



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

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM FASE DE CONCEPÇÃO ARQUITETÔNICA

AUTORA: Arq. LUCIANA COTTA MANCINI

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

M269d Mancini, Luciana Cotta.
Pré-dimensionamento de estruturas metálicas em fase de concepção
arquitetônica / Luciana Cotta Mancini . -- Ouro Preto : UFOP, 2003.
xvi, 256p. : il., grafs., tabs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola
de Minas. Departamento de Engenharia de Civil.

1. Projeto. 2. Pré-dimensionamento. 3. Estruturas metálicas. 4.
Software. I. Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas.
Departamento de Engenharia de Civil. II. Título.

CDU: 624.014:72

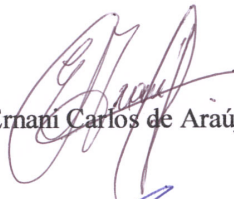
**PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM FASE
DE CONCEPÇÃO ARQUITETÔNICA**

AUTORA: LUCIANA COTTA MANCINI

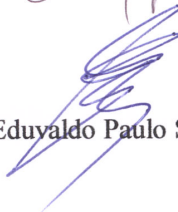
Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 05 de setembro de 2003, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Ernani Carlos de Araújo (UFOP)



Prof. Dr. Eduvaldo Paulo Sichieri (USP)

Ao meu pai, que muito desejaria estar presente nessa conquista. À minha mãe, pelo grande incentivo à realização desse trabalho. Às minhas irmãs, Marisa, Fernanda e Patrícia, por todo apoio e exemplo de profissionalismo. Ao Carlos e Xayane pelo constante e incondicional carinho e compreensão.

MEUS AGRADECIMENTOS

- À Universidade Federal de Ouro Preto e aos professores do curso de Mestrado em Construção Metálica, pela oportunidade de aprendizado e crescimento.
- Ao meu orientador, Prof. Luiz Fernando, pelos ensinamentos, pela paciência, dedicação e assistência prestadas ao longo dessa jornada, e que além de guiar-me no desafio dessa pesquisa, tornou-se para mim uma pessoa muito amiga e querida.
- Ao grande amigo Sídon (e família), que tanto incentivou-me a iniciar o curso de mestrado. Obrigada pela ajuda, carinho, atenção e tudo o que fez por mim.
- Ao Prof. Ernani pela sua amizade, incentivo e dedicação. Sua constante atitude de valorização as pessoas e do processo de investigação científica, serviram de exemplo para meu crescimento pessoal e profissional.
- Ao Prof. Claret pela atenção, disponibilidade e interesse em auxiliar e contribuir, principalmente no início e na conclusão deste trabalho.
- À minha mãe, Marina, por todo carinho, apoio e incentivo à realização deste trabalho, sempre torcendo e acreditando no meu potencial. Obrigada pela presença, pelas orações e por ser minha mãe tão querida e amada.
- Às minhas irmãs e cunhados pela amizade, paciência, carinho e compreensão, estando sempre dispostos a ajudar-me. Obrigada por torcerem por mim e pelo privilégio de fazerem parte da minha vida.
- Ao Sr. Agostinho, D. Milva, Lorene Xayane e Renata pelo carinho, amizade, incentivo e compreensão dispensados, especialmente em momentos difíceis.
- Ao meu querido marido, Carlinhos, por todo apoio, carinho e dedicação, e sobretudo por compreender minha ausência e ansiedade na conclusão desse trabalho. Obrigada por ser a pessoa que você é, e por estar sempre ao meu lado.

- Ao amigo André, pela valiosa contribuição no trabalho de programação e pela disponibilidade em ajudar-me em momentos críticos e decisivos.
- Aos amigos da Prefeitura do Campus que me receberam com tanto carinho. Obrigada pela força e por sempre lembrarem de mim.
- À Solange que, muito além do incentivo e dedicação em momentos difíceis, tornou-se uma grande e eterna amiga.
- Aos meus colegas de curso, especialmente aos arquitetos Célio e Fernanda por melhor compreenderem e compartilharem as ansiedades e dificuldades que nós, arquitetos, apresentamos em relação aos cálculos da engenharia.
- A todos os amigos do laboratório de computação pelo apoio e consolo nos momentos de aflição.
- Ao professor Walter Dornelas, por toda a ajuda e apoio dispensados.
- À empresa Belgo pelo apoio financeiro e disponibilidade de informações, especialmente aos amigos José Maurício, José Arthur, Vítor e Elton, pelo carinho, atenção e incentivo.
- Aos funcionários da Escola de Minas, especialmente à Róvia, pelo carinho e disponibilidade em ajudar-me sempre com muita boa vontade.
- Às amigas Alexandra, Ana Paula, Rochelle, Carol, Gisele, Lu Bicalho, Maria Emília, Paulinha, Xingu, e Aline pelo carinho e incentivo ao longo dessa jornada. Obrigada pela eterna amizade e pelas palavras de apoio e incentivo.
- Aos amigos da Cassino que me acolheram com tanto carinho.
- Às amigas Carla, Grazielle e república Bom Bocado pela agradável convivência.
- A todos que, direta ou indiretamente contribuíram e acreditaram no meu trabalho.

RESUMO

O desenvolvimento do mercado de utilização do aço na construção civil, tem evidenciado a necessidade de uma maior interação entre o trabalho do arquiteto e do calculista. Uma das principais preocupações tem sido a melhoria da formação específica dos arquitetos, bem como o desenvolvimento de mecanismos que possibilitem a inserção desses profissionais no processo global de concepção, cálculo, fabricação e montagem das estruturas metálicas. Entretanto, os arquitetos ressentem-se da falta de ferramentas que permitam, de modo rápido e prático, estimar as dimensões necessárias dos elementos estruturais, de modo a possibilitar-lhes não somente a perspectiva de análise das interferências no projeto arquitetônico, mas também a percepção das implicações da utilização de tais elementos no comportamento global da estrutura e do conseqüente consumo de aço.

Este trabalho tem por objetivo a apresentação das principais características de uma ferramenta computacional, cuja finalidade básica é proporcionar aos arquitetos a oportunidade de estabelecer, de forma bastante realista, as dimensões necessárias para as vigas e pilares, em perfis laminados, de uma estrutura metálica, a partir de informações decorrentes do projeto arquitetônico, tais como, entre outras, os vãos das vigas, os tipos de materiais (lajes e vedações) e a finalidade da construção, além fornecer informações que possibilitem a utilização racional dos perfis recomendados, com vistas à minimização do peso dos elementos estruturais e ao melhor atendimento das condições de coordenação modular.

Palavras-chave: projeto, pré-dimensionamento, estruturas metálicas, software.

ABSTRACT

The development of the market using the steel in the buildings has been shown the real necessity of interaction between the architects and engineers works. One of the main concerns has been the improvement of the architect's specific formation, as well as the development of mechanisms that introduce those professionals in the global process of conception design, production and assembly of the steel structures. Nevertheless, the architects are resented of the lack of tools that allow them, in a fast and practical way, to establish the necessary dimensions of the structural elements, in way to facilitate not only the perspective of analysis of the interferences in the architectural project, but the perception of the implications of the use of such elements in the global behavior of the structure and of the consequent consumption of steel too.

This work aims to present the mainly characteristics of a computational tool, whose basic purpose is to provide the architects the opportunity to establish, in a realistic plenty way, the necessary dimensions for the beams and columns of a steel structure, starting from current information of the architectural project, such as length of the beams, the types of materials (slab and panels) and the purpose of the construction, beyond to supply information that facilitate the rational use of the recommended hot rolled steel profiles, with views to the minimization the weight of the structural elements and the best attendance of the modular conditions.

Keywords: design process, preliminary design, steel structures, software.

ÍNDICE

RESUMO	VI
ABSTRACT	VII
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABELAS	XVI
CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1 APRESENTAÇÃO	1
1.2 JUSTIFICATIVA	2
1.3 METODOLOGIA	3
CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 INTRODUÇÃO	6
2.2 EVOLUÇÃO DA ARQUITETURA E SEU PROCESSO CONSTRUTIVO ...	7
2.2.1 O homem primitivo	7
2.2.2 A arquitetura ao longo do tempo	8
2.2.3 A casa do homem	18
2.3 O USO DO AÇO NA CONSTRUÇÃO CIVIL	19
2.3.1 Produção do aço	22
2.3.2 Laminação de perfis	26
2.3.3 Industrialização	30
2.3.4 Racionalização	34
2.3.5 Padronização	37
2.3.6 Coordenação modular	44
CAPÍTULO III – A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL EM AÇO	55
3.1 ESTRUTURA	55
3.1.1 O lançamento estrutural	59
3.1.2 Morfologia das estruturas	62
3.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS	64
3.2.1 Sistemas em estado de tração ou compressão simples	65
3.2.2 Sistemas em estado de solicitações axiais	72
3.2.3 Sistemas em estado de flexão	77

3.2.4	Sistemas em estado de tensões de membrana.....	87
3.2.5	Sistemas verticais.....	93
3.3	MÉTODOS DE CÁLCULO.....	100
3.3.1	Método do coeficiente de segurança interno	102
3.3.2	Método do coeficiente de segurança externo.....	103
3.3.3	Método das tensões admissíveis.....	105
3.3.4	Métodos probabilísticos.....	107
3.3.5	Método dos estados limites.....	109
3.4	O PROCESSO DE PROJETO.....	112
3.4.1	Barreiras tecnológicas	113
3.4.2	Modelos construtivos.....	115
3.4.3	Conceitos de projeto	118
3.4.4	Condicionantes de projeto.....	122
3.4.5	Recomendações normativas.....	133
3.5	SOBRE O PBQP-H.....	135
CAPÍTULO IV	– COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS	
	E PILARES.....	139
4.1	ESTADOS LIMITES.....	139
4.2	PROPRIEDADES ESTRUTURAIS DO AÇO.....	139
4.2.1	Elasticidade.....	142
4.2.2	Plasticidade.....	142
4.2.3	Ductilidade.....	143
4.2.4	Tenacidade.....	143
4.2.5	Rigidez.....	143
4.2.6	Esbeltez.....	144
4.3	COMPORTAMENTO ELASTO-PLÁSTICO.....	145
4.4	AÇÕES.....	147
4.4.1	Classificação	147
4.4.2	Natureza.....	149
4.4.3	Critérios de combinação	150
4.5	CARREGAMENTOS.....	151
4.5.1	Tipos de carregamento	152
4.5.2	Avaliação dos esforços.....	153
4.6	ESTABILIDADE E EQUILÍBRIO.....	154
4.7	FLAMBAGEM.....	157
4.7.1	Flambagem local.....	160
4.7.2	Flambagem por flexão.....	161

4.7.3 Flambagem por torção e flexo-torção.....	162
4.7.4 Flambagem lateral	163
4.8 TENSÕES RESIDUAIS.....	164
4.9 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS.....	167
CAPÍTULO V – SISTEMA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS.....	168
5.1 INTRODUÇÃO.....	168
5.1.1 Softwares.....	168
5.1.2 Pesquisa de opinião.....	172
5.2 DESCRIÇÃO DO SiPDEM.....	174
5.3 VIGA	177
5.3.1 Entrada de dados.....	177
5.3.2 Resultados.....	182
5.3.3 Exemplo de dimensionamento de viga.....	184
5.4 PILAR.....	190
5.4.1 Entrada de dados.....	190
5.4.2 Resultados.....	191
5.4.3 Exemplo de dimensionamento de pilares	191
5.5 PAVIMENTO	194
5.5.1 Entrada de dados.....	194
5.5.2 Resultados.....	195
5.5.3 Exemplo.....	196
5.6 FUNÇÕES AUXILIARES.....	204
5.7 LIMITAÇÕES.....	205
5.8 BANCO DE DADOS.....	206
5.8.1 Perfis laminados.....	206
5.8.2 Sobre o aço	207
5.8.3 Sistemas de fechamento horizontal	208
5.8.4 Sistemas de fechamento vertical	209
CAPÍTULO VI – CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	211
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	214
ANEXOS.....	223

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
Figura 2.1 Pintura rupestre (França, 15.000 – 10.000 a.C.).....	7
Figura 2.2 Alinhamento de Carnac (1.800 a.C.)	9
Figura 2.3a Cromlech de Stonehenge, planície de Salisbury, Inglaterra.....	10
Figura 2.3b As proporções da arcada formam triângulos 3 – 4 – 5	10
Figura 2.3c Relação áurea do círculo Sarsen.....	11
Figura 2.4 Catedral de Notre Dame (Séc. XIII)	13
Figura 2.5 Ponte do Brooklyn (Nova York).....	14
Figura 2.6 Arco Jefferson, St. Louis, Missouri, EUA	15
Figura 2.7 Edifício Garagem América (1956).....	16
Figura 2.8 Hotel Brj al Arab	16
Figura 2.9 Ginásio infantil (Brasília, 2000).....	17
Figura 2.10 Ponte JK (Brasília, 2002).....	17
Figura 2.11 Palafita pré-histórica (reconstrução).....	18
Figura 2.12 Povoado Toraja, Indonésia	18
Figura 2.13 Habitação neolítica (Ilhas Órcades)	19
Figura 2.14 Central Telefônica, Indianápolis – EUA (1930).....	20
Figura 2.15 Etapas de fabricação do aço	22
Figura 2.16 Usina semi-integrada Belgo (Vitória/ES).....	23
Figura 2.17 Usina integrada Belgo (João Monlevade/MG)	23
Figura 2.18 Consumo aparente de produtos siderúrgicos	24
Figura 2.19 Distribuição brasileira de produtos siderúrgicos	24
Figura 2.20 Laminador de tiras grossas a quente	26
Figura 2.21 Seqüência de calibração de perfis.....	27
Figura 2.22 Tipos de laminadores.....	28
Figura 2.23 Laminador universal	29
Figura 2.24 Produção de perfis.....	29
Figura 2.25 Influência do processo de produção sobre os custos.....	35
Figura 2.26 Edificação grega aproximadamente 448 AC.....	37

Figura 2.27	Pedra entalhada pré-histórica	38
Figura 2.28	Labirintos em espiral (New Grange, Irlanda).....	38
Figura 2.29	Hélice dupla do DNA-núcleo aumentado em 90.000 diâmetros	39
Figura 2.30	Aproximação de um retângulo áureo.....	40
Figura 2.31	Medida de um terço do pé (cada quadriculado é um punho).....	42
Figura 2.32	Subdivisões do módulo de 600mm	44
Figura 2.33	Modelo de montagem de uma construção modular.....	45
Figura 2.34	Malha aleatória.....	47
Figura 2.35	Malhas regulares	47
Figura 2.36	Modificação da molécula de cloreto de sódio.....	48
Figura 2.37	Feixe piramídico	48
Figura 2.38	Tronco de prisma.....	49
Figura 2.39	Panorama da cidade de Conary (Guiné)	49
Figura 2.40	Exemplos de antiprismas.....	50
Figura 2.41	Malha otorrômica (paralelepípedos lado a lado).....	51
Figura 2.42	Treliça de Warren interligada por barras transversais.....	51
Figura 2.43	Malha ortogonal de base triangular	52
Figura 2.44	Malha ortogonal de base hexagonal.....	52
Figura 2.45	Nó rombicuboctaedro.....	53

CAPÍTULO III – A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL EM AÇO.....55

Figura 3.1	Caminho vertical das forças gravitacionais.....	56
Figura 3.2	Cobertura do Parque Anhembi (São Paulo).....	56
Figura 3.3	Museu de arte de São Paulo (MASP).....	56
Figura 3.4	Lajes com dimensões muito diferenciadas.....	60
Figura 3.5	Exemplo de patologia em alvenaria	60
Figura 3.6	Relações econômicas para balanços.....	61
Figura 3.7	Blocos.....	63
Figura 3.8	Folhas - estruturas laminares	63
Figura 3.9	Dimensões de barras e barras de paredes delgadas	64
Figura 3.10	Esforço horizontal no ponto médio do cabo	65
Figura 3.11	Configuração de um cabo, sob carregamento	66

Figura 3.12 Pavilhão de Sevilha.....	67
Figura 3.13 Ponte St Johns.....	68
Figura 3.14 Aqueduto de Segóvia.....	68
Figura 3.15 Linha de ação dos esforços de compressão de um arco	69
Figura 3.16 Tipos de arcos.....	70
Figura 3.17 Ancoragem central em membranas pneumáticas	72
Figura 3.18 Evolução do sistema treliçado em telhados	73
Figura 3.19 Ângulos semelhantes em treliças planas.....	74
Figura 3.20 Tipos de reticulados.....	75
Figura 3.21 Alguns tipos de domos.....	77
Figura 3.22 Viga alveolar.....	78
Figura 3.23 Viga Vierendeel.....	79
Figura 3.24 Viga mista.....	80
Figura 3.25 Pórtico simples.....	81
Figura 3.26 Rigidez do pilar em relação à viga de um pórtico.....	82
Figura 3.27 Outros tipos de pórticos.....	83
Figura 3.28 Grelha.....	84
Figura 3.29 Aumento da rigidez de uma folha dobrada	85
Figura 3.30 Exemplo de placa dobrada.....	86
Figura 3.31 Superfície sinclástica	88
Figura 3.32 Superfície de curvatura simples (desdobrável).....	89
Figura 3.33 Superfície de dupla curvatura de mesmo sentido.....	89
Figura 3.34 Interseção de cascas cilíndricas	90
Figura 3.35 Alguns tipos de cascas	91
Figura 3.36 Junta de ruptura de uma cúpula esférica.....	92
Figura 3.37 Apoios inclinados.....	93
Figura 3.38 Relações econômicas em edifícios de concreto armado	96
Figura 3.39 Efeito P- Δ (segunda ordem).....	97
Figura 3.40 PBQP-H.....	136
Figura 3.41 Níveis de qualificação.....	137

CAPÍTULO IV – COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS E PILARES.....139

Figura 4.1 Diagrama tensão-deformação do aço.....	140
Figura 4.2 Comportamento elasto-plástico	145
Figura 4.3 Formação de rótula plástica	146
Figura 4.4 Tipos de vinculação.....	155
Figura 4.5 Tipos de equilíbrio estrutural.....	156
Figura 4.6 Classificação dos casos de equilíbrio.....	157
Figura 4.7 Compressão	158
Figura 4.8 Flexão	158
Figura 4.9 Cisalhamento.....	159
Figura 4.10 Flambagem local em mesa de viga tipo “I”	160
Figura 4.11 Carga crítica de flambagem.....	161
Figura 4.12 Tipos de flambagem em função das condições de extremidade	161
Figura 4.13 Flambagem com torção em colunas metálicas.....	163
Figura 4.14 Flambagem lateral com torção.....	164
Figura 4.15 Tensões residuais em perfis laminados	165
Figura 4.16 Diagrama para tensões residuais	166
Figura 4.17 Curvas de iso-tensões	166

CAPÍTULO V – SISTEMA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS..... 168

Figura 5.1 Tela de abertura do Sipedem	175
Figura 5.2 Tela principal	176
Figura 5.3 Consulta a perfis do banco de dados	177
Figura 5.4 Entrada de dados – Viga.....	178
Figura 5.5 Tipo e vão transversal da viga.....	179
Figura 5.6 Escolha do tipo de uso da edificação	179
Figura 5.7 Escolha do tipo piso	180
Figura 5.8 Escolha do tipo de laje.....	180
Figura 5.9 Indicação do vão transversal para vigas intermediárias.....	181

Figura 5.10 Distribuição de carga da laje para a viga	185
Figura 5.11 Entrada de dados do exemplo de dimensionamento de viga	186
Figura 5.12 Resultados do exemplo de dimensionamento de viga	187
Figura 5.13 Recomendações do exemplo de dimensionamento de viga biapoiada.	188
Figura 5.14 Resultados para ligações semi-rígidas.....	189
Figura 5.15 Exemplo de dimensionamento de pilar – Caso 1	192
Figura 5.16 Exemplo de dimensionamento de pilar – Caso 2	192
Figura 5.17 Exemplo de dimensionamento de pilar – Caso 3	193
Figura 5.18 Coordenadas nodais e locação de pilares	196
Figura 5.19 Identificação dos nós e vigas.....	197
Figura 5.20 Identificação das vigas e lajes.....	198
Figura 5.21 1ª etapa da entrada de dados do pavimento	199
Figura 5.22 2ª etapa da entrada de dados do pavimento	201
Figura 5.23 Confirmação dos dados das vigas secundárias	201
Figura 5.24 3ª etapa da entrada de dados do pavimento	202
Figura 5.25 Resultados do Pavimento	203
Figura 5.26 Aviso relativo ao teste de consistência.....	204
Figura 5.27 Aviso de ausência de informação	205
Figura 5.28 Perfis laminados.....	207
Figura 5.29 Sobre o aço	208
Figura 5.30 Tipos de lajes	209
Figura 5.31 Tipos de blocos e painéis	210

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
Tabela 2.1 Produção de aço bruto.....	31
Tabela 2.2 Consumo de perfis estruturais laminados e soldados por região.....	32
Tabela 2.3 Consumo brasileiro de perfis nos últimos vinte anos	33
CAPÍTULO III – A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL EM AÇO.....	54
Tabela 3.1 Princípios da Nova Filosofia de Produção.....	115

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1 - APRESENTAÇÃO

O encontro entre a criação arquitetônica e os sistemas construtivos nem sempre acontece de forma harmônica, podendo, inclusive, tornar-se motivo de problemas na relação entre arquitetos e construtores. Essas divergências são decorrentes da falta de compatibilização de projetos e soluções tecnológicas diretas, ou seja, sistemas construtivos completos baseados em uma arquitetura modular. Segundo o arquiteto Roberto Candusso, a tecnologia industrializada não inibe a criação arquitetônica, ao contrário, até respeita mais seu conceito, sua concepção.

Na era da informática, a velocidade e facilidade na troca de informações ocorrem de forma espantosa, cujas tecnologias encontram-se cada vez mais sofisticadas. Existem inúmeros softwares destinados às áreas de arquitetura e engenharia, e várias iniciativas de universidades, entidades, empresas ou mesmo pela Internet, têm contribuído para a divulgação e a prática dessas ferramentas computacionais como um recurso auxiliar na concepção, análise, dimensionamento e detalhamento de projetos arquitetônicos.

O objetivo principal desta dissertação de mestrado é o desenvolvimento de uma ferramenta computacional baseada em uma análise de fatores que influenciam a escolha mais adequada das seções transversais de vigas constituídas por perfis laminados de acordo com os estados limites últimos e de utilização previstos pela NBR 8800: Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios (ABNT, 1986). Neste sentido pretende-se oferecer aos arquitetos a oportunidade de estabelecer, de uma forma bastante realista, as dimensões necessárias e ideais para as vigas e pilares laminados de uma estrutura metálica, a partir de informações decorrentes do projeto arquitetônico, tais como, entre outras, os vãos das vigas, os sistemas de fechamento, os materiais a serem especificados, bem como as diferentes finalidades da construção, além fornecer informações que possibilitem a utilização racional dos perfis recomendados, com vistas à minimização do peso dos elementos estruturais e ao melhor atendimento das condições de coordenação modular.

O arquiteto, ao conceber um projeto estrutural seja em aço, ou qualquer outro tipo de material, necessita do maior número possível de informações sobre o material, seu comportamento, desempenho, limitações, etc., a fim de serem estabelecidas especificações adequadas aos sistemas de vedação escolhidos, permitindo uma perfeita integração dessa estrutura ao partido arquitetônico proposto, de modo a serem evitados atrasos e desperdícios, ambos altamente indesejáveis. Nesse sentido, pretende-se que este trabalho possa servir como fonte de consulta e orientação técnica a estudantes e profissionais das áreas de engenharia e arquitetura.

1.2 - JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento da construção metálica tem evidenciado a necessidade do aprofundamento da pesquisa em temas correlatos, tais como a industrialização e a racionalização da construção, via de regra adotando-se como ponto de partida a modulação de dimensões dos elementos estruturais e dos demais componentes, principalmente lajes e painéis. Os estudos já realizados, entretanto, consideram como pressupostos básicos apenas as dimensões das vigas e pilares, privilegiando a etapa de fabricação destes elementos, sem a consideração de outros aspectos importantes relacionados, por exemplo, à finalidade da edificação e aos carregamentos atuantes.

