e às ferramentas de parafusagem, os parafusos convencionais (ASTM A307, A325 ou A490), largamente empregados nas estruturas metálicas convencionais, serão os mesmos empregados para as estruturas compostas por perfis tubulares (FIG. 5.34).



FIGURA 5.34 - Ligações com utilização de parafusos do tipo ASTM A307, A325 ou A490
FONTE – ARAÚJO, 2001.

Entretanto, quando esse acesso é obstruído pela forma da seção, outros tipos de parafusos são os recomendados, uma vez que dispensam o acesso de ferramentas à parte interna da seção tubular (FIG. 5.35).

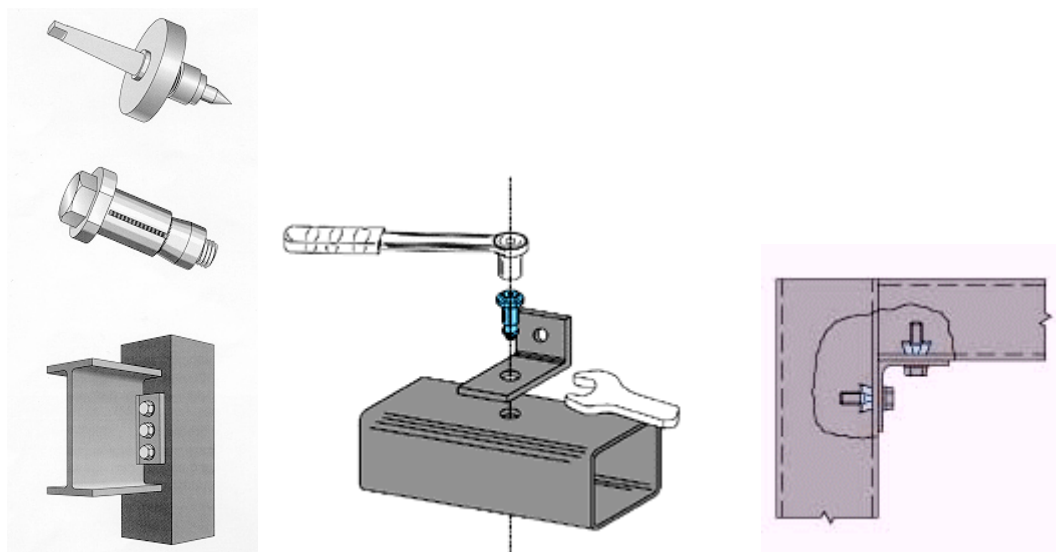


FIGURA 5.35 - Uso de parafusos tipo cego ou expansivo
FONTE – ARAÚJO, 2003.

Os parafusos ideais para o uso nas estruturas tubulares são os do tipo cego, que não têm o inconveniente do sistema de ajuste parafuso/rosca. Como os parafusos tipo cego ainda não estão disponíveis no mercado brasileiro, as ligações devem ser concebidas de forma a eliminar a necessidade do acesso de chaves para aparafusamento dentro do tubo. Em ligações de treliça com tubos amassados na ponta e em elementos conectados por chapas de ligação, o uso de parafusos com rosca não acarreta problemas especiais.

5.3.7.2 Ligações com parafusos cegos

Sistemas de ligações com parafuso cego (ou parafusadas somente de um lado) fazem uso tanto de tipos especiais de parafuso como de suprimentos ou sistemas especiais de furação. Como o próprio nome diz, eles permitem que a ligação parafusada aconteça somente de um lado, acabando com a necessidade de se chegar aos dois lados da ligação como requerido para ligações normais de porca e parafuso. Isso permite, por exemplo, que a ligação parafusada de uma viga a uma estrutura de seção tubular seja dimensionada quase como se fosse uma ligação de viga a uma coluna treliçada (ver FIG. 5.36).

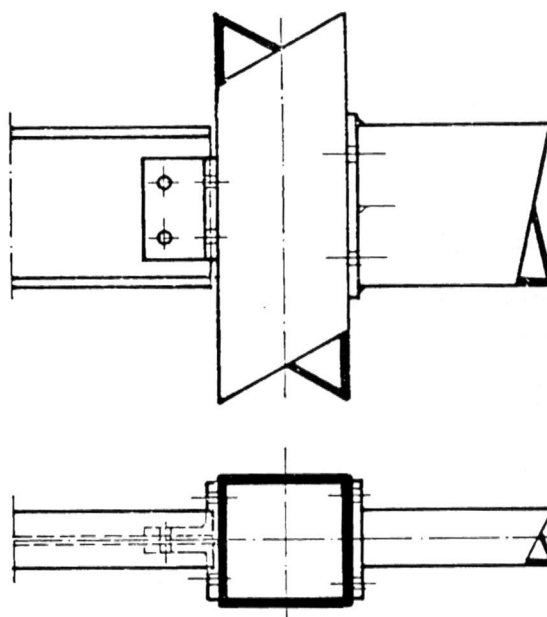


FIGURA 5.36 - Ligações entre viga e coluna de seções tubulares com parafusos cegos
FONTE – CIDECT, 1998.

Embora muitos sistemas de ligações com parafusos cegos já existam há alguns anos, eles não têm sido aplicados estruturalmente, principalmente porque seus diâmetros são muito pequenos para este tipo de aplicação. Como resultado, houve também muito poucas investigações sobre a resistência e o comportamento estrutural desses sistemas.

Todavia, recentemente, muitos sistemas de parafuso cego, como por exemplo “Flowdrill”, “Lindapter HolloFast e HolloBolt” e “Huck Ultra-Twist” têm sido disponibilizados em tamanhos de parafusos estruturais até M20 ou até mesmo M24. O CIDECT, nos últimos anos, tem realizado extensivos testes para comprovar a resistência dos sistemas “Flowdrill” e “Lindapter HolloFast e HolloBolt”.

O sistema “Flowdrill” é um método especial patenteado para furos extrudados, que usa uma furadeira a fricção (FIG. 5.37).

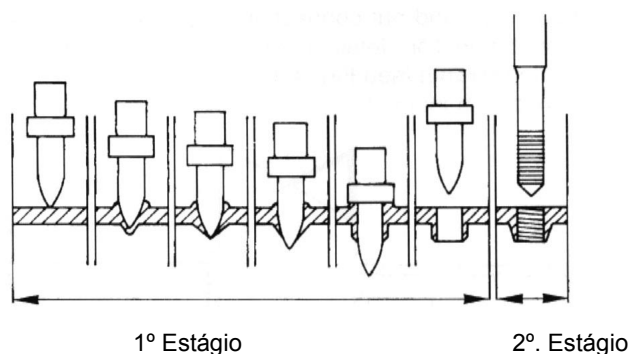


FIGURA 5.37 - Sistema Flowdrill
FONTE – CIDECT, 1998.

Parafusos de expansão “HolloFast” são compostos de um parafuso padrão e um “insert” especial de aço a ser introduzido em um furo produzido por técnicas usuais de furação. Os “inserts” são capazes de aceitar parafusos padrões de grau 8.8 M8, M10, M12 e M16. A FIG. 5.38 mostra o procedimento de instalação de um insert “HolloFast”.

O “HolloBolt” é um outro sistema (FIG. 5.39) com procedimento de instalação levemente diferente, mas os mecanismos do método de fixação são os mesmos. O “HolloBolt” consiste de 3 peças: um parafuso padrão 8.8, uma bucha de aço doce e um cone truncado. As peças são pré-montadas pelo fabricante. A fixação é feita inserindo um elemento único entre duas peças a serem fixadas.

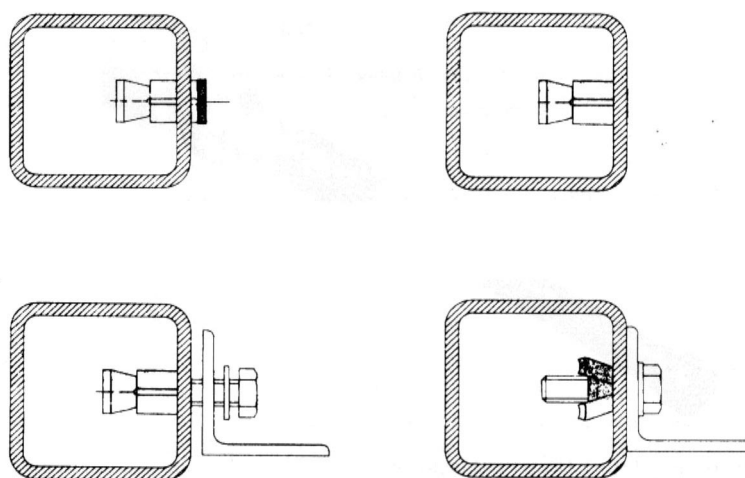


FIGURA 5.38 - Ilustração dos procedimentos de instalação do parafuso HolloFast
FONTE – CIDECT, 1998.

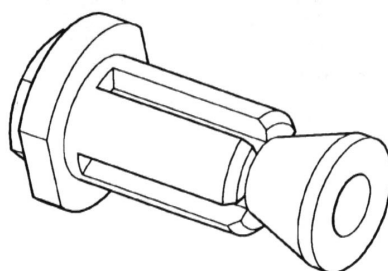


FIGURA 5.39 - Sistema HolloBolt
FONTE – CIDECT, 1998.

A Huck International Inc., com filial em Ogden, Utah, U.S.A., desenvolveu e está atualmente comercializando parafusos cegos com resistência à tração e tensões instaladas de acordo com as especificadas pela ASTM para parafusos A325 (equivalente a parafusos de grau 8.8). Conhecidos como prendedores Ultra-Twist, eles são disponibilizados em tamanhos equivalentes a parafusos ASTM A325 com diâmetros de 3/4" (19 mm), 7/8" (22 mm) e 1" (25.4 mm). A FIG. 5.40 mostra uma vista explodida de um prendedor Ultra-Twist.



FIGURA 5.40 - Vista explodida do prendedor Huck Ultra-Twist
FONTE – CIDECT, 1998.

5.3.7.3 Solda de parafuso tipo “stud”

Os parafusos tipo “stud” podem ser soldados na face da seção tubular após limpar cuidadosamente a superfície do material. Como mostra a FIG. 5.41, alguns métodos de solda destes parafusos deixam um colar na raiz (no encontro da seção com o conector). Quando isso acontece, os furos dos parafusos na chapa de ligação têm que ser rebaixados para encaixe deste colar (FIG. 5.41a) ou devem ser encaixadas arruelas com folga (FIG. 5.41b).

Para fixações leves como revestimentos fixados diretamente em terças de seções tubulares, são usados conectores e parafusos auto-brocantes.

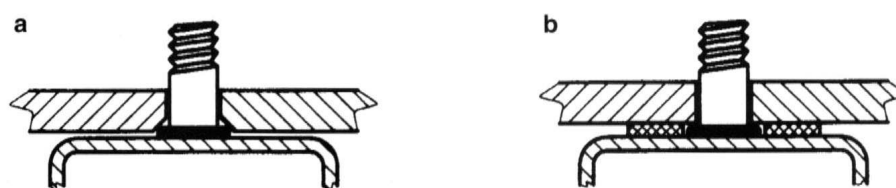


FIGURA 5.41 - Solda de parafuso tipo “stud”: (a) colar de folga por flange com rebaixo;
(b) colar de folga por arruela ajustada
FONTE – CIDECT, 1998.

5.3.8 Soldagem

A soldagem representa o principal método de ligação de seções tubulares. Entretanto, a opção de usar peças soldadas dependerá de fatores relacionados às propriedades mecânicas das peças, incluindo sua tenacidade à fratura e fadiga, a complexidade da conexão, o número de conexões similares, o tamanho das conexões e o custo relativo, assim como a facilidade de execução.

É importante destacar que os procedimentos de soldagem devem atender às prescrições da Norma AWS D1.1 em sua última versão.

5.3.8.1 Métodos de ligação soldada para seções tubulares

Os métodos de ligação soldada para seções tubulares pertencem principalmente ao grupo de métodos de soldagem por fusão. Entre os cinco subgrupos de soldagem por fusão – gás autógeno, arco metálico, resistência elétrica, eletro raio e plasma –, que produzem calor de fusão por seus próprios meios específicos, a soldagem por arco metálico é predominantemente usada nas três seguintes versões para ligação de seções tubulares: soldagem a arco com metal revestido (SMAW); soldagem a arco de “flux cored” (FCAW); soldagem a arco com metal em meio gasoso (GMAW). Todavia, para aplicações especiais, como construções marítimas, a soldagem por arco submerso (SAW) também é usada.

Em relação a máquinas e equipamentos de solda, três métodos (manual, semi-automático e completamente automático), devem ser diferenciados. Os dois primeiros são usados normalmente no caso de seções tubulares. A soldagem completamente automática não é usual, mas pode ser aplicada quando possível.

A soldagem por arco metálico revestido manual, com eletrodos revestidos com uma camada de fluxo químico de proteção, é usada tanto em fábricas como no local da obra. Em particular, estes eletrodos podem ser aplicados em posições desvantajosas de soldagem como posições sobre cabeças e/ou acesso restrito.

O revestimento de eletrodos tem a função de proteger o aço fundido no processo de soldagem, dos efeitos danosos do ar através de escória ou gás.

Os eletrodos recomendados variam dependendo do tipo de aço, da espessura da parede e das formas de solda. Em fábricas onde são produzidos diferentes tipos de aço, recomenda-se o uso somente de eletrodos protegidos por hidrogênio.

A soldagem a arco de metal em meio gasoso é aplicada a aços não ligados e de baixa liga (Metal active gas, MAG) e a aços altamente ligados (Metal inert gas, MIG) FIG. 5.42. Esse processo apresenta as seguintes vantagens: rapidez do processo de soldagem, o que reduz os custos de fabricação; pequena zona de solda afetada pelo calor; ausência de escória, o que possibilita soldagens em posições difíceis. Como a escória não precisa ser removida das soldas subseqüentes, o tempo de soldagem e o custo de fabricação são menores.

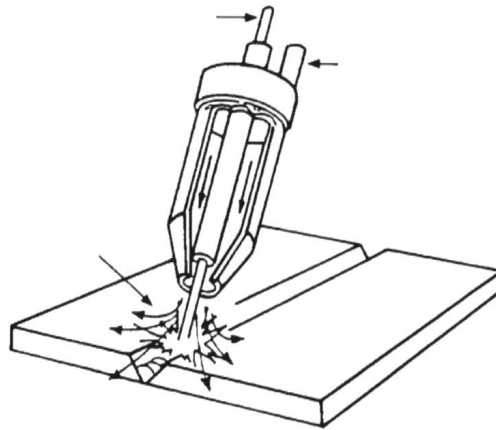


FIGURA 5.42 - Método de solda semi-automática (MIG)
FONTE – CIDECT, 1998.

5.3.8.2 Tensão residual e deformação devido a soldagem

A peça é aquecida de forma localizada pela soldagem. O alongamento térmico do material não é uniforme, à medida que é obstruído pelo material frio ao redor. Tensões ocorrem devido à contração da peça à medida que ela se resfria. Isso pode ser transformado tanto em deformação, como em torção ou tensões residuais.

5.3.8.3 Inspeção de soldas

As soldas em estruturas de aço podem ser ensaiadas tanto por testes destrutivos (somente em laboratório) como por testes não destrutivos. Para cada tipo de teste (destrutivo ou não) existem vários métodos, que possuem vantagens e desvantagens de acordo com seus específicos campos de aplicação. Do ponto de vista econômico, o

número de inspeções deve ser o menor possível. Soldas de filete são preferíveis a soldas de topo.

Testes destrutivos como o de ruptura, de dobramento, de impacto, de dureza e de fadiga são usualmente feitos antes do início da soldagem final da estrutura. Os testes não destrutivos, através dos cinco métodos seguintes, podem dar uma informação conclusiva da qualidade efetiva da solda: inspeção visual; teste de partículas magnéticas; teste de líquido penetrante; inspeção ultra-sônica; inspeção radiográfica através de raios X ou γ (gama).

Uma inspeção visual cuidadosa na solda e na área ao redor da solda, antes e depois da soldagem, é de vital importância. O teste de partículas magnéticas é um método rápido e conveniente para descobrir defeitos na superfície como trincas finas, que não são obviamente visíveis. Este método é aplicado principalmente para descobrir defeitos de solda em ligações nodais, que são muito difíceis de se determinar usando outros métodos, como inspeção ultra-sônica ou radiográfica.

O teste com líquido penetrante explora os defeitos de solda suspensos na superfície de soldadura. O procedimento consiste primeiro na limpeza completa da superfície a ser checada e, depois, na aplicação de uma solução de líquido penetrante vermelho na superfície, usando um pincel ou spray. Posteriormente, quando a superfície está seca, pode se aplicar um pó branco superficialmente ou espalhar uma solução branca reveladora, de secagem rápida, na superfície, que irá salientar o defeito. A inspeção ultra-sônica é um método de operação muito rápido, mas requer examinadores qualificados e experientes. Ondas sonoras de alta frequência são enviadas para a soldadura por meio de um emissor e são, então, refletidas do local do defeito. O eco é exibido eletronicamente na tela de um osciloscópio, que age como um receptor. Soldas de filete e soldas de união com penetração parcial na ligação não podem ser checadas de forma confiável pelo método ultra-sônico, já que os sinais se tornam difíceis de interpretar.

A inspeção radiográfica consiste em direcionar raios X ou γ (gama) de Cobalto ou Irídio através da soldadura e produzir um filme fotográfico. Este método é especialmente capaz de descobrir fusão incompleta, porosidade e inclusão de escórias, mas não é indicado para variações de espessura e formas irregulares. Defeitos na superfície, em soldas de filete, somente podem ser determinados por meio de testes de líquido penetrante ou de partículas magnéticas.

Na prática, o exame da solda é, geralmente restrito à inspeção visual. Recomenda-se que todos os serviços de inspeção sejam efetuados por profissionais qualificados.

5.3.8.4 Soldagem de estruturas de seções tubulares de metal revestido ou galvanizado

Como tanques de galvanização por imersão a quente, grandes e adequados, não estão freqüentemente disponíveis para imersão de estruturas completas, os fabricantes algumas vezes são forçados a ligar peças estruturais galvanizadas por meio de soldagem (se a construção parafusada não for a melhor solução). A questão da soldagem de elementos galvanizados acontece nesse caso.

Em geral, a camada de óxido de zinco é queimada na zona soldada (aproximadamente a 50 mm da costura de solda) e então removida por jateamento ou esmerilhamento, de maneira que o material de cobertura não afete a soldagem. Após a soldagem, a área se submete a um tratamento de proteção através de pintura ou espalhando-se um material recondicionante como tinta rica em zinco ou zinco metalizado. Devido à facilidade de aplicação e ao baixo custo assim como à boa adesão e resistência ao desgaste, a pintura rica em zinco é mais usada.

A soldagem a arco sob atmosfera controlada, como feito no método MAG, não necessita de qualquer etapa de queima de camada de zinco. Isso é feito durante a soldagem, sem qualquer modificação do método de trabalho e sem qualquer perda nas propriedades mecânicas do material de solda. O recondicionamento da região como descrito acima, é feito após a soldagem.

5.3.9 Acabamento

As partes estruturais, cujas extremidades forem transmitir carga por contato, devem ser acabadas até obter-se uma superfície plana e nivelada. Quando for necessário, esse tipo de acabamento pode ser obtido por usinagem.

Vários tipos de serras produzem corte com acabamento satisfatório. Se o corte for feito por maçarico, ou estiver com acabamento indesejável, a superfície pode ser acabada com a utilização de esmerilhadora, goiva ou plaina.

Para peças pintadas, antes do início do processo de pintura, o material deve ser limpo, para que esteja livre de carepa de laminação e poeira. Essa limpeza pode ser feita manualmente ou não, com escovas de aço, por decapagem química, decapagem por chama ou jateamento abrasivo.

A marcação de montagem deve estar correta e claramente indicada em cada peça.

5.3.10 Embarque

A área destinada ao embarque das estruturas requer um grande espaço, onde as peças fabricadas serão estocadas até o transporte. Deve-se dispor de meios de carregamento adequados, tais como guindastes, pontes ou pórticos rolantes, empilhadeiras, etc.

O material destinado a localidades distantes é, em geral, embarcado por ferrovia ou rodovia, podendo em casos especiais, não freqüentes, serem utilizadas barcaças. O departamento de projeto deve expedir croquis quando as peças forem de grande porte.

5.3.11 Transporte

Para alguns tipos de obras, e em face de circunstâncias ou condições desfavoráveis de trabalho, de transporte ou de outros fatores, algumas empresas preferem fazer a fabricação de parte da estrutura no próprio local de montagem. A decisão de fabricar a estrutura na oficina ou no canteiro deve ser tomada com base nos custos de transporte dos módulos ou elementos estruturais simples.

As propriedades mecânicas das seções tubulares circulares e retangulares, — alta rigidez torcional, resistência à tração e compressão, alta resistência à flexão multi-axial — favorecem tanto o transporte de elementos simples quanto o de montagens de grande porte.

A possibilidade de empilhamento favorece o transporte das seções tubulares quadradas e retangulares.

O transporte rodoviário é o mais conveniente e utilizado se o canteiro é relativamente próximo à oficina. Apresenta as seguintes vantagens: porta a porta, pequeno manuseio de carga, avaria praticamente nula, o seguro fica a cargo do transportador, regularidade-continuidade, rapidez. As desvantagens são as oscilações da

oferta por parte dos carreteiros e as limitações de peso e dimensões. As alturas, larguras e comprimentos máximos autorizados dos produtos variam de país para país. Deve-se ter também o cuidado de verificar as restrições locais impostas por pontes, acesso direto ao canteiro, etc., de forma a construir partes da estrutura adequadas na oficina para posterior montagem no canteiro de obras.