Outro tema bastante explorado atualmente é a necessidade da integração total de todas as etapas da construção metálica, em especial a necessidade de interação do arquiteto não somente com o engenheiro estrutural mas também com o empreendedor, com o construtor, com os fornecedores, e todos aqueles que participam direta ou indiretamente do processo construtivo como um todo. Com essa finalidade várias iniciativas vêm sendo implementadas, tanto no sentido de capacitar o arquiteto para uma melhor compreensão dos fenômenos estruturais, quanto no desenvolvimento de ferramentas que forneçam a este profissional possibilidades de uma avaliação das características geométricas mínimas necessárias para um bom desempenho dos elementos estruturais.

As iniciativas desse segundo grupo, porém, somente são capazes de avaliar a capacidade resistente dos elementos estruturais a partir de uma atribuição inicial das

propriedades geométricas dos perfis, tarefa para a qual, geralmente, o arquiteto conta apenas com a possibilidade de recorrer a cálculos aproximados que podem, muitas vezes, conduzir a inúmeras tentativas de minimização do peso total da estrutura ou mesmo recomendar um elevado número de seções transversais diferentes, introduzindo características não condizentes com os conceitos de padronização, racionalização e industrialização da construção metálica.

1.3 - METODOLOGIA

A metodologia empregada neste trabalho envolveu uma ampla pesquisa bibliográfica relativa à racionalização, padronização e industrialização da construção metálica, enfatizando a utilização de perfis metálicos laminados, cuja disponibilidade no mercado brasileiro começa a tornar-se realidade.

O capítulo II apresenta um histórico da evolução do processo construtivo, descrevendo as diferentes tipologias arquitetônicas utilizadas ao longo do tempo, com ênfase no homem inserido em seu habitat, como um produto de sua expressão. Em seguida são apresentados alguns tópicos sobre o uso do aço na construção civil, através dos processos de fabricação e conformação mecânica de perfis laminados, tipos de laminadores, etc. O tópico da industrialização aborda dados e estatísticas do market-share do aço no Brasil e no mundo, enquanto o item racionalização reforça a importância da integração entre projetos e a troca de informações entre os profissionais. A padronização e a coordenação modular tratam, respectivamente, do surgimento das normas, convenções mundiais que visam estimular a comercialização do aço em medidas padronizadas, e a modulação estrutural como um importante recurso de projeto para a otimização e racionalização do uso do aço na construção civil.

No capítulo III trata-se da concepção estrutural em aço, onde o conceito de estrutura é apresentado, juntamente com algumas diretrizes de lançamento da estrutura no projeto arquitetônico. Os tipos mais usuais de sistemas estruturais são descritos, bem como a evolução dos métodos de cálculo até os dias atuais. Ainda nesta seção são abordadas as principais características do processo de projeto, seus conceitos, fatores condicionantes e modelos construtivos. São apresentadas diretrizes e recomendações baseadas na NBR 8800 (ABNT, 1986) e em bibliografias especializadas na construção

do aço. Por fim é definido o Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade na Construção Habitacional (PBQP-H), cujo objetivo é a qualificação ISO 9000 não somente a produtos e fornecedores, mas também a construtoras, arquitetos e todo o processo construtivo, abrangendo vários segmentos do setor habitacional.

Os conceitos básicos relacionados ao comportamento estrutural, natureza das ações, carregamentos, estabilidade, equilíbrio, estados limites, flambagem, flexão, torção, rigidez, entre outros, são apresentados no capítulo IV, com o objetivo de proporcionar aos arquitetos uma melhor compreensão dos fenômenos estruturais e fornecer subsídios que os possam auxiliar na tarefa de interpretação dos resultados fornecidos pelo programa.

Em uma segunda fase são identificados os fatores que influenciam a seleção de seções econômicas para vigas constituídas por perfis laminados, estabelecendo-se as condições a serem analisadas quanto à finalidade das edificações e seus respectivos carregamentos atuantes, incluindo-se as ações permanentes decorrentes dos diferentes tipos de lajes vedações e as novas tecnologias emergentes.

Com a parametrização de tais fatores e a sistematização dos cálculos a serem efetuados, de acordo com as prescrições da NBR 8800 (ABNT 1986), o capítulo V compreende a apresentação do desenvolvimento de um programa computacional que permite a escolha automática do perfil laminado mais adequado à sua utilização, em função dos fatores parametrizados de projeto, identificando seus condicionantes e limitações, as telas de entrada de dados e resultados para o cálculo de vigas, pilares e pavimentos constituídos por perfis metálicos. Apresenta, também, uma interpretação dos resultados obtidos em exemplos de aplicação do programa, através de uma análise dos parâmetros de projeto selecionados pelo usuário e uma explicação das funções auxiliares, modos de impressão, armazenamento e importação de dados. O banco de dados do programa tem a função não somente de fornecer dados ao mesmo, mas sobretudo de informar o usuário sobre os vários tipos de sistemas associados à construção do aço. Neste sentido, conta com um informativo técnico descritivo sobre os vários tipos de perfis laminados, lajes, sistemas de fechamento, seus sistemas de fixação, comportamento e desempenho, tabelas de peso específico, sistemas de proteção, transporte e corrosão do aço e, entre outros, alguns exemplos de obras em aço no Brasil e no mundo.

Complementando o trabalho, são apresentadas, no capítulo VI, algumas considerações finais a respeito do estudo desenvolvido, relacionando-se, ainda, algumas recomendações para o prosseguimento da linha de pesquisa.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – INTRODUÇÃO

Nos últimos vinte anos diversas medidas têm sido implementadas, com vistas ao desenvolvimento do mercado de utilização do aço na construção civil, destacando-se as modificações introduzidas nos currículos de graduação em Engenharia Civil e Arquitetura, a implantação de cursos de pós-graduação com ênfase na área e o grande desenvolvimento de pesquisas aplicadas ao setor.

Desde o início de tais atividades, uma das principais preocupações têm sido a melhoria da formação específica dos arquitetos, bem como o desenvolvimento de mecanismos que possibilitem a inserção plena desses profissionais no processo global de concepção, cálculo, fabricação e montagem das estruturas metálicas, bem como de seus aspectos correlatos tais como, entre outros, o processo construtivo, a utilização de materiais complementares, as questões relativas à engenharia de incêndio, etc.

Apesar do sucesso obtido em muitas das questões mencionadas, o aspecto relacionado à interação entre o arquiteto e o calculista ainda necessita de maior atenção. Isto porque, a despeito da introdução de conceitos básicos de dimensionamento de estruturas metálicas, principalmente em cursos de especialização e de mestrado, os arquitetos ressentem-se da falta de ferramentas que permitam, de modo rápido e prático, estimar as dimensões necessárias dos elementos estruturais, de modo a possibilitar-lhes não somente a perspectiva de análise das interferências no projeto arquitetônico, mas sobretudo a percepção, embora simplificada, das implicações relativas à utilização de tais elementos no comportamento global da estrutura e do conseqüente consumo de aço.

Vale ressaltar que a maior parte das patologias nas edificações em aço ocorrem devido à falta de informação e detalhamento necessário ao processo construtivo, decorrente do desconhecimento, por parte dos arquitetos, das novas tecnologias emergentes, (painéis de vedação, lajes etc.) e, principalmente, como estes sistemas se interpõem ao conjunto estrutural.

2.2 - EVOLUÇÃO DA ARQUITETURA E SEU PROCESSO CONSTRUTIVO

2.2.1 - O HOMEM PRIMITIVO

A história da civilização e sua expressão na arte propriamente dita têm início em suas primeiras culturas caçadoras, cujo apogeu foi atingido nas pinturas das cavernas do sudoeste da França e do norte da Espanha, cerca de 12.000 a.C. (Figura 2.1).



Figura 2.1: Pintura rupestre (França, 15.000 – 10.000 a.C.)

Entretanto, na Ásia e África, há registros de culturas caçadoras muito mais antigas que as européias, cujos instrumentos de pedra lascada foram datados de cerca de meio milhão de anos, e de fósseis nas proximidades de Pequim, com cerca de 400.000 anos de existência. Os ancestrais dos seres humanos foram todos caçadores, cujo processo, acredita-se, tenha começado cerca de 5.000 a.C., durante a última Era Glacial. A agricultura surgiu em primeiro lugar no Oriente Médio em meados de 8.000 a.C., embora não tenha sido ainda determinado o local exato. O antropólogo inglês, Leakey, trabalhando no norte da Tanzânia, escavou restos fossilizados de um ser que usava instrumentos, o *homo habilis* (1.800.000 anos), ainda mais inteligente e versátil que o *homo zinjanthropus*, que habitou a África há 1.750.000 anos aproximadamente

(Lommel, 1979).

O vocábulo “primitivo” é confuso, ou pelo menos ambíguo, para muitos historiadores. O homem primitivo viveu em um estado mais ou menos inconsciente, não que tenha sido desprovido de compreensão, mas sentindo, de modo ingênuo, o meio que o rodeava. O relacionamento entre as culturas avançadas e as primitivas permaneceu o mesmo até os tempos modernos, mas o abismo entre elas acentuou-se. As culturas “avançadas” de hoje, ou seja, mais desenvolvidas sob o ponto de vista industrial e tecnológico, deixaram de ser culturas amadurecidas, no velho sentido, para tornarem-se impositivas e dominadoras. Nas culturas avançadas de hoje a ordem e a forma são concebidas muito mais em termos econômicos e políticos do que em termos religiosos e culturais. A indústria moderna necessita de uma visão filosófica inteiramente diferente daquela apropriada a sistemas econômicos anteriores. Na era das novas tecnologias, o progresso ocorre de forma tão rápida que o homem tende a perder o referencial de tempo e espaço. Nesse sentido, os cientistas de hoje não conseguem prever como será o mundo daqui a cinquenta anos, tempo este irrisório em relação às antigas civilizações. O homem começa a compreender que a expansão sem controle da população poderá, um dia, determinar escassez na produção e que é preciso preservar a natureza e as nascentes dos rios, pois necessita de oxigênio e água para a sua sobrevivência.

Contudo, mesmo nessa nova ordem, os elementos do passado sobreviverão e continuarão a operar, como sempre operaram. Esta é a lição da história. Para compreender o que está acontecendo no mundo é preciso, muitas vezes, voltar-lhe aos primórdios. Da mesma forma, para compreender a história da civilização, é necessário analisar o progresso das culturas avançadas e aprender a distinguir o curso das mudanças.

2.2.2 – ARQUITETURA AO LONGO DO TEMPO

A transição da vida aldeã para a citadina ocorreu na Ásia Ocidental, assim como a agricultura e a domesticação de animais. Escavações em Çatal Hüyük, no sul da Anatólia e em Jericó (Palestina), revelam povoados urbanos murados e fortificados originados cerca de 6.000 a.C. Os primórdios do Egito situam-se, aproximadamente, em 3.200 a.C. sendo necessários mais mil anos para que a civilização urbana aparecesse na China (Lommel, 1979).

Durante centenas de milhares de anos, o homem utilizou para sua morada e para santuários, as grutas naturais preferencialmente em lugares de difícil acesso em busca de um abrigo seguro para resguardar-se das inclemências do tempo, conservar seus escassos bens e defender-se de perigos iminentes.

A chamada arquitetura megalítica, segundo Bozal et al (1995), caracteriza-se pelo emprego de grandes blocos de pedra, transportados em trenós formados por troncos de árvores devidamente oleados. A necessidade de determinar exatamente os momentos do ciclo anual agrícola fez com que os homens tomassem conhecimento do tempo e dos astros e passasse a cultuá-los. Nesse sentido surgiram três tipos de construções megalíticas: o *menir*, o *cromlech* e o *alinhamento*. O *menir* é uma pedra erecta que, em função por exemplo de algum acidente natural (pico ou vale), servia de ponto de referência para precisar, mediante observação do céu e dos astros, um momento determinado do ciclo anual. Já o *cromlech* assemelhava-se mais a um templo, construído por diversos blocos dispostos em uma ordem mais complexa que a do *menir*. Ainda mais complexos, os alinhamentos são uma seqüência de *menires* formando uma espécie de avenida, por vezes chegando a vários quilômetros. Embora seja desconhecida sua real finalidade, estima-se que este tipo de construção também se relacionava com a observação dos astros e ao culto dos mortos, onde cada bloco vertical delimitava a câmara funerária (figura 2.2).



Figura 2.2: Alinhamento de Carnac (1.800 a.C.)

Em Stonehenge (Figura 2.3 a), cada uma das pedras de destaque encontra-se alinhadas com pelo menos uma outra, indicando como o tempo exato do nascer do sol, no solstício de verão, era estabelecido pela observação do disco do sol nascente entre dois enormes marcos de pedra chamados *Pedras Sarsen* e o ponto mais alto, chamado *Pedra Calcahar*. A construção clássica aplicada em Stonehenge, segundo Doczi (1990), revela a existência de uma relação áurea ($1:0,618 = 1,618$) entre a largura da ferradura das *Pedras Azuis* e o diâmetro do círculo Sarsen (figura 2.3 c). O retângulo formado pelas pedras chamadas *Quatro Estações* aproxima-se do retângulo raiz quadrada de cinco, formado por dois retângulos áureos recíprocos (figura 2.3 b). Algumas dessas mesmas proporções harmoniosas podem ser encontradas na grande Pirâmide do Egito, construída cerca de 1.000 anos antes de Stonehenge, onde cada triângulo lateral relaciona-se à metade da base na razão proporcional da seção áurea. Essas proporções serão descritas com maiores detalhes na seção 2.7 deste capítulo.



Figura 2.3 a: Cromlech de Stonehenge, planície de Salisbury, Inglaterra (1.600 a.C.)

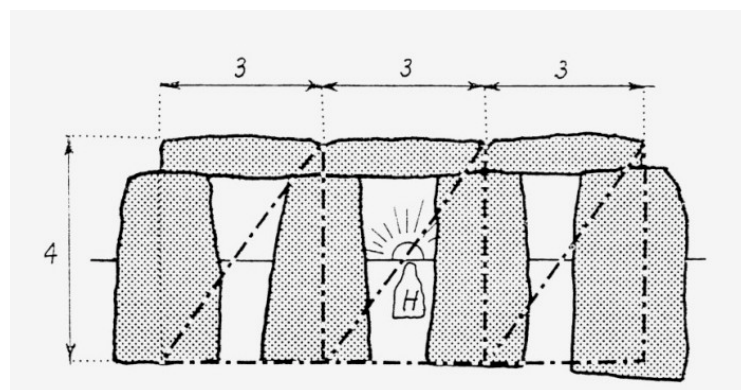


Figura 2.3 b: As proporções da arcada formam triângulos 3 – 4 – 5

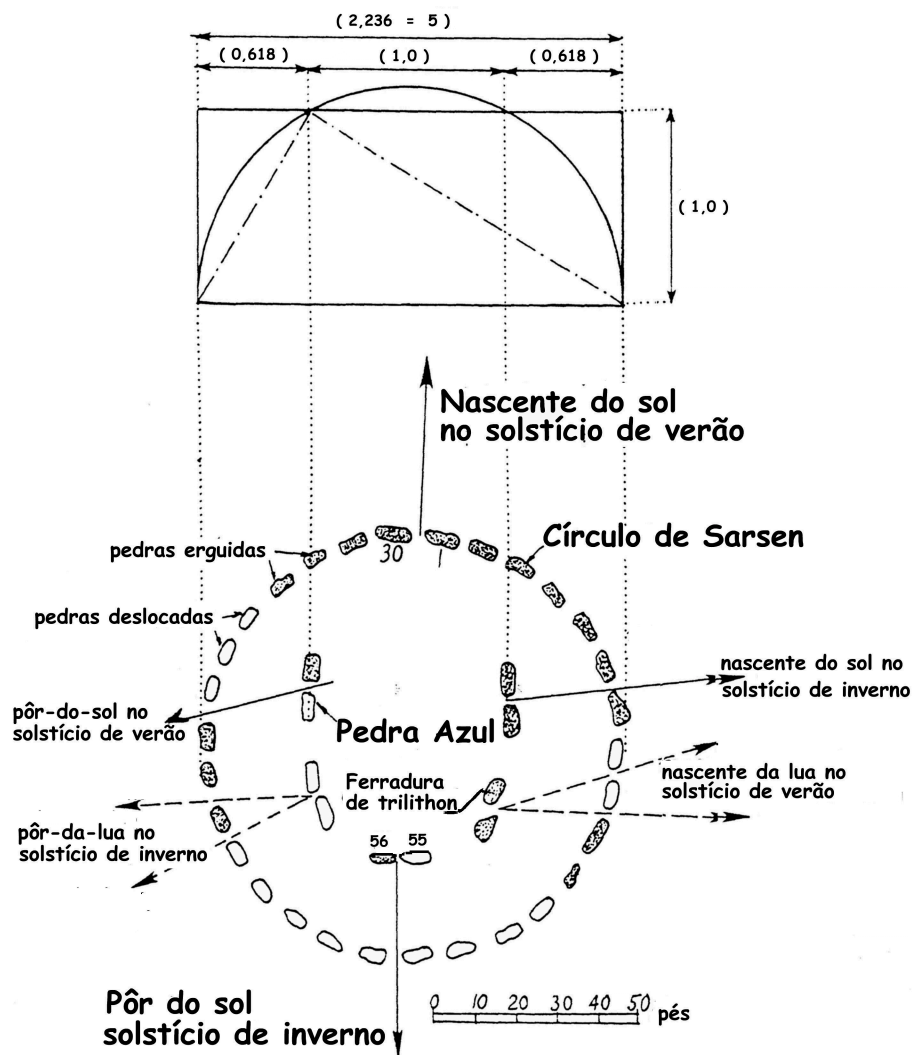


Figura 2.3 c: Relação áurea do círculo Sarsen

A partir da arquitetura megalítica, surgiram várias derivações cuja cronologia exata é indeterminada, uma vez que correspondem a um estágio primitivo da organização humana. O propósito utilitário das habitações primitivas, a fragilidade dos materiais utilizados e o caráter contingente que a estas se confere, são determinantes para que se chegue a um paralelismo lógico em relação às construções “*primitivas ou precárias*” da atualidade. É certo que, de acordo com a evolução e o desenvolvimento da sociedade humana, a habitação isolada passa ao povoado, assim como as técnicas de construção de palha, ramagens, barro ou pedra também evoluem, em maior ou menor intensidade ao longo do tempo. A primeira cultura do ferro na Europa surgiu por volta de 750 a.C., trazendo consigo um importante avanço técnico quanto aos utensílios, ocasionando profundas mudanças sociais.

Por volta de quatrocentos anos antes de Cristo, Platão ligava a arquitetura à lógica das construções: “A arquitetura e todas as artes manuais implicam numa ciência que tem, por assim dizer, sua origem na ação e produzem coisas que só existem por causa delas e não existiam antes” (Borissavlievitch, 1951).

Buscando a melhor utilização possível dos blocos de mármore, essas construções do passado aliavam tecnologia a uma intenção plástica. Logo depois, Aristóteles definia a arquitetura como sendo o “resultado de certo gênero de produção esclarecida pela razão”. Considerado o fundador de estética da arquitetura, Vitruvius inicialmente percebe três aspectos na arquitetura: a solidez, a utilidade e a beleza, enfatizando o lado prático e técnico em detrimento à estética. Entretanto, ao dissertar com mais atenção sobre os componentes de uma ampla definição da arquitetura, propõe para a mesma seis classificações: 1) *Ordenação*, referindo-se ao dimensionamento justo das partes que compõem o edifício, com vistas às necessidades do programa e de todo o conjunto tratando, inclusive de sua modulação e unidades de medida. 2) *Disposição*, que considera os critérios de composição, incluindo a representação gráfica. 3) *Euritmia*, cuja compreensão é confusa pela carência de maiores explicações, mas que para Borissavlievitch (1951), significa harmonia. 4) *Simetria*, que junto a euritmia constitui a base dos fundamentos da estética incluindo o cálculo das relações entre as partes de uma construção. 5) *Conveniência*, tratando da disposição conveniente de cada parte do edifício conforme seu programa. Seria, entre outros, o destino de suas dependências e o caráter de seu ocupante. 6) *Distribuição*, trata do princípio de que nada deve empreender fora das possibilidades daquele que executa a obra onde a prudência constitui um fator fundamental ao controle da mesma.

A arquitetura gótica, desenvolvida para a glória de Deus, foi uma verdadeira integração entre a ciência e as artes, cuja precisão nos detalhes construtivos revelava todo o conhecimento aplicado à estabilidade de gigantescas construções, exigindo conhecimentos desde a mecânica dos solos até avaliações precisas sobre a resistência dos materiais. Cada corte tinha sua razão de ser e cada pedra apresentava uma determinada função, embora aos leigos parecesse mera peça que compunha a ornamentação (figura 2.4).

O cristianismo da Idade Média, através do misticismo religioso, provocou uma espécie de hibernação da cultura clássica. No Renascimento, houve um despertar envolvendo todos os ramos da construção, inclusive a tecnologia da construção.

Ressurgiu um novo fazer, diretamente derivado das alvenarias romanas tradicionais, uma nova arquitetura regida pelos antigos. Obras imensas e arrojadas, em que os arquitetos ainda eram responsáveis pelas soluções estruturais recebiam, posteriormente, a ornamentação clássica, onde as cimalthas, molduras e pilares não passavam de acessórios decorativos. Na parte inicial desse período, Leonardo da Vinci (1452 – 1519) formulou o início da teoria estrutural, cabendo entretanto a Galileu (1564 – 1642), com a publicação de *Two New Sciences*, o crédito da origem da Mecânica dos Materiais, por seu estudo do colapso das vigas engastadas e livres que, mesmo não estando completamente correto, estabeleceu o marco precursor desta ciência.



Figura 2.4: Catedral de Notre Dame (Séc. XIII)

Depois do renascimento veio o Maneirismo, sucedido pelo Barroco, que veio dar

lugar ao Neoclássico e à Revolução Industrial, provocando alterações básicas no modo de vida e de julgar a arte, agora de domínio público e não mais restrito aos intelectuais. Os variados estilos arquitetônicos sempre estavam comprometidos com o sistema estrutural. Todo o progresso advindo dessa época em diante refletia nas construções, cuja modernização começou com a construção do Palácio de Cristal em Londres (1851) com 556 m de comprimento e em pontes, como a do Brookling, em Nova York (figura 2.5). A partir dessa época começa a ser definida a separação entre o arquiteto e o engenheiro onde as construções eram vinculadas a novos tipos de programas como por exemplo, as estradas de ferro.



Figura 2.5: Ponte do Brooklyn (Nova York)

Paralelamente, observou-se um grande desenvolvimento das técnicas de construção e a utilização, mais freqüente, de outros materiais, como a madeira, largamente empregada por engenheiros alemães e suíços para a construção de pontes com mais de 90 m de vão. Também o ferro fundido começou a ser utilizado, causando um revolucionário impacto por apresentar propriedades elásticas muito melhores que a madeira ou a pedra, permitindo a aplicação das novas teorias e possibilitando que formas estruturais mais ousadas fossem utilizadas com maior confiabilidade.

Considera-se, porém, que a época de ouro da Engenharia Estrutural esteja compreendida entre 1800 e 1900, período em que a maioria das teorias sobre a Mecânica das Estruturas e a Análise Estrutural, ainda atualmente utilizadas, foram desenvolvidas. No início do século XIX, houve o surgimento de novos materiais de construção, com o aparecimento do cimento portland, verificando-se a construção da primeira ponte em concreto armado antes do fim do referido século, bem como monumentos e outras construções arrojadas (figura 2.6). Passou-se, também, a contar

com materiais metálicos de melhores qualidades, a partir do aparecimento de técnicas de laminação e do forno idealizado por H. Bessemer.



Figura 2.6: Arco Jefferson St. Louis, Missouri, EUA

O século XX iniciou-se com alguns modestos avanços em termos de teoria estrutural, mas com significantes progressos relativos às técnicas de solução de problemas estruturais.

Outras importantes contribuições e avanços foram observados nas áreas de Álgebra Matricial e da análise de pórticos contínuos, possibilitando o desenvolvimento dos modernos métodos matriciais e de análise com a utilização do Método dos Elementos Finitos e do Método dos Elementos de Contorno, ao mesmo tempo em que a análise inelástica e critérios de resistência foram introduzidos. Especial menção deve ainda ser feita à crescente utilização de técnicas de análise experimental, à utilização da solda elétrica, ao desenvolvimento do concreto protendido e, por último, mas não menos importante, da introdução e do notável desenvolvimento de técnicas computacionais.

Segundo Dias (2002), o emprego do aço nacional teve início no final da década de 40, com a criação da Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), numa parceria do então presidente Getúlio Vargas com o governo dos Estados Unidos, ao ceder-lhes, durante a 2ª Guerra Mundial, bases no nordeste brasileiro para o controle do Atlântico Norte. O objetivo primordial da CSN era construir uma indústria de base, capaz de

alavancar a indústria de bens de consumo que culminaria com a indústria automobilística, dez anos mais tarde, no governo de Juscelino Kubitschek. Juntamente com a siderurgia, surgiu a fábrica de perfis laminados (padrão americano). Não havendo, no entanto, mercado para absorver esses perfis, foi criada a Fábrica de Estruturas Metálicas (FEM).

O primeiro grande empreendimento utilizando aço nacional em edifício de múltiplos andares, executado pela FEM, foi a garagem América, construída em 1956 em São Paulo (Figura 2.7).

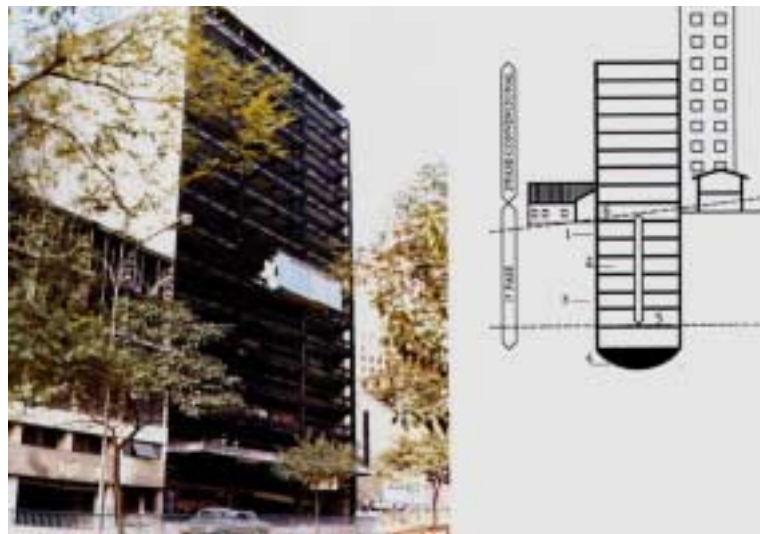


Figura 2.7: Edifício Garagem América (1956)



Figura 2.8: Hotel Brj al Arab

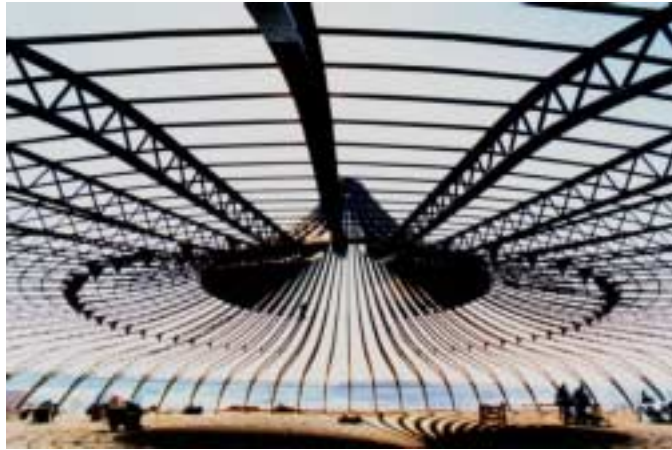


Figura 2.9: Ginásio infantil (Brasília, 2000)



Figura 2.10: Ponte JK (Brasília, 2002)

2.2.3 –A CASA DO HOMEM

Com exceção da busca do sustento diário, nada ao longo da história despendeu tantos esforços ao homem quanto à aquisição de uma habitação adequada. Não apenas pela necessidade de adaptar-se ao meio, mas também – e talvez não em menor medida – da ânsia em limitar um espaço próprio em seu habitat, em caráter permanente ou transitório. Ambos os aspectos – o de proteção e o de apropriação de um espaço – estão presentes em toda a casa humana e são, na realidade, complementares. Mais do que uma proteção estritamente biológica ou angariação de bens, a casa para o homem é o seu lar, a afirmação do seu ser, o reino de sua personalidade.

Durante milhares de anos, grandes edificações do passado ainda resistem à passagem do tempo através de suas ruínas, permitindo ao homem a construção de sua

história. Sua casa, mesmo na sua expressão mais rudimentar, que pode não ser uma obra de arte no sentido próprio da palavra, constitui uma parte fundamental na evolução da história da arquitetura repetindo-se, durante séculos e mesmo nos dias atuais, em sua forma e organização interna com estilos muito semelhantes. O que primeiro chama a atenção na morada humana é sua adaptação ao meio a qual é inserida, do iglu esquimó às moradias em forma de colméia em algumas povoações do deserto sírio; desde as cabanas indígenas ou as grandes tendas de nômades tibetanos e árabes às grandes construções comunitárias dos batak, na Sumatra ocidental; desde as palafitas às casas semi-subterrâneas de algumas tribos da Califórnia. Sua adaptação começa pela escolha do lugar onde se constrói e continua nos materiais a serem empregados, por vezes os únicos disponíveis e termina na adoção de uma tipologia peculiar, característica que nem por repetida e tradicional deixa de ser uma acomodação à natureza e às circunstâncias sociais de quem nela irá viver.(figuras 2.11, 2.12 e 2.13).

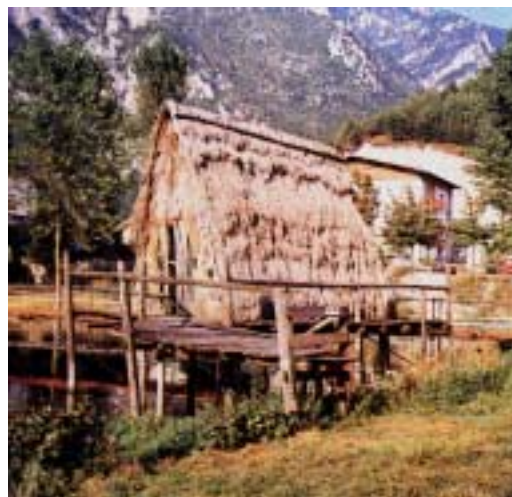


Figura 2.11: Palafita pré-histórica (reconstrução)



Figura 2.12: Povoado Toraja, Indonésia



Figura 2.13: Habitação neolítica (Ilhas Órcades)

O princípio da adaptação ao meio, em termos de localização, orientação, condições climáticas bem com nos seus materiais, não se aplica unicamente às casas dos povos primitivos, mas também, entre outras, à tradicional casa japonesa, ao bangalô tipo colonial, às residências alpinas, nórdicas e européias, estendendo-se às vilas e cidades. É dessa forma que os aglomerados populacionais seguem padrões diversificados nas diferentes sociedades humanas.

Assim tem sido, ao longo da história, e assim acontece com a maioria das casas que hoje são construídas nas grandes cidades. A sociedade contemporânea tem encontrado fórmulas de propriedade urbana praticamente desconhecidas no passado, a tal ponto que aquilo que hoje entendemos por casa nos grandes centros urbanos tende a concentrar-se em edifícios residenciais, seja por questões econômicas, de segurança ou por necessidade.

Associada à sensibilidade humana, aberta à expressão emocional e à racionalidade do homem, transformando a matéria na medida que se constrói espaços, materializando a ordem, a harmonia, a beleza, isolando ou integrando o homem, ora o protegendo, ora o expondo, a arquitetura torna-se tão dinâmica a ponto de nos anexar às suas formas e estabelecer em nossas mentes uma extensão de alguns de nossos desejos do intelecto. A arquitetura expressa, portanto, um conteúdo político-social, econômico e intelectual através de suas obras constituídas, edificadas e consolidadas.

2.3 – O USO DO AÇO NA CONSTRUÇÃO CIVIL

As construções em aço apresentam inúmeras vantagens, entre elas, encontra-se o

aproveitamento de seu material. Segundo Andrade (1998), na estrutura metálica não se fala em implorações e sim em desmontagens e desmanches permitindo, inclusive, uma movimentação da edificação para outro local, abrindo espaço para outras finalidades. Em meados de 1930, foram registrados dois exemplos curiosos de deslocamentos de edificações: um edifício comercial de nove andares e uma central telefônica com oito pavimentos, respectivamente nas cidades de Hartford e Indianápolis, nos Estados Unidos. Em ambos os casos, foi feita uma transferência completa das edificações, sem que houvesse nenhuma paralisação das atividades em seus interiores, incluindo os serviços hidráulicos, elétricos e elevadores. Essa operação, certamente, somente pôde ser realizada devido ao fato de serem edifícios construídos em estruturas metálicas (figura 2.14).



Figura 2.14: Central Telefônica, Indianápolis – EUA (1930)

O deslocamento do edifício de nove andares, pesando cerca de 8.000 toneladas e ocupando uma área de 1.000 m², foi feito em dois dias, cujo processo constituiu-se da seguinte forma: no local da futura localização, foram executadas as fundações suportando lajes de concreto. Os 28 pilares da estrutura foram liberados de suas fundações e ligados a um quadro rígido pesando 300 toneladas, armado sobre macacos hidráulicos, que elevaram o conjunto em 2 cm. Sobre o radier de concreto, foram armados trilhos apoiados em dormentes de madeira e o conjunto foi deslocado através de 1.600 roletes de aço de 8 cm de diâmetro. O edifício foi puxado por cabos de aço,

acionados por guinchos, ao longo de 35 metros e depois foi rotacionado. No segundo exemplo, o prédio de oito pavimentos com 1.250 m² e pesando 12.000 toneladas, foi deslocado 16 metros e sofreu rotação de 90°. O procedimento foi semelhante ao descrito no primeiro edifício, onde nenhum serviço dos 500 funcionários foi interrompido.

O aço representa um material natural. Sua matéria bruta, o ferro, constitui um dos elementos mais abundantes no nosso planeta sendo, portanto, parte integrante do núcleo terreno. A utilização de estruturas metálicas na construção civil tem proporcionado aos arquitetos, engenheiros e construtores, soluções arrojadas, eficientes e de alta qualidade. Das primeiras obras aos modernos edifícios que se multiplicam pelas grandes centros urbanos, a arquitetura do aço sempre esteve associada à idéia de modernidade, inovação e vanguarda, concretizando-se em obras de grande expressão arquitetônica

Desde o Encontro sobre Meio Ambiente no Rio de Janeiro, em 1992, o desenvolvimento sustentável vem, progressivamente, tornando-se uma realidade e um desafio-chave no campo da construção civil. Para Maciel (2003), é cada vez maior a exigência de um mercado que atenda às necessidades do presente sem comprometer a capacidade das futuras gerações, a fim de poder atender às suas próprias necessidades. O aço tem a garantia de não prejudicar o meio ambiente e de oferecer inúmeras vantagens para solucionar as crescentes preocupações relacionadas à Ecologia. Para tanto, é necessário que haja um profundo conhecimento sobre o comportamento estrutural do aço sua compatibilização na utilização de novas tecnologias, a fim de serem evitados patologias e prejuízos e desnecessários. Silva (2001), afirma que “o projeto assume um papel fundamental, pois é nele que os ganhos são definidos, de modo que uma escolha inadequada de tecnologia irá refletir de forma irreversível na obra”. O Brasil apresenta um atraso de incorporação de conhecimento dessas tecnologias no projeto. Ainda segundo Silva (2001), “o país não sabe especificar produtos por normas técnicas na fase de projeto e o fabricante não sabe a que norma seu produto deve atender”.

Os produtos pré-fabricados foram incorporados ao mercado nacional na década de 1970, porém o contexto não era favorável à industrialização. Havia uma tendência e absorver uma mão-de-obra não qualificada, especialmente em construções habitacionais. Atualmente, existe uma situação contrária, de incentivo à eficiência, em

que a industrialização realmente faz sentido. Ela está presente em três níveis do processo construtivo: a industrialização plena, onde o canteiro de obras é reduzido a um local de montagem; na racionalização construtiva, ou seja, na busca da máxima eficiência dentro desse sistema; na modulação, onde a ausência de padronização dimensional dificulta todo o seu processo. Embora o Brasil possua, desde 1980, normas relativas à coordenação modular de vãos, estas são praticamente desconhecidas. Existe uma preocupação, por parte de sindicatos e entidades ligadas à construção metálica, em elaborar diretrizes que visam uma continuidade desse trabalho a fim de que o projeto arquitetônico nasça coordenado modularmente. Nesse sentido, arquitetos, engenheiros e todos os profissionais ligados à construção metálica necessitam estar bem informados e familiarizados com esses conceitos para assegurar a inserção de construções de qualidade ao mercado nacional, elevando o nível da qualidade de nossas edificações.

2.3.1 - PRODUÇÃO DO AÇO

O aço é uma liga metálica composta principalmente de ferro e pequenas quantidades de carbono (de 0,002% a 2%, aproximadamente). O processo siderúrgico do aço compreende o aproveitamento do ferro, contido no minério de ferro, pela eliminação progressiva de impurezas contidas em suas matérias-primas (minério de ferro ou sucatas ferrosas), divididas em etapas de fabricação (figura 2.15).

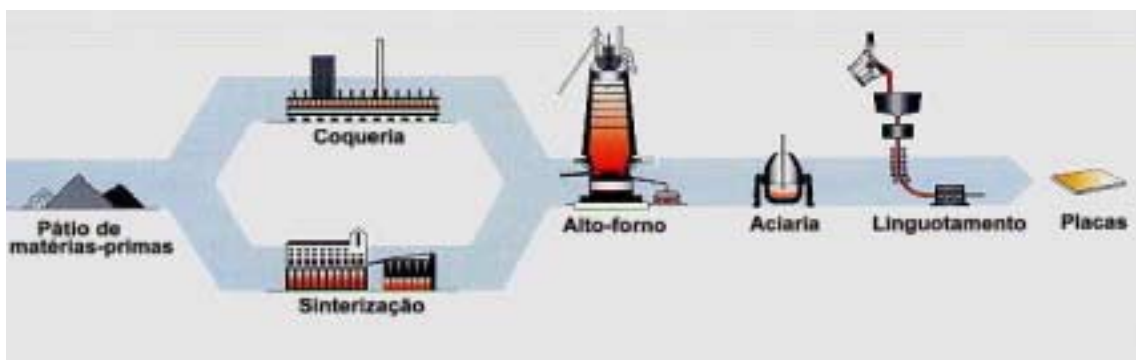


Figura 2.15: Etapas de fabricação do aço (Dias, 2002)

O procedimento mais utilizado para a redução (separação do oxigênio) do minério de ferro é o do “alto-forno”, cujo produto consiste numa liga de ferro-carbono, denominado de “ferro-gusa”, que ainda no estado líquido (a $\pm 1600^{\circ}\text{C}$), é encaminhado à “aciaria” onde, em fornos adequados, é transformado em aço. O mesmo aço é vazado

na forma de “lingotes” que, por sua vez, são submetidos à transformação mecânica por intermédio de laminadores, resultando em “blocos”, “tarugos” e “placas” que, finalmente, são transformados em formas estruturais como perfis “U”, “I”, “cantoneiras” e em outros produtos siderúrgicos importantes como trilhos, tubos, chapas, barras, etc.

Segundo Maciel e Rocha (2003), a produção de laminados pode ser segmentada em dois grandes grupos de produtos: *produtos planos*, que compreendem chapas, bobinas e folhas para embalagens e *produtos longos*, compreendendo barras, fio-máquina, vergalhões (barras estruturais para concreto), tubos, perfis e trilhos. As figuras 2.16 e 2.17 mostram o esquema de produção da indústria siderúrgica Belgo em Vitória/ES e em João Monlevade/MG, respectivamente.

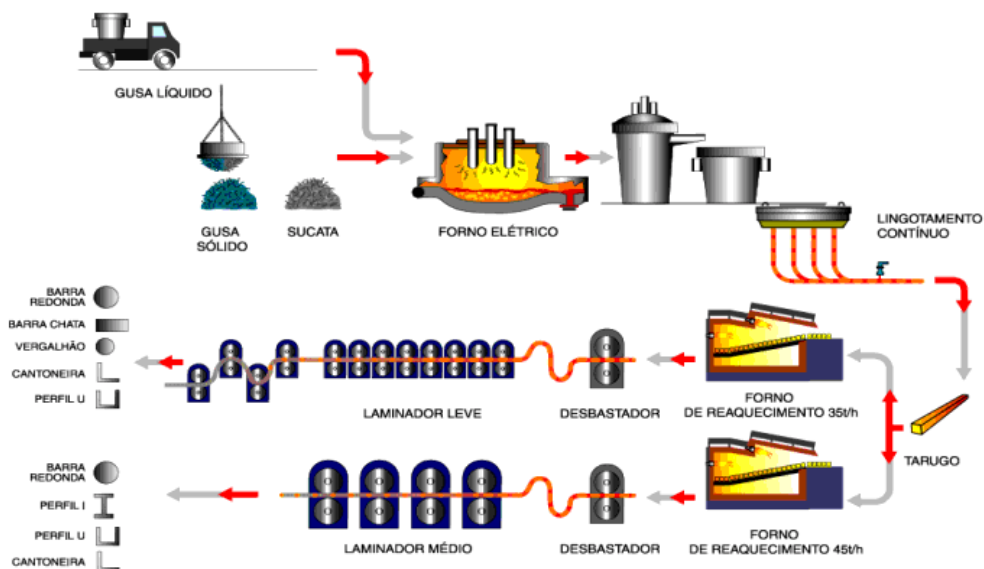


Figura 2.16: Usina semi-integrada Belgo (Vitória/ES)

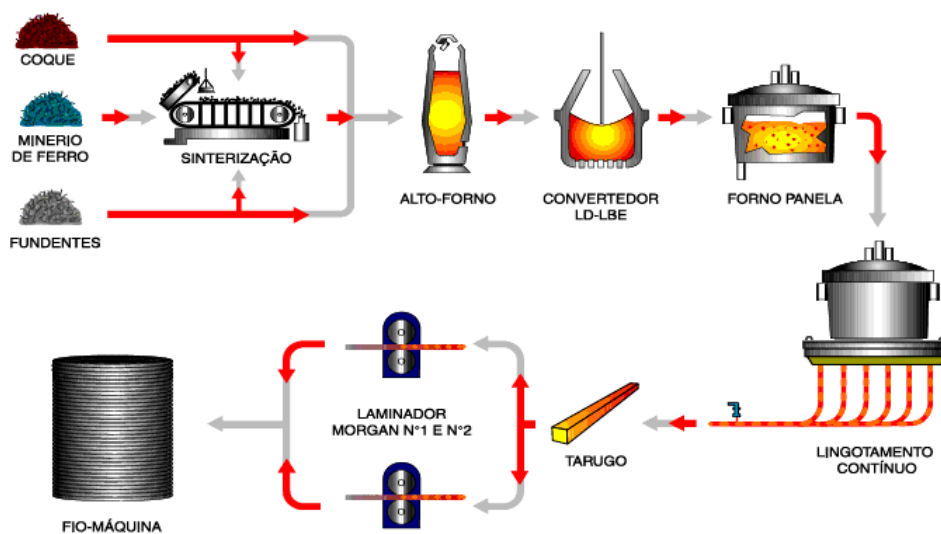


Figura 2.17: Usina integrada Belgo (João Monlevade/MG)

O Instituto Brasileiro de Siderurgia – IBS, através da Secretaria de Mercado e Economia, procede anualmente à consolidação dos principais indicadores e parâmetros de avaliação do mercado brasileiro do aço, envolvendo a apuração do consumo aparente de produtos siderúrgicos e a sua distribuição segundo os setores consumidores e regiões geográficas. O gráfico apresentado na figura 2.18 mostra a evolução do consumo aparente de produtos siderúrgicos, enquanto o da figura 2.19, representa a distribuição desses volumes nas principais regiões consumidoras em 2001.

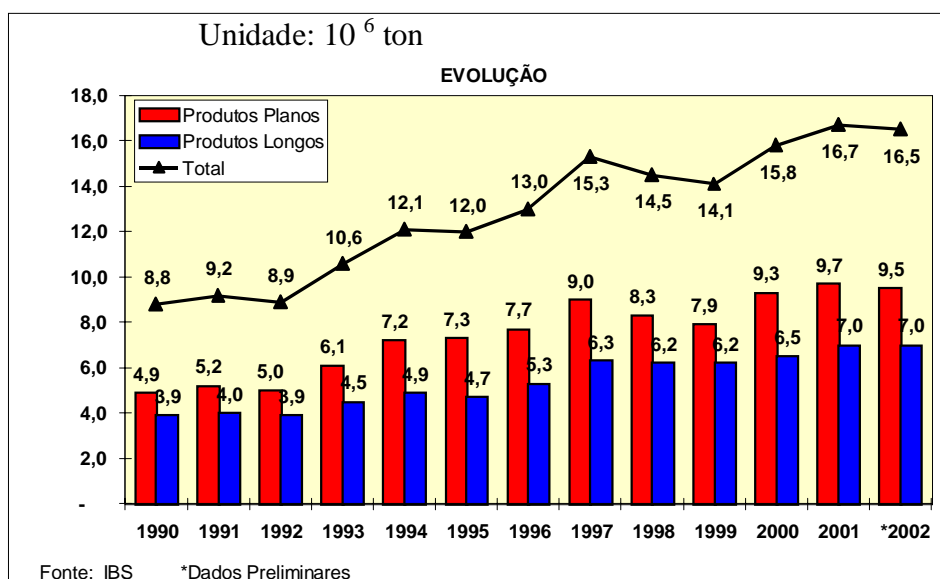


Figura 2.18: Consumo aparente de produtos siderúrgicos

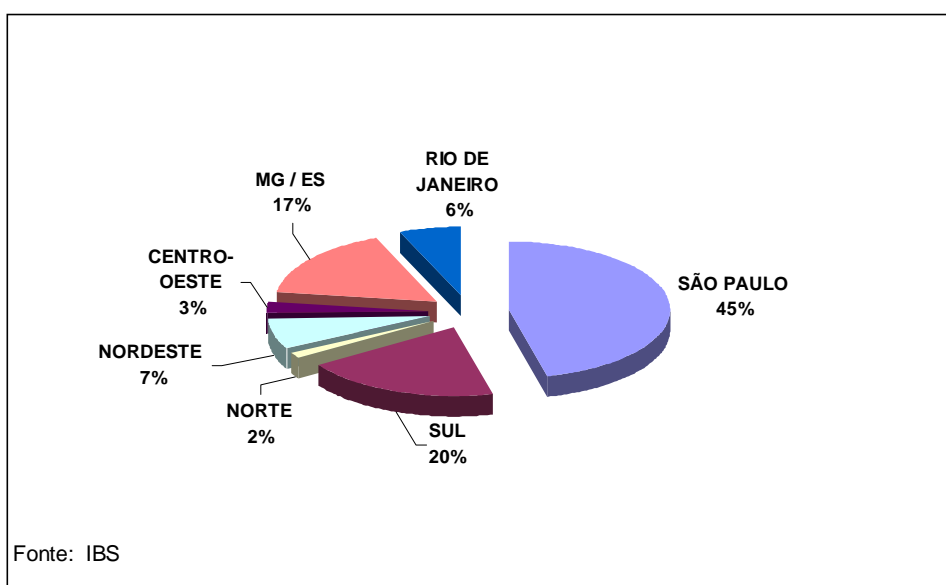


Figura 2.19: Distribuição brasileira de produtos siderúrgicos

A análise setorial do consumo aparente é desenvolvida a partir das informações de vendas das usinas para segmentos agregados em 26 setores consumidores. Maciel e Rocha (2003), consideram o setor da construção civil nos seguintes itens em seus respectivos grupos:

- Estruturas metálicas e torres de transmissão:
 - galpões, hangares, armazéns (produtos agrícolas, etc);
 - pontes, viadutos, passarelas, postes , mobiliário urbano;
 - edifícios comerciais, industriais, construção habitacional;
 - torres de transmissão, subestações e acessórios;
 - torres de telecomunicações e acessórios;
 - silos, secadores, graneleiros;
- Obras em concreto:
 - barragens, estradas, metrô;
 - estacas para fundação;
 - bainhas para concreto.
- Painéis e placas.
- Serralheria:
 - caixilhos, esquadrias, portões, grades, portas de correr, etc.;
 - caixas para padrão de água ou luz;
 - portas contra incêndio;
 - ferragens.
- Coberturas e fechamentos:
 - calhas;
 - coberturas e fechamentos laterais;
 - divisórias;
- Elevadores e escadas rolantes;
- Carrinhos para usos diversos;
- Tampões e proteções (bueiros e defensas de estradas);
- Cubas, pias, gôndolas, bancadas, caixas d'água;
- Cozinhas industriais;

Segundo Maciel e Rocha (2003), a construção civil é o setor da economia que mais consome aço. No ano de 2000, respondeu por mais de 31% do total desse consumo. É uma participação firme e crescente, que tende a expandir-se com as soluções de alto desempenho que o aço oferece à construção civil. As inovações tecnológicas freqüentemente introduzidas no processo siderúrgico começaram a responder aos anseios desejados pelos construtores, em economia de custos, em melhor qualidade e em redução de prazos, tornando as vantagens do aço tornam-se cada vez mais reconhecidas.