A FIG. 5.43 mostra a configuração e construção de um tipo de parte de uma estrutura que pode ser economicamente acondicionada em caminhão.

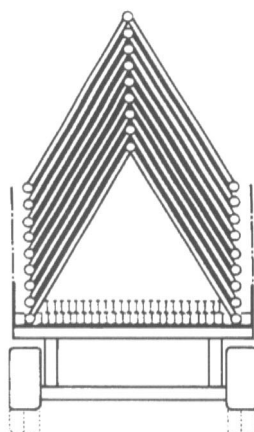


FIGURA 5.43 - Transporte de unidades modulares em caminhão
FONTE – CIDECT, 1998.

Quando a oficina e o canteiro estão diretamente ligados por estrada de ferro, deve-se dar preferência ao transporte ferroviário, que é mais barato que o rodoviário, dispõe de grande capacidade de carga e fretes vantajosos. Entretanto, também nesse caso há desvantagens: as viagens são mais demoradas; os percursos, muitas vezes limitados; o controle da carga é mais difícil e há limites dimensionais para as estruturas a serem transportadas, os quais variam de país para país.

O uso de navio ou barcaça é econômico, uma vez que permite o transporte de grandes unidades montadas, apresenta grande capacidade de carga e fretes vantajosos. Suas desvantagens são chegadas e saídas irregulares, mais manuseio da carga e, com isso, possibilidade de grandes avarias.

O transporte marítimo ou fluvial é especialmente favorável quando o canteiro e a oficina estão diretamente ligados através de um grande curso de água e as montagens podem ser transportadas até lá sem problema. A FIG. 5.44 mostra o transporte de

módulos de estruturas para uma plataforma oceânica, sobre uma barcaça que flutua ao longo do local da exploração.

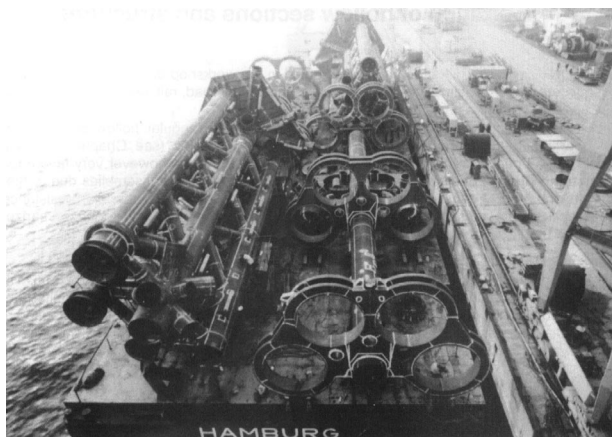


FIGURA 5.44 - Transporte de módulos de estruturas por barcaça
FONTE – CIDECT, 1998.

O transporte aéreo é mais rápido, tem regularidade e as avarias no material são praticamente nulas. Em contrapartida, sua capacidade de carga é limitada, o número de aviões para transporte é reduzido, e os fretes têm custo muito elevado.

Qualquer que seja o tipo de veículo utilizado, as cargas devem ser acondicionadas de modo que não sofram danos durante o trajeto. São utilizados calços de madeira como espaçadores entre as peças e como suportes, para uma distribuição uniforme do peso sobre a superfície do veículo. As cargas devem ser devidamente amarradas e travadas, utilizando-se proteções nas quinas para evitar o rompimento dos cabos de amarração ou danos nas estruturas.

5.4 Montagem das estruturas

A montagem de estruturas metálicas se caracteriza por sua rapidez, precisão e confiabilidade. Em cada obra, diferentes fatores interferem na escolha do processo de montagem. Muitas vezes, as dificuldades de montagem ou o alto custo limitam essa escolha, impondo condições que determinam ou influem na elaboração do projeto. Entretanto, em qualquer obra, é necessário levar em conta fatores preponderantes, tais como transporte, acessos e condições topográficas locais, visando a soluções mais econômicas e tecnicamente viáveis. Em muitos casos, cuidadosos estudos devem ser

realizados para a definição do melhor processo de montagem, levando-se em conta, também, os equipamentos que devem ou podem ser utilizados.

A rapidez da montagem está relacionada com o fluxo de fabricação, carregamento, transporte e descarga das peças. O seu início está condicionado ao término das fundações e, em alguns casos, à locação dos chumbadores. É necessário ainda saber que tipo de energia estará disponível.

A responsabilidade do planejamento da montagem, objetivando sua rapidez, precisão, segurança e economia, é do engenheiro supervisor que deve ter conhecimento amplo e específico dos principais fatores que possam influir na definição do processo de montagem e de sua correta execução em campo. Ao engenheiro montador cabe a administração de pessoal, bem como a responsabilidade técnica da montagem propriamente dita, em todas as suas fases. No entanto, para que todos os objetivos sejam conseguidos e executados de forma satisfatória, é necessário que haja uma cooperação completa entre as áreas de planejamento e de execução.

Para que os trabalhos de montagem ocorram com a máxima segurança, faz-se necessária a definição e o “preenchimento” de certos requisitos fundamentais. Cuidados especiais nesse setor são essenciais. É usual que todo o pessoal que trabalha na área de montagem faça um “Treinamento de Segurança” logo após a admissão na empresa. Desde o início, o plano de montagem deve merecer preparação cuidadosa e detalhada, de modo a tornar-se realmente seguro, eficiente e econômico. Os melhores registros são aqueles baseados em experiências anteriores da própria empresa ou nas dos responsáveis pelos trabalhos. O propósito do plano é facilitar, ao máximo, os trabalhos em campo, observando os limites de segurança, os custos adicionais, o tempo disponível. Frequentemente existem algumas proibições locais que limitam os horários de carga e descarga. Outro fator a ser levado em conta é o tipo, as dimensões e a altura da estrutura, bem como as possíveis interferências com outras operações, como o tráfego de caminhões ou de operários. As estruturas adjacentes podem ter implicações sobre o método de montagem e sobre a escolha dos equipamentos.

Os serviços de inspeção irão se desenvolver paralelamente aos trabalhos de montagem e devem ser realizados para assegurar o cumprimento dos requisitos exigidos em Norma.

A montagem de partes da estrutura no canteiro demanda os seguintes cuidados especiais:

- Em construções no canteiro, uma vez que a posição e a direção do centro de gravidade diferem daqueles da montagem na fábrica, é necessário manter acessórios e dispositivos como cavaletes, por exemplo, até que o módulo da estrutura seja concluído.
- A ligação de subconjuntos ou módulos no local da obra é usualmente executada por meio de parafusos ou solda, mas, devido a custos relativos e às facilidades e à agilidade no processo de montagem, a ligação parafusada é, freqüentemente, o método preferido.
- Caso a opção seja pela soldagem, além de selecionar o método mais conveniente, devem ser levadas em consideração e adotadas medidas adequadas de proteção contra as intempéries (vento, chuva, temperatura e umidade) (FIG. 5.45). A soldagem a arco e gás exige equipamento de proteção, especialmente contra o vento. Em países da Europa e nos Estados Unidos, por exemplo, o método de soldagem a arco e gás executado por equipamentos automáticos (robôs) têm sido cada vez mais usado.



FIGURA 5.45 - Soldagem no canteiro com a utilização de proteção contra intempéries
FONTE – CIDECT, 1998.

Nem sempre o processo de fabricação e a montagem em campo acontecem na seqüência necessária para que uma ação suceda a outra. Por medida de economia e busca de melhor produtividade, 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 são fabricadas, as peças são estocadas no canteiro de obras. Uma vez que podem se

acumular em grande quantidade antes mesmo do início da montagem, devem ser estocadas de forma a atender à seqüência de montagem, evitando manuseios ou mudanças desnecessárias. Cuidados especiais devem ser tomados para que não ocorram deformações, perdas de peças de dimensões reduzidas e danos na pintura.

Peças maiores, como as vigas de rolamento, pilares, etc. devem ficar permanentemente apoiadas sobre dormentes de madeira, para que não sofram tensões ou empenos e não fiquem em contato com o solo, uma vez que a impregnação com barro, terra ou outros materiais pode provocar deterioração da pintura. Peças menores, como conexões, calços, parafusos, etc., devem ser estocadas em caixas de madeira com dimensões que facilitem o seu deslocamento.

Como se pode observar pelo exposto, em princípio, não há nenhuma diferença apreciável entre a montagem de estruturas tubulares e a montagem de estruturas de qualquer outro tipo de seção. Entretanto, devido às propriedades torcionais superiores das seções tubulares, as operações de içamento e movimentação são grandemente facilitadas, o que pode ser demonstrado, comparando-se o levantamento de uma viga treliçada constituída por elementos de seção aberta com o de uma viga treliçada composta por elementos de seção tubular (FIG. 5.46). Dispositivos de estabilização transversal (cavaletes de içamento) não são necessários para o segundo caso (FIG. 5.46b), mas é muito provável que sejam necessários para o primeiro (FIG. 5.46a).

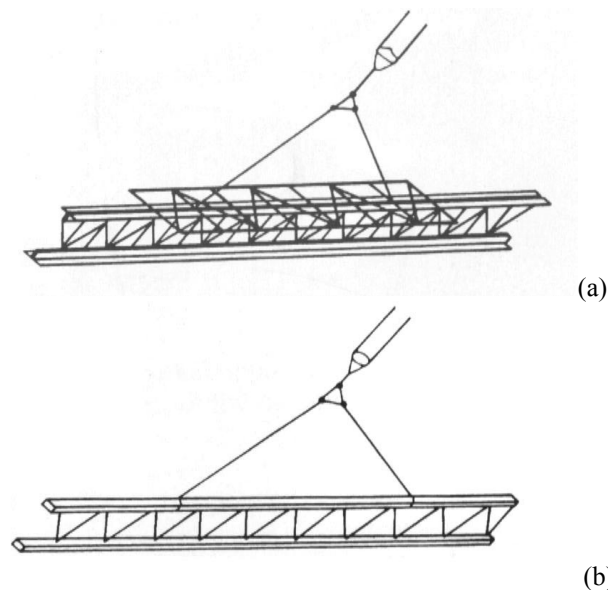


FIGURA 5.46 - Içamento de vigas treliçadas: (a) viga treliçada de seções abertas com dispositivo de estabilização transversal ou cavelete de içamento; (b) viga transversal de seção tubular sem dispositivo especial para içamento

FONTE – CIDECT, 1998.

A FIG. 5.47 e 5.48 mostra uma operação de montagem em que as tesouras treliçadas são transportadas para o canteiro, içadas por um guindaste e conectadas às outras peças através de flanges aparafusados.



FIGURA 5.47 - Montagem de estrutura plana com auxílio de guindastes
FONTE – ARAÚJO, 2001.

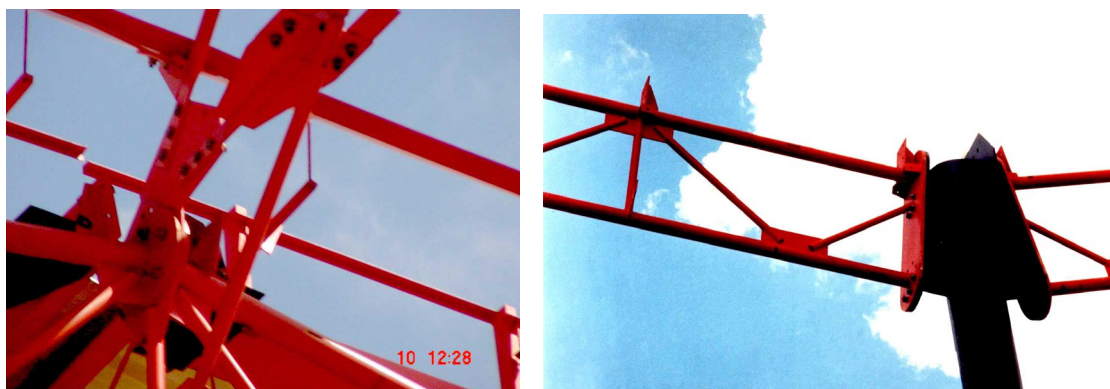


FIGURA 5.48 - Detalhe de ligação das tesouras do arco e da tesoura do galpão com as colunas
FONTE – ARAÚJO, 2001.

A disponibilidade de guindastes potentes permite o içamento de uma unidade de grande porte, transportada diretamente da oficina, de modo a possibilitar a sua colocação em posição com uma única operação. A FIG. 5.49 mostra a montagem de uma ponte treliçada em arco em seção tubular. Nesse caso, a aplicação das seções tubulares é favorecida pela leveza relativa e grande rigidez da estrutura treliçada, bem como por sua menor resistência ao vento, embora esta seja uma vantagem marginal.

A montagem de grandes unidades, no solo, é amplamente utilizada para estruturas espaciais (FIG. 5.50). Isso torna a operação mais fácil e rápida e, ao mesmo tempo, mais segura para as pessoas envolvidas no processo.



FIGURA 5.49 - Montagem de uma ponte treliçada em arco
FONTE – CIDECT, 1998.

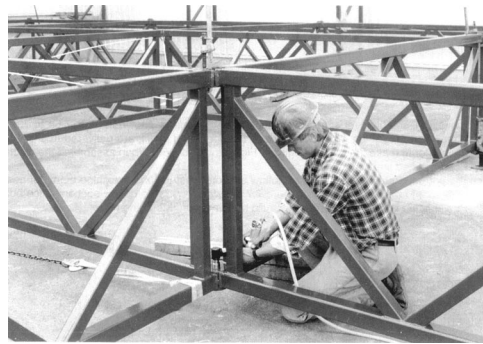


FIGURA 5.50 - Montagem de uma estrutura
no solo
FONTE – CIDECT, 1998.

A fabricação de estruturas treliçadas planas e espaciais é feita, em geral, nas oficinas, quando suas dimensões são relativamente pequenas. Os elementos simples serão fixados por parafusos ou soldados no canteiro. Em campo poder-se-á executar a montagem e a construção simultaneamente. E então, erguê-la à posição final de projeto, efetuando as devidas ligações nos pilares. A FIG. 5.51 mostra um caso desse tipo.

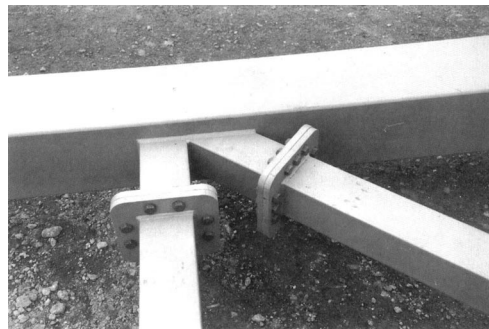


FIGURA 5.51 - Montagem de estrutura espacial acima do solo para posterior içamento
FONTE – ARAÚJO, 2001.

Uma sequência típica de montagem em canteiro utilizando conexões aparafusadas é apresentada na FIG. 5.52. Peças simples (FIG. 5.52a), cujo custo de transporte é reduzido, são levadas até o canteiro e aparafusadas para a montagem de partes da estrutura (FIG. 5.52b e 5.52c), para posterior colocação em sua posição final.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 5.52 - Montagem fixada com parafusos no canteiro: (a) componentes individuais transportados até o canteiro; (b) conexão simples com parafusos no canteiro; (c) fixação dos componentes individuais para montagem de parte da estrutura

FONTE – CIDECT, 1998.

Com equipamento adequado, construções em seções tubulares de grande porte, com pesos elevados, podem ser içadas até sua posição final. A FIG.5.53 mostra uma fase da montagem do hangar do Cargo-Lifter.



FIGURA 5.53 - Montagem de peças de grande porte do Hangar do Cargo-Lifter – Brandenburg, Alemanha

FONTE – ARAÚJO, 2001.

5.4.1 Travamento e escoramento provisório

Em muitos casos, faz-se necessário o uso de travamentos e escoramentos provisórios durante a montagem, tais como estais, escoras, andaimes, etc., para se conseguir a estabilidade lateral da obra ou mesmo de algumas peças. Esses mesmos recursos são utilizados, em outros casos, para o posicionamento e verticalidade de pilares e para contenção de treliças de grandes vãos, etc. Em geral, os tirantes, usados para estabilizar temporariamente e manter o prumo dos pilares, podem ser retirados tão logo as peças estejam conectadas de forma permanente à estrutura.

Antes do içamento de treliças e vigas deve-se proceder à verificação da estabilidade lateral das peças a serem içadas pelo centro, pelas extremidades ou por outros pontos intermediários, dependendo do caso. Em casos de instabilidade devem ser tomadas providências, como o uso de escoras, contraventamento horizontal provisório, de tirantes ou cabos de aço estaiados na base, etc.

Em montagens de edifícios industriais, a estabilidade longitudinal pode ser obtida através de contraventamentos verticais, entre pilares. A estabilidade lateral é conseguida pela montagem dos contraventamentos horizontais, nos planos das terças ou das cordas inferiores das tesouras.

Em edifícios de andares múltiplos ou em montagens de pilares com grande altura, devem ser utilizados estais provisórios, compostos por cabos de aço e

esticadores, devidamente ancorados na base ou na própria estrutura, até que os contraventamentos definitivos sejam colocados.

Nem sempre é possível trabalhar sobre a própria estrutura. Em muitos casos há necessidade de recorrer à colocação de andaimes, embora isso ocasione operações adicionais.

5.4.2 Ligações em campo

A facilidade de executar as ligações em campo depende basicamente de sua concepção na fase de detalhamento, durante a qual devem ser avaliadas as possibilidades de execução. Dificuldades excessivas acarretam custos adicionais e atrasos.

As emendas executadas em campo são, em geral, feitas por meio de parafusos ou de soldas. Antes do procedimento de montagem final, as partes componentes mais delicadas da estrutura podem ser posicionadas e montadas temporariamente com parafusos, grampos ou pontos de solda (pré-montagem), com a finalidade de se confirmar o perfeito encaixe das ligações, dimensões, etc., ainda na fábrica. Durante a montagem na obra, e antes do aperto final dos parafusos ou da conclusão das soldas de campo, deverá ser efetuada a verificação do prumo, nível e esquadro das partes ou do conjunto. Somente após isso a montagem final é executada.

Quando os furos não coincidem, devido a erros no detalhamento ou na fabricação, soluções devem ser encontradas para o aproveitamento das peças. Erros grosseiros na coincidência de furos devem, porém, ser motivo de rejeição de peças.

Os parafusos de alta resistência ASTM A325, A490, ou equivalentes, são os mais utilizados nas ligações muito solicitadas ou sujeitas a cargas dinâmicas, ou quando for desejável uma maior rigidez da estrutura. Porém, sua utilização deve ser feita adotando-se cuidados especiais que garantam a aplicação da força de protensão especificada. O aperto desses parafusos é feito por meio de chaves manuais ou de impacto e deve ser rigorosamente controlado. Os processos de torqueamento dos parafusos estão descritos na Norma Brasileira NBR 8800/86 (ABNT, 1986).

Os parafusos A-490 e os A-325, galvanizados, não devem ser reutilizados. Os demais parafusos A-325 podem ser usados novamente com a devida aprovação do engenheiro responsável. Os parafusos que afrouxarem durante o aperto de outros

parafusos vizinhos podem ser apertados, sem que essa operação seja considerada reutilização.

A instalação de arruelas temperadas depende do grau do parafuso especificado, do método de aperto usado, do tipo de aço estrutural das peças conectadas, etc, conforme discriminado na Norma Brasileira. Nas conexões sujeitas aos esforços de cisalhamento, é necessário considerar se as roscas estão incluídas nos planos de cisalhamento ou fora deles.

As superfícies das ligações, incluindo-se 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 vir a 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 NBR 8800/86 (ABNT, 1986).

As formas geométricas e contraflechas podem ser aplicadas na fábrica ou na montagem em campo, dependendo do tamanho das peças. Quando necessárias, são indicadas nos diagramas de montagem, para compatibilizar as deformações da estrutura com os acabamentos da obra. Geralmente a exigência de contraflecha se aplica a treliças e vigas de rolamento, com vãos iguais ou superiores a 24 metros.

As juntas construtivas de dilatação devem ser executadas com precaução, de modo a permitir a dilatação ou a retração adequadas às condições de serviço da estrutura, de acordo com considerações pré-estabelecidas.

5.4.3 Tolerâncias de montagem

De acordo com a Norma Brasileira, as barras e os componentes estruturais devem ser aprumados, nivelados e alinhados dentro de uma tolerância não superior à metade da permitida para as estruturas de aço.

A Norma apresenta tolerâncias da estrutura, de forma clara e precisa, ilustrando algumas das limitações descritas. Nela encontram-se, ainda, exigências mais rigorosas para as tolerâncias de montagem, referentes ao uso do aço aparente como meio de expressão arquitetônica.

5.4.4 Tensões de montagem

De acordo com a NBR 8800/86 (ABNT, 1986), as tensões de fabricação e de montagem, para peças montadas em campo, embora sejam admissíveis, introduzem esforços secundários à estrutura. Isso irá ocasionar efeitos e deformações que são, em geral, desprezíveis, face às considerações do cálculo estrutural. No entanto, precauções especiais devem ser tomadas em relação às solicitações que ocorrem durante o processo de montagem, quase sempre provenientes do uso de equipamentos que se apóiam na estrutura. Isso vai ocorrer mais comumente na montagem de edifícios de andares múltiplos, quando da utilização de guindastes atirantados, guas ascendentes, etc.

5.4.5 Inspeção das ligações

Com referência à solda, a inspeção deve ser feita de acordo com os requisitos aplicáveis da AWS D 1.1-82, de acordo com as seções 3 e 4. O inspetor deve estar constantemente atento, para assegurar-se de que os soldadores seguem o procedimento e a seqüência aprovados, os passos pré-determinados, bem como a direção correta da solda. É melhor que a inspeção seja efetuada enquanto os soldadores estão realizando seu trabalho ou tão logo tenham sido executadas, antes que sejam retirados os andaimes ou plataformas.

Com relação aos parafusos de alta resistência, a inspeção das ligações deve ser feita de acordo com os procedimentos indicados na NBR 8800/86 (ABNT, 1986). Em geral, o inspetor testa uma certa percentagem dos parafusos já colocados, para verificar se estão sendo apertados na tensão requerida ou especificada.

CAPÍTULO 6

PANORAMA ATUAL DAS CONSTRUÇÕES EM PERFIS TUBULARES NO BRASIL

6.1.Considerações iniciais

Em fins do século XIX e início do XX, o uso do ferro para fins construtivos se restringia, no Brasil, aos produtos em ferro forjado, fundido e a alguns em aço, importados da Europa e dos Estados Unidos. Era então limitada a utilização e o desenvolvimento das técnicas de uso dos perfis tubulares em aço na construção civil.

Nesta seção do trabalho, a produção do passado será deixada de lado, para se apresentar um panorama da utilização dos perfis tubulares na arquitetura e na engenharia, nas últimas décadas do século XX e no século XXI, no Brasil. É importante salientar que, como não existem muitos registros, praticamente todo o material aqui apresentado é fruto de pesquisa e levantamento de dados em campo.

Quando se avalia a história do começo do uso das estruturas metálicas na construção civil no país, observa-se que, a partir da década de 50, a maioria das obras era estruturada pelos perfis “I”, “H”, “L”, “U”, isoladamente ou em composição, com utilização de chapas, ou seja, eram usados os perfis abertos, tipo pesados, no começo laminados e posteriormente soldados, na construção metálica.

O uso de perfis abertos se deveu tanto ao tipo de produção existente no país quanto à importação. Os primeiros prédios construídos à maneira moderna em Brasília e alguns dos desenvolvidos pós-Brasília foram feitos com estruturas importadas.

Durante muitos anos, os perfis tubulares em aço foram usados quase exclusivamente como diagonais ou montantes de coberturas treliçadas, como treliças espaciais, como contraventamentos ou como elementos secundários, do ponto de vista da estrutura, a exemplo de guarda-corpos e corrimãos.

Na construção civil, eram usados perfis tubulares feitos por calandragem de chapas, com costura, ou por tubos laminados, de condução, do tipo ASTM - A 53 e A 106. Destinado a outros fins que não a construção civil, como gasodutos, oleodutos, etc., esse tipo de tubo para condução passa por rigoroso controle de qualidade, sendo submetido a tipos de ensaio específicos, o que aumenta significativamente seus custos. Embora passem também por rigoroso controle de qualidade, os tubos usados na construção civil com finalidades estruturais são submetidos a ensaios diferentes, o que os torna mais baratos e, portanto, mais competitivos dentro do mercado.

O uso dos perfis tubulares já está bastante difundido em todo o mundo. No Brasil, porém, o fator custo, somado à tradição de uso dos perfis abertos, levou à falsa concepção de que a estrutura tubular era menos vantajosa que os outros sistemas estruturais. Com a produção de tubos destinados exclusivamente ao uso na construção civil, o argumento custo está hoje superado. Espera-se que a disseminação de informações técnicas atualizadas acabe por difundir e ampliar as possibilidades de utilização dos perfis tubulares.

6.2 Apresentação de obras

No Brasil, edificações em estruturas tubulares com alguma expressividade arquitetônica começaram a acontecer na década de 1990. Curitiba foi provavelmente uma das primeiras cidades a investir e a se destacar nessa nova maneira de empregar estruturas metálicas na arquitetura. Encontram-se nessa cidade várias das construções citadas ao longo deste trabalho.

O critério adotado para a organização dos exemplos apresentados na presente seção foi espacial, e não cronológico. Vale dizer que as obras descritas serão agrupadas por cidade. Algumas obras serão apresentadas mais detalhadamente por apresentarem mais dados disponíveis e/ou a facilidade de acesso aos mesmos, outras serão descritas mais sucintamente.

6.2.1 Campinas

GINÁSIO COBERTO UNICAMP

O Ginásio Coberto da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP faz uso da cobertura treliçada espacial, forma já consagrada de utilização dos perfis tubulares no Brasil (FIG. 6.1 e 6.2). No sistema estrutural da edificação, foram também usados pilares em tubos que se encontram com a estrutura de concreto (FIG. 6.3). Merece destaque o fato de as conexões dos tubos terem sido feitas com chapas de ligação soldadas e aparafusadas, e não por amassamento das pontas. (FIG. 6.4).



FIGURA 6.1 - Ginásio UNICAMP – Campinas-SP: vista interna

FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

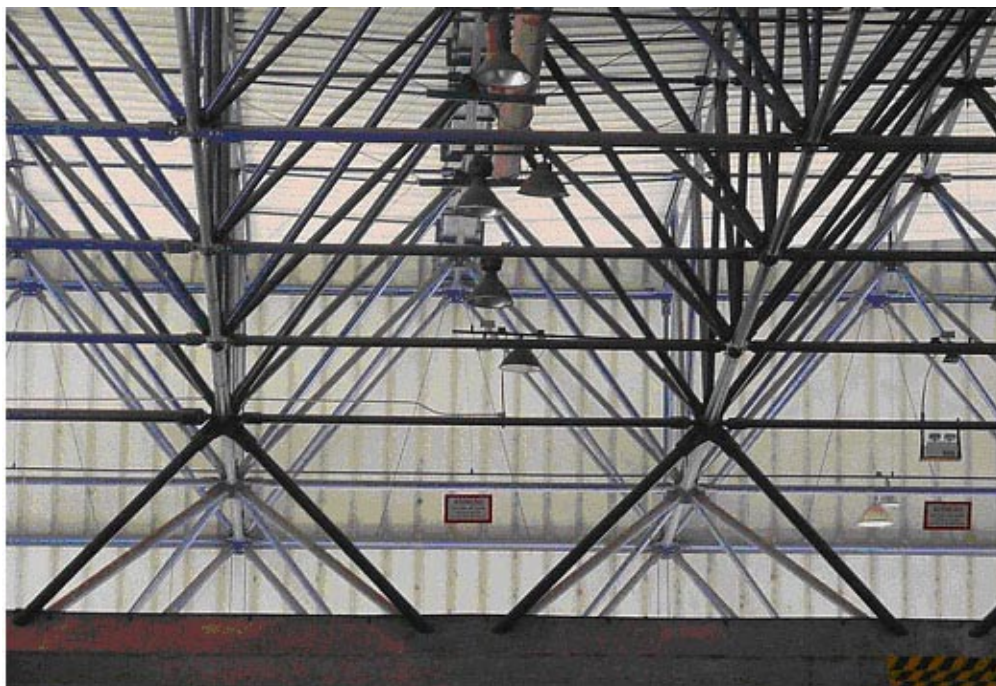


FIGURA 6.2 - Detalhe da treliça espacial de cobertura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

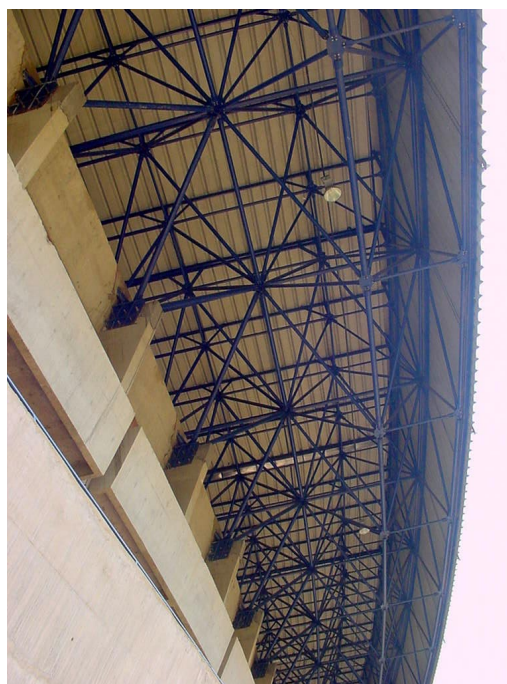


FIGURA 6.3 - Treliça de cobertura e sistema
estrutural em concreto
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

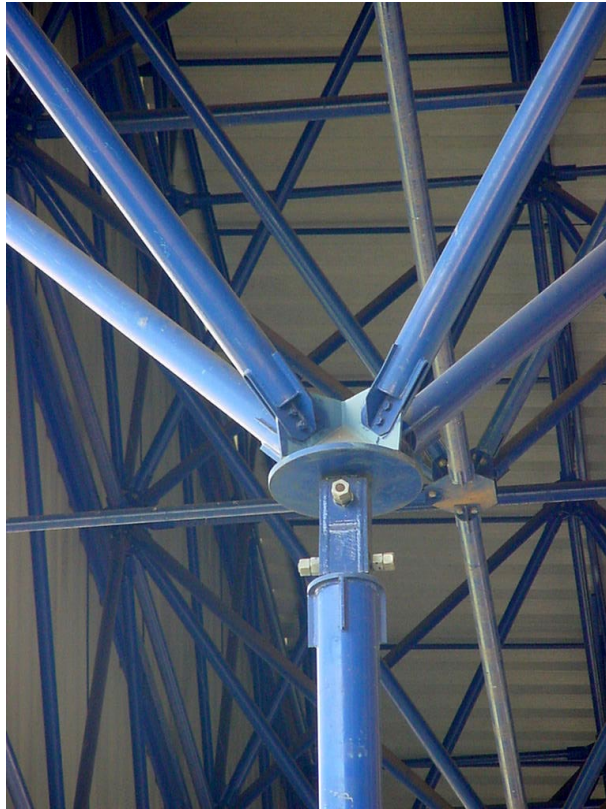


FIGURA 6.4 - Detalhes dos nós de ligação das treliças
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

SHOPPING PARQUE DOM PEDRO

O Shopping Parque Dom Pedro, também na cidade de Campinas – SP, concluído em 2002, tirou partido das potencialidades arquitetônicas do aço e da luz. O projeto foi concebido pelo arquiteto português José Quintela e o detalhamento feito, no Brasil, pelo escritório Botti Rubin Arquitetos Associados.

Com área construída de 185 mil metros quadrados e 700 metros na fachada maior, o Shopping abriga cerca de 400 lojas, 15 salas de cinema, teatro, academia de ginástica e um hipermercado da rede do grupo Sonae, proprietário do complexo. Além da concepção estrutural em aço, foram projetadas passarelas em tubos, bem como pilares em composição de tubos, vigas e elementos de cobertura em estruturas tubulares.

Concebida como um espaço fluido, aberto e horizontalizado, a edificação tem, em sua parte central, uma cobertura zenital, translúcida, uma clarabóia que atravessa toda uma ala do shopping e cujo engradamento de apoio é composto de perfis tubulares. (FIG. 6.5). No pavimento superior, a passarela de ligação de uma ala à outra é também uma composição de perfis tubulares (FIG. 6.5 e 6.6). A viga principal é composta de um tubo, bem como seus pilares de apoio. Tubos de seção variável compõem também as vigotas que ligam a viga principal ao tabuleiro da passarela. O piso de vidro fica sobre o tabuleiro constituído por uma grade de perfis tubulares de seção retangular (FIG. 6.6). A composição dos tubos e as ligações das peças são feitas por solda.



FIGURA 6.5 - Shopping Parque Dom Pedro – Campinas-SP: vista interna
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.6 - Vista interna e detalhes da passarela
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Os pilares são compostos por tubos circulares centrais, circundados por tubos de seção retangular, enrijecidos por anéis de chapas planas, metálicas, calandradas, tanto na parte interna quanto na externa (FIG. 6.7b). O artifício dos dois anéis foi usado arquitetonicamente e, provavelmente, como um meio de enrijecer o pilar, aumentando sua inércia (FIG. 6.7a). Além da função estrutural, os pilares podem ser usados como passagem para as instalações de serviço (água, luz, telefone, etc.). As seções tubulares que constituem os pilares apresentam maior diâmetro na parte inferior, onde recebem maiores cargas, e vão gradativamente tendo seu diâmetro diminuído (FIG. 6.8 e 6.9).

No 2º pavimento, os guarda-corpos da passarela também são feitos em perfis tubulares isolados ou em composição.

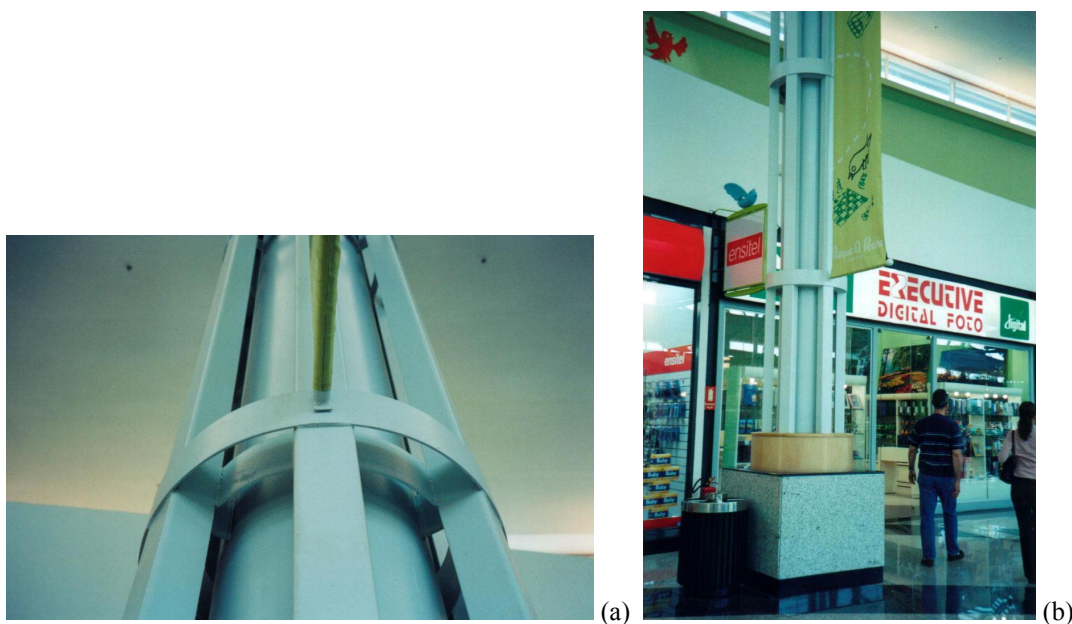


FIGURA 6.7 - Pilar: (a) detalhe dos dois anéis criados pela composição de tubos e chapas; (b) embasamento do pilar
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.8 - Pilar composto: periféricos
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.9 - Pilar composto: centrais
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Os pilares da área mais central do shopping, próxima à clarabóia, assim como os periféricos, são compostos, têm um embasamento mais robusto na base e chegam até a cobertura de concreto onde são fixados. Apresentam, porém, outra configuração: até aproximadamente três quartos de sua extensão, são constituídos por cinco tubos de seção circular, dispostos como mostrado na FIG. 6.10, um pilar ao centro e quatro pilares periféricos, com travamentos em perfis tubulares de menor diâmetro. O travamento ora é feito por quatro tubos que interligam os pilares periféricos entre si, ora por oito tubos, sendo que os quatro adicionais ligam, em “X”, os pilares periféricos a um anel superposto ao pilar central.

Uma chapa de topo serve como arremate do pilar composto e como local para fixação da iluminação — conjunto de projetores (FIG. 6.10 e 6.11a). No segmento final, o pilar se reduz ao tubo central e, no capitel, é circundado por um anel, a partir do qual se abrem, em direção à cobertura, quatro perfis tubulares, fixados no concreto (FIG. 6.11b).



FIGURA 6.10 - Pilares centrais: detalhe da composição
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

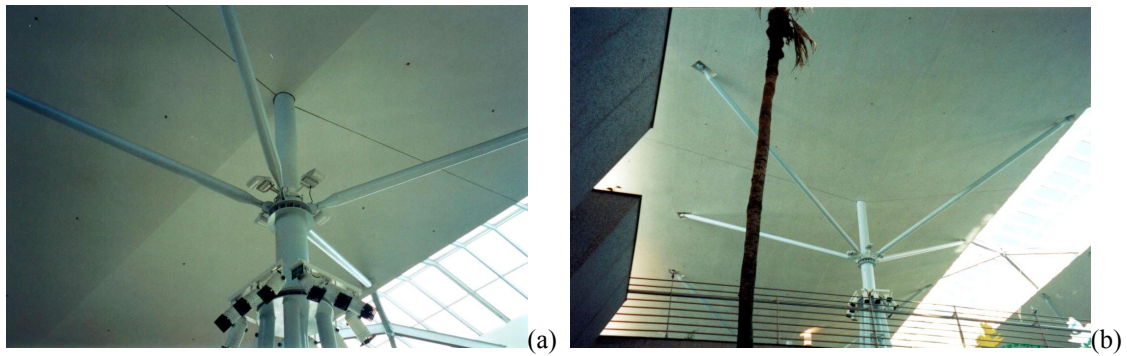


FIGURA 6.11 - Níveis dos pilares centrais: (a) detalhe da chapa de topo com iluminação; (b) detalhe de perfis da cobertura fixados no concreto
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

6.2.2 Curitiba

TEATRO ÓPERA DE ARAME

Um dos primeiros projetos de vulto, na cidade de Curitiba, foi o Teatro Ópera de Arame, de 1991 (FIG. 6.12). O espaço foi projetado pelo arquiteto Domingos H. Bongestabs, todo em estrutura tubular. A estrutura metálica e a execução da obra foram feitas pela empresa BRAFER Construções Metálicas.



FIGURA 6.12 - Teatro Ópera de Arame – Curitiba-PR
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

A edificação pesa 380t, tem capacidade para 2.400 lugares e uma nave central com diâmetro de 35m. Toda a estrutura interna e externa —pilares, vigas e cúpula de cobertura, entre outros — é formada por perfis tubulares, muitos dos quais em arco, o que exigiu que fossem calandrados (FIG. 6.13 e 6.14). Foi uma obra 100% soldada “in loco”.A cobertura e o revestimento são em polycarbonato. Um espelho d’água circunda a edificação, criando uma ambiência diferenciada.



FIGURA 6.13 - Detalhe do pórtico de entrada
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.14 - Detalhe cúpula de cobertura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

A passarela de acesso, que fica por cima do espelho d'água, tem seu tabuleiro coberto por uma grade metálica. O guarda-corpo de proteção, tanto da passarela quanto das “varandas” que circundam a edificação, são em composição de tubos de seção circular. Os bancos que constituem os 2.400 lugares do teatro são também em estrutura tubular com assentos em tela aramada.

A composição de pilares, as vigas em tubos e suas ligações podem ser vistas na FIG. 6.15. Alguns pilares são compostos por um tubo central, de seção quadrada ou retangular, circundado por outros de seção circular, com ligações feitas por meio de solda (FIG. 6.16). A mesma leitura arquitetônica se repete nas outras partes do edifício.



FIGURA 6.15 - Detalhe das ligações entre os diversos elementos estruturais
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.16 - Detalhe da composição do pilar
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

PEDREIRA PAULO LEMINSKY

Um segundo projeto de destaque em Curitiba é o da Pedreira Paulo Leminsky. Situado ao lado do Teatro Ópera de Arame, é também um espaço destinado a eventos e shows, só que ao ar livre (FIG. 6.17). Foram projetados um palco e camarins. O palco, todo em estruturas tubulares, foi implantado no terreno de uma antiga pedreira. Sua cobertura é em treliça espacial (FIG. 6.18), com estruturas de suporte dispostas diagonalmente (FIG. 6.19), constituídas pela triangulação de tubos, pelo uso de arcos e diagonais em sua composição (FIG. 6.20).