2.3.2 - LAMINAÇÃO DE PERFIS

Laminação é a conformação mecânica do aço que consiste na redução da área da seção transversal e o conseqüente alongamento do produto. A laminação de chapas a quente, compreende o seu pré-aquecimento e posterior deformação pela passagem, sob pressão, pelos laminadores (conjunto de cilindros), reduzindo a sua espessura até a medida desejada para a comercialização. As chapas podem ser transformadas em placas, em dimensões variadas, ou em bobinas, que são produzidas no laminador de tiras a quente (figura 2.20).

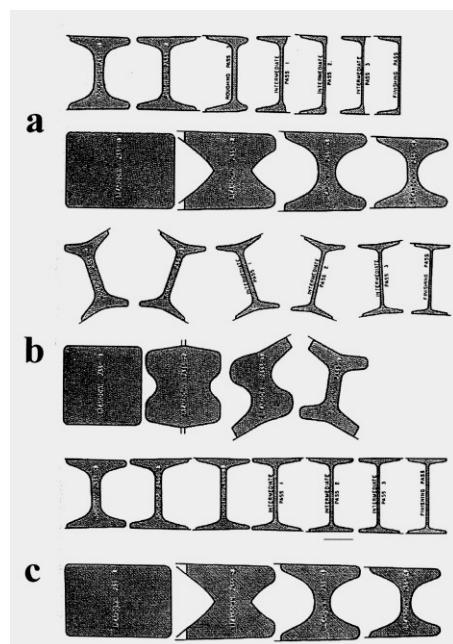


Figura 2.20: Laminador de tiras grossas a quente (Dias, 2002)

O laminador a frio segue o mesmo processo, porém sem o pré-aquecimento da placa, evitando-se as tensões residuais resultantes do processo de resfriamento da

mesma. Estas tensões, abordadas no capítulo 4 mais detalhadamente, aparecem porque as extremidades resfriam-se mais rapidamente do que a região central das chapas, impedindo-a de contrair-se livremente.

O processo de produção de perfis laminados, segundo Pereira (1999), foi durante muito tempo tratado como uma arte que não podia ser ensinada e aprendida, uma vez que era tratada por profissionais restritos que mantinham as informações em sigilo. Nos últimos anos este paradigma tem mudado graças aos constantes esforços de entidades e profissionais ligados à área metalúrgica e ao estilo gerencial mais aberto e participativo adotados pelas empresas. A calibração de produtos não-planos, apesar de ser um processo baseado em cálculos empíricos, permite a confecção de produtos de alta qualidade e desempenho (figura 2.21). O avanço tecnológico, com a criação de softwares de cálculo e programas de desenho, contribuiu sensivelmente para garantir uma maior precisão e confiabilidade dos produtos.



a) Viga “U” – calibração vertical

b) Viga “T” – calibração diagonal

c) Viga “T” – calibração vertical

Figura 2.21: Sequência de calibração de perfis

Na calibração de perfis e cantoneiras é necessário atentar-se para alguns fatores como, entre outros, o lay-out do laminador, a potência dos motores, a dimensão dos cilindros, o ângulo de agarre, a temperatura inicial e final, os equipamentos auxiliares e as dimensões dos tarugos ou blocos disponíveis. Os laminadores podem ser divididos em três tipos: cross-country, zig-zag e contínuo (figura 2.22).

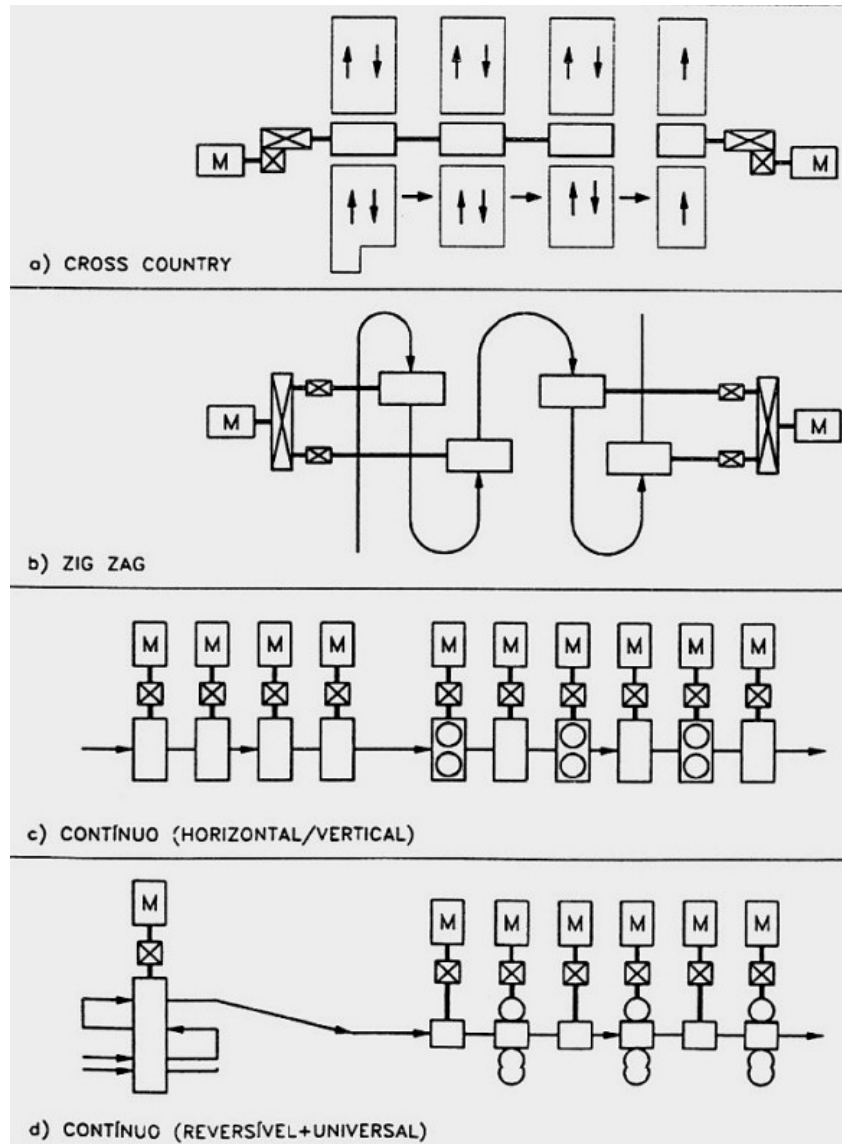


Figura 2.22: Tipos de laminadores

Os laminadores “cross-country” são caracterizados pela versatilidade de produtos para laminação, apresentando boa qualidade e facilidade de guiagem, porém ocorrem grandes perdas de temperatura durante o processo. Nos laminadores contínuos, esta perda é mais baixa e o sistema de guiagem dos perfis também é fácil, mas exige um bom controle de velocidade para evitar o tracionamento. Esta velocidade é, atualmente, facilmente controlada através de modernos equipamentos eletrônicos. A maior dificuldade do laminador zig-zag constitui o sistema de guiagem que além da precisão, exige um controle do comprimento dos laços. O sistema de cadeiras (conjunto de cilindros) universais têm sido empregadas com grande sucesso para laminar vigas de abas paralelas, pois possibilitam um melhor controle e ajuste da seção transversal

(Figura 2.23 e 2.24).



Figura 2.23: Laminador universal



Figura 2.24: Produção de perfis

Com a chegada dos perfis laminados ao mercado nacional, as estruturas metálicas tendem a obter ganhos significativos de produtividade e eficiência, dentre os quais destacam-se:

- rapidez e segurança na montagem;
- agilidade na execução da obra;
- precisão milimétrica;
- canteiro de obras menor e melhor organizado;
- redução do desperdício;
- leveza da estrutura;
- acabamento superficial e planicidade que facilitam o revestimento, o alinhamento e a junção das peças;
- excelentes propriedades mecânicas para cálculo e dimensionamento do projeto;
- flexibilidade para reforma e ampliação;
- espaços mais amplos;

- concepção arquitetônica facilitada.

As siderúrgicas estão investindo como o objetivo de aumentar o mercado da construção metálica. Os maiores e mais significativos investimentos feitos pelo setor, nessa direção, foram os programas de modernização e de atualização tecnológicas das usinas nos últimos 12 anos. Tais programas tornaram possível a oferta de novos e melhores produtos siderúrgicos que estão alavancando o emprego do aço na construção habitacional. Outras iniciativas podem ser mencionadas, como: a ampla difusão das vantagens da construção metálica nos meios empresariais, o desenvolvimento da competência técnica na construção civil e os convênios com universidades e órgãos de fomento. Nesse sentido, merece destaque o esforço para criar, em instituições de ensino superior, nichos de excelência em estruturas metálicas e mistas, incluindo a oferta de estágios remunerados para alunos dos cursos de graduação nas áreas específicas da construção civil e da arquitetura.

2.3.3 – INDUSTRIALIZAÇÃO

O desenvolvimento econômico e social mundial é caracterizado por uma rápida expansão dos meios de produção. Nas últimas décadas, a produção artesanal vem, a cada ano, sendo substituída pela produção industrial em massa. Este crescente desenvolvimento pressiona a indústria da construção civil que, em alguns aspectos, não consegue evoluir no mesmo ritmo.

A industrialização, muitas vezes, é confundida com a pré-fabricação; entretanto, ela é apenas uma de suas manifestações. O grau de industrialização pode ser traduzido pela relação percentual entre o volume da obra pré-fabricada e o volume total, índices de produtividade de mão-de-obra, etc. Muitas vezes os índices deste grau de industrialização atendem somente a critérios de produtividade, não considerando, entre outros, as relações entre o custo-desempenho, o custo-benefício, a qualidade obtida, a qualificação da mão-de-obra.

A quantidade de produtos industrializados existente em um país está diretamente ligado ao seu grau de desenvolvimento. Em muitos países a construção civil já é considerada uma atividade industrial. O mundo globalizado e competitivo exige uma produção industrializada com um alto nível de qualidade, precisão, rapidez e

versatilidade a baixo custo.

A utilização do aço na construção civil no Brasil vem crescendo de forma bastante acentuada, embora seja ainda retraída e em pequena escala se comparada a outros países. Segundo dados do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), o consumo anual brasileiro de aço estrutural per capita, embora o país seja o 8º produtor mundial aproxima-se de 3 quilos por habitante enquanto que em nações mais desenvolvidas este consumo é de 30 quilos (Huallem, 2001). O Japão chega a 57Kg/hab, enquanto a Inglaterra e Espanha se equilibram em 17 e 16,5Kg/hab, respectivamente (Musetti, 2000). Esta diferença é decorrente, não obstante o subdesenvolvimento brasileiro, de uma questão cultural uma vez que, nas últimas décadas, o concreto é predominante na construção civil. A falta de informação por parte dos construtores e arquitetos sobre o uso do aço e novas tecnologias emergentes, bem como a insuficiência de oferta do produto ao mercado, até a década de 80, são fatores que contribuem para esta estatística. A tabela 2.1 mostra a evolução da produção do aço desde 1970, no Brasil e no mundo (Huallem, 2001).

Tabela 2.1: Produção de aço bruto

Produção de Aço Bruto (x 10⁶ tf)	1970	1980	1990	1998	1999	2000
Mundial (A)	595,4	715,6	770,5	777,5	788,4	847,4
Brasil (C)	5,4	15,3	20,6	25,8	25	27,9
América Latina (B)	13,2	28,9	38,2	51,4	51	56,1
C/A	0,9%	2,1	2,7	3,3%	3,2%	3,3%
C/B	40,9%	52,9	53,9	50,1%	49,1%	49,7%
Posição do Brasil no Mundo	18 °	10 °	9 °	8 °	8 °	8 °

A indústria siderúrgica nacional tem buscado desenvolver produtos para aplicações estruturais com maior desempenho e qualidade. Os perfis laminados de mesas (ou abas) paralelas estão substituindo os perfis de mesas (ou abas) inclinadas (padrão americano), que apresentam desvantagens quanto ao peso por metro linear e dificuldades no processo de montagem, exigindo muitas vezes calços de junção nas emendas de perfis. Em edifícios de andares múltiplos em aço, que no Brasil restringem-

se a alguns projetos de shoppings, hotéis e edifícios comerciais, a utilização dos laminados pode ser ainda mais expressiva devido à característica modular da edificação, com cargas definidas em normas técnicas.

A oferta de perfis laminados no Brasil sempre foi insuficiente restringindo-se a bitolas abaixo de 6 polegadas (150mm), inibindo o desenvolvimento da indústria da construção metálica. Neste sentido, a utilização do aço em edifícios limitou-se a perfis soldados (a partir de chapas planas) produzidos pelos próprios fabricantes de estruturas. Outra grande participação do aço em construções metálicas é em estruturas mistas onde o trabalho em conjunto com o concreto permite uma redução significativa do peso estrutural estimado em torno de 15% a 20%. A tabela 2.2 mostra o consumo de perfis estruturais, no Brasil, por região (Huallem, 2001).

Tabela 2.2: Consumo de perfis estruturais laminados e soldados por região em 2000

Regiões	Perfis Estruturais (x10³ tf)
Norte	12
Nordeste	34
MG/ES/Centro	93
Rio de Janeiro	28
São Paulo	164
Sul	91
TOTAL	422

Estima-se que no Brasil o market share do aço ocupa 5% da construção civil, sendo que apenas 1% pertencem à categoria dos edifícios de andares múltiplos. Na Inglaterra, o aço está presente em 65% das edificações, nos Estados Unidos, 50%, na França 34% (Musetti, 2000) e na Alemanha 40% (Maciel e Rocha, 2003). Estes dados apontam um enorme potencial mundial para o desenvolvimento deste setor.

Com a produção de perfis laminados no mercado nacional, e a importação variada deste produto, o caminho estará aberto para que novas tecnologias relacionadas com este setor sejam mais utilizadas no país. Dentre estas tecnologias podemos citar, os sistemas de fechamento vertical como os painéis de gesso acartonado, painéis de placa

cimentícia, painéis pré-moldados de concreto, painéis de concreto celular autoclavado e os painéis de poliestireno expandido (EPS), etc. Nos sistemas de fechamento horizontais podemos citar os painéis pré-moldados de concreto, painéis alveolares de concreto extrudado e os sistemas de lajes em steel deck (Sales, 2001). Esses sistemas serão descritos no capítulo 6. Existem também inovações nos ambientes sanitários com a oferta de kits hidráulicos constituídos de tubos e conexões previamente cortados, paredes hidráulicas pré-montadas, contendo dutos de água e eletricidade em módulos prontos para receber os painéis de fechamento e os banheiros prontos que já vêm completos de fábrica necessitando apenas de serem conectados ao local. Nessa nova realidade, a construção em aço aponta vantagens como, entre outras, a redução de desperdícios e do prazo da obra, maior segurança, aumento no controle do orçamento e produção melhorando assim a qualidade do produto final.

O perfil laminado já representou mais de 50% do consumo total de aço na construção civil do país, caindo para 26% em 1996 e subindo para 36% em 1999. O perfil soldado mantém um nível de produção sem grandes oscilações. As chapas dobradas apresentam um consumo mais flutuante devido à própria oferta de perfis laminados (tabela 2.3).

Tabela 2.3: Consumo brasileiro de perfis nos últimos vinte anos

	LAMINADOS		DOBRADOS		SOLDADOS		TOTAL Tf (x 1000).
	tf (x 1000)	%	tf (x 1000)	%	tf (x 1000)	%	
1980	596	52	328	29	221	19	1.145
1985	417	44	329	35	202	21	948
1990	232	34	190	27	270	39	692
1993	281	37	282	37	205	27	768
1996	279	26	515	49	264	25	1.058
1999	425	36	451	38	300	26	1.176

A utilização de perfis laminados no mercado mundial é ampla e bem diversificada. Entretanto a oferta de laminados no Brasil é restrita pois existe uma limitação de estoque e baixa variedade de produtos (bitolas até 6 polegadas) em função da própria oscilação de vendas ao longo do ano. A importação também não é constante

sendo os picos de venda e a utilização destes perfis muitas vezes limitada à chegada de containeres ao mercado nacional. O preço ainda pouco competitivo, relacionado à instabilidade do valor do dólar para a importação e à falta de divulgação do produto entre os arquitetos, construtores e empreendedores, são fatores que contribuem para a baixa utilização de perfis laminados no mercado nacional. Embora as fábricas de estruturas possam produzir perfis soldados tipo “I” e “H” com dimensões e características estruturais similares aos laminados, devido à complexidade do processo e do alto investimento em equipamentos e espaço físico, os volumes fabricados são ainda insuficientes para atender a demanda de projetos de grande porte (Huallem, 2001). É importante ressaltar que o uso de perfis laminados proporciona enorme redução da mão-de-obra e do capital de giro envolvidos no processo construtivo. Os ganhos de produtividade e a redução de desperdícios estimulam a viabilidade da construção industrializada.

2.3.4 - RACIONALIZAÇÃO

A racionalização pode ser definida como um dos níveis da industrialização. A qualidade, por sua vez, refere-se à característica do produto que atende às necessidades do cliente e à ausência de falhas.

Sabbatini (1989), classifica os processos construtivos em:

- *Tradicionais*: produção artesanal, com uso intensivo de mão-de-obra, baixa mecanização com elevado desperdício de material e tempo;
- *Racionalizados*: incorporam princípios de planejamento e controle, tendo como objetivo eliminar o desperdício, aumentar a produtividade, planejar o fluxo de produção e programar as decisões;
- *Industrializados*: uso intensivo de elementos produzidos em instalações fixas e acoplados no canteiro, vinculados a fatores de organização, desempenho e incremento da produtividade.

Os três conceitos descritos têm objetivos em comum: o aumento da produtividade; a diminuição de custos e desperdícios; a otimização de recursos; o atendimento ao desempenho e a diminuição das ocorrências patológicas.

O projeto arquitetônico é o elo de todas as interfaces do processo construtivo, sendo de grande importância desde a fase de concepção do edifício devendo, portanto,

conter especificações claras sobre o produto final. Desse modo, podem ser definidos mecanismos eficientes para que a produção ocorra de maneira planejada e suas atividades sejam devidamente acompanhadas, permitindo verificar a adequação ao projeto dos procedimentos de execução e a obtenção de um produto cuja qualidade seja compatível com a especificada. Muitas vezes, a orientação resume-se a poucas instruções verbais, deixando as demais informações a cargo do bom senso e da experiência do projetista (Melhado, 1994). O simples fato de o projetista refletir sobre a forma como as atividades projetadas serão executadas, constitui um fator de grande relevância e representa um alto controle de qualidade, proporcionando a melhoria de desempenho das soluções de projeto, cuja falsa premissa somente poderia ser obtida com um acréscimo de custos.

Segundo Franco (1992), citado por Oliveira et al (1998), os principais objetivos da coordenação de projetos são:

- Garantir tanto a perfeita comunicação entre os participantes do projeto como a troca de informações entre os diversos integrantes do empreendimento;
- Coordenar o processo de forma a solucionar as interferências entre as partes do projeto elaboradas pelos projetistas;
- Conduzir as decisões a serem tomadas durante o processo;

O projeto representa apenas uma pequena parcela dos custos totais do edifício mas, caso haja falhas, o custo para solucioná-las é bem menor se forem detectadas no projeto do que na etapa de execução (figura 2.25).

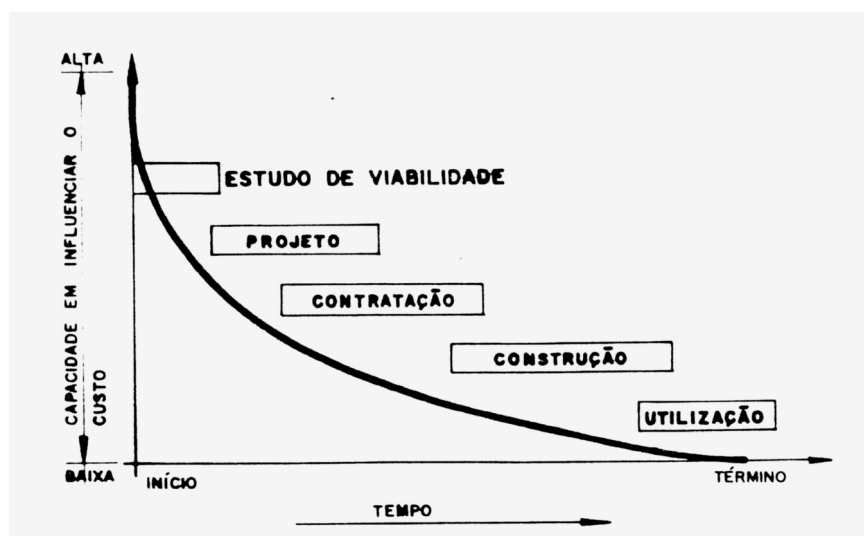


Figura 2.25 : Influência do processo de produção sobre os custos

O processo de projeto deve passar por inspeções e controles freqüentes, que devem gerar dados para a realimentação de todo o processo, criando um ciclo de melhoria contínua.

Os mecanismos de controle criam a possibilidade de verificar se as especificações de projeto estão sendo utilizadas adequadamente durante a produção; quais são os problemas causados por indefinições nos projetos; qual a eficiência do treinamento da mão-de-obra; quais elementos podem ser melhorados em empreendimentos futuros; se o cliente está satisfeito com o produto; se o projeto satisfaz as necessidades do cliente e do agente construtor; se o projeto contempla questões de construtibilidade; se existe incompatibilidade entre os subsistemas, etc. Seria vital que esta retroalimentação, definida por Oliveira, et al (1998), ocorresse não somente envolvendo a cadeia produtiva do empreendimento mas também em nível setorial, impedindo que ocorram falhas repetidamente, pois estas geram desestímulos para a utilização de novas tecnologias.

A melhor forma de se fazer a retroalimentação é monitorar o processo em todas as suas etapas, desde as decisões iniciais, passando pela fabricação, transporte, montagem, avaliação pós-ocupação e análise da satisfação do cliente quanto ao produto, evitando-se falhas de metodologia utilizadas nos edifícios sem diretrizes normativas e a própria falta de conhecimento da engenharia sobre as técnicas construtivas. Neste sentido, um grande avanço para a obtenção de uma melhor qualidade da construção pode ser alcançado a partir da qualidade dos projetos, que também pode ser definida por um alto nível de detalhamento, uma vez que um bom projetista deve possuir experiência prévia na execução ou no acompanhamento de obras.

Com base em um estudo sobre as origens dos problemas patológicos, realizado pelo CSTB (Centre Scintifique et Technique de la Construction, Bélgica), Motteu e Cnudde (1989) - citados por Franco (1994) - , atribuem 80% das causas de baixa qualidade nas edificações a *defeitos de gestão de projeto*, decorrentes de um estudo incompleto ou mal realizado e/ou à má especificação dos materiais.

De uma maneira geral, Franco, (1994) afirma que a construtibilidade é, dentre os princípios empregados para o desenvolvimento dos projetos, aquele que fundamenta a grande parte das medidas de racionalização do processo construtivo. É o campo de ações a partir do qual a concepção do edifício simplifica e facilita as atividades de execução.