FIGURA 6.17 - Pedreira Paulo Leminsky – Curitiba-PR: palco
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

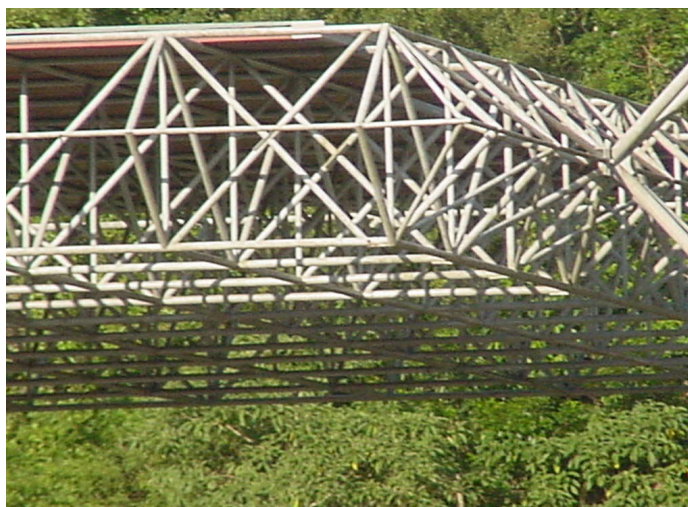


FIGURA 6.18 - Detalhe da treliça de cobertura do palco
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.19 - Detalhe da ligação das estruturas diagonais com a treliça de cobertura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

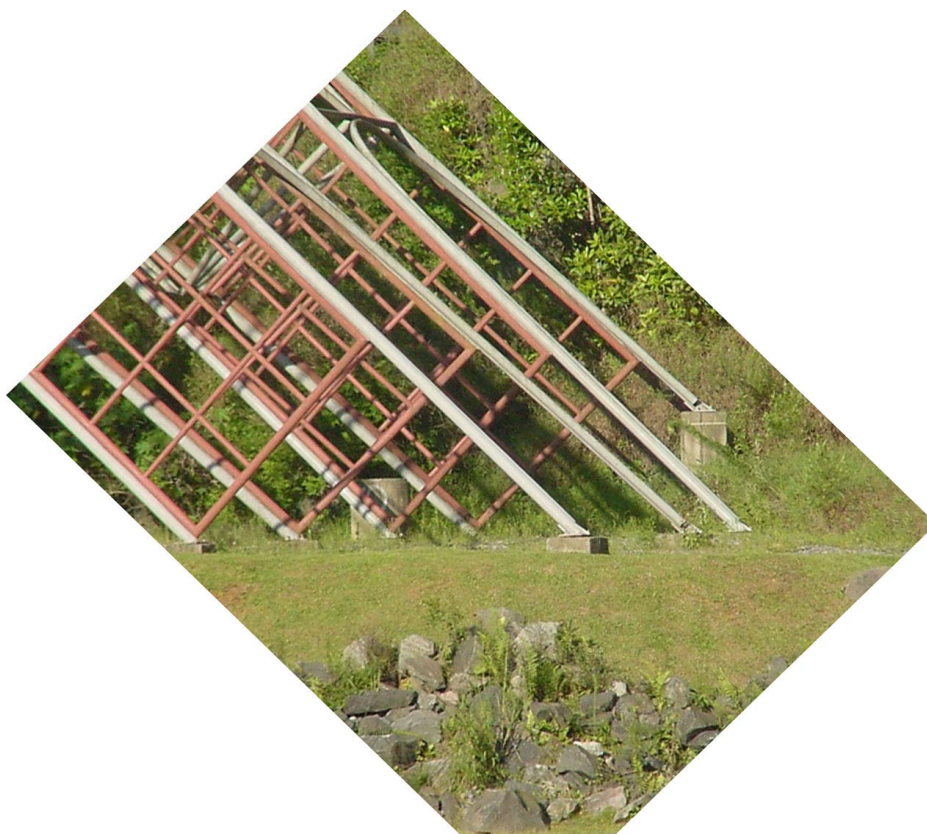


FIGURA 6.20 - Detalhe da ligação das estruturas diagonais com o terreno
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

JARDIM BOTÂNICO

Outro projeto, que também faz parte do cartão de visitas de Curitiba, é o Jardim Botânico. A linguagem arquitetônica do edifício, que também foi projetado pelo arquiteto Domingos H. Bongestabs, é bastante semelhante à do Teatro Ópera de Arame. Tal como uma estufa, a edificação é translúcida, com coberturas em policarbonato e fechamentos verticais em vidro. Em seu interior, vêem-se espécies diversas de plantas e um pequeno curso d'água. Composta por arcos e cúpulas em perfis tubulares e simétrica em relação a seus dois eixos, a edificação representa um bom exemplo do que pode ser feito com estruturas tubulares (FIG. 6.21).



FIGURA 6.21 - Edificação Jardim Botânico – Curitiba-PR
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Chapas soldadas fazem a ligação dos tubos calandrados com os vidros e o policarbonato usados no fechamento (FIG. 6.22). As ligações dos tubos calandrados com os tubos que formam os pilares são também soldadas (FIG. 6.23).

Os pisos do segundo pavimento, bem como os dos degraus das escadas são compostos por uma grelha metálica (FIG. 6.23 e 6.24b).



FIGURA 6.22 - Detalhe da ligação de tubos e vidro e/ou policarbonato
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.23 - Vista interna do segundo pavimento
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Alguns pilares, como o da FIG. 6.24a, são compostos de seis tubos ligados por meio de soldas que, a determinada altura, recebem outros tubos calandrados, que formam arcos. O conjunto pode ser interpretado como uma leitura estilizada de galhos de árvores.

Os pilares que estruturam a escada apresentam um tipo de composição com tubos de seção circular, que se afasta do convencional. No primeiro pavimento, no segmento mais próximo à base, são constituídos por um tubo de seção circular de maior diâmetro, dentro do qual foram soldados quatro outros tubos de diâmetro menor. O tubo de diâmetro maior termina na metade da altura da escada (FIG. 6.24b), enquanto dois dos tubos de menor diâmetro continuam até o segundo pavimento.



FIGURA 6.24 - Detalhe de pilares: (a) composição de pilar; (b) composição do pilar de suporte da escada

FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

ESTAÇÕES TUBO

As Estações Tubo foram outro projeto de grande importância para a Cidade de Curitiba, não só do ponto de vista arquitetônico, mas principalmente do ponto de vista urbanístico. O sistema, baseado Rede Integrada de Transportes — RIT, possibilita a operação articulada e harmônica de uma rede com 500km de extensão, estruturada em cinco eixos de transporte de massa, que cobrem 65% da área do município e atendem a uma demanda de mais de 1.500.000 passageiros/dia. Trata-se de um sistema de transporte urbano, muito rápido, de linhas diretas, conhecido também como “Ligeirinho”. A solução foi desenvolvida como parte das inovações na área de transporte urbano da cidade, que começaram a revolucionar o setor no ano de 1974, com ônibus expressos em pistas exclusivas (“canaletas”).

As estações de embarque e desembarque de passageiros — em forma de tubo — foram projetadas pela empresa BRAFER Construções Metálicas e sua operação começou em março de 1991. São compostas por vários tubos de seção circular, calandrados, dispostos a distâncias iguais, formando um conjunto de sete módulos, nas estações simples, os quais formam um “grande tubo” (FIG. 6.25). Cada extremidade desse “grande tubo” é composta por dois módulos fechados, assim como sua parte medial. Os dois módulos intermediários localizados entre os da extremidade e o do centro são portas de duas bandeiras que se abrem automaticamente, acionadas pela parada dos ônibus nas estações. O piso das estações tubo é elevado em relação ao nível da rua, em sincronia perfeita com a altura dos pisos dos ônibus (FIG. 6.26).

O comprimento das estações varia de 10 a 50m e a largura dos módulos corresponde à largura padrão dos vidros laminados curvos que fazem o fechamento lateral. Chapas de aço inox escovado calandradas fecham a parte superior e a parte inferior do “tubo”.

Dentro das estações tubo, os acessórios também são de perfis tubulares: corrimãos, cancelas de entrada e o local para o usuário apoiar-se, enquanto espera o ônibus (FIG. 6.27).



FIGURA 6.25 - Estação TUBO – Curitiba-PR: plataformas de embarque e desembarque
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.26 - Detalhe do piso elevado nas plataformas de embarque e desembarque
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

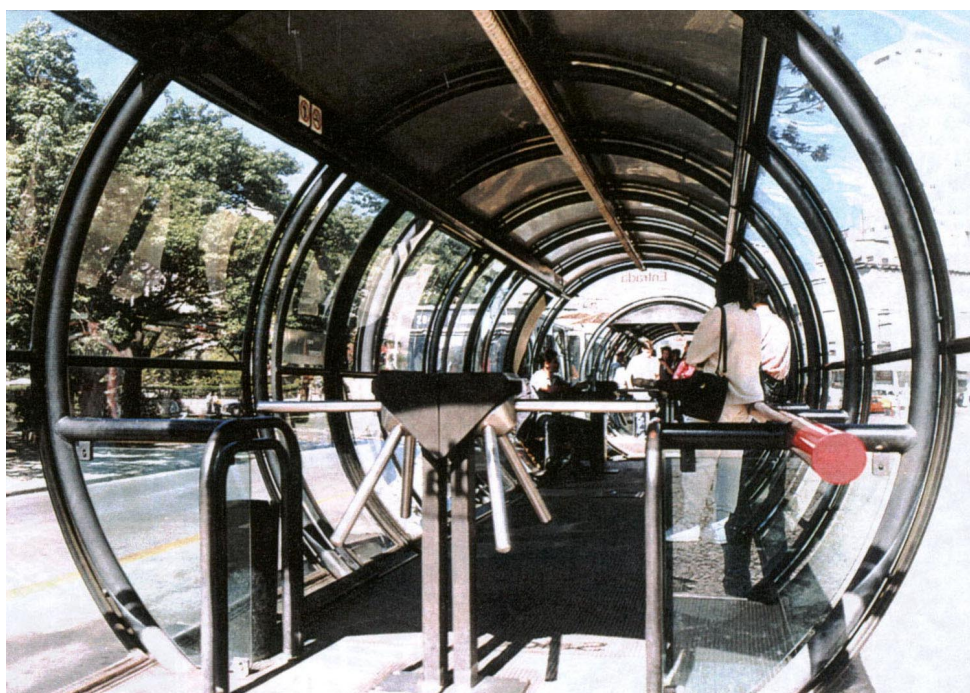


FIGURA 6.27 - Detalhes dos elementos internos das plataformas
FONTE – BRAFER, s/d.

RUA 24 HORAS

Outro projeto, também em Curitiba, é a Rua 24 Horas, local de entretenimento com lojas, bares e restaurantes que funcionam durante as 24 horas do dia. Criada nos anos 90, faz parte do conjunto de obras construídas no mandato de Jayme Lerner e tem

um estilo bastante semelhante ao do Teatro Ópera de Arame e do Jardim Botânico.

Uma estrutura metálica em tubos, suportada por pilares em perfis tubulares retos, em forma de arcos (FIG. 6.28), com cobertura em policarbonato, protege totalmente a rua onde, dos dois lados, se abrigam os estabelecimentos de comércio. A cúpula é coroada por um círculo, no centro do qual fica um relógio, símbolo da Rua 24 Horas. O coroamento é composto por dois círculos concêntricos, em perfis tubulares de seção circular, que se repetem várias vezes, em intervalos regulares. A parte calandrada, que cobre as duas alas laterais da cúpula, é também em tubos de seção circular, com ornamentos na fachada.



FIGURA 6.28 - Rua 24 Horas – Curitiba-PR
FONTE – <http://www.curitibacvb.com.br>

AEROPORTO INTERNACIONAL AFONSO PENA

Outra obra de grande importância é o Aeroporto Internacional Afonso Pena ou Aeroporto Internacional de Curitiba, na cidade de São José dos Pinhais, cuja estrutura foi fabricada e montada pela empresa BRAFER Construções Metálicas.

A estrutura de cobertura é composta por treliças em tubos de seção quadrada,

aço SAC-41, soldados na obra, com vãos e formatos diversos (FIG. 6.29 a 6.31), e por tubos de seção circular (FIG. 6.32). Na cobertura foram usadas telhas termo-acústicas e, nos *skylights*, tubos calandrados cobertos com chapas de policarbonato.

Revestidas em aço inox e vidros laminados, as passarelas e pontes de embarque também são em tubos (FIG. 6.33 e 6.34).

O peso total da estrutura é de 1.240t e a área total de 10.600 m².



FIGURA 6.29 - Aeroporto Internacional Afonso Pena – Curitiba-PR
FONTE – BRAFER, s/d.



FIGURA 6.30 - Detalhe da treliça de cobertura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.31 - Vista da entrada do embarque
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

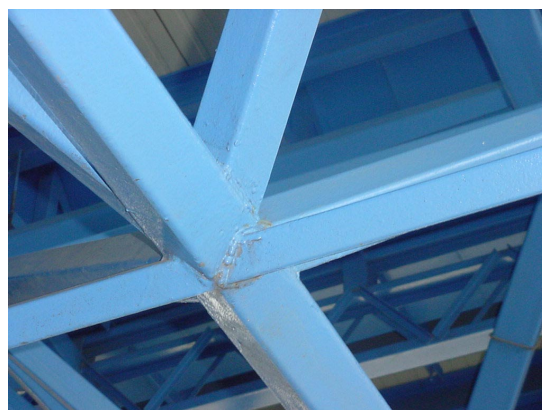


FIGURA 6.32 - Detalhes dos diversos tubos usados na composição da cobertura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

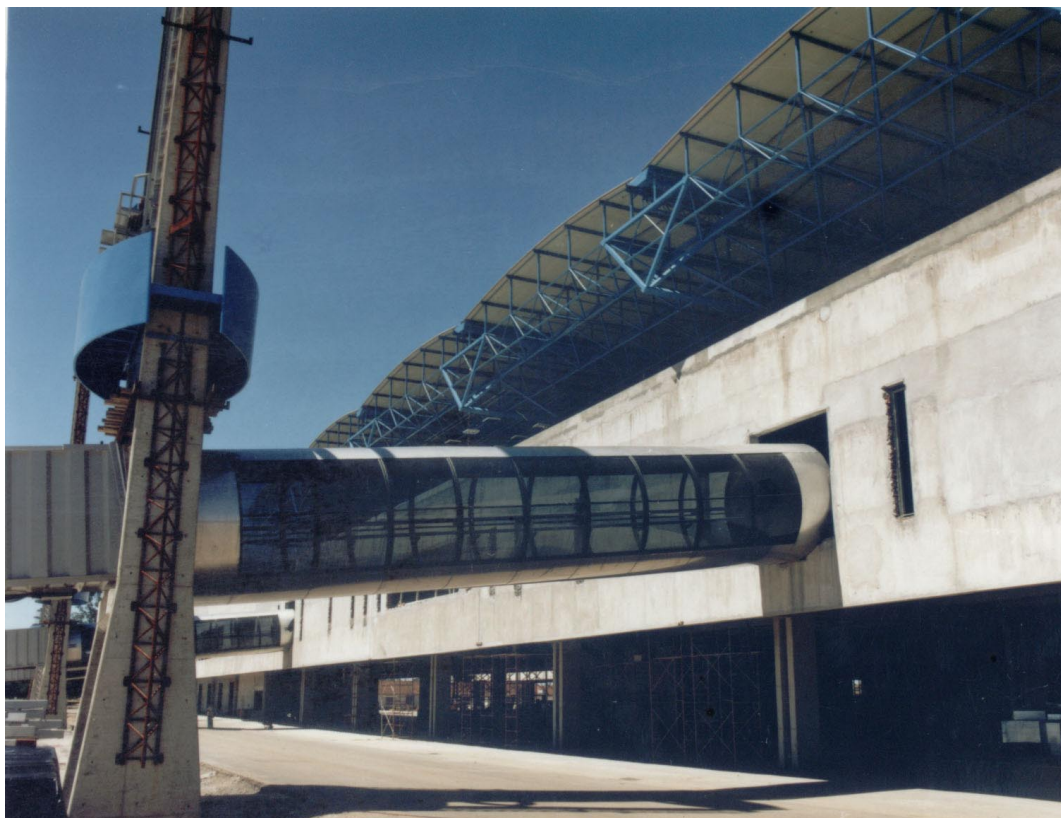


FIGURA 6.33 - Vista da ponte de embarque
FONTE – BRAFER, s/d.



FIGURA 6.34 - Vista interna ponte de embarque
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

PASSARELA DE PEDESTRES (IPPUC)

A passarela mostrada a seguir (FIG. 6.35) foi planejada e construída pelo Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba — Ippuc. Toda em estrutura metálica e quase totalmente construída em estruturas tubulares, é composta de módulos de hiperbolóides acoplados ao longo de seu eixo, cuja seção transversal é conformada por um polígono regular octogonal nas extremidades ou anéis (FIG. 6.36). Dos vértices desse polígono partem 16 barras reversas, geratrizes de sua superfície, sendo oito dispostas no sentido horário e oito no sentido inverso (FIG. 6.36 e 6.37a).

O tabuleiro da passarela, composto por uma grelha metálica coberta por tela também metálica, apóia-se sobre os dois vértices inferiores do octógono. A parte inferior do octógono, correspondente às duas laterais, é fechada pela mesma tela metálica que, junto com os montantes e os tubos transversais, forma o guarda-corpo. Praticamente todas as ligações da passarela são soldadas (FIG. 6.37b).

Os pilares de apoio da passarela são também tubulares, de seção variável. No ponto onde a passarela se apóia, há duas seções octogonais separadas por uma pequena distância, que funcionam como juntas de dilatação. Nesse ponto, as duas arestas inferiores das duas seções octogonais são mais espessas, constituídas por uma composição de chapas e tubos aparafusada ao pilar de apoio (FIG. 6.38).



FIGURA 6.35 - Passarela de pedestres – Curitiba-PR
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.36 - Malha da passarela e detalhe da junta de dilatação
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.37 - Passarela: (a) vista da seção octogonal e malha da passarela; (b) detalhe da soldagem das peças, grelha e tela metálica do tabuleiro
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.38 - Passarela: detalhes das juntas de dilatação e pilar de apoio
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

SHOPPING ESTAÇÃO

A edificação mostrada na FIG. 6.39 fica também na cidade de Curitiba. Trata-se do Shopping Estação, criado a partir da adaptação de um prédio onde funcionava, em décadas passadas, uma estação ferroviária. Em novembro de 2002, a edificação, já transformada em shopping, estava passando por acréscimos e modificações em sua configuração.

A estrutura da cobertura é uma composição de perfis de seção retangular e por perfis de seção “I” (FIG. 6.39).

A estrutura de vigas do segundo pavimento é composta de perfis “I” e perfis tubulares. Perfis tubulares de seção circular com ligações soldadas integram o sistema de sustentação do piso (FIG. 6.40).

A escada, que faz parte das modificações que estão sendo implementadas no shopping, tem sua estrutura principal em tubos calandrados, e o piso do patamar e dos degraus, em chapas (FIG. 6.41 e 6.42). O enrijecimento, tanto do patamar quanto dos degraus, é feito por chapas recortadas em arcos, o que produz, na composição estrutural da escada, um efeito estético bastante interessante e peculiar do ponto de vista arquitetônico. As ligações são todas soldadas.



FIGURA 6.39 - Shopping Estação – Curitiba-PR: detalhe da cobertura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.40 - Detalhe de perfil tubular como parte de estrutura de sustentação de piso
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

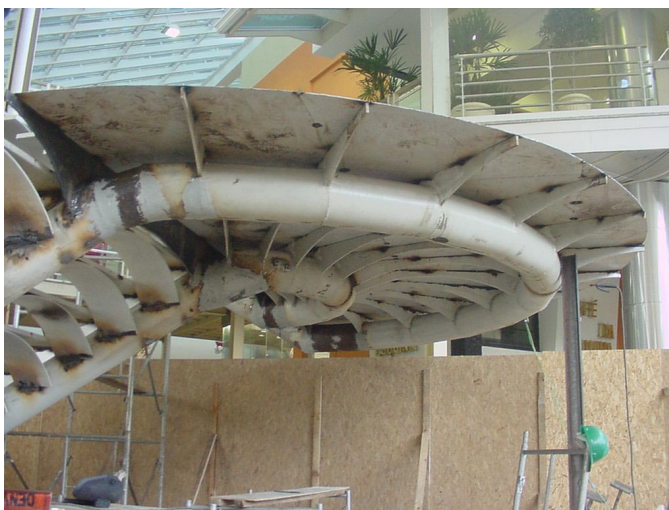


FIGURA 6.41 - Detalhe escada em perfil tubular calandrado
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.42 - Detalhe degraus da escada
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



PARQUE CASTELO BRANCO (PARQUE DA CIÊNCIA); CANAL DA MÚSICA, PASSARELA
COBERTA SHOPPING MÜLLER

As três obras mencionadas a seguir encontravam-se em fase de construção em novembro de 2002.

Situada no Parque Castelo Branco, em Curitiba, a primeira dessas obras — o Parque da Ciência — compreende quatro edificações: uma esfera, toda em estrutura tubular, revestida com toras de madeira (FIG. 6.43 a 6.45); uma estufa de caráter radicalmente contemporâneo, extremamente interessante do ponto de vista arquitetônico, formada de vários arcos, elipsóides, em diversos tamanhos, que se trespassam (FIG. 6.46 a 6.48); uma outra estufa — ou estufa 2 — de desenho mais acadêmico (FIG. 6.49); e um galpão tubular (FIG. 6.50).

A segunda obra, também em construção, é uma ampliação nas instalações da Rede de TV Educativa da Cidade de Curitiba. Trata-se do Canal da Música, que abriga espaços para eventos como shows e concertos (FIG. 6.51).

A terceira obra é uma passarela coberta no Shopping Muller, também em Curitiba. Em novembro de 2002, não foi possível obter uma imagem que permitisse visualizá-la adequadamente.



FIGURA 6.43 - Parque Castelo Branco - Parque da Ciência – Curitiba-PR: Esfera
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.44 - Passarela de acesso à Esfera
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.45 - Esfera: detalhe da estrutura em perfis tubulares e toras de madeira (revestimento – fechamento)
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.46 - Parque Castelo Branco: estufa
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.47 - Detalhe estufa
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.48 - Estufa: detalhes de ligações entre os perfis tubulares
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.49 - Parque Castelo Branco: estufa 2
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.50 - Parque Castelo Branco: galpão tubular
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

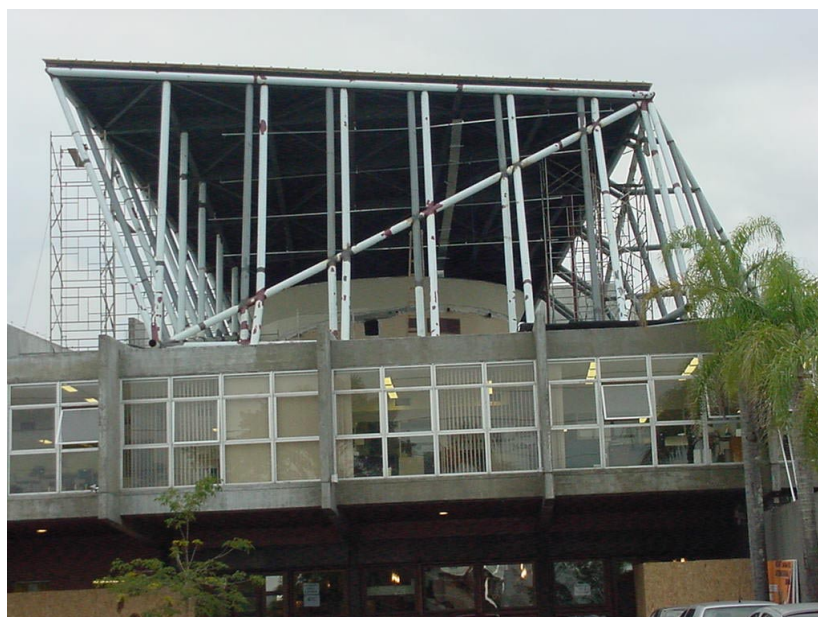


FIGURA 6.51 - Canal da Música TV Educativa – Curitiba-PR
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

6.2.3 São Paulo

CENTRO EMPRESARIAL DO AÇO

Projetado pelos arquitetos Alberto Botti, Marc Rubin, João Walter Toscano e construído em 1992, no bairro do Jabaquara, em São Paulo, o Centro Empresarial do Aço é um edifício de andares múltiplos, no qual foram usados perfis tubulares estruturais como pilares mestres (FIG. 6.52).

Trata-se de um edifício comercial, com quatorze pavimentos: três subsolos, dois pavimentos térreos — inferior e superior —, nove pavimentos de escritórios e um ático. Foi concebido como uma edificação horizontalizada, com aproveitamento máximo do espaço interno livre. Sua estrutura aparente nas fachadas mostra toda a potencialidade do aço na organização espacial.

As vinte e duas colunas de aço, de seção tubular, têm diâmetro de 1m e sua distribuição obedece a uma malha quadrada de 7,56m, com as colunas externas localizadas aos pares, nos vértices do edifício (FIG. 6.53). As internas encontram-se junto às torres de concreto e do vazio central. Partindo do embasamento, os pilares de aço têm 55,9m de comprimento e recebem, juntamente com os pilares de concreto, as lajes-cogumelo dos três subsolos e dos dois pavimentos térreos, apoiadas diretamente sobre consoles metálicos enrijecidos.

As colunas externas são interligadas no topo do edifício, em todo o seu perímetro, por duas vigas paralelas, uma sobre a outra, distanciadas de 4,3m, e por diagonais formadas por perfis “H” (FIG. 6.54). Essa estrutura de coroamento, junto com os pilares, formam os pórticos que estão à vista nas fachadas.

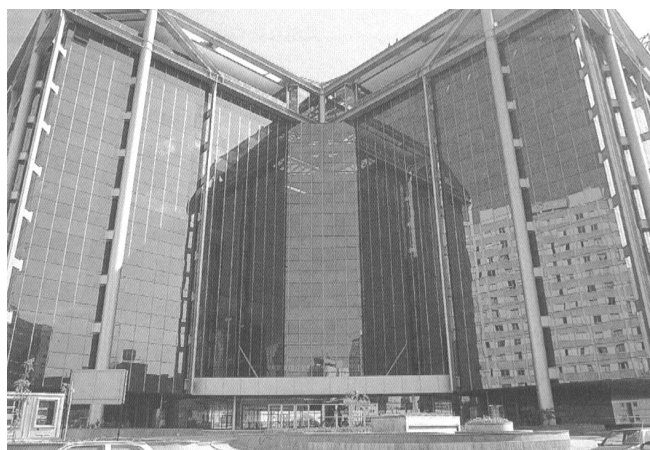


FIGURA 6.52 - Centro Empresarial do Aço – São Paulo-SP
FONTE – DIAS, 1999.

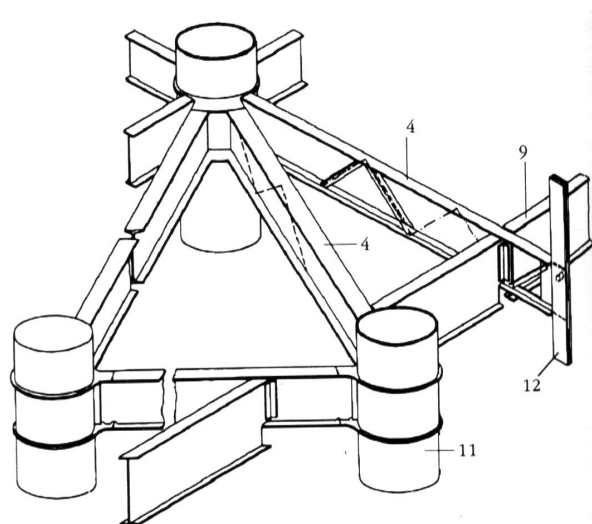


FIGURA 6.53 - Detalhe de ligação do sistema estrutural junto aos vértices
FONTE – DIAS, 1999.

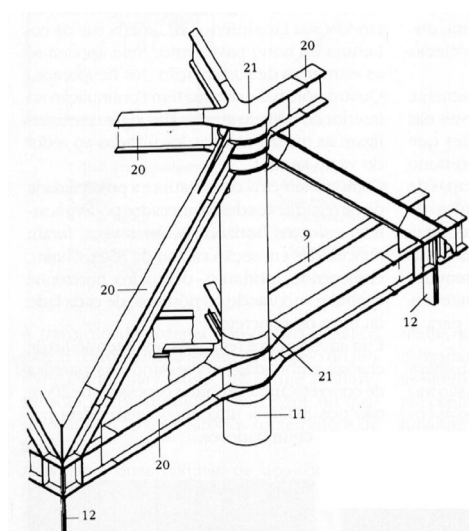


FIGURA 6.54 - Detalhe de ligação da estrutura de coroamento
FONTE – DIAS, 1999.

EMPRESA AÇOTUBO – SEDE COMERCIAL E GALPÃO

A obra apresentada a seguir é a sede da Empresa AçoTubo, em São Paulo. A edificação, terminada no início do ano de 2003, tem área total de 17.500m^2 e inclui um galpão industrial e a sede comercial da empresa.

O galpão, o primeiro totalmente industrializado fabricado no Brasil, foi construído quase exclusivamente em tubos estruturais laminados. A sede comercial, contígua ao galpão, é um volume curvo, composto por pilares de seção tubular circular,

com fachada revestida parte em vidro refletivo e parte em cerâmica, com estrutura aparente (FIG. 6.55).



FIGURA 6.55 - Edifício Sede da AçoTubo – São Paulo-SP: vistas da fachada
FONTE – AÇOTUBO, 2003.

A estrutura interna do prédio de escritórios é também em perfis tubulares de seção circular, com exceção das vigas, que são em perfis tipo “I” (FIG. 6.56 e 6.57). Os contraventamentos são em perfis tubulares tipo “K” (FIG. 6.57 e 6.58). A estrutura da escada que dá acesso ao segundo pavimento, bem como seu guarda-corpo e corrimãos, são também em perfis tubulares (FIG. 6.59).

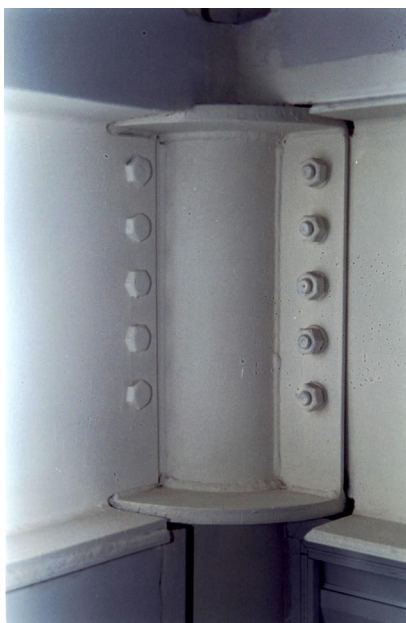


FIGURA 6.56 - Detalhe de anel de ligação e vigas tipo “I” e pilares tubulares
FONTE – AÇOTUBO, 2003.



FIGURA 6.57 - Contraventamentos em “K”, em “X” e vigas tipo “I”
FONTE – AÇOTUBO, 2003.



FIGURA 6.58 - Vista interna do Edifício Sede: detalhe dos contraventamentos
FONTE – AÇOTUBO, 2003.

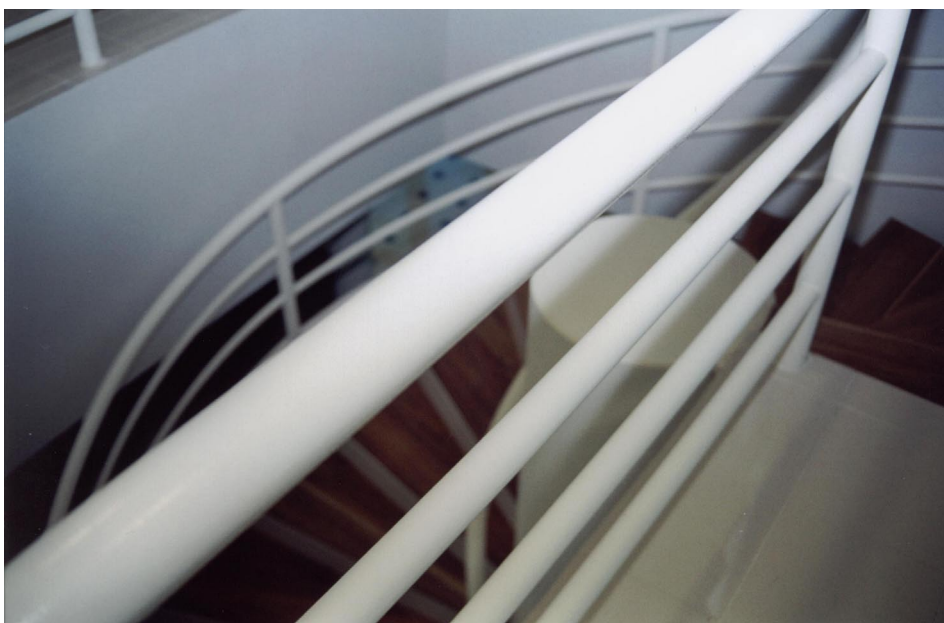


FIGURA 6.59 - Vista interna do Edifício Sede: detalhe da escada de acesso ao segundo pavimento
FONTE – AÇOTUBO, 2003.

A estrutura interna do galpão de estocagem de materiais (tubos) é totalmente modulada, o que facilita a fabricação e a montagem. Sua estrutura é praticamente toda em perfis tubulares, excetuando-se as vigas de apoio para pontes rolantes e alguns outros elementos, que são em perfis tipo “I” (FIG. 6.60).



FIGURA 6.60 - Galpão AçoTubo
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Na parte central da edificação, a cobertura é curva, em nível mais elevado, e translúcida, funcionando como iluminação zenital. A estrutura desse segmento curvo é em perfis tubulares, como uma treliça em arco (FIG. 6.61). Telhas translúcidas, usadas

em várias áreas da cobertura, permitem o aproveitamento máximo da luz natural (FIG. 6.62). Detalhes da cobertura são mostrados na FIG. 6.63. Para o fechamento vertical e da cobertura, foram usadas telhas metálicas (FIG. 6.62 e 6.63).



FIGURA 6.61 - Galpão: detalhe da cobertura - parte curva elevada translúcida
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.62 - Galpão: cobertura - detalhe da iluminação zenital (vários pontos) com telhas translúcidas
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

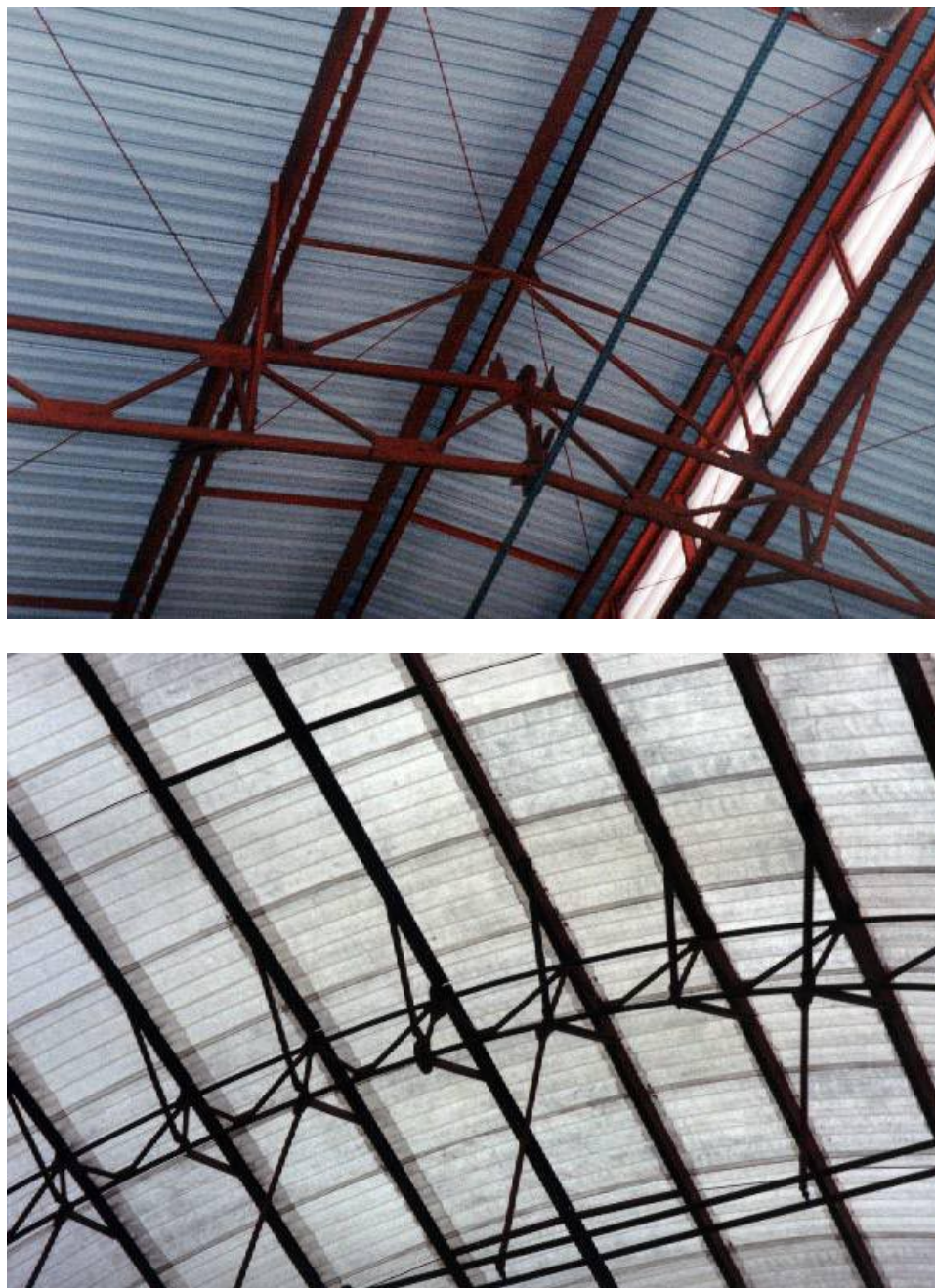


FIGURA 6.63 - Galpão: detalhes da cobertura
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

A estrutura de contraventamento, criada para o galpão, é tubular e tem a forma de dois “K’s” estilizados, ou também chamados de “suspensórios”, que se cruzam na parte superior (FIG. 6.64). A utilização desse recurso visou facilitar a passagem de empilhadeiras e materiais de um módulo a outro do galpão. Em outras partes do edifício-sede e do galpão, foram usados contraventamentos em forma de “X”, também em perfis tubulares (FIG. 6.65).



(a)



(b)

FIGURA 6.64 - Galpão: (a) detalhe de contraventamentos; (b) detalhe parte superior do contraventamento
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.65 - Detalhe de contraventamento em “X” e elemento de cobertura curvo
FONTE – AÇOTUBO, 2003.

CENTRO BRITÂNICO BRASILEIRO

A obra apresentada a seguir é o Centro Britânico Brasileiro, em Pinheiros, na cidade de São Paulo. Foi concebida pelo escritório paulista Botti Rubin e edificado pela Racional, em 2000. Sua área construída total fica em torno de 13.000m².

Núcleo de relações culturais, comerciais e diplomáticas, a edificação concentra, em um único espaço, a Cultura Inglesa, o Consulado Geral da Inglaterra e a Câmara de Comércio Britânica. Visando atender a múltiplas necessidades da comunidade britânica, o espaço oferece auditório para apresentações teatrais e musicais, bar, restaurante, biblioteca, *foyer* e *meeting rooms*, distribuídos nos quatro andares do edifício.

As instituições da Comunidade Britânica desejavam imprimir à edificação uma imagem de peso e austeridade. Esse efeito foi obtido pela imponente estrutura metálica em arco que une os dois blocos verticais de 21m de altura. A cobertura, translúcida, com engradamento também em perfis metálicos de seção retangular, apóia-se nesses blocos e, vencendo um vão de 17m, cria um imenso átrio entre os blocos.

O átrio é ocupado, no andar térreo e no mezanino, por galerias laterais que funcionam como área de exposições. Sua cobertura translúcida garante a entrada de luz natural pelo teto. Os elevadores são panorâmicos e incluem uma entrada para uso exclusivo do consulado.

O revestimento, utilizado pela primeira vez no Brasil, é o *limestone*, uma pedra arenítica, em cor clara, importada da França (FIG. 6.66). Um espelho d'água em torno do edifício cria a impressão de que ele está flutuando e dá leveza ao conjunto, sem tirar-lhe a imponentia, uma das exigências básicas do cliente.

Um painel de vidro estrutural, todo em perfis tubulares, tipo Planar System, com 280m² de área, faz o fechamento da parte frontal da edificação (FIG. 6.67). Elemento de extrema beleza, com estrutura aparente, dispensa o uso de caixilhos para a fixação dos vidros, que é feita pela estrutura metálica e cruzetas (FIG. 6.68). As cruzetas travam cada vértice do vidro, fixado em uma estrutura metálica tubular composta de duas treliças, uma superior e outra inferior, que sustenta cinco vigas tubulares. Soldado a essa estrutura, um suporte metálico recebe as garras do vidro fixadas por parafusos. O sistema de vedação é por silicone, com juntas de 12mm.



FIGURA 6.66 - Centro Britânico Brasileiro – São Paulo -SP: fachada revestida com pedra *limestone*
FONTE – REVISTA AU, 2000.

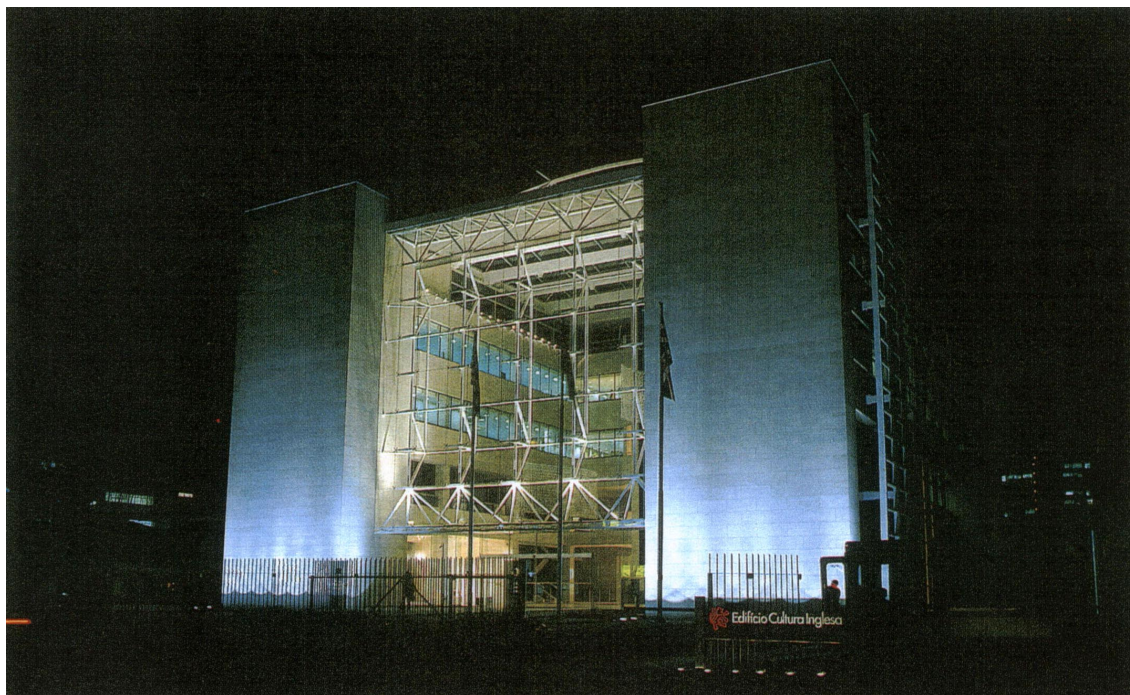


FIGURA 6.67 - Vista frontal da edificação
FONTE – REVISTA AU, 2000.

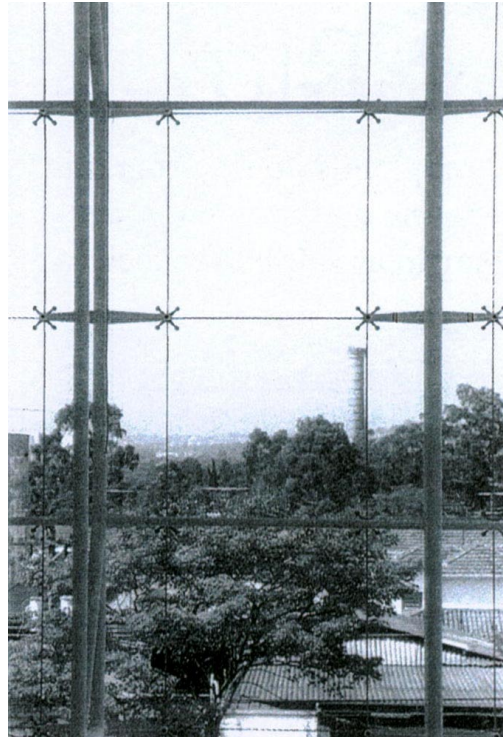


FIGURA 6.68 - Detalhe de fixação dos vidros da fachada

FONTE – REVISTA AU, 2000.