2.3.5 - PADRONIZAÇÃO

Desde os primórdios da civilização, encontramos sempre uma relação numérica harmônica entre os ambientes de uma edificação como critério de criação e dimensionamento cuja tendência, na maior parte, é criar espaços com o formato de figuras geométricas fundamentais, estabelecendo um padrão dinérgico correspondente (figura 2.26).

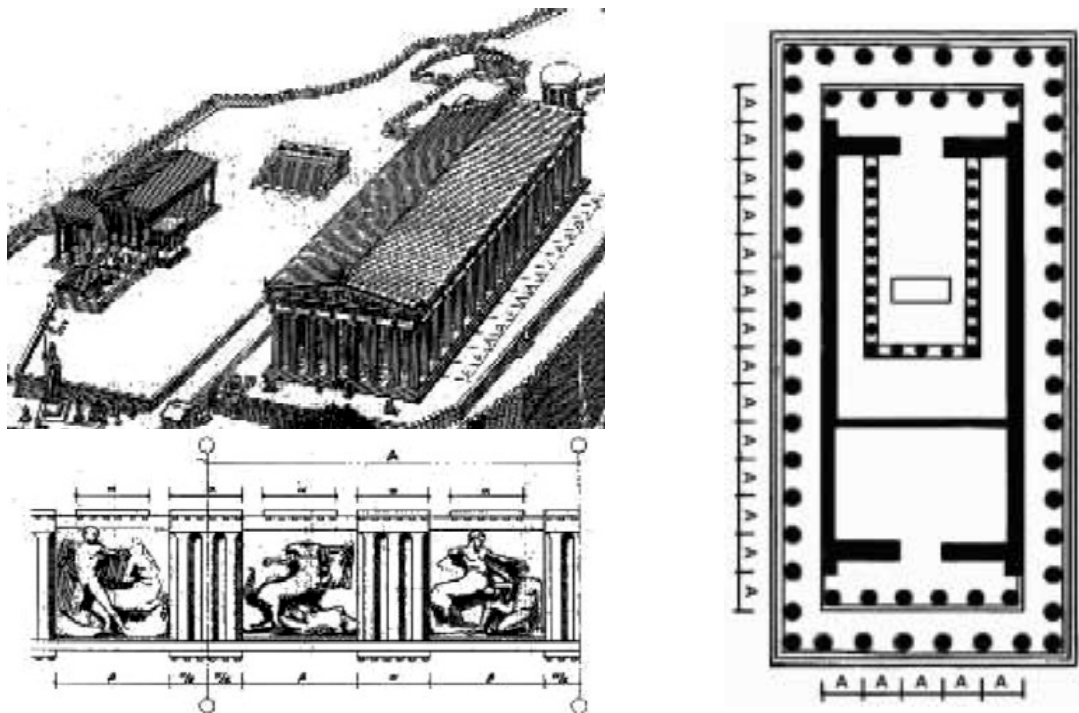


Figura 2.26: Edificação grega aproximadamente 448 AC (Nissen, 1976)

Doczi (1990), define *dinergia* como um termo formado por duas palavras gregas: *dia* - “através, por entre, oposto - e “*energia*”, cuja definição constitui no processo universal da criação de “padrões”. Esses padrões revelam o poder gerador de energia desses símbolos, sugerido pela palavra “dinergia”. Labirintos entrelaçados em espiral dos tempos neolíticos (Figura 2.27), são idênticos aos encontrados na ilha de Creta, no Mediterrâneo, e aos entalhados nas rochas das tumbas pré-históricas de New Grange, na Irlanda (Figura 2.28). Essas espirais duplas foram interpretadas como símbolos de morte e renascimento, pois quando seguida a linha escura na direção do centro, encontra-se outra clara, mais espessa, que sai desse centro seguindo em direção oposta. Encontramos, inclusive, espirais dinérgicas nas impressões digitais, revelando a o padrão dinérgico único, característico de cada ser humano.



Figura 2.27: Pedra entalhada pré-histórica

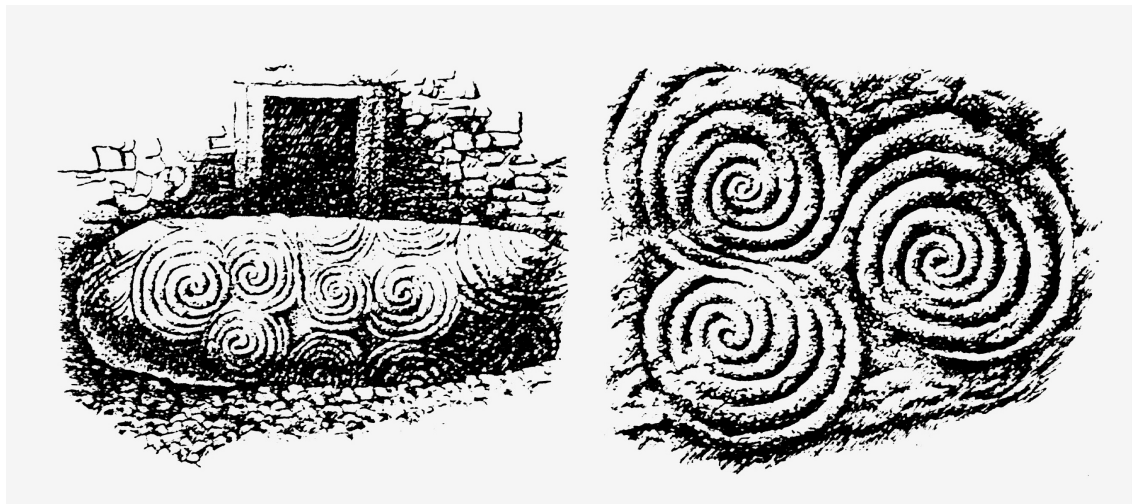


Figura 2.28: Labirintos em espiral (New Grange, Irlanda)

As aranhas constroem suas teias começando por fios retos e radiais e em seguida tecem espirais que se alargam a partir do centro. Da mesma forma os cesteiros trabalham em um padrão dinérgico semelhante. Os lados do triângulo retângulo, dez dos quais formam o pentágono, também se aproximam das relações áureas, dinérgicas. Pode-se encontrar os conceitos de dinergia em inúmeros exemplos como, entre outros, nas plantas, na harmonia musical, nos artesanatos antigos, nas tumbas pré-históricas,

nas tramas e nos padrões decorativos de tecidos indígenas.

O corpo humano possui dois olhos que assimila duas imagens unidas no cérebro, em uma única visão estereoscópica. Apresenta dois ouvidos que recebem sinais de duas direções opostas e são transmitidos ao cérebro pela cóclea espiralada do ouvido interno com som estereofônico, enquanto o cérebro possui dois hemisférios que se integram através de órgãos centrais. O nosso maior dote dinérgico encontra-se na molécula de DNA, que contém um minúsculo padrão codificado cujo núcleo dos elementos internos das estruturas das células (axonemas), quando ampliados, correspondem fielmente às espirais duplas das tumbas pré-históricas e aos padrões dos índios norte-americanos (figura 2.29).

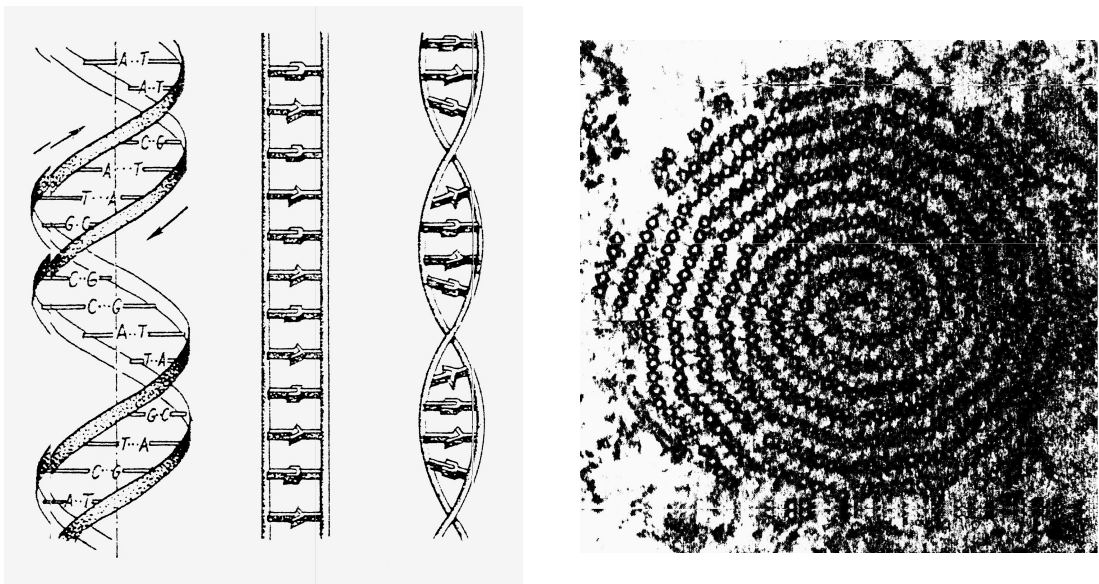


Figura 2.29: Hélice dupla do DNA - núcleo aumentado em 90.000 diâmetros

Observando-se atentamente uma flor, qualquer outra criação natural ou ainda algo feito pelo homem, encontrar-se-á uma unidade e uma ordem comuns a todos. Essa ordem pode ser percebida tanto em proporções que se repetem, como também na maneira do crescimento dinâmico de todas as coisas - naturais ou construídas - pela união dos opostos complementares. Dessa forma, o processo criador que transforma discordâncias em harmonias permite que diferenças e diferentes se complementem. Nesse sentido, Doczi, (1981), afirma que “a *seção áurea*, é definida pela relação recíproca entre as partes desiguais de um todo, na qual a parte menor está para a maior assim como a parte maior está para o todo”.

De acordo com a figura 2.30 , a seção áurea pode ser expressa na seguinte equação:

$$\begin{array}{rcc}
 A \div B = B \div (A + B) & \text{assim como,} & B \div A = (A + B) \div B \\
 \downarrow & & \downarrow \\
 5 \div 8 & & 8 \div 5 \\
 \downarrow & & \downarrow \\
 0,625 \sim 0,615 & & 1,6 \sim 1,62
 \end{array}$$

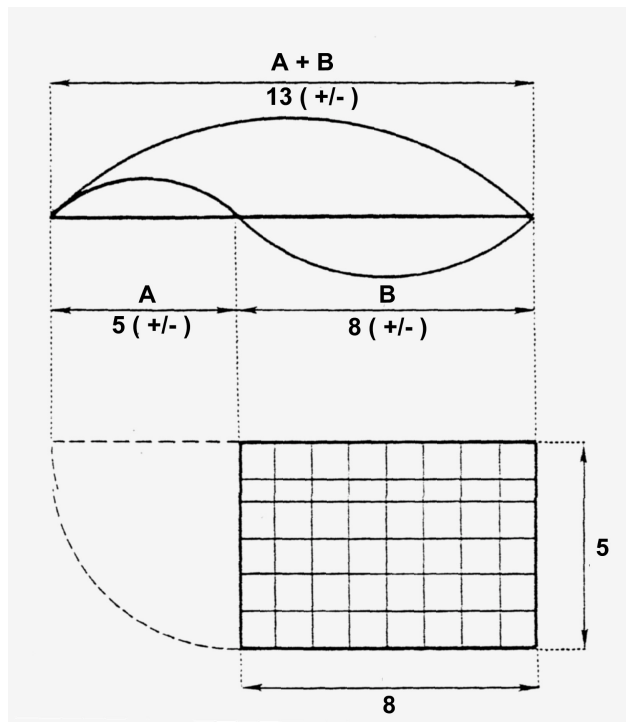


Figura 2.30: Aproximação de um retângulo áureo

Em qualquer linha existente, apenas um ponto a dividirá em duas partes desiguais nesta forma recíproca única. Este ponto é chamado ponto de seção áurea ou ponto de ouro.

Outro exemplo curioso é a famosa série de *Fibonacci* (1, 2, 3, 5, 8, 13, 21, 34, 55, 89, 144, 233, 377, etc.), onde cada número é a soma dos dois números anteriores. Observa-se que, nessa série, qualquer número dividido pelo seguinte dá, aproximadamente, 0,618 e qualquer número dividido pelo seu antecedente dá, aproximadamente, 1,618. Esses números assemelham-se às razões proporcionais entre as partes maiores e menores da seção áurea.

O poder do segmento áureo de criar harmonia advém da sua capacidade única de unir as diferentes partes de um todo, de tal forma que cada uma continua mantendo sua identidade, ao mesmo tempo em que se integra ao padrão maior de um só todo.

No Japão, encontram-se formas completamente diferentes na arquitetura, como no templo-pago de Yakushiji. Feito de madeira, apresenta seis telhados superpostos, todos de tamanhos diferentes, culminando em uma torre alta. A estrutura total é articulada por oito alturas iguais. As alturas dos três andares inferiores e as dos três superiores, apresentam, com as alturas dos dois andares centrais, proporções definidas (3-2-3), próximas às das seções áureas, assim como as alturas dos cinco pavimentos inferiores e as dos três superiores e vice-versa. Estas proporções prevalecem também na estrutura como um todo, que se encaixa perfeitamente em um dos triângulos da estrela pentagonal e uma rede desses triângulos menores interrelacionam-se em vários pontos salientes da estrutura.

De forma similar aos conceitos de dinergia, inúmeros exemplos podem ser citados relacionados às proporções áureas tanto na natureza (plantas, peixes, crustáceos, etc.), como nos objetos e edificações construídos pelo homem. As proporções são limitações compartilhadas entre si e o poder desses limites é a força que está por trás de qualquer criação

Os ritmos da escrita são criados pelos mesmos processos formadores de padrões comuns que criam os ritmos da dança, música e fala. Pelo mesmo processo, podemos entender os números. O fato de possuímos dez dedos, permite-nos contar os dez primeiros números com o auxílio das mãos. A partir do número dez, a numeração torna-se um processo rítmico periódico: as dezenas formam as centenas e estas os milhares e assim por diante.

Os homens da antigüidade usavam as proporções do corpo humano para medir distâncias curtas. O comprimento do antebraço com a mão estendida era chamado de um *cúbito*, que apresentava muitas variantes. Os egípcios possuíam um *cúbito* menor, que consistia em seis “extensões de mão” (medindo quatro dedos) e um maior, o *cúbito real*, que media sete extensões de mão. Outra medida, o *punho*, igual a um terço da “extensão da mão”, foi empregada pelos mestres construtores e artesãos para estabelecer o quadriculado usado para dar proporções à estatura humana em escala real (figura 2.31). Muitas esculturas egípcias inacabadas foram encontradas com esses quadriculados. O *cúbito* romano media dois pés e cada pé possuía 12 *unciae*, cuja palavra evoluiu para o vocábulo inglês, *inch* (Doczi, 1981).

O sistema de “pé” e “polegada” tão usual como referência métrica na construção civil e em normas técnicas, já fora motivo de muita confusão. A medida de “um pé”, por

exemplo, variava em cada país e por tipo de aplicação. Neste sentido, existiam diferentes medida de “um pé” para a construção civil, obras militares, agrimensura, trabalhos em madeira, para fábricas, para o campo e até para as cidades. Até mesmo nos dias atuais existe uma variação da medida de um “pé”, a partir da terceira casa decimal. Na Noruega 1 pé vale 0,31376 m. Já na China, este valor corresponde a 0,318 m (Neufert, 1989).

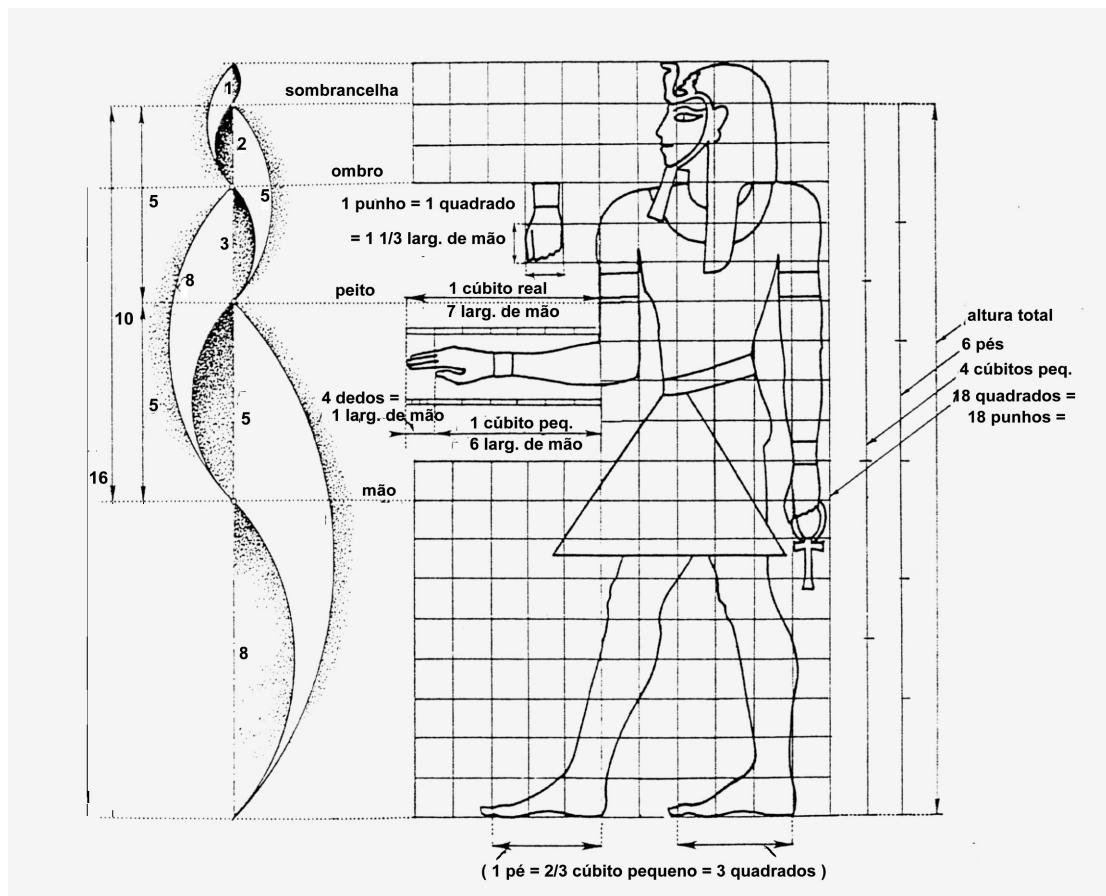


Figura 2.31: Medida de um terço do pé (cada quadriculado é um punho)

No sentido de estabelecer-se um padrão comum a fim de facilitar a troca de informações, introduziu-se o sistema decimal como referência em todo o continente e o metro consolidou-se como medida universal. Adota-se, por convenção, o sistema internacional (SI) de medidas para o desenvolvimento de projetos, utilizando-se a unidade de milímetros em projetos de estruturas metálicas.

Em meados de 1860 surgiram as normas técnicas, cujo raciocínio era puramente racional. A primeira Guerra Mundial, em 1917, trouxe consigo a fundação da Comissão de Normas da Indústria Alemã que, em um primeiro momento, foi direcionada para a

introdução de máquinas para a fabricação industrial de armas e demais aparatos bélicos e, em seguida, também exerceu influência na normalização das edificações. O grande progresso destas normas na construção civil, sob o ponto de vista técnico, chegou a ser rejeitado pelos engenheiros e arquitetos que até os dias atuais ainda não foi superada. Segundo Neufert (1989), nenhum passo significativo foi detectado até a primeira publicação de uma normalização das construções e, em nenhuma normalização de elementos do sistema construtivo constavam números normalizados. A primeira edição da “*Introdução às Normas DIN*”, que veio unificar em uma só publicação os tópicos que antes eram tratados separadamente, contava apenas com duas páginas e meia, não sendo mencionado qualquer aspecto relativo à construção civil. Já a sexta edição tinha mais de 200 folhas, onde comissões técnicas isoladas esforçavam-se para conseguir progressos na padronização das dimensões dos elementos construtivos.

A estrutura de uma norma, bem como sua lógica de raciocínio, deve oferecer ao projetista vantagens e facilidades ao acesso das informações. As normas não são leis, que representam o modo mais fácil e rápido de impor uma condição, mas sim acordos de corporações semi-oficiais, cuja adoção e validade depende do apoio de todos os setores interessados, por exemplo, no caso da construção civil, dos engenheiros, arquitetos, fabricantes, órgãos de fiscalização e autoridades responsáveis pela prescrição das mesmas.

“Soy incluso de la opinión de que la publicación de una Hoja de normas puesta en vigor por un oportuno acuerdo no resulta siempre la manera más elegante de introducir las unificaciones” (Neufert, 1989).

As proporções geométricas das dimensões dos edifícios clássicos e medievais referem-se tanto ao conjunto quanto aos elementos e detalhes construtivos. O sistema métrico decimal e o emprego de esquadros de 45° e 60° são tendências inconscientes ou tradicionais na elaboração de projetos. Le Corbusier e outros arquitetos modernistas aplicaram freqüentemente em suas obras os conceitos de Thiersh (1888), que apresenta os primeiros exemplos práticos da teoria das proporções baseada em analogias. Ao contrário dos deploráveis resultados a que se chega em uma decoração gratuita, obtém-se, através do estudo da harmonia das proporções, edifícios coerentes, com elementos construtivos logicamente relacionados como no antigo gótico, no renascimento, no

classicismo , nas civilizações orientais e em tantos outros exemplos ao longo da história.

2.3.6 - COORDENAÇÃO MODULAR

Atualmente, para viabilizar uma obra, o tempo de projeto constitui um fator de grande importância. Um projeto bem solucionado reduz sensivelmente o tempo de execução da edificação. Um projeto arquitetônico em aço deve estabelecer com clareza: a modulação, os sistemas de estabilização, as dimensões arquitetônicas das peças, as ligações, os tipos de lajes, fechamentos e acabamentos, bem como o tipo e a qualidade do aço a ser utilizado. A partir destas informações, a equipe de projeto terá mais segurança na execução da proposta (Santos, 1996).

Um projeto em aço deve ser concebido, preferencialmente, a partir de um sistema modular definido através de malhas reticulares tridimensionais com dimensões básicas de 600mm (Figura 2.32). Este módulo permite um grande número de subdivisões, em função das dimensões padrão dos perfis metálicos, com possibilidades praticamente ilimitadas de variação do desenho arquitetônico.

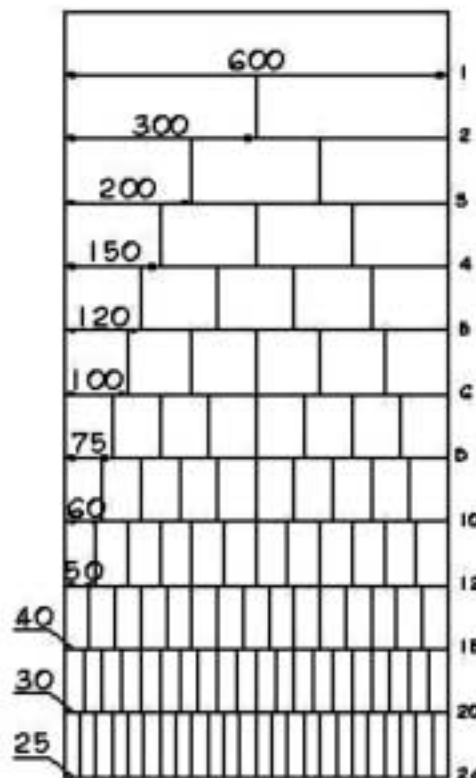


Figura 2.32: Subdivisões do módulo de 600mm (Santos, 1996)

Sontag (1976), citado por Santos (1996), confirma que o módulo de 600mm é o mais apropriado, pois contém um número exato de vezes os números primos 2, 3 e 5 sendo, portanto, os seus divisores isentos de frações de milímetro. Já Neufert (1989), apresenta uma tabela com os divisores do número 1 ao 250 afirmando que os números de melhor divisibilidade são os múltiplos de 12. O número 10, por exemplo, só é divisível por 2 e 5, já o número 12 é divisível por 2, 3, 4 e 6. O Anexo 1, mostra uma tabela contendo os números que apresentam mais divisores são aqueles que aparecem o 12 e o 30 como, por exemplo, os números 60, 120, 180, 240 e 360.