A estrutura das escadas é em aço, com pisos e patamares em vidro temperado laminado, na cor verde, com algumas partes serigrafadas, para evitar vertigens (FIG. 6.69). Ao lado do volume da escada, de uma “parede” em perfis metálicos e vidro correm fios de água que caem sob um espelho d’água. A composição dá clareza, leveza e vida ao espaço interno.



FIGURA 6.69 - Vista interna: detalhe da escada e espelho d’água

FONTE – REVISTA AU, 2000.

Grelhas metálicas instaladas a 1m das paredes laterais do prédio servem como brises. Um arco treliçado, constituído por estruturas metálicas tubulares fechadas por telhas termo-acústicas e por uma faixa central em vidro, compõe a cobertura do prédio (FIG. 6.70). Os terraços abertos, ao lado do restaurante, no último pavimento, são protegidos por uma cobertura retrátil, que é acionada por comando elétrico (FIG. 6.71).

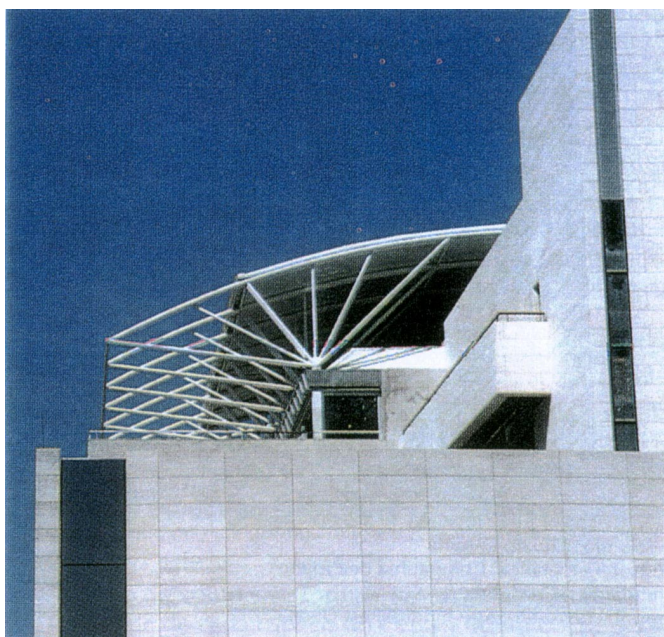


FIGURA 6.70 - Vista cobertura treliçada em estrutura metálica
FONTE – REVISTA AU, 2000.



FIGURA 6.71 - Terraço aberto ao lado do restaurante (último piso): treliça curva de cobertura, com fechamento retrátil
FONTE – REVISTA AU, 2000.

Para a construção do edifício foi usado o processo *fast track*, em que o detalhamento do projeto e execução são etapas praticamente simultâneas, totalizando cerca de 14 meses para finalização da obra. Esse tipo de processo é bastante indicado quando a edificação a ser executada em estruturas metálicas exige um projeto preciso e rapidez na entrega.

PASSARELA MORUMBI SHOPPING

A obra apresentada a seguir é uma passarela de pedestres coberta, construída em 2001, no Morumbi Shopping, na cidade de São Paulo (FIG. 6.72).

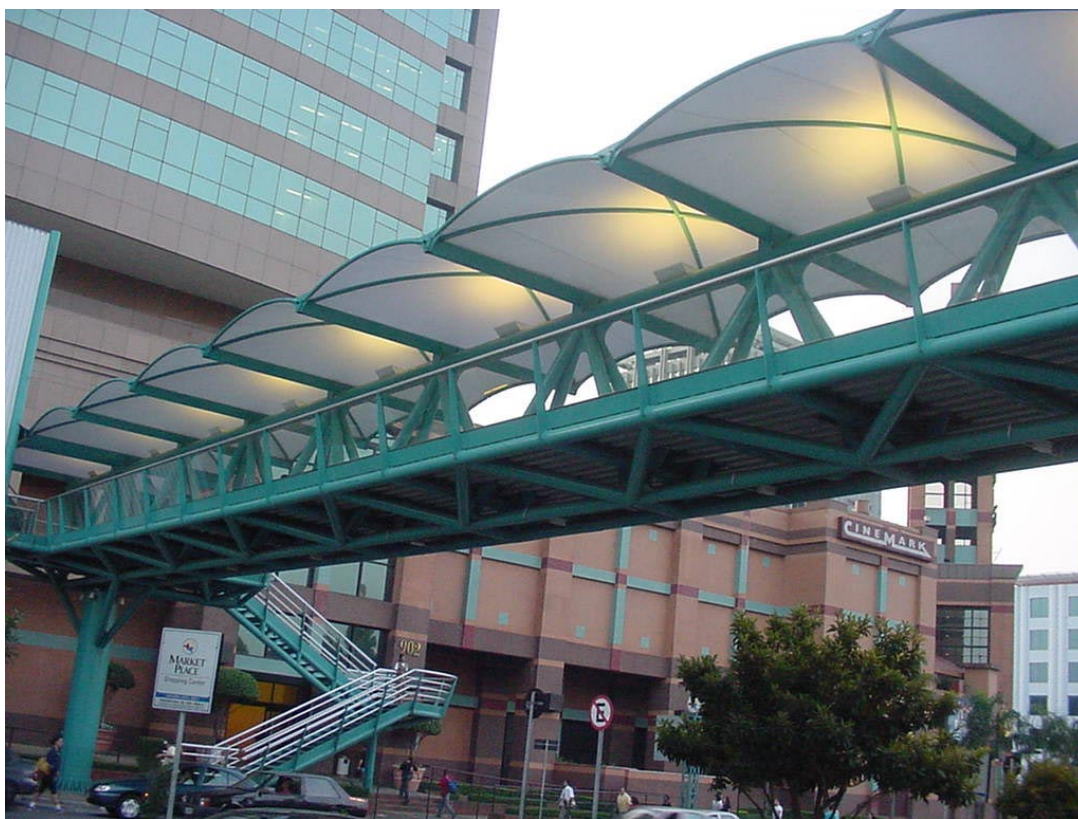


FIGURA 6.72 - Passarela de pedestres Morumbi Shopping – São Paulo-SP
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

A passarela é coberta, em toda a sua extensão, por estruturas moduladas semi-opacas. Cada módulo tem a forma de um sistema de lâminas, de curvatura simples, retangular, formado por uma geratriz em um plano paralelo ao plano projetado em planta. Esse tipo de estrutura ocorre por interpenetração de superfícies cilíndricas. Arcos (nervuras) em estrutura metálica se cruzam de uma extremidade à outra de cada módulo,

funcionando como enrijecedores, predominantemente na direção da compressão. Um perímetro também em estrutura metálica reforça a estabilidade do módulo. Duplos pilares, em forma de “V” invertido, compostos por quatro tubos de seção circular ligados no vértice por uma chapa plana, suportam os módulos. Os pilares penetram a cobertura do piso de concreto da passarela (FIG. 6.73 e 6.74).



FIGURA 6.73 - Estrutura interna da passarela
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.



FIGURA 6.74 - Detalhe da composição de pilares estruturais internos
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

O perímetro do tabuleiro, composto por perfis tubulares de seção circular, é enrijecido por transversais dispostas ao longo de seu comprimento, em intervalos regulares. Sobre essa estrutura se apóia a laje, tipo *deck* metálico. Uma segunda estrutura, que apóia a estrutura do tabuleiro, é conformada por duas treliças planas, tipo Warren, levemente inclinadas, ligadas através de duas cordas e montantes transversais (FIG. 6.75). O guarda-corpo da passarela é feito em estrutura metálica e vidro laminado.



FIGURA 6.75 - Composição estrutural de suporte da passarela e tabuleiro
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

A passarela tem como apoios principais dois pilares em perfis tubulares de seção circular, posicionados cada qual em uma das extremidades de acesso (FIG. 6.76 e 6.77). Além de elevador, dispõe de escadas de acesso em estruturas tubulares e chapas, com corrimãos compostos por quatro tubos (FIG. 6.78).

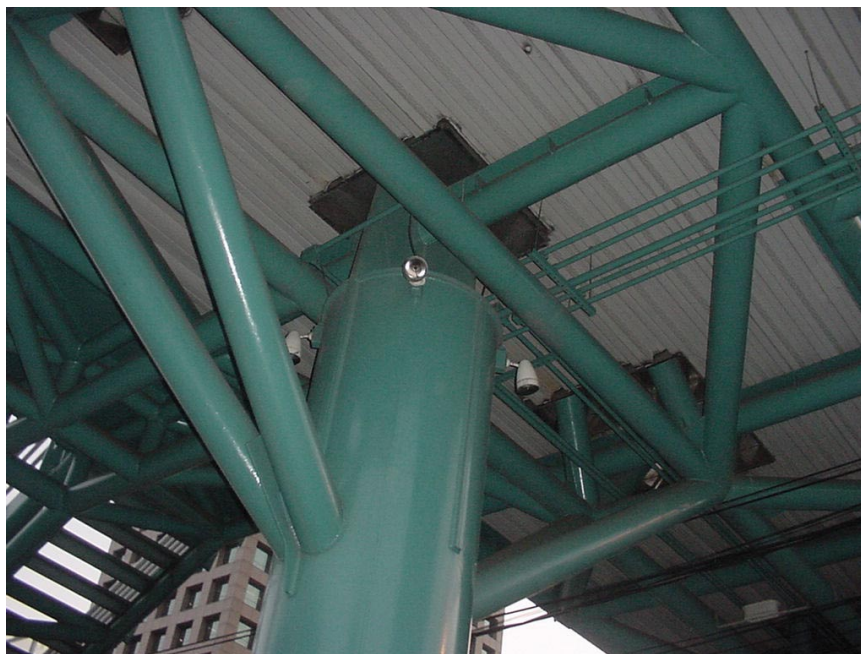


FIGURA 6.76 - Detalhe do pilar de suporte e composição estrutural
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.



FIGURA 6.77 - Vista posterior de um dos acessos
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.



FIGURA 6.78 - Escada de acesso à passarela
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

O patamar de uma das escadas tem planta circular, e a proteção acima do guarda-corpo é uma lâmina curva em policarbonato, suportada por estrutura metálica (FIG. 6.79).



FIGURA 6.79 - Escada de acesso à passarela:
detalhe do patamar
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

Um pilar de seção circular apóia o patamar, que é estruturado em perfil tubular. Na parte superior do pilar, encontram-se anéis dos quais partem outros perfis tubulares, radialmente, até a estrutura de suporte do patamar. (FIG. 6.80).



FIGURA 6.80 - Detalhes da escada de acesso à passarela
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

6.2.4 Montes Claros

SHOPPING POPULAR

A obra analisada a seguir é o Shopping Popular, situado em Montes Claros, Minas Gerais. Foi projetada em 2001 pelos arquitetos Carlos Alberto Baumgratz Viotti e Flávia Galizzi Viotti, do escritório de arquitetura Viotti Arquiteto e Associados, de Belo Horizonte, e concluída em 2002. Representa um marco na construção civil por ter sido a primeira edificação de um Shopping Center com projeto idealizado para perfis tubulares sem costura VMB. A execução das estruturas metálicas ficou a cargo da empresa Indumetal, com sede em Montes Claros. O cliente, a Prefeitura Municipal, optou pelo sistema estrutural em aço por representar maior economia de tempo. Toda a parte de soldagem foi feita dentro da fábrica; no canteiro de obras, só houve aparafusamento de peças.

Idealizado pela Prefeitura para abrigar os camelôs que ocupavam a Praça Dr. Carlos, espaço contíguo à edificação, o Shopping Popular diferencia-se arquitetonicamente dos *shopping centers* convencionais por abrigar pequenas lojas.

Foram projetadas duas entradas para pedestres: uma principal, na Rua Doutor Santos, em frente à Praça Dr. Carlos, e outra na Rua São Francisco, paralela à primeira (FIG. 6.81). O estacionamento de veículos, no subsolo, tem 2.060m², área que corresponde a 103 vagas.

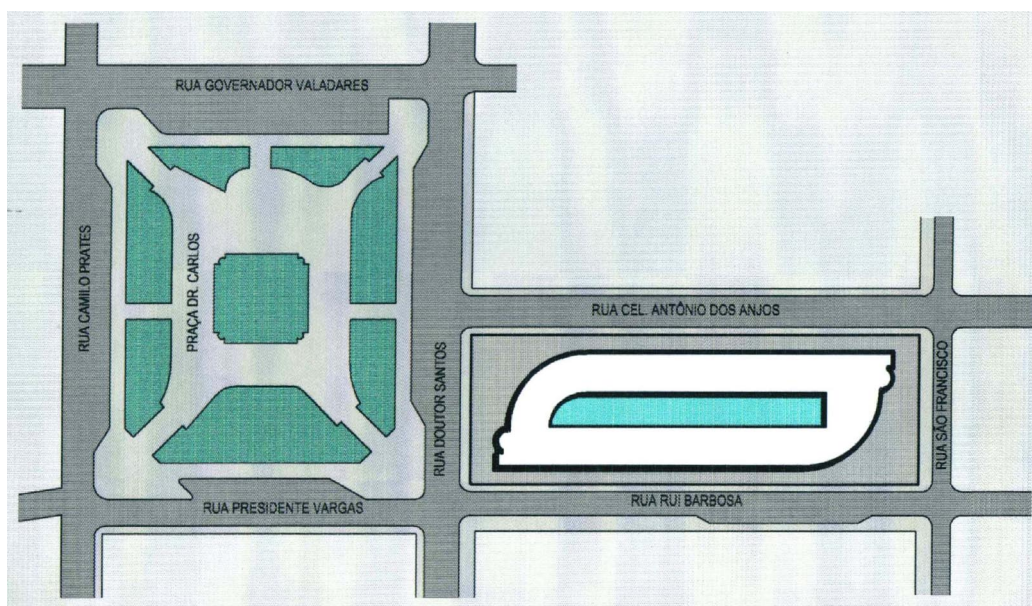


FIGURA 6.81 - Shopping Popular – Montes Claros-MG: planta situação
FONTE – VIOTTI, 2002.

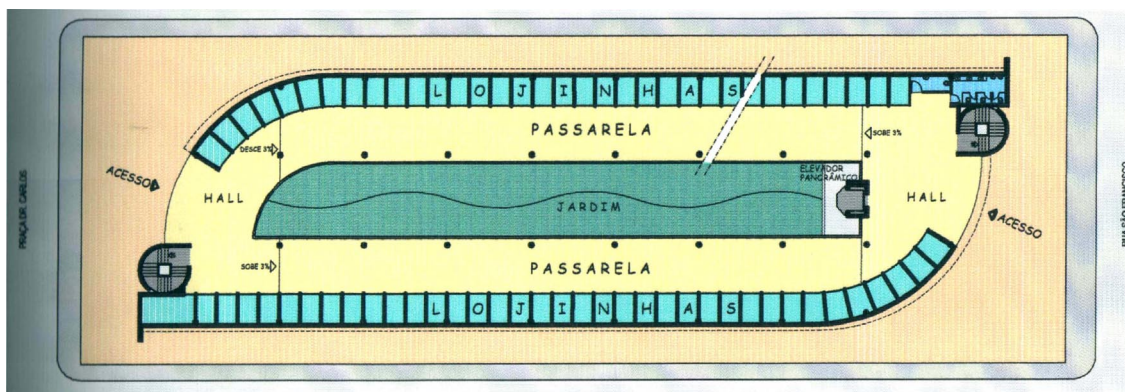


FIGURA 6.82 - Planta do primeiro pavimento - térreo
FONTE – VIOTTI, 2002.

O prédio se desenvolve em quatro pavimentos — um térreo e mais três níveis — com uma área total de $7.087,65\text{m}^2$, incluindo a garagem. Foi concebido em passarelas ou rampas com inclinação de 3%, de forma a tornar leve e agradável o caminhar (FIG. 6.82 e 6.83). A idéia é que os usuários, enquanto se deslocam, apreciem as pequenas lojas que se encontram ao longo das rampas. Também dão acesso aos quatro pavimentos duas escadas e um elevador panorâmico (FIG. 6.84b).



FIGURA 6.83 - Vista interna: entrada principal e rampas de acesso às lojas
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

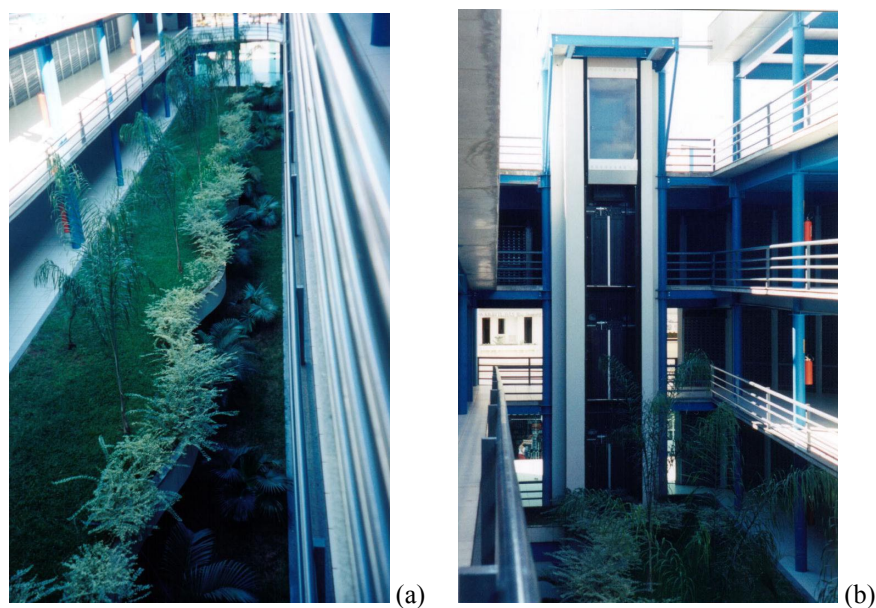


FIGURA 6.84 - (a) vista superior do jardim interno; (b) vista do elevador panorâmico

FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Aberta para a parte central, a edificação tem um jardim interno que pode ser visualizado das rampas de acesso (FIG. 6.84a). As duas extremidades dos andares superiores, nos locais correspondentes às entradas do *shopping*, são abertas para o exterior e protegidas por guarda-corpo (FIG. 6.85).



FIGURA 6.85 - Vista dos pavimentos superiores com extremidades abertas para o exterior

FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Como se pode observar no corte esquemático da FIG. 6.86, a concepção arquitetônica de andares decrescentes e as platibandas presentes em todos os pavimentos proporcionam zonas de sombreamento do pavimento superior sobre o inferior (FIG. 6.87), criando uma ambiência adequada ao clima quente da cidade.

A fachada correspondente ao setor das lojinhas é cega (FIG. 6.87b).

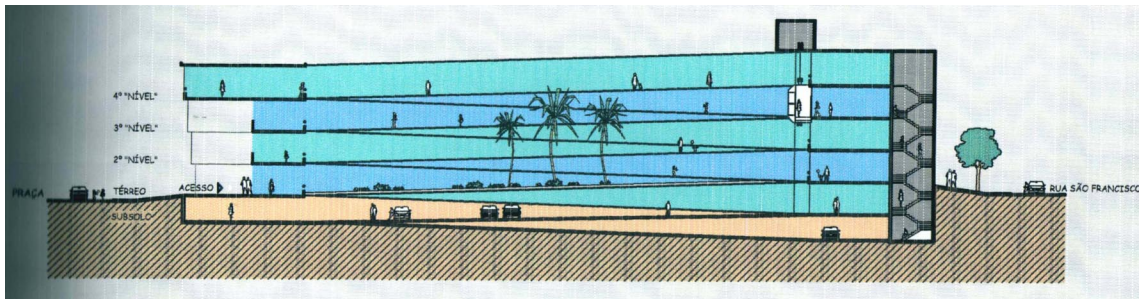


FIGURA 6.86 - Corte esquemático
FONTE – VIOTTI, 2002.

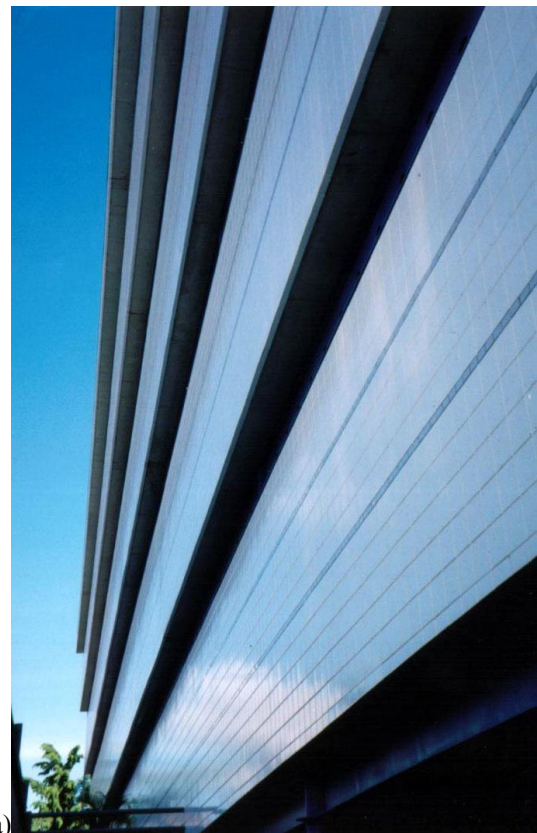


FIGURA 6.87 - Vistas da fachada: (a) entrada principal pela praça – detalhe do escalonamento dos pavimentos; (b) detalhe da fachada cega
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

As lajes são maciças, de concreto. Foram usadas formas de compensado resinado com escoramento por vigas treliçadas. O fechamento externo, feito com blocos tipo SICAL, não chega até o pilar, não tendo havido, por isso, problemas de interface entre a estrutura metálica e o fechamento.