O projeto e dimensionamento de uma edificação, desde os componentes principais até os pequenos detalhes, compreende etapas complexas cuja solução requer um sistema de organização dimensional claro e organizado. As dimensões de um edifício e de seus elementos construtivos devem estar interligadas e correlacionadas entre si, estabelecendo uma relação harmônica entre a forma, a função e o procedimento construtivo a ser adotado sendo, portanto, economicamente justificável (figura 2.33). Em construções de mesma função é comum observarmos que determinadas medidas se repetem, assim como muitos detalhes estruturais, de aplicação equivalente, apresentam as mesmas dimensões. Portanto o princípio da repetição justifica-se também por necessidades funcionais e por condições estruturais, facilitando tanto o desenho quanto à própria execução da obra e abrindo o caminho da industrialização e da produção em série (Nissen, 1976).

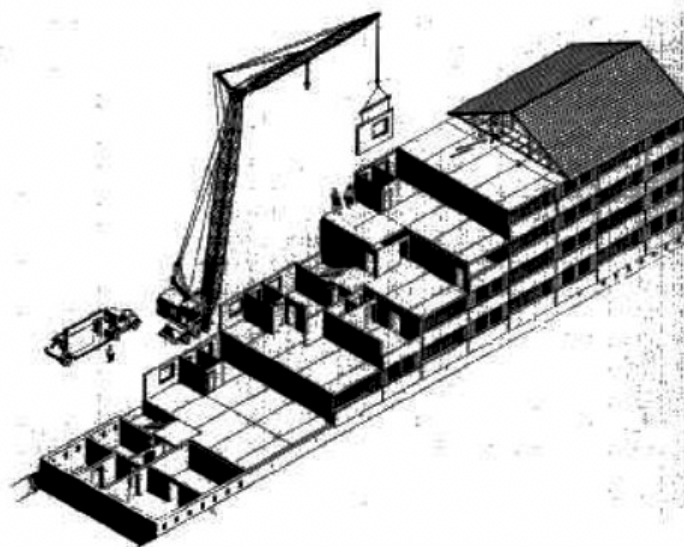


Figura 2.33: Modelo de montagem de uma construção modular (Nissen, 1976)

O sistema modular é definido por malhas reticulares tridimensionais com dimensões padronizadas. O objetivo das malhas reticulares é oferecer ao arquiteto a possibilidade de criar desenhos variados adotando-se, em geral, formatos de figuras geométricas, permitindo uma menor perda de insumos na utilização de materiais e otimizando os custos de fabricação. O controle de perdas, através do uso de malhas reticulares, permite a racionalização da fabricação e contribui para manter seus índices em limites admissíveis, uma vez que estes sempre existirão (Santos, 1996).

Toda forma define um espaço. Estudar o espaço é organizar as relações entre as formas e suas dimensões, analisando as variações dos pontos, massa e carga no tempo. Segundo Sá (1982), o movimento no espaço possui três liberdades:

- Em uma direção: a linha;
- Em duas direções: o plano;
- Em três direções: o volume.

O espaço, portanto é tridirecional. Ainda segundo Sá (1982), existem três meios fundamentais pelos quais podem ser feitos cada um dos três movimentos no espaço e no tempo:

- *O de mínima energia*: é o de maior resistência às forças externas em qualquer direção. Apresenta a menor relação conteúdo/envoltória, sendo chamada reta, quando em uma direção, triângulo, quando em duas direções e tetraedro quando em três direções.

- *O de máxima energia*: é o de maior resistência às forças internas em qualquer direção. Apresenta a maior relação conteúdo/envoltória, sendo chamada curva, quando em uma direção, círculo, quando em duas direções e esfera quando em três direções.

- *O de média energia*: possui resistência intermediária às forças internas ou externas. Apresenta um meio termo na relação conteúdo/envoltória, sendo chamado ângulo, quando em uma direção, polígono, quando em duas direções e poliedro quando em três direções.

No antigo conceito de que a reta é a menor distância entre dois pontos, fica claro que esse movimento é o de mínima energia. Aos ângulos, são uma repentina mudança na direção do caminho, ocasionada por uma interferência de maior ou menor intensidade. As curvas apresentam interferência constante e variável na direção do caminho.

Segundo Holanda, citado por Sá (1982), “malha é o espaço aberto entre os nós

de rede ou tecido similar”. No caso dos nós estarem situados num mesmo plano, como estes são interligados por segmentos de reta, os espaços abertos entre eles tomam forma de polígonos planos, cujos vértices são os próprios nós da malha. As malhas aleatórias (Figura 2.34) são infinitas e, se os seus pontos forem não coplanares, definirão uma rede espacial. Visualizamos essas malhas aleatórias a todo instante, seja num céu estrelado ou numa calçada de pedras. As mais interessantes, porém, são as *malhas regulares*, pois apresentam um comportamento estrutural previsível, cuja análise é mais simplificada. Os tipos mais conhecidos são as formadas pelo triângulo equilátero, o quadrado e o hexágono regular (Figura 2.35). Observa-se que a malha triangular é, visualmente, a mais “densa”.

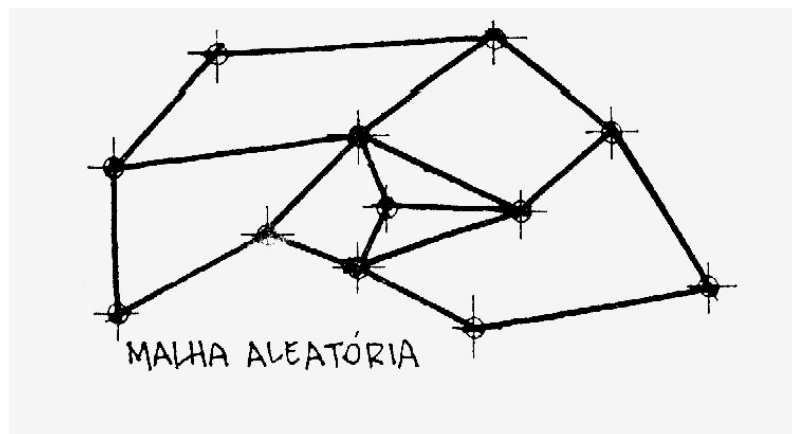


Figura 2.34: Malha aleatória

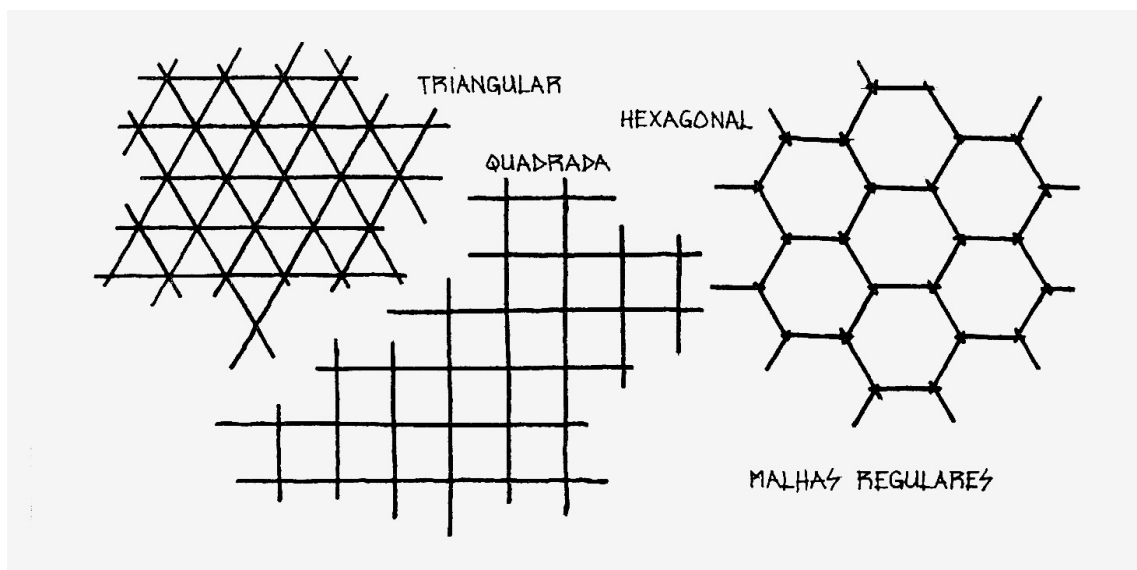


Figura 2.35: Malhas regulares

Poliedro é todo sólido limitado por polígonos planos dispostos lado a lado, não

coplanares. Em um poliedro, os polígonos são chamados *faces*, os lados, são as *arestas* e os ângulos são os *diedros*. Os cristais naturais foram, provavelmente, os primeiros exemplos de poliedros identificados pelo homem (Sá, 1982). Existem muitos exemplos de cristais com formas regulares. Outro exemplo comum é o agrupamento de certas moléculas, cuja forma resultante apresenta faces planas e arestas bem definidas. O cloreto de sódio cristaliza-se em cubos mas, na presença de uréia, modifica sua forma para um cubo truncado ou mesmo para um octaedro (Figura 2.36).

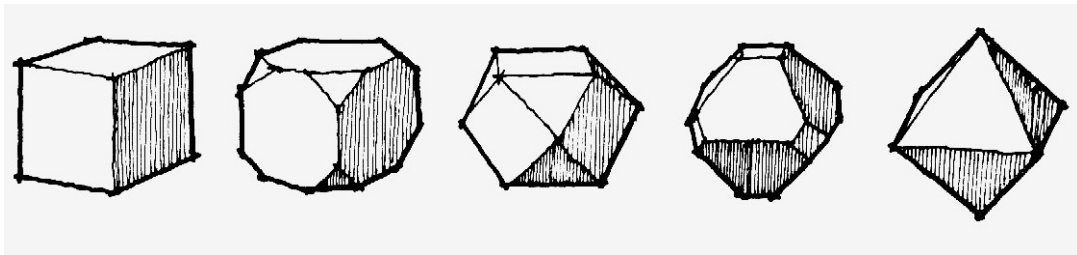


Figura 2.36: Modificação da molécula de cloreto de sódio

A pirâmide é o poliedro resultante da interseção de um ângulo sólido por um plano através de arestas inclinadas, ou seja, é a ligação dos vértices de um polígono a um ponto fora do plano do polígono (Figura 2.37).

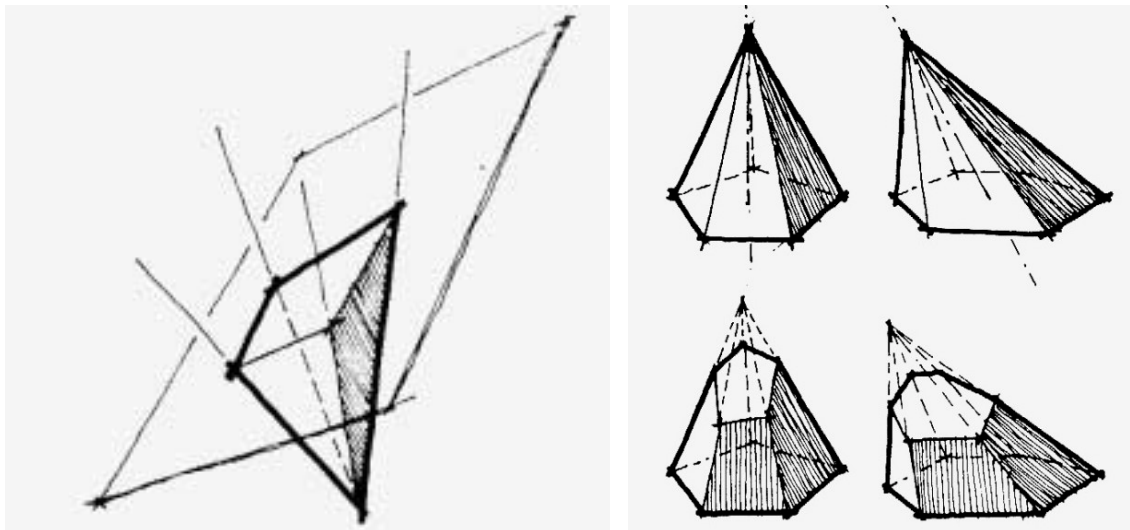


Figura 2.37: Feixe piramídico (construção de figuras)

Os prismas são sólidos geométricos definidos quando um feixe de paralelas não coplanares é cortado por dois planos. Quando esses planos não são paralelos, a figura é

chamada de *tronco de prisma* (Figura 2.38). Os edifícios da arquitetura moderna são exemplos típicos de estruturas prismáticas, com fachadas planas, coberturas horizontais, plantas regulares e paredes paralelas, resultando em diedros de 90° , fáceis de construir (Figura 2.39).

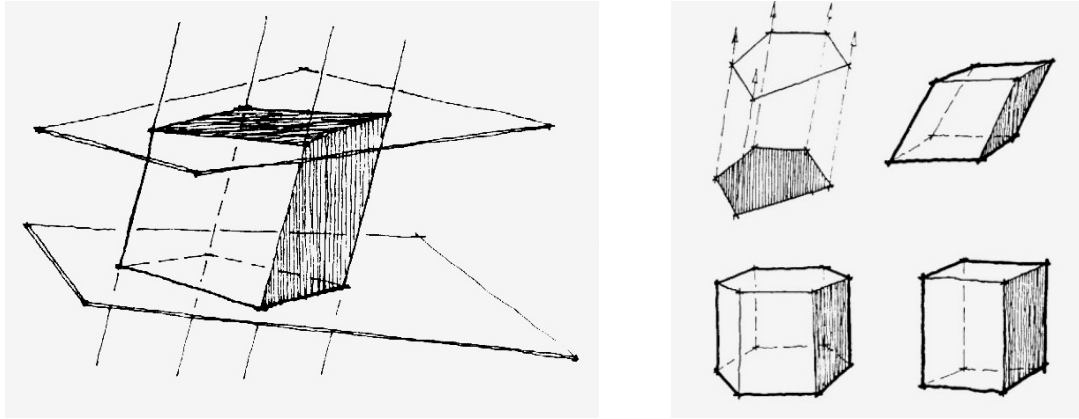


Figura 2.38: Tronco de prisma

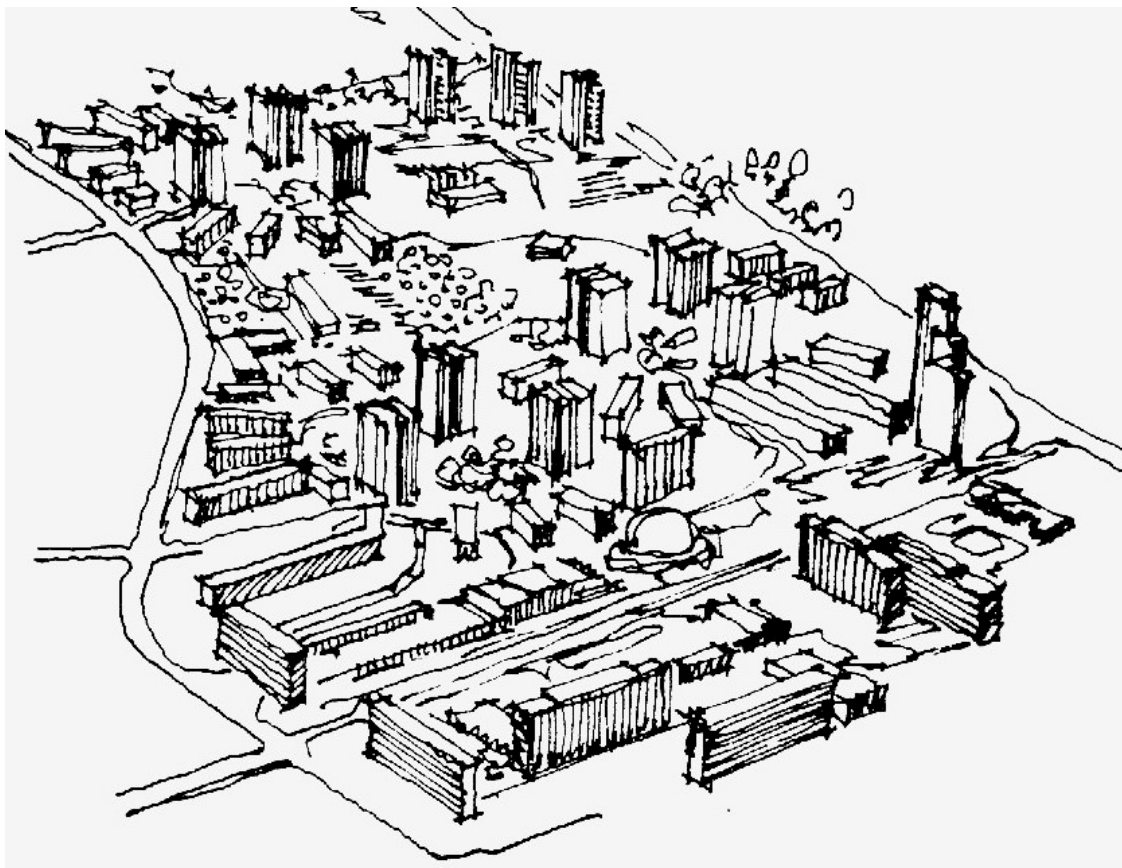


Figura 2.39: Panorama da cidade de Conary (Guiné)

Quando os vértices de dois polígonos não coplanares são ligados de modo a definir triângulos entre eles formam-se poliedros definidos por Sá (1982), como:

- 1) Antiprismóides: quando os polígonos não têm o mesmo número de lados;
- 2) Antipiramóides: quando um dos polígonos é substituído por um segmento de reta;
- 3) Tronco-antiprismas: quando os polígonos têm o mesmo número de lados mas em planos não paralelos;
- 4) Antiprismas: quando os polígonos têm o mesmo número de lados e esses estão em planos paralelos (figura 2.40);

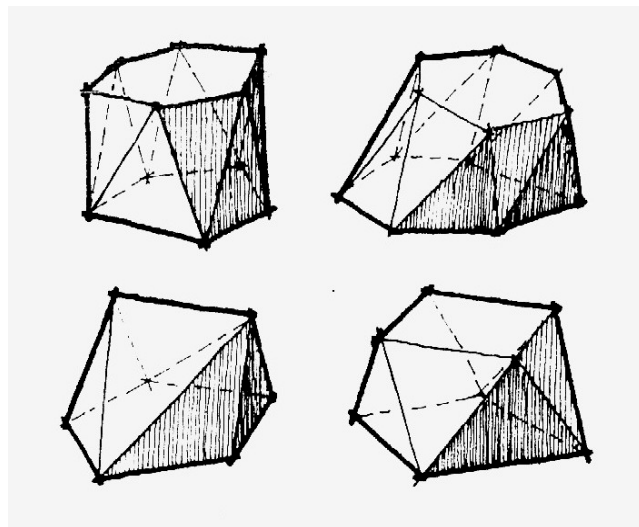


Figura 2.40: Exemplos de antiprismas

Existem infinitas variações de poliedros que, reunidos no espaço, geram malhas espaciais. Considerada a única malha regular, a formada por cubos (equiarestas) apresenta vértices, ângulos e demais elementos constantes e únicos (figura 2.41).

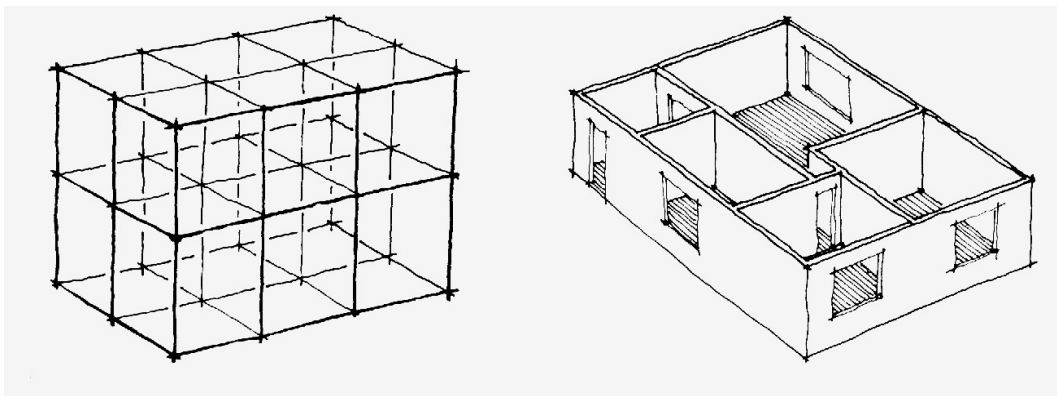


Figura 2.41: Malha ortorrômbica (paralelepípedos lado a lado)

Cortando um cubo em um de seus planos diagonais, surge uma estrutura de malha vazada mostrada na figura 2.42 que, quando introduzidas diagonais de forma a estabilizar lateralmente o conjunto, formam uma treliça de Warren.

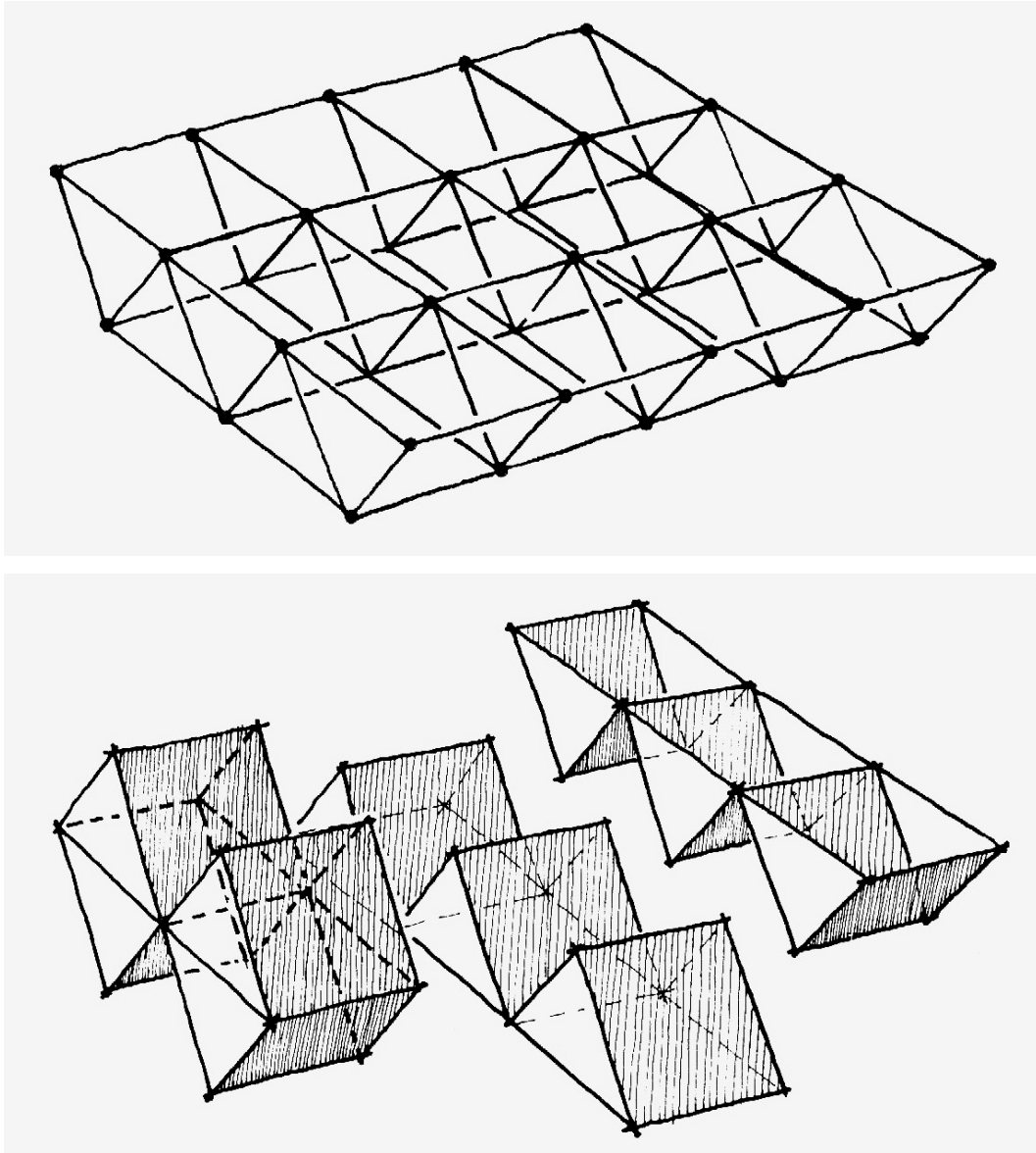


Figura 2.42: Treliza de Warren interligada por barras transversais

A malha ortogonal gera prismas retos de base triangular (figura 2.43). Apesar de muito rígidas, são também muito densas, com alta relação perímetro/volume. Em construções desse tipo, os ângulos de 120° , formados pela combinação de dois triângulos equiláteros, são difíceis de serem mobiliados especialmente em edificações de pequeno porte, pois apresentam muitos cantos (figura 2.44).

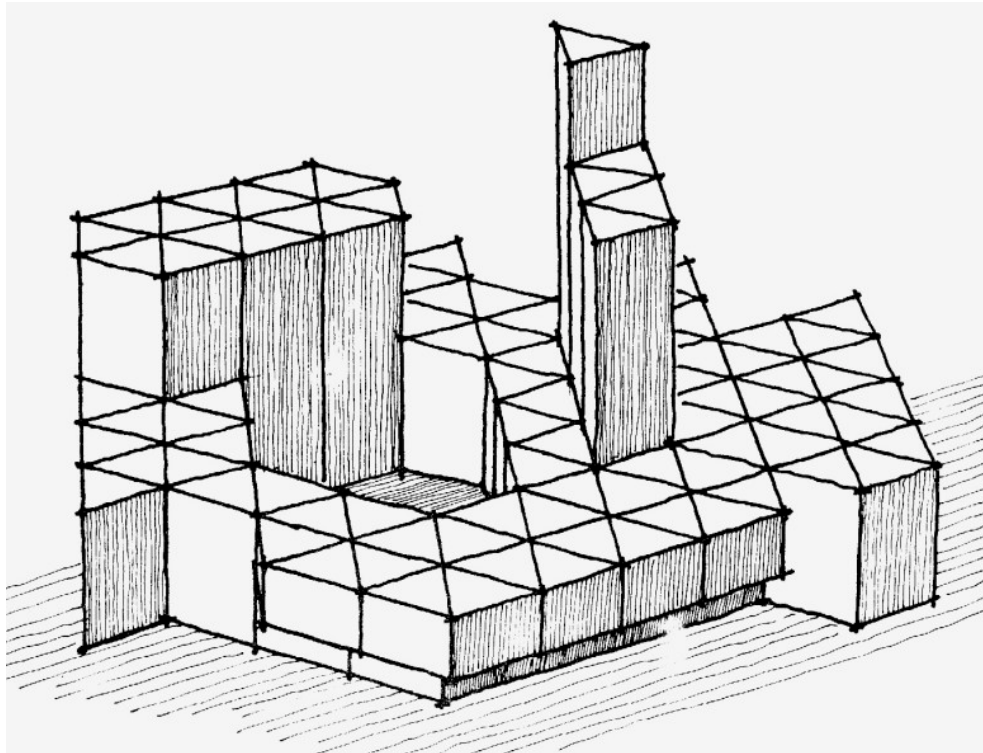


Figura 2.43: Malha ortogonal de base triangular

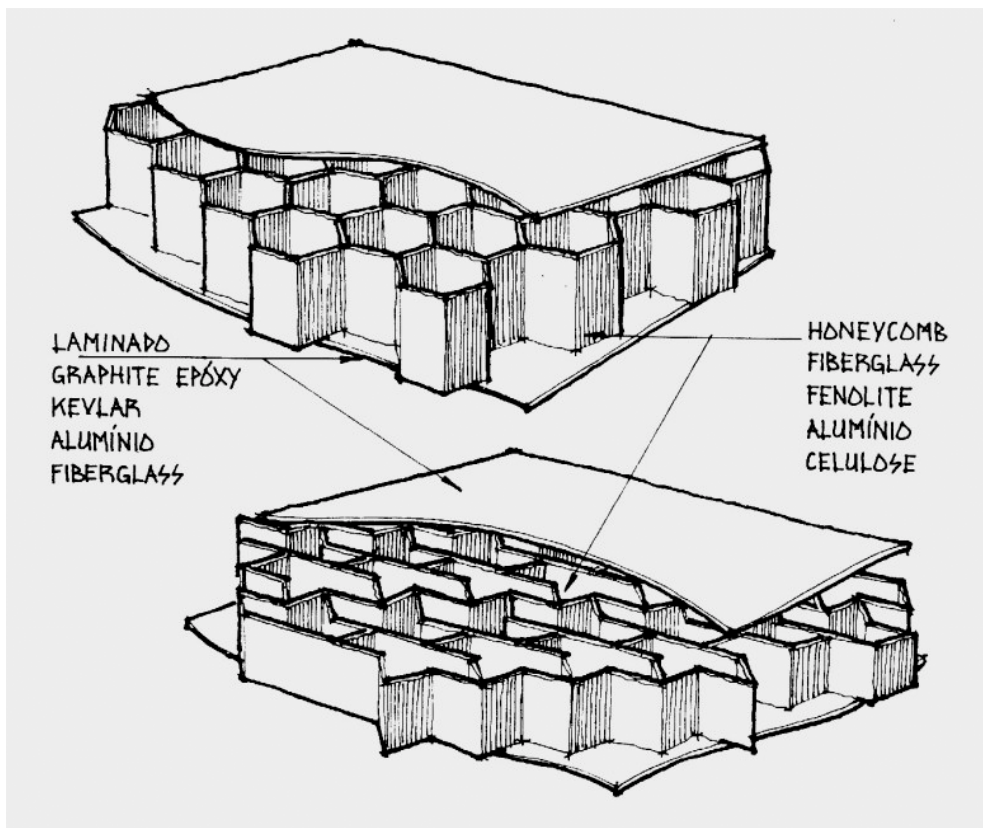


Figura 2.44: Malha ortogonal de base hexagonal

Segundo Sá (1982), sob o ponto de vista de cálculo e montagem, as estruturas poliédricas podem ser divididas em painéis e barras ou ainda mistos, no caso de estruturas de aeronaves. Painéis planos não apresentam grande eficiência estrutural quanto os comprimidos, curvos ou torcidos (preferencialmente com dupla curvatura). Uma boa estrutura poliédrica apresenta barras leves, associadas a ligações práticas, resistentes e fáceis de montar, diminuindo custos de cálculo e execução. Muitas empresas adotam uma linguagem de cores e algarismos indicados nas barras e bitolas de parafusos e porcas, a fim de facilitar a estocagem e montagem das peças metálicas. A tecnologia das malhas poliédricas continua em constante desenvolvimento, principalmente quanto à elaboração de ligações eficientes e mais baratas. Na figura 2.45, o nó tipo *rombicuboctaedro* é assim denominado por gerar ângulos de 90° , 60° e 45° entre barras perpendiculares às suas faces

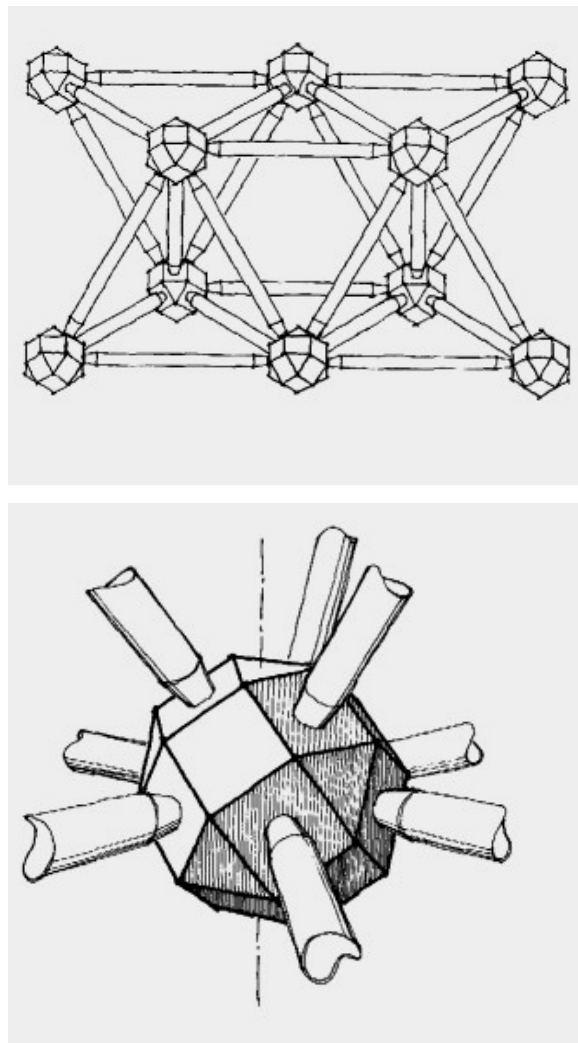


Figura 2.45: Nó rombicuboctaedro

A modulação apresenta uma série de facilidades para a indústria da construção civil, pois ao coordenar as medidas em projeto alcança-se uma simplificação e uma limitação de variantes em relação às dimensões que não necessitem ser diferentes. Neste sentido, os sistemas pré-fabricados, a industrialização e a própria normalização permitem uma maior precisão do processo construtivo.

CAPÍTULO III – A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL EM AÇO

3.1 - ESTRUTURA

A palavra estrutura, do latim “structura”, possui vários significados. De modo genérico, significa como estão dispostas as diferentes partes de um corpo, umas em relação às outras. De maneira especial, pode ser usada para designar a composição, construção, organização e disposição arquitetônica de uma edificação. De modo ainda mais particularizado, na Engenharia Civil, estrutura, por definição, é o conjunto de partes que suportam as cargas de uma construção e as transmitem às fundações.

“Estrutura é um conjunto de elementos estruturais por onde as forças que atuam sobre eles são transferidas até chegar ao solo”. (Rabello, 2000)

A estrutura, então, tem como função receber, resistir e transmitir esforços através de seus elementos para a fundação a fim de serem absorvidos pelo meio em que se apoiam. Em relação à edificação como um todo, a função principal de uma estrutura é proteger e definir um espaço, embora em pontes e elevados serem feitas para ligar dois pontos ou mesmo suportar a ação das forças naturais, como no caso de represas, muros e contenções,. Através de uma estrutura, torna-se possível aos homens sobreviver, deslocar e trabalhar. Ela é um instrumento que resulta, em última análise, da necessidade de resolver os conflitos que o meio ambiente impõe à vida e ao trabalho humanos. Em termos lógicos, estrutura envolve um conteúdo conceitual mais amplo que o de construção, pois compreende toda a disposição de seus componentes individuais, baseada em um princípio de organização.

O caminho natural que qualquer força (peso das pessoas e objetos) tende a seguir é o da vertical em direção ao solo devido à força gravitacional da terra. Segundo Rabello (2000), esse caminho, pode ser mais longo e cheio de desvios, introduzindo um esforço adicional aos demais elementos presentes neste caminho ou percorrido em linha reta sendo, portanto, mais fácil (Figura 3.1).

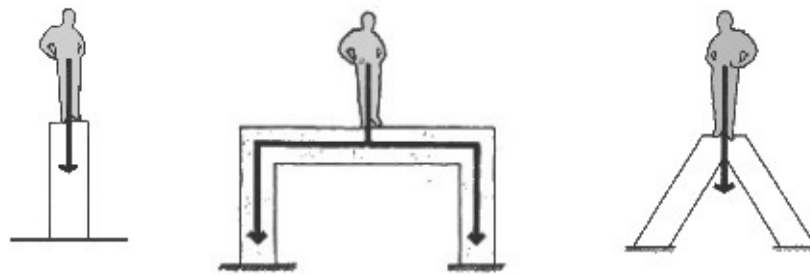


Figura 3.1: Caminho vertical das forças gravitacionais

No entanto, uma estrutura com muitos caminhos, tende a apresentar elementos estruturais mais esbeltos; pois os esforços solicitantes serão distribuídos entre esses elementos. Em uma estrutura com poucos caminhos, entretanto, seus elementos serão mais fortemente solicitados, necessitando de maior robustez. A figura 3.2 é um exemplo de estrutura treliçada espacial onde cada barra constitui um caminho de transferência de forças. Esses elementos são bem delgados, proporcionando uma leveza tanto física quanto visual. Na figura 3.3 o conjunto estrutural é bem mais esbelto onde os elementos são bem definidos. Essa variedade de opções leva o engenheiro e sua equipe a uma análise criteriosa, a fim de serem estabelecidas as soluções estruturais mais adequadas a cada projeto.

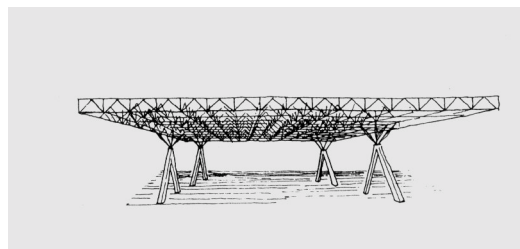


Figura 3.2: Cobertura do Parque Anhembi (São Paulo)

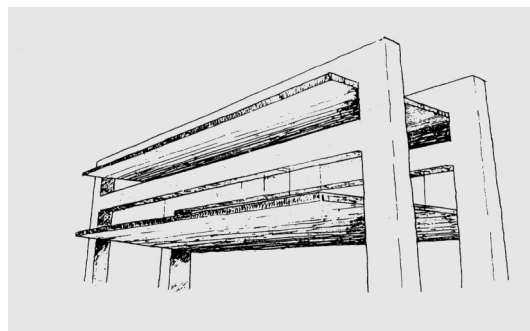


Figura 3.3: Museu de arte de São Paulo (MASP)

“A melhor solução estrutural é aquela que melhor atende ao partido arquitetônico proposto de forma econômica e fácil de construir.” (Rabello, 2000)

A partir desses conceitos entende-se que a melhor estrutura é a mais estável, a mais resistente, a mais funcional, a mais econômica e a mais bela.

No projeto estrutural, desde as estruturas mais simples, como as constituídas por um único elemento, até as mais complexas, é fundamental que haja a preocupação de que a mesma desempenhe suas respectivas funções com o máximo de economia e eficiência possíveis.

O caráter econômico da estrutura deve ser assegurado através de uma análise dos materiais e das tecnologias disponíveis, comparando-se os custos de matérias primas, distâncias de transporte, consumo de materiais e de mão-de-obra, tempo de execução, etc. Definidos o material e a tecnologia, deve-se procurar a otimização do sistema estrutural a ser adotado, buscando-se o equilíbrio entre o consumo de material e de mão-de-obra e a maior padronização possível de seus elementos estruturais.

Para assegurar a eficiência de uma estrutura deve-se buscar não somente um projeto econômico mas, sobretudo, que tenha condições de segurança, o que significa apresentar-se resistente, estável e duradoura.

Conceitualmente, uma estrutura é segura quando ela é capaz de suportar, sem sofrer danos, todas as ações que vierem a solicitá-la, desde a fase de construção até o final de sua *vida útil*, entendendo-se como ações as causas externas capazes de produzirem esforços internos e deformações na estrutura. Incluem-se nesse caso as forças provenientes dos pesos próprios dos elementos estruturais e construtivos, a ação do vento, as variações de temperatura, a movimentação das fundações (recalques de apoios), a circulação de pessoas e veículos, bem como o transporte ou armazenamento de líquidos, gases, e outros materiais, como já mencionado no capítulo anterior.

A concepção estrutural antecede o seu dimensionamento. A forma e a estrutura nascem juntas. Toda forma, quando criada, necessita de uma estrutura para existir e quando o seu criador não se preocupa em conceber a estrutura associada ao projeto arquitetônico corre o risco de vê-lo alterado por outro profissional, mesmo que esta não seja a sua intenção pois, ao definir a melhor solução estrutural para a execução do projeto, poderá modificar detalhes que comprometem o partido arquitetônico adotado. Para obter qualquer tipo de construção com alto grau de qualidade e uma boa solução

estrutural, é necessário que arquitetos e engenheiros trabalhem em conjunto, trocando experiências e informações. Neste sentido esta solução tenderá a ser o mais original e criativa possível.

“Conceber uma estrutura é ter consciência da possibilidade de sua existência; é perceber a sua relação com o espaço gerado; é perceber o sistema ou sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo, da forma mais natural; é identificar os materiais que, de maneira mais adequada se adaptam a esses sistemas” (Rabello, 2000).

A análise estrutural tem por finalidade transformar uma ação ou uma combinação de ações em respostas da estrutura, tais como, entre outros, esforços solicitantes, reações de apoio, deslocamentos e acelerações. A análise pode ser:

- *Estática*: não leva em consideração as leis de variação das ações com o tempo, sendo realizada por valores pré-estabelecidos das mesmas;
- *Dinâmica*: leva em consideração as leis de variação das ações com o tempo com mesma ordem de grandeza;
- *1ª ordem*: não leva em conta a variação da geometria da estrutura, devida à ação ou combinação de ações, na determinação das respostas;
- *2ª ordem*: leva em conta a variação da geometria da estrutura, devida à ação ou combinação de ações, na determinação das respostas;
- *Elástica*: obedece à lei de Hooke (tensão proporcional à deformação);
- *Inelástica*: não obedece à lei de Hooke;

A análise mais simples, aplicada à maioria das estruturas é, simultaneamente, estática, de 1ª ordem e elástica. Entretanto, dadas as limitações inerentes a estas três opções, faz-se necessário saber se sua aplicação não compromete os resultados. As análises dinâmica, de 2ª ordem e inelástica eliminam as restrições das anteriores, sendo mais corretas, embora mais complexas. Em geral, as normas orientam o calculista a respeito da necessidade ou não de uma análise mais complexa, baseadas em comparações de resultados obtidos. Para Queiroz (1988), não é possível estabelecer critérios gerais de decisão, dada a grande variedade de sistemas estruturais utilizados e de tipos de ações e combinações das mesmas.

No processo analítico da concepção estrutural, vários questionamentos têm sido debatidos sobre qual sistema estrutural seria mais leve, vencendo grandes vãos e com

um consumo mínimo de materiais. Às vezes um sistema é, aparentemente, mais econômico que outro até que uma análise mais aprofundada de sua flexibilidade mostre a necessidade de gastos adicionais para torná-lo mais rígido e funcional. Portanto, a definição de um sistema estrutural correto, adequado e principalmente que seja compatível com o partido arquitetônico proposto, constitui uma tarefa de grande responsabilidade, onde engenheiros e arquitetos devem trabalhar em conjunto, somando seus conhecimentos, a fim de que o produto final seja executado com sucesso.

3.1.1 - O LANÇAMENTO ESTRUTURAL

“Lançamento estrutural” é o ato de estabelecer a localização das vigas e pilares, na proposta arquitetônica, de acordo com a concepção estrutural adotada. Não existe regra para tal procedimento, porém Rabello (2000), descreve alguns critérios que devem ser observados a fim de estabelecer uma solução estrutural adequada e compatível com o projeto arquitetônico:

As vigas devem ser locadas de modo a gerar lajes de mesma ordem de grandeza.

Lajes adjacentes com dimensões muito diferentes podem ser antieconômicas, uma vez que necessitam de espessuras diferentes, mas para não dificultar o processo construtivo adotar-se-á para ambas, a espessura da laje maior (figura 3.4). Outro inconveniente é que, quando carregadas, a laje menor, por influência da laje maior, tende a ser submetida apenas a momentos fletores negativos, provocando na viga que a apoia uma reação de baixo para cima. Nesta situação, a viga torna-se mais um elemento de ancoragem para equilibrar os esforços do que de transferência das cargas da laje, que é a sua principal função.

Sempre que possível, as vigas devem ser locadas sob as alvenarias. As vigas são mais rígidas que as lajes e sofrem deformações menores quando solicitadas pela carga da alvenaria, evitando trincas indesejáveis nas mesmas (figura 3.5). Caso isso não seja possível, poder-se-á acrescentar uma viga intermediária sob esta alvenaria, desde que esta viga esteja distanciada da borda da laje, menos de $\frac{1}{4}$ do vão total da laje, onde o efeito das deformações da laje podem ser desprezados. Deste modo evita-se, também, que a laje apoie-se, indevidamente, sobre a alvenaria do pavimento inferior, gerando esforços adicionais não previstos. Caso não haja aberturas para a passagem de pessoas nesta alvenaria, pode-se inverter esta viga, ou seja, a laje fica na face inferior da viga,

com comportamento estrutural idêntico ao de uma viga normal.

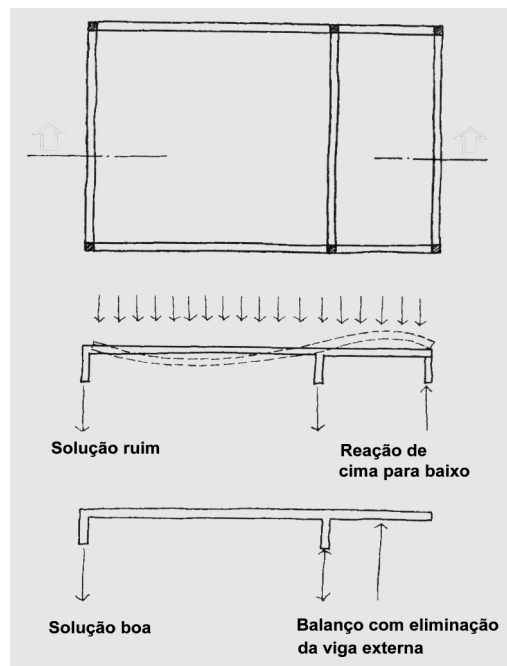


Figura 3.4: Lajes com dimensões muito diferenciadas

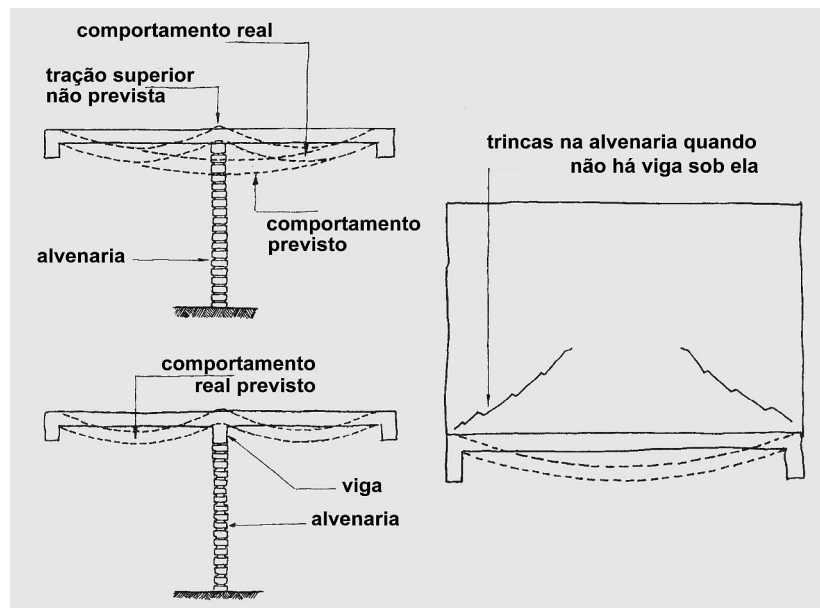


Figura 3.5: Exemplo de patologia em alvenaria

O número de pilares para a sustentação de uma edificação deve ser suficiente para que a estrutura seja de fácil execução e economicamente viável e devem ser locados de maneira que resultem em vigas de dimensões aproximadas. Segundo Rabello

(2000), diferenças de até 20% nos comprimentos dos vãos das vigas ainda são econômicas.

Sempre que possível, os pilares devem ser locados de forma a criar balanços, proporcionando-se alívio de esforços nos vãos centrais. Rabello (2000) aponta, também, relações favoráveis entre balanços e vãos, resultando em valores mínimos de momentos na viga. Essas relações apresentam momentos negativos iguais aos positivos, portanto mínimos (figura 3.6).

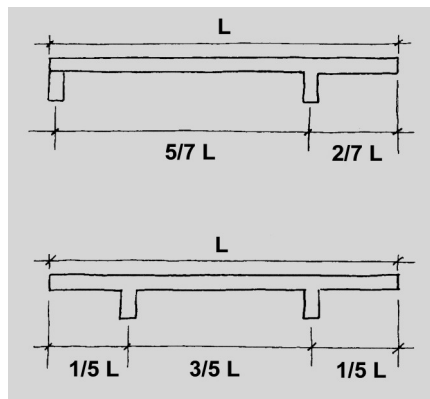


Figura 3.6: Relações econômicas para balanços

Os pilares devem ser posicionados sem descontinuidade, da fundação à cobertura, evitando o uso de vigas de transição que encarecem a estrutura.

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

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

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

O pré-dimensionamento de elementos estruturais constitui um importante passo para obter uma referência das dimensões dos perfis a serem especificados, bem como sua relação com os espaços arquitetônicos. Em nenhum momento este procedimento deve interferir no cálculo estrutural, atividade para a qual os engenheiros civis estão

mais habilitados, mas, sobretudo, permitirá ao arquiteto trabalhar de uma forma mais realista as soluções de compatibilização de projetos hidráulicos, elétricos, ar condicionado, entre outros.

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

3.1.2 – MORFOLOGIA DAS ESTRUTURAS

A palavra morfologia vem do grego *morphe* (forma) e *logos* (tratado), podendo ser definida como o estudo das estruturas resistentes do ponto de vista da forma, considerando suas origens e evolução como conhecimento básico para a correta concepção dos sistemas estruturais (Bedê, 1984).

A forma pode ser considerada verdadeira quando representa a expressão natural e espontânea de seus aspectos morfológicos, ou seja, quando é capaz de transmitir a estabilidade da construção. Os fatores morfogênicos podem ser classificados em três grupos: funcionais, técnicos e estéticos.

- Fatores funcionais: são preponderantes na definição da forma e a eles estão subordinados todos os outros elementos morfológicos. Podemos citar, entre outros, a *habitação*, destinada ao abrigo do homem e que, por estar ligada à arquitetura, apresenta maior riqueza formal; o *tráfego*, como as pontes, túneis, viadutos; a *condução*, como as estradas e vias urbanas e a *contenção*, como as barragens.

- Fatores técnicos: constituem as técnicas de construção empregadas, o desenvolvimento dos processos de análise estrutural e a economia obtida com o emprego adequado dos materiais disponíveis.

- Fatores estéticos: é a estrutura resolvida com lógica e simplicidade constituindo um componente arquitetônico de força estética, capaz de transmitir ao observador sensações de harmonia, equilíbrio e estabilidade. A organização de uma estrutura, devido à complexidade cada vez maior das construções, requer o emprego de diferentes tipos de peças estruturais que, adequadamente combinadas, tornam o conjunto resistente. Considerando-se que a conformação geométrica dos corpos pode ser delineada através de três dimensões básicas (L1, L2 e L3), surgem quatro tipos fundamentais de peças estruturais: *blocos*, *folhas*, *barras* e *barras de elementos delgados* (Bedê, 1984).

- *Blocos* ($L1 = L2 = L3$): os três comprimentos podem ser considerados de mesma ordem de grandeza e seu estudo é feito através da teoria da elasticidade e da plasticidade (figura 3.7).

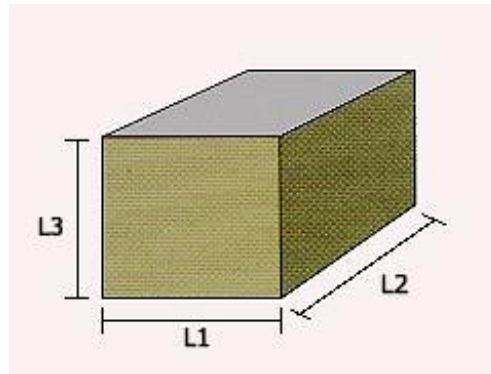


Figura 3.7: Blocos – dimensões com mesma ordem de grandeza

- *Folhas* ($L1 = L2 > L3$): duas dimensões são de mesma ordem de grandeza, maior que a da terceira dimensão. São denominadas, também, de estruturas laminares ou lamelares. Estas estruturas são geradas a partir de uma superfície média, admitindo-se uma distribuição de espessuras ao longo das mesmas e podem ser classificadas em: *cascas*, quando a superfície média é curva e *placas* ou *chapas*, quando a superfície média é plana (figura 3.8).

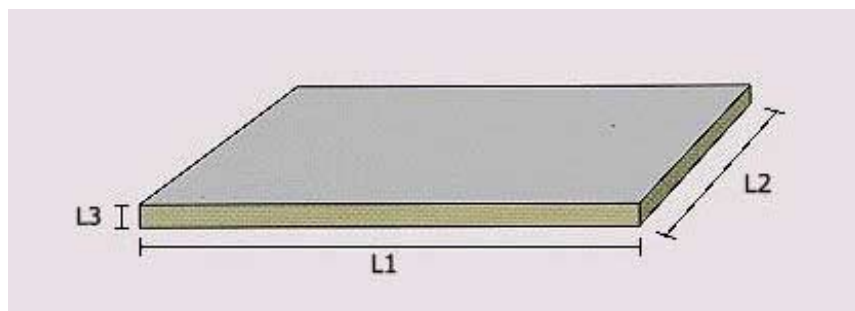


Figura 3.8: Folhas – estruturas laminares

- *Barras* ($L1 = L2 < L3$): duas das dimensões principais são de mesma ordem de grandeza e menor que a ordem de grandeza da terceira dimensão (figura 3.9). O estudo das estruturas compostas por barras, também chamadas de estruturas reticulares, pertence ao âmbito da Resistência dos Materiais, cuja solução é objeto da estática das construções.

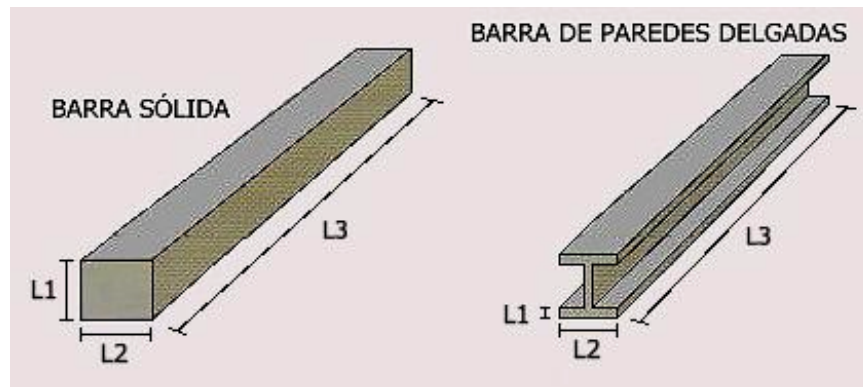


Figura 3.9: Dimensões de barras e barras de paredes delgadas

- *Barras de elementos delgados* ($L1 < L2 < L3$): os três comprimentos principais são de ordem de grandeza diferente, ou seja, a espessura é muito menor que a outra dimensão da seção transversal que, por sua vez, é muito menor que o comprimento da peça. A razão da classificação das peças estruturais, segundo os critérios expostos, decorre do fato de que cada tipo fundamental corresponde um procedimento de cálculo específico. Dessa forma, ao elaborar a esquematização de uma estrutura, as dificuldades a serem encontradas nos cálculos da mesma já serão conhecidas.

3.2 – SISTEMAS ESTRUTURAIS

A essência do projeto estrutural é controlar a ação das forças exteriores e das tensões internas, conduzindo-as por caminhos definidos em um sistema de ação e reação interdependentes, que estabeleça o equilíbrio em cada elemento individual e na estrutura como um todo. O vão é o maior desafio a ser vencido nas grandes construções.

Tendo em vista que a essência do projeto estrutural consiste no desenvolvimento de um sistema que desvie as forças em determinadas direções, com a máxima eficiência estética e com a menor obstrução do espaço, o interesse do arquiteto deverá concentrar-se, de preferência, nos seguintes aspectos:

- conhecimento dos mecanismos que fazem mudar a direção das forças;
- conhecimento dos sistemas para cobrir espaços e resistir a deformações.

A partir desses conceitos, Engel (citado por Bedê, 1984) propõe uma classificação simples e consistente dos sistemas estruturais arquitetônicos que serão

descritas nos tópicos a seguir. A forma e o espaço alcançam propriedade e caráter em função do sistema que consegue cobrir o espaço com maior eficiência e beleza. Essa fase de concepção estrutural, diz respeito tanto ao trabalho do engenheiro de estruturas quanto ao arquiteto. Ainda segundo Engel, as estruturas já experimentadas são exemplos e, portanto, modelos de projeto. Os sistemas estruturais são ordenações e, por conseguinte, princípios para o projeto.

3.2.1 – SISTEMAS EM ESTADO DE TRAÇÃO OU COMPRESSÃO SIMPLES

São estruturas que atuam solicitadas à tração ou à compressão em função de sua forma. São eles: *cabos*, *sistemas de cabos*, *arcos funiculares*, *sistemas de arcos funiculares*, *tendas* e *estruturas pneumáticas*.

Os arcos e os cabos transmitem cargas mobilizando tensões normais, isto é, mediante compressão ou tração simples. Esses sistemas desenvolvem esforços horizontais em suas extremidades e o cálculo da absorção desses esforços constitui um problema essencial no projeto dos mesmos. Os empuxos horizontais em um cabo, podem ser facilmente observados na figura 3.10, cujo modelo é composto por um fio com anéis em suas extremidades. Aplicando-se uma carga P a qualquer ponto desse fio, os anéis tendem a escorregar sobre a barra rígida, solicitados pelo surgimento da força horizontal. Para evitar esse escorregamento, deve-se fixar os anéis em um ponto qualquer da barra rígida.

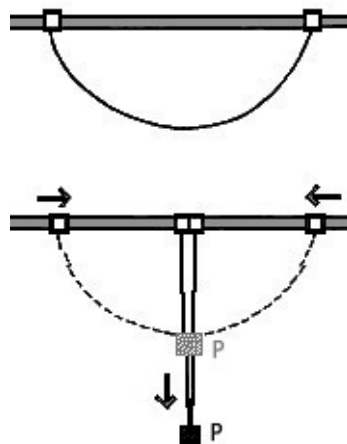


Figura 3.10: Esforço horizontal no ponto médio do cabo

As cargas aplicadas em um cabo podem ser classificadas em três categorias principais.

1 - Carga concentrada: onde a forma assumida pelo cabo é triangular, determinada por duas linhas retas ligando a carga aos pontos de suspensão (figura 3.11a).

2 - Carga uniformemente distribuída ao longo do vão: nesse caso, o cabo tende a assumir a forma de uma parábola quadrática (figura 3.11b).

3 - Carga uniformemente distribuída ao longo do comprimento do cabo: onde a configuração de equilíbrio é a catenária, palavra originária do grego *catena* = cadeia (figura 3.11c).



Figura 3.11 – Configuração de um cabo, sob carregamento

As diversas formas que o cabo adquire em função do carregamento denominam-se funiculares das forças que atuam no cabo ou, em outras palavras, o caminho que as forças percorrem ao longo do cabo até chegar aos seus apoios. A palavra funicular vem do latim *funis* = corda e do grego *gonia* = ângulo (Rabello, 2000).

O *cabo* é uma barra cujo comprimento é tão predominante em relação à sua seção transversal que o torna flexível, ou seja, não apresenta resistência a esforços de compressão e de flexão mas apresenta, no entanto, grande resistência quando submetido a esforços de tração simples.

Cabos com diferentes pontos de suspensão formam, em conjunto, um *sistema de cabos* que pode estender-se livremente pelo espaço, transmitindo as cargas através de esforços apenas de tração (figura 3.12).

Para Bedê (1984), a configuração do cabo, devidamente considerada, cria uma interessante análise em relação ao seu aspecto econômico. Uma grande flecha aumenta o comprimento do cabo, mas reduz as tensões de tração permitindo, portanto, uma

redução de sua seção. Entretanto uma flecha pequena reduz o comprimento do cabo, mas requer uma seção maior, devido às altas tensões desenvolvidas no mesmo. O volume total do cabo, ou seja, o produto de sua seção reta pelo seu comprimento torna-se grande tanto para pequenas como para grandes flechas, podendo ser mínimo ou ideal, para valores intermediários da flecha. A flecha ótima, considerada a mais econômica para uma dada distância horizontal entre apoios, apresenta dimensão igual à metade do vão, correspondendo à configuração de um triângulo isósceles, cujo empuxo é igual à metade da carga concentrada no meio do vão. A curvatura ótima no caso das parábolas e catenárias é da ordem de $3/10$ do vão.



Figura 3.12: Pavilhão de Sevilha (Expo 92)

As limitações na aplicação de cabos, além dos problemas de absorção dos empuxos horizontais, derivam da instabilidade de sua forma quando submetidos a variações de carregamento. As cargas de vento são uma das principais causas da instabilidade dos cabos. Os cabos devem ser estabilizados e a maneira mais usual para isto é através de sua protensão, que pode ser obtida pelo pré-carregamento do cabo ou através de tensões produzidas pela ação de esforços transversais. As treliças penduradas em cabos de pontes suspensas, por exemplo, têm a função não somente de sustentar o tabuleiro, mas também de estabilizar movimentos provocados pelo deslocamento das cargas (figura 3.13).

Enquanto o cabo modifica sua forma sob a ação de novas cargas, o arco compensa essa modificação através de sua rigidez. Em outras palavras, o cabo é sempre funicular para as cargas atuantes, já o arco, que não permite a alteração de sua forma, é funicular somente para um determinado estado de cargas. O arco e o cabo suspenso, por trabalharem, respectivamente, através de esforços simples de compressão e tração, são

sistemas mais econômicos para cobrir um espaço, atendendo à menor relação peso - vão. O mesmo raciocínio pode ser aplicado às redes de cabos, membranas ou cúpulas treliçadas, cujas cargas, embora dispersas segundo mais de um eixo, são também transmitidas de forma linear.



Figura 3.13: Ponte St Johns

A obtenção da forma em arco, muito provavelmente, surgiu com a necessidade de espaços livres ao longo de uma parede. O processo utilizado, inicialmente, era o de colocar os elementos de alvenaria em balanço, em relação aos anteriores, sendo a evolução imediata a de cortar as pedras inclinadas, formando assim uma linha contínua.

Os arcos foram utilizados como elementos estruturais pelos etruscos, babilônios, egípcios e gregos, mas foram os romanos os primeiros a utilizar esse sistema em pontes e aquedutos, inicialmente com pequenos vãos, mas, com a experiência acumulada, conseguiram construir arcos com grandes vãos, e grandes extensões de vãos arqueados, como o Aqueduto de Segóvia, com 28,9m de altura máxima e 728m de comprimento (Figura 3.14).



Figura 3.14: Aqueduto de Segóvia (Séc. I)

A transmissão das solicitações permite a colocação de vários arcos adjacentes, ou mesmo a absorção das reações por elementos denominados "contrafortes", mantendo-se, assim, o sistema em equilíbrio. Com a utilização de contrafortes nos arcos, foi possível a construção das catedrais medievais, totalmente executadas em pedra.

O arco, sob ações gravitacionais, apresenta um comportamento análogo ao cabo, porém de maneira inversa: se a carga aplicada em um cabo muda, sua forma acompanha esta mudança permanecendo funicular, sem momentos fletores para qualquer carregamento, devido à sua flexibilidade. Já o arco mantém sua forma original devido à sua rigidez provocando, assim o aparecimento de esforços de flexão que aumentam suas dimensões, podendo tornar-se anti-econômicos. Como a ocorrência desses esforços depende da forma do arco e do seu carregamento, deve-se procurar atribuir aos arcos formas que correspondam aos funiculares das cargas que atuam sobre eles garantindo, portanto, a não ocorrência de flexão. Cada vez que o funicular das cargas desvia-se do eixo do arco, são originados, também, esforços de flexão que aumentam, de forma proporcional (Figura 3.15). Nesse sentido é recomendável que os arcos estejam submetidos exclusivamente a esforços de compressão simples, considerando-se, ainda, que o arco não pode ser tão extenso quanto um cabo, devido à possibilidade de flambagem por flexão.

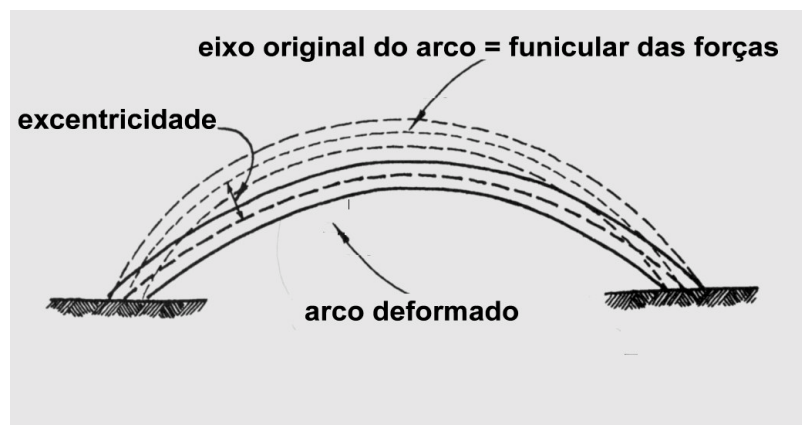


Figura 3.15: Linha de ação dos esforços de compressão de um arco

A estabilização do arco contra a flambagem fora de seu plano pode ser feita por travamentos perpendiculares ao seu plano. Para evitar-se a flambagem no plano do arco, deve-se elevar sua rigidez, aumentando a inércia da sua seção transversal nesse plano,

por exemplo aumentando-se a dimensão vertical da sua seção transversal. Para arcos funiculares em catenária ou parabólicos, o esforço de compressão varia ao longo do seu comprimento, sendo mínimo no topo e máximo junto aos apoios. Uma maneira econômica de compensar esses esforços é variar a área da seção ao longo do comprimento, aumentando-a junto aos apoios.

Os arcos podem apresentar vínculos (apoios) que permitam rotação relativa entre duas seções adjacentes. É possível utilizar, no máximo, três articulações em um arco (figura 3.16). Os arcos triarticulados adaptam-se bem a mudanças de forma e absorvem melhor a variação dos esforços, permitindo uma execução mais simples, pois podem ser montados em partes. No entanto, são mais sensíveis à flambagem, exigindo maiores cuidados na sua estabilização. Os arcos biarticulados, devido à sua maior restrição em relação aos triarticulados, sofrem maiores influências quando ocorrem variações em suas formas, oriundas das deformações ocorridas pelas diferenças térmicas ou pelo próprio comportamento do material.

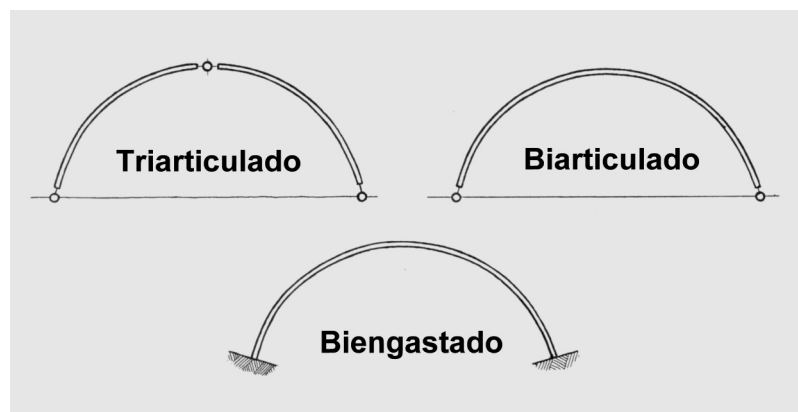


Figura 3.16: Tipos de arcos

Como no arco predominam esforços de compressão simples, as seções e os materiais ideais são aqueles que apresentam melhor desempenho a esse esforço como, por exemplo, o aço, a madeira e o concreto armado. O aço, por apresentar maior resistência, resulta em uma estrutura mais leve sendo, portanto, indicado para grandes vãos. As seções tubulares, principalmente a circular, são as mais indicadas, pois seu material é distribuído uniformemente em torno do centro de gravidade, propiciando a mesma inércia em relação a qualquer eixo diametral. Vários segmentos de seções retangulares também são usados na construção de um arco metálico, travados

transversalmente por outros elementos estruturais .

O arco é, depois do cabo, o sistema estrutural capaz de vencer maiores vãos com menores quantidades de material. Por isso, é comum o uso desse sistema em construções de grande porte como, entre outros, pontes, museus, teatros e coberturas de galpões industriais. Os elementos estruturais de maior comprimento ou extensão, têm em comum a propriedade de transferir cargas em uma direção.

O Anexo 2 apresenta gráficos elaborados pelo prof. Philip Corkill da Universidade de Nebraska, citados por Rabello (2000), para pré dimensionamento do arco e outros sistemas estruturais, com as proporções adequadas da largura, altura e espessura para estruturas em aço com elementos treliçados e de alma cheia.

“Membranas são lâminas muito finas e que apresentam resistência apenas em seu plano” (Rabello, 2000).

Quando uma membrana flexível, resistente apenas a esforços de tração, é inflada pela pressão de um gás, produz uma força pneumática (do grego pneuma = sopro). A membrana é deformada no sentido da região de menor densidade até que sua superfície seja estabilizada em sua forma e posição.

Toda membrana tensionada pneumaticamente é capaz de resistir a esforços exteriores onde o próprio meio transforma-se em um elemento portante (estrutural). Esse sistema pode apresentar membranas simples ou duplas que podem ser fechadas (balões) ou abertas (pára-quadras, veleiros, coberturas). As bolhas de sabão são consideradas formas pneumáticas “ideais” devido à fluidez de sua película. Cada forma é sempre estabelecida de maneira a produzir tensões iguais de membrana em todos os pontos da superfície, o que significa menor área e o maior volume possíveis, para determinadas condições de borda. Segundo Bedê (1984), existe sempre uma possibilidade de otimização da forma em relação à quantidade de material.

O aumento da pressão do ar permite que a membrana seja tensionada, compensando o seu peso próprio e impedindo sua deformação pela ação de cargas assimétricas. Quando ancorada ao solo pelas bordas e pela parte central superior, reduz-se o raio de curvatura da membrana e, conseqüentemente, suas tensões, permitindo cobrir grandes espaços com altura menor. (Figura 3.17).

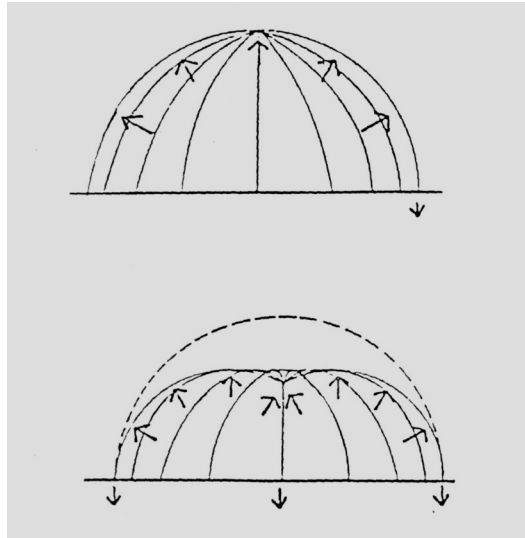


Figura 3.17: Ancoragem central diminui as tensões na membrana pneumática

3.2.2 – SISTEMAS EM ESTADO DE SOLICITAÇÕES AXIAIS

São estruturas que possuem alguns elementos solicitados por tração e outros por compressão, como as *treliças planas* e as *espaciais*.

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. No final do século XIX, estudiosos da química orgânica comprovaram que a configuração tetraédrica faz-se presente em tudo da natureza. A observação de algumas estruturas naturais e percebendo como as formas de organização celular do tecido vivo encontram-se dispostas, despertou em pesquisadores a busca de novos caminhos lógico-estruturais.

A principal característica das treliças é apresentar pequeno peso próprio em relação a outros sistemas estruturais, sendo, normalmente, formadas a partir do triângulo, que é a figura geométrica mais simples entre as consideradas "*indeformáveis*". Assim, dispendo-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 malha espacial é, portanto, a versão em três dimensões das treliças planas, cuja disposição estrutural é dada por um grande número de pequenas barras unidas em suas extremidades, formando uma rede tridimensional. O princípio fundamental a ser seguido no planejamento do

arranjo das barras internas é utilizá-las para diminuir o comprimento livre