A exaustão das lojas é feita por aberturas circulares na parte superior das vigas (FIG. 6.88) que, aliadas à grande abertura do centro e às das extremidades, tornam dispensável qualquer tipo de ventilação artificial. Entre uma loja e outra, o fechamento é feito em meia-parede e, do peitoril para cima, em tela metálica (FIG. 6.89). A vista das lojas é mostrada na FIG. 6.90.



FIGURA 6.88 - Vista interior das lojas: vigas vazadas para exaustão
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.89 - Detalhe da divisão entre lojas
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.90 - Vista da entrada das lojas
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Feitas em concreto, as caixas de escadas, localizadas nas duas extremidades do prédio, funcionam como núcleos de estabilidade horizontal, sendo responsáveis por transmitir as cargas de vento às fundações (FIG. 6.91). Os contraventamentos localizados na região das juntas de dilatação são também responsáveis por transmitir as mesmas cargas às fundações (FIG. 6.92).



FIGURA 6.91 - Vistas da fachada: (a) entrada principal e caixa de escadas; (b) detalhe da caixa de escadas (lado direito da fachada)
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.



FIGURA 6.92 - Vista das juntas de dilatação: (a) juntas de dilatação nos pavimentos; (b) detalhe de junta de dilatação entre lojas
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Foram utilizadas algumas vigas em perfis “I” do tipo eletro-soldados. Os processos de calandragem e recorte das vigas de alma vazada foram executados na fábrica (FIG. 6.93).



FIGURA 6.93 - Entrada principal: detalhe das vigas calandradas com recorte na alma
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Idealizada especificamente para a obra, a ligação dos pilares tubulares de seção circular com as vigas de seção “I” se fez por meio de anéis metálicos com chapas de ligação tipo *single plate*: os tubos foram encaixados nos anéis, que serviram como nervuramento e referência para o posicionamento das vigas em “I”, as quais foram, então, aparafusadas às chapas, de modo a permitir a transmissão dos esforços horizontais. As cargas verticais entram no tubo por cisalhamento, por meio do cordão de solda (FIG. 6.94). Com esse processo, as conexões ficam afastadas dos pilares, propiciando uma zona de trabalho mais confortável para a execução da obra e melhor finalização.



FIGURA 6.94 - Detalhe de pilar com anel de encaixe e vigas em “I” aparafusadas
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

O corte dos tubos de ligação foi feito por pantógrafos com leitura ótica. Os círculos recortados desses tubos foram utilizados como ligação ou enrijecedores do contraventamento em “X” no subsolo, na estrutura da garagem (FIG. 6.95 e 6.96).



FIGURA 6.95 - Vista interna da garagem (subsolo)
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

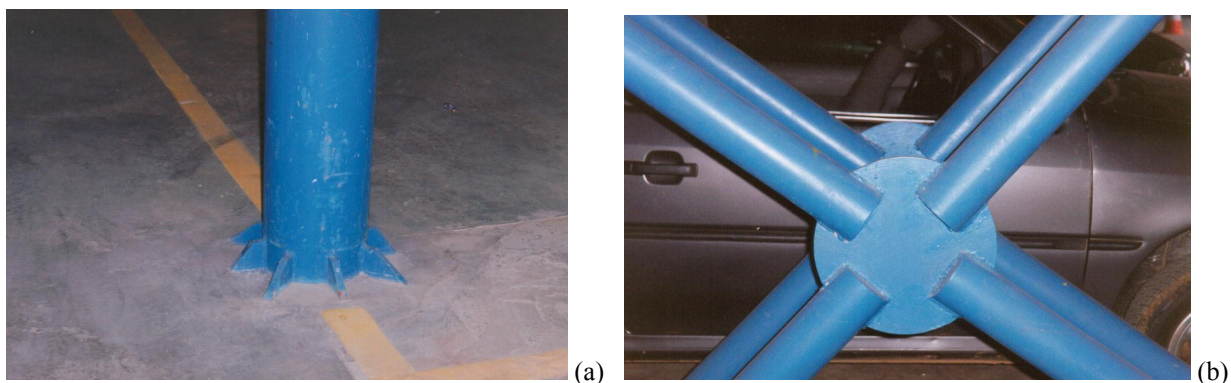


FIGURA 6.96 - Vista interna da garagem: (a) detalhe base de pilar; (b) detalhe do contraventamento
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

6.2.5 Recife

AEROPORTO INTERNACIONAL DOS GUARARAPES

A obra analisada a seguir é o novo Aeroporto Internacional dos Guararapes, na Grande Recife – Pernambuco, que já está em funcionamento parcial e tem término previsto para 2003. O projeto arquitetônico é de Ubirajara Moretti – Moretti Arquitetura; o projeto e o cálculo estruturais, de Jefferson Luiz Andrade; o detalhamento e a execução das estruturas metálicas, de responsabilidade da MEDABIL Varco-Pruden S.A.

A FIG. 6.97 mostra a planta de localização do Aeroporto, e a FIG. 6.98 são perspectivas eletrônicas do *check-in* e da sala de embarque ainda em fase de construção.



FIGURA 6.97 - Aeroporto Internacional dos Guararapes – Recife-PE: planta localização
FONTE – <http://www.novoaeroportoorecife.com.br>



(a)



(b)

FIGURA 6.98 - Perspectiva eletrônica: (a) *check-in*; (b) nova sala de embarque

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>

O Novo Aeroporto conta com uma importante infra-estrutura: pista com 3.305m de comprimento (obras concluídas em 2002), pátio para 24 aeronaves simultaneamente, edifício-garagem — EDG interligado ao terminal de passageiros — TPS (FIG. 6.99), acesso ao metrô por passarela rolante, conector e pontes de embarque, e toda uma infra-estrutura viária desenvolvida para uma obra de impacto (FIG. 6.100). Além dos benefícios da ampliação da pista principal, a construção de uma pista auxiliar vem sendo projetada por técnicos da Infraero e da Aeronáutica. O Guararapes se assemelha a uma pequena cidade, que continua crescendo longe dos olhos dos seus usuários.



FIGURA 6.99 - Ligação do Edifício Garagem ao Terminal de Passageiros

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>



FIGURA 6.100 - Aeroporto dos Guararapes: sistema viário

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>

O novo terminal de passageiros tem um conector com 400 metros de comprimento, 11 pontes de embarque, sendo cinco simples e três duplas. No último piso do terminal ficará localizado o restaurante e a praça de alimentação.

A capacidade de aeronaves no pátio passou de 16 para 24. Junto ao novo terminal, uma central de utilidades está sendo construída para o armazenamento de equipamentos de infraestrutura, tais como sistema de ar-condicionado, central de água gelada e subestação de energia.

Arquitetonicamente, a estrutura de maior peso é a cobertura do terminal de passageiros, composta de treliças em perfis tubulares de seção quadrada. Sua forma básica é a de um arco “achatado” (FIG. 6.101). Parte do fechamento da cobertura, o fechamento dos conectores e das pontes de embarque são em vidro, o que dá transparência e leveza à edificação.



FIGURA 6.101 - Terminal de passageiros: estrutura em arco “achatado”

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>

No terminal de passageiros, pilares de concreto apóiam perfis tubulares quadrados que, dispostos triangularmente, como mãos-francesas, abrem-se no topo, à semelhança de “galhos” de árvores. Pode-se notar certa similaridade entre a composição de pilares projetada pelo arquiteto e os pilares tipo “árvore” do Aeroporto de Stuttgart na Alemanha (FIG. 6.102).



FIGURA 6.102 - Terminal de passageiros: pilares e estrutura de cobertura

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>

As estruturas espaciais da cobertura apresentam variações de volumetria — altura, forma e composição —, incluindo linhas quase retas, ângulos e curvaturas de grande extensão que se lançam no espaço (FIG. 6.103). Bem no centro do terminal de passageiros há uma “abertura” coberta por vidro, em forma de um olho (uma elipsóide com pontas), que servirá como fonte de iluminação natural (FIG. 6.104).



FIGURA 6.103 - Terminal de passageiros: detalhe das formas diferenciadas utilizadas na estrutura de cobertura
FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>



FIGURA 6.104 - Terminal de passageiros: estrutura de cobertura da parte central - “abertura”

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>

A estrutura do conector, composta por perfis tipo “I” conectados nos vértices a perfis tubulares de seção circular por chapas de ligação, apóia-se em pilares de grande diâmetro e consoles de concreto. Na parte externa do conector, perfis tubulares de seção circular formam estruturas piramidais (FIG. 6.105 a 6.109).

As pontes de embarque ou *fingers* são compostas por perfis tubulares de seção quadrada, em treliça plana, e fechadas por vidro (FIG. 6.110).



FIGURA 6.105 - Vista conector, pontes de embarque e pátio aeronaves

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>



FIGURA 6.106 - Montagem do conector e pontes de embarque
FONTE – ARAÚJO, 2001.



FIGURA 6.107 - Montagem do conector
FONTE – ARAÚJO, 2001.

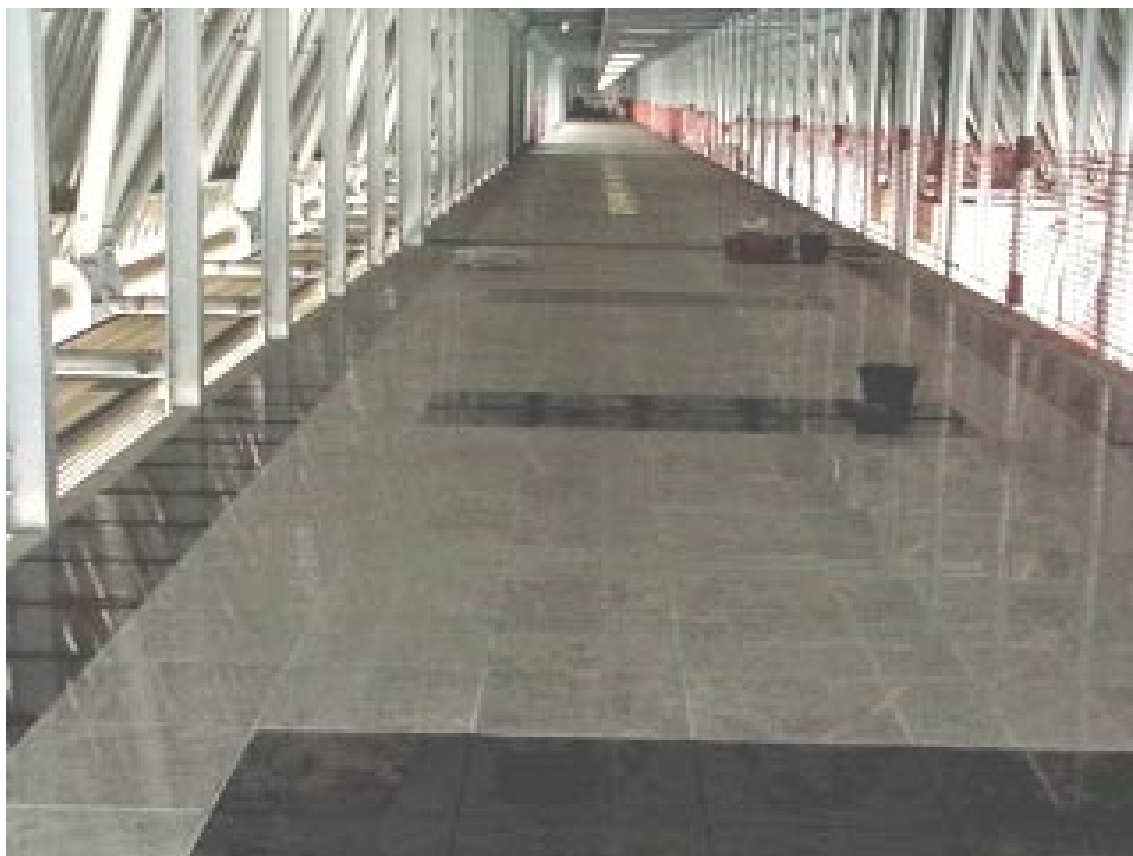


FIGURA 6.108 - Vista interna do conector

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>

FIGURA 6.109 - Detalhe da ligação de perfis tubulares do conector

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>

FIGURA 6.110 - Vista das pontes de embarque - *fingers*FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>

Construído em concreto, o edifício-garagem — EDG faz uso de estruturas metálicas nos guarda-corpos e guias de proteção em todos os pavimentos e ainda na estrutura de cobertura do hall dos elevadores e na composição de tubos com tenso-estruturas, que ficam sobre a laje do último pavimento (FIG. 6.111 a 6.114). O espaço, criado pelas tenso-estruturas e seu entorno, foi idealizado para eventos como shows e exposições. Um gramado e um espelho d'água, além do efeito estético, amenizam o micro-clima dos pavimentos inferiores da edificação.



FIGURA 6.111 - Vista aérea do Edifício Garagem

FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>



FIGURA 6.112 - Edifício Garagem: vista dos pavimentos
FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>



FIGURA 6.113 - Edifício Garagem: detalhe do hall de elevadores (último pavimento), cobertura em estrutura metálica
FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>



FIGURA 6.114 - Edifício Garagem: tenso-estruturas no último pavimento
FONTE – <http://www.novoaeroporto Recife.com.br>

6.2.6 Porto Alegre, Natal e Rio de Janeiro

As obras de Porto Alegre, Natal e Rio de Janeiro serão apenas brevemente citadas.

AEROPORTO INTERNACIONAL DE PORTO ALEGRE

O Aeroporto Internacional de Porto Alegre-RS é uma cobertura em forma de arco, em treliça espacial, composta de perfis tubulares de seção circular (FIG. 6.115 a 6.117). A cobertura translúcida e o fechamento em esquadrias e vidro laminado permitem o uso de iluminação natural em grande parte da edificação.

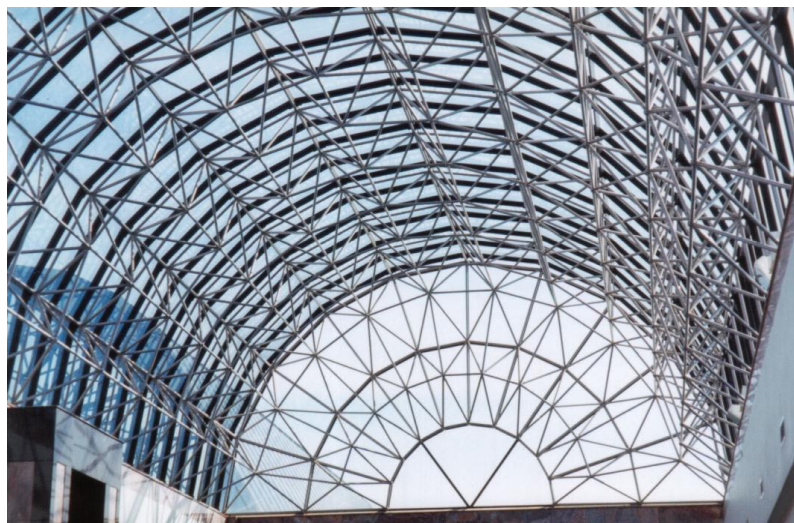


FIGURA 6.115 - Aeroporto Internacional de Porto Alegre-RS: arco de cobertura em treliça espacial
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

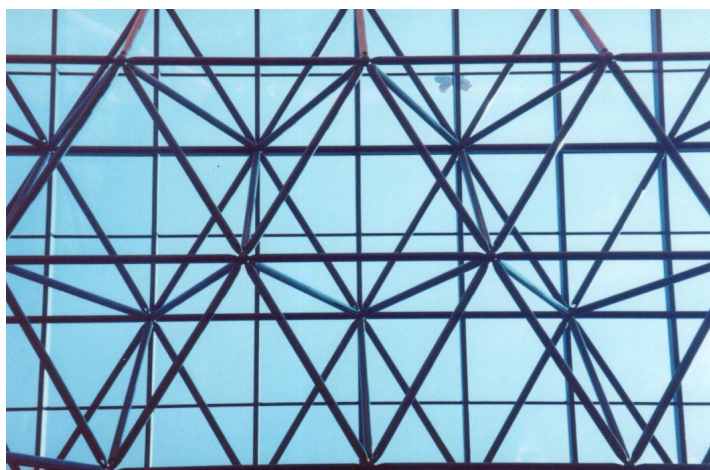


FIGURA 6.116 - Detalhe da composição da treliça espacial
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

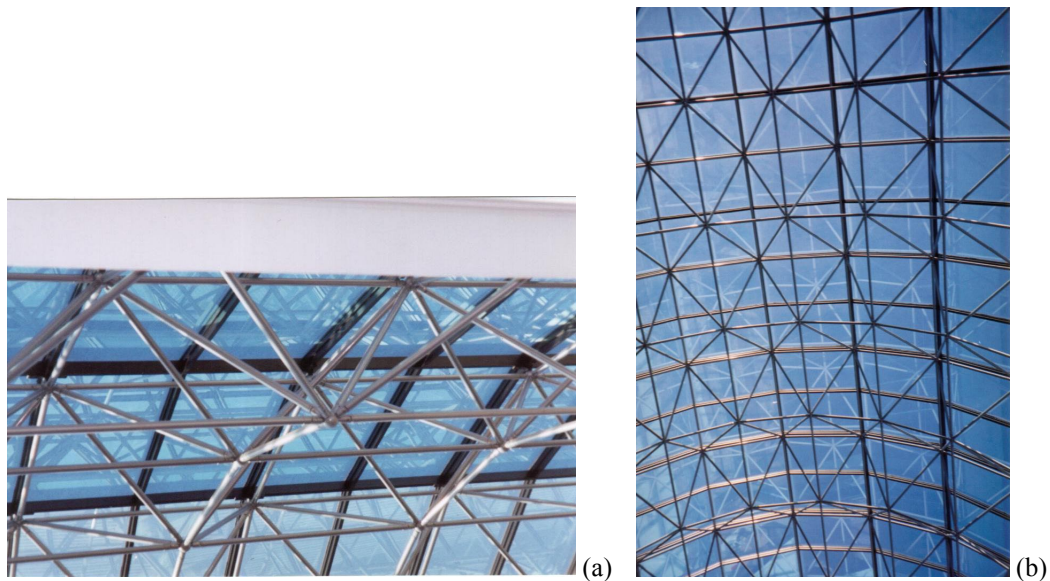


FIGURA 6.117 - Detalhes da treliça: (a) arco e esquadrias de fechamento; (b) ápice do arco
FONTE – Arquivo pessoal, 2003.

TERMINAL DE PASSAGEIROS AEROPORTO INTERNACIONAL DE NATAL

O novo terminal de passageiros do Aeroporto Internacional de Natal-RN (FIG. 6.118) é outra obra de valor arquitetônico, em que a plasticidade do aço definiu o ordenamento espacial e uma volumetria dinâmica. Com projeto do escritório Sérgio Roberto Parada Arquitetos Associados, foi feito em estruturas metálicas, com predomínio de elementos tubulares, priorizando a luz e a ventilação naturais e evitando o uso de ar condicionado e o isolamento por esquadrias (FIG. 6.119).



FIGURA 6.118 - Aeroporto Internacional de Natal-RN: terminal de passageiros
FONTE – REVISTA PROJETO, 2000.

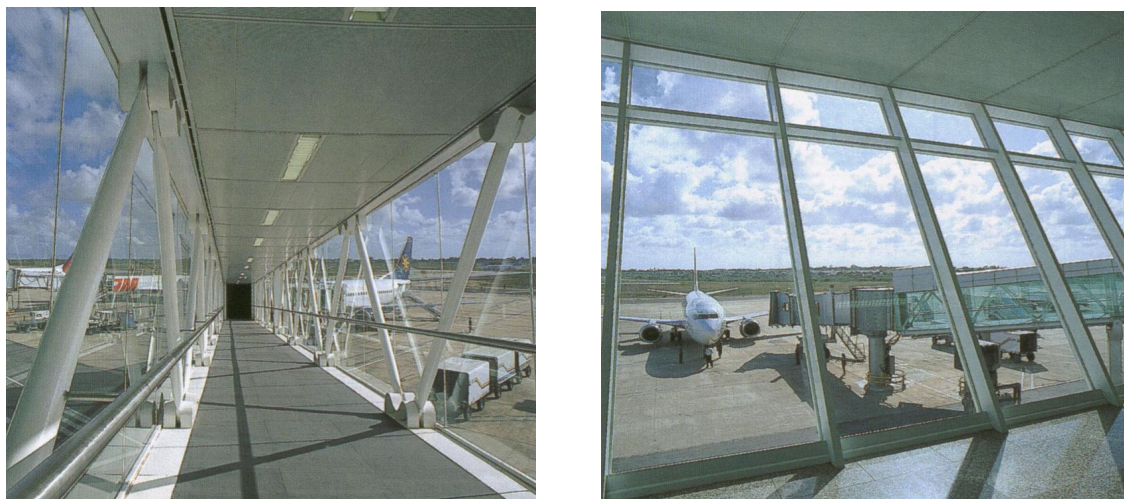


FIGURA 6.119 - Detalhes das estruturas internas do terminal
FONTE – REVISTA PROJETO, 2000.

PARQUE GRÁFICO DO JORNAL O GLOBO

A estrutura do Novo Parque Gráfico do Jornal O Globo, na cidade do Rio de Janeiro – RJ, obra apresentada a seguir, foi fabricada e montada pela empresa BRAFER Construções metálicas (FIG. 6.120). A concepção arquitetônica arrojada deu à empresa o prêmio ABCEM 98, conferido pela Associação Brasileira da Construção Metálica.

A estrutura metálica construída em perfis soldados com seção variável tem vão de 15m e balanços de até 42m, suportados por colunas metálicas tubulares de grande esbeltez e altura, o que confere à edificação uma arquitetura diferenciada (FIG.6.121 a 6.124).



FIGURA 6.120 - Novo parque gráfico do jornal *O Globo* – Rio de Janeiro-
RJ: vista aérea
FONTE – CATÁLOGO BRAFER, s/d.



FIGURA 6.121 - Detalhe da estrutura (pilares e cobertura)
FONTE – CATÁLOGO BRAFER, s/d.



FIGURA 6.122 - Vista da montagem da estrutura
FONTE – CATÁLOGO BRAFER, s/d.



FIGURA 6.123 - Vista frontal da edificação
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

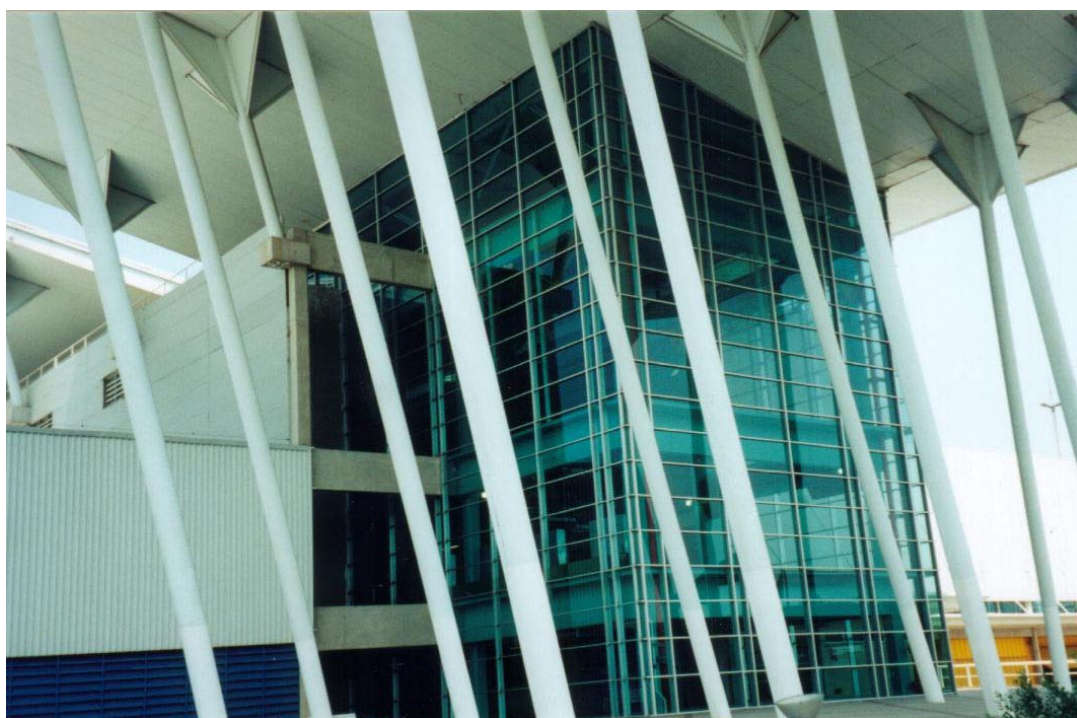


FIGURA 6.124 - Vista posterior do edifício
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

Na estrutura de cobertura, composta por vários tipos de perfis metálicos, foram utilizadas 800 toneladas de aço SAC-50, SAC-41 e ASTM A-36. Algumas das partes da estrutura interna da edificação utilizam treliças tubulares espaciais do tipo convencional, tubos com pontas amassadas, ligados por parafusos (FIG. 6.125).



FIGURA 6.125 - Estrutura interna em treliças espaciais
FONTE – Arquivo pessoal, 2002.

As obras apresentadas nesta seção são uma amostragem do que foi e está sendo desenvolvido no Brasil na área de estruturas metálicas, sobretudo de perfis tubulares estruturais. Os dados foram coletados em levantamentos de campo, uma vez que são escassas as publicações sobre as edificações em perfis tubulares estruturais no Brasil.

As pesquisas realizadas mostram que este é um mercado em crescimento e ainda com grande potencial para expansão, inclusive no Norte e Nordeste do país. Em Manaus, por exemplo, novas obras estão surgindo e se destacando no cenário nacional.

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Aspectos gerais

Este trabalho teve como objetivo apresentar um panorama das construções em perfis tubulares, no mundo e no Brasil, além de sistematizar informações relativas a processos de produção e montagem, aliadas à descrição do comportamento estrutural e dos procedimentos de dimensionamento desse tipo de perfil em função dos diferentes esforços solicitantes.

Para atingir esse objetivo, buscou-se reunir aspectos históricos relacionados à evolução da tecnologia da construção metálica, com ênfase na apresentação de exemplos ilustrativos dessa trajetória, de modo a estabelecer um painel que caracterizasse, de modo especial, a interdependência entre a concepção arquitetônica, os métodos construtivos, a solução estrutural e a industrialização das estruturas em aço.

Por este motivo, juntamente com a visão histórica, procurou-se agregar ao trabalho informações referentes ao comportamento de elementos estruturais constituídos por perfis tubulares e também aos processos de fabricação e montagem, de modo a abranger e discutir todos os aspectos que podem interferir e determinar o sucesso de um empreendimento que utilize o aço como material estrutural.

Sobre a questão da fabricação é importante salientar o estágio em que o país se encontra. Pode-se dizer que se está, ainda, em um estágio de “não industrialização” da fabricação. Esse panorama se deve a vários fatores, dentre eles podem ser citados a pequena oferta do produto (tubos) a preços competitivos, estágio artesanal dos fabricantes quando se pretende trabalhar com estruturas tubulares, o restrito conhecimento dos profissionais quando se trata de projetos de edificações com esse tipo de sistema estrutural.

Quanto à oferta do produto, com a entrada da VMB no mercado da construção civil, tal deficiência tende, a cada dia, a se reduzir, uma vez que a postura da referida

empresa vem despertando o interesse de outros produtores de tubos, tornando o produto mais acessível ao mercado. Houve também a conscientização das necessidades reais da fabricação de tubos específicos para a construção civil, diferente daqueles que são usados para a condução e outras aplicações, o que reduziu as exigências quanto à necessidade de ensaios não destrutivos específicos, barateando os custos de produção e, conseqüentemente, o preço final. O preço, hoje, dos tubos estruturais equivale ao preço dos perfis abertos.

O reduzido índice de projetos em estruturas tubulares e o elevado custo da automação dos equipamentos, tipo máquinas CNC (controle por comando numérico), entre outras, fizeram com que os fabricantes investissem preferencialmente em equipamentos para a produção de estruturas utilizando perfis abertos, até então. A criatividade de alguns fabricantes em produzir ferramentas a serem adaptadas em equipamentos já de uso corrente, minimiza a situação artesanal que se encontra o parque fabril nacional.

Os perfis abertos foram e ainda são objeto de ampla divulgação nos meios técnicos, e por esse motivo são mais familiares aos profissionais dessa área. Faz-se necessário que se promova uma maior disseminação da tecnologia utilizada para as estruturas tubulares entre os arquitetos, projetistas, engenheiros calculistas, fabricantes e mesmo, empreendedores e gerenciadores do mercado nacional.

Especial ênfase foi dada, ainda, à apresentação e estudo de casos de construções executadas no Brasil com a utilização de perfis tubulares, evidenciando-se as grandes perspectivas para este tipo de aplicação.

Em função da amplitude do escopo deste trabalho, é conveniente que sejam feitas considerações adicionais, ressaltando-se, nos itens seguintes, alguns aspectos relacionados a questões econômicas e a sugestões para a continuidade de estudos relacionados às estruturas em perfis tubulares.

7.2 Aspectos econômicos relacionados a estruturas de aço com perfis tubulares para construções

É praticamente impossível expressar a validade internacional com relação à competitividade geral das estruturas em perfis tubulares, comparativamente às estruturas constituídas por perfis com outros tipos de seção transversais. Isso se deve ao fato de

que a situação dos custos de itens individuais, tais como materiais, mão-de-obra e proteção contra corrosão e incêndio, pode variar de país para país. Por exemplo, os custos de mão-de-obra nos países menos industrializados ou em desenvolvimento não são tão significativos (em relação aos custos dos materiais), quanto o são em países altamente industrializados, onde também os níveis de custo de mão-de-obra podem diferir significativamente entre si.

Com relação aos custos de materiais, o preço por tonelada de perfis tubulares geralmente é mais alto que o das seções abertas. Entretanto, aqui também não há uniformidade entre os países.

Os custos para proteção contra corrosão e incêndio dependem do grau de severidade dos requisitos prescritos pelas normas ou pelos regulamentos das autoridades de um dado país.

Em virtude das razões mencionadas acima, a análise econômica não pode resumir-se à comparação de custo dos itens, devendo basear-se em uma abordagem que estabeleça comparações entre as vantagens técnicas de cada uma das opções.

Esses pontos, embora já mencionados em sua maioria, são resumidos a seguir, para uma avaliação final:

1. Perfis tubulares de seção transversal, circular, quadrada e retangular oferecem notáveis propriedades de resistência estática relacionadas à compressão, torção, flexão multiaxial e flambagem lateral. Essas propriedades possibilitam construções mais leves, com perfis tubulares, do que as que utilizam seções abertas. Contudo, em alguns casos, a economia de materiais pode compensar apenas parcialmente o custo desse item. As propriedades superiores dos perfis tubulares podem ser melhor exploradas especialmente quando são usados como pilares ou como elementos de sistemas destinados à cobertura de grandes vãos, não somente por serem mais leves, mas também por sua aparência estética, com suas superfícies suaves, sem bordas vivas.
2. Os custos da limpeza a jato abrasivo, demão de primer e a efetiva fabricação e montagem constituem os custos de fabricação. Relativamente à limpeza com jato abrasivo e à primeira demão de tinta (primer), os perfis tubulares gozam de uma posição mais favorável do que as seções abertas, já que suas áreas superficiais são menores que aquelas das seções abertas correspondentes e, conseqüentemente, os custos de processamento dos perfis tubulares são menores.

A diferença dos custos da pintura de acabamento, em virtude da grande diferença de área superficial entre os perfis tubulares e os perfis abertos, é o resultado da menor quantidade de material de pintura e do menor custo de mão-de-obra das estruturas com perfil tubular. Isto pode ter um papel economicamente decisivo para a escolha de perfis tubulares para uma estrutura.

3. Outros custos, tais como aqueles relativos ao sistema estrutural adotado, aos desenhos de oficina e despesas gerais dependem, em certo grau, do dimensionamento com perfis abertos ou com perfis tubulares. O transporte e a montagem das estruturas em perfil tubular, em alguns casos, podem ser mais econômicos que os das estruturas em perfis abertos.

Em resumo, somente a consideração do projeto em termos globais, incluindo-se todas as suas fases, condicionantes e a inter-relação entre eles, pode levar a uma correta avaliação da questão econômica envolvida na escolha de um ou outro tipo de perfil estrutural.

7.3 Sugestões para futuros trabalhos

Considerando-se, a despeito do que foi relatado no capítulo 6, que a utilização de perfis tubulares em estruturas ainda é incipiente no Brasil, o presente trabalho teve como motivação o estabelecimento de um passo inicial para a difusão e consolidação de conceitos básicos relacionados à área em questão. Entretanto, dado que a produção científica correlata ainda é baixa no Brasil, existe um imenso e fértil campo para contribuições.

Provavelmente, um bom ponto de partida seria a inclusão de alguns aspectos específicos relativos ao tema na norma brasileira ou a elaboração de uma norma específica para perfis tubulares estruturais, a exemplo do que ocorre em outros países. Esse ponto é realmente relevante, uma vez que, para um bom dimensionamento e para o crescimento da utilização desse tipo de perfil, é importante que sejam feitas proposições corretas e não aproximações ou dimensionamentos por similaridade, o que pode torná-los uma opção menos favorável do que os outros tipos de perfis.

Paralelamente, e até mesmo como subsídio para as recomendações normativas, é fundamental que sejam desenvolvidos mais estudos (alguns já foram concluídos ou

estão em curso, tanto na UFOP quanto na UNICAMP) sobre aspectos relacionados ao comportamento estrutural de ligações e à utilização em estruturas mistas, entre outros.

Também de suma importância é a questão relativa aos processos de fabricação e montagem, em seus aspectos específicos relacionados aos perfis tubulares, uma vez que a inexperiência muitas vezes é confundida com falta de competência. Desse modo, é vital para o desenvolvimento do setor, que sejam elaborados manuais que permitam a capacitação dos fabricantes e montadores.

Não menos importante é o desenvolvimento de trabalhos destinados a profissionais e estudantes de Arquitetura, buscando-se, fundamentalmente, o oferecimento de informações que possibilitem uma verdadeira integração com os especialistas de cálculo, fabricação e montagem de estruturas metálicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1) AMARAL, Otávio Campos do – **Estruturas isostáticas**. Belo Horizonte: [s.n.], 1974.
- 2) AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION – AISC. Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design – LRFD, v. 1 & 2. 2nd. Edition, Illinois, 1996.
- 3) ARAÚJO, Afonso Henrique Mascarenhas de. Arquivo pessoal de imagens.
- 4) ARAÚJO, Afonso Henrique Mascarenhas de. Material para publicação de brochura sobre Dimensionamento de perfis tubulares estruturais.
- 5) ARQUITECTURA PANAMERICANA – Arquitetura no Brasil: depoimentos. Santiago de Chile: Federacion Panamericana de Asociaciones de Arquitectos, n. 004, maio 1996.
- 6) ARTE NO BRASIL. n.30. São Paulo, Abril Cultural, 1979.
- 7) ARTE NO BRASIL. n.31. São Paulo, Abril Cultural, 1979.
- 8) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS — ABNT. Projeto e execução de aço de edifícios - NBR 8800. Rio de Janeiro, 1986.
- 9) AU: Arquitetura & Urbanismo. São Paulo, Pini, ano 16, n.91 ago./set. 2000.
- 10) AU: Arquitetura & Urbanismo. São Paulo, Pini, ano 16, n.94 fev./mar. 2001.
- 11) BELLEI, Ildony H. **Edifícios industriais em aço**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.
- 12) BENJAMIN, Walter. **Reflections: essays, aphorisms, autobiographical writings** apud COSTA, Cacilda Teixeira da. **O sonho e a técnica: a arquitetura de ferro no Brasil**. 2.ed. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo — Edusp, 2001.
- 13) CIDECT — Construction with Hollow Steel Sections. Design guide for fabrication, assembly and erection of hollow section structures. v.7. Köln: TÜV-Verlag, 1998.
- 14) COSTA, Cacilda Teixeira da. **O sonho e a técnica: a arquitetura de ferro no Brasil**. 2.ed. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo — Edusp, 2001.
- 15) DAVIES, R. M (ed.). **Space structures: a study of methods and developments in three-dimensional construction resulting from The International Conference on Space Structures** University of Surrey. Oxford and Edinburgh: Blackwell Scientific Publications, September 1966.
- 16) DIAS, Luís Andrade de Mattos. **Edificações de aço no Brasil**. 2.ed. São Paulo: Zigurate, 1999.

- 17) DUTTA, D., WARDENIER, J., YEOMANS N., SAKAE, K., BUCAK, Ö., PACKER, J. A. **Design guide for fabrication, assembly and erection of hollow section structures**. Köln: TÜV-Verlag, 1998. (Construction with Hollow Steel Sections — CIDECT;7)
- 18) EEKHOUT, M. **Tubular structures in architecture**. Geneve: CIDECT, 1996.
- 19) ENGEL, Heinrich. **Sistemas de estruturas**. Madrid: H. Blume, 1979.
- 20) EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTISATION — EUROCODE 3: Design of Steel Structures: ENV 1993 - 1 -1: General Rules and Rules for Buildings, 1992.
- 21) FOSTER CATALOGUE 2001. Foster and Partners, London and Prestel Verlag, Munich – London - New York.
- 22) GATZ, Konrad, HART, Franz. **Edifícios con estrutura metálica**. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, 1968.
- 23) GERKEN, Fernanda de Sousa. Arquivo pessoal de imagens.
- 24) GERKEN, Fernanda de Sousa, LOUREIRO, Luiz Fernando. Estruturas de perfis tubulares: visão sistêmica do processo de projeto. II Congresso Internacional da Construção Metálica — II CICOM, 2002, São Paulo: Sociedade Mineira de Engenheiros —SME, The Steel Construction Institute —SCI, Instituto Brasileiro de Siderurgia —IBS, 2002. (CD rom)
- 25) GOMBRICH, E. H. **A história da arte**. 15.ed. Rio de Janeiro: Guanabara-Koogan, 1993.
- 26) HART, F., HENN, W., SONTAG, H. **Multi-storey buildings in steel**. London: Crosby Lockwood Staples, Granada Publishing, 1978.
- 27) HERTZBERGER, Herman. **Lições de arquitetura**. São Paulo: Martins Fontes, 1996.
- 28) JÚNIOR, Jayme Ferreira da Silva. **Resistência dos materiais**. 2.ed. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico S. A., 1966.
- 29) KANSAI INTERNATIONAL AIRPORT. Nikkei Architecture Books, 1994.
- 30) LOTUFO, Vitor Amaral, LOPES, João Marcos Almeida. **Geodésicas & Cia**. São Paulo: Projeto Editores Associados, [s.d.]
- 31) MANNESMANNRÖHREN-WERKE. Hohlprofile für den Stahlbau Statische Werte und Gewichte. Umrechnungs-und Hilfstabellen. Drahtwort: Mannesmannrohr. Düsseldorf, Juli 1972.
- 32) MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS. v.I. 2.ed. Brasília: Ministério do Desenvolvimento da Indústria e Comércio – Secretaria Especial de Desenvolvimento Industrial, 1989.

- 33) MANUAL VALLOUREC & MANNESMANN TUBES – Catálogos com Informações Técnicas – Tubos Estruturais de Seção Circular (MSH) – Dimensões, propriedades geométricas e materiais, 2000.
- 34) MANUAL VALLOUREC & MANNESMANN TUBES – Catálogos com Informações Técnicas – Tubos Estruturais de Seções Circulares, Quadradas e Retangulares, 2002.
- 35) NBR 8800/86 Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Normas Técnicas — ABNT, 1986.
- 36) OLIVEIRA, Maria Betânia de, BARBATO, Roberto Luiz de Arruda. Estruturas de Membrana: Estado-da-Arte e Tendências do Desenvolvimento. Trabalho apresentado no I Simpósio Nacional sobre Tenso Estruturas. São Paulo, maio 2002. (parte de tese de doutorado)
- 37) PACKER, J. A., HENDERSON, J. E. **Hollow Structural Section Connections and Trusses**. 2nd. Toronto: Canadian Institute of Steel Construction, 1997.
- 38) PETRUCCI, Eladio G. R. **Materiais de construção**. Porto Alegre: Globo, 1975.
- 39) PEVSNER, Nikolaus. **Os pioneiros do desenho moderno: de William Morris a Walter Gropius**. 3.ed. São Paulo: Martins Fontes, 2002. – (Coleção a).
- 40) PEVSNER, Nikolaus. **Panorama da arquitetura ocidental**. 2.ed. São Paulo: Martins Fontes, 2002. – (Coleção a).
- 41) PFEIL, Walter. **Estruturas de aço**. Rio de Janeiro: LTC, 1982.
- 42) PROJETO DESIGN: Arquitetura, Design & Interiores. São Paulo, Arco, n.250 dez. 2001.
- 43) PROJETO DESIGN: Arquitetura, Design & Interiores. São Paulo, Arco, n.273 nov. 2002.
- 44) REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Zigurate, 2001.
- 45) ROGERS, Richard, GUMUCHDJIAN, Philip. **Cidades para um pequeno planeta**. Barcelona: Gustavo Gili, 2001.
- 46) RÜTER, Ewald. **Bauen mit Stahl: Kreative Lösungen praktisch umgesetzt**. Berlin: Springer, 1997.
- 47) SCHUELLER, Wolfgang. **High-Rise Building Structures**. Malabar: Robert E. Krieger, 1977.
- 48) SILVA, Geraldo Gomes da. **Arquitetura do ferro no Brasil**. 2ed. São Paulo: Nobel, 1988.
- 49) SITE DO NOVO AEROPORTO DE RECIFE – Aeroporto Internacional dos Guararapes. Pernambuco. Disponível em <http://www.novoaeroportorecife.com.br> Acesso em julho de 2002.

- 50) SULLIVAN, Louis. **Kindergarten Chats** apud PEVSNER, Nikolaus. **Os pioneiros do desenho moderno: de William Morris a Walter Gropius**. 3.ed. São Paulo: Martins Fontes, 2002. – (Coleção **a**).
- 51) WACHSMANN, Konrad. **The Turning Point of Building Structure and Design**. United States of America: Reinhold Publishing Corporation, 1961.
- 52) WARDENIER, J. **Hollow Sections in Structural Applications**. The Netherlands: CIDECT – Delft University of Technology, 2000.
- 53) WEST, H. H. **Fundamentals of Structural Analysis**. New York: John Wiley & Sons, 1993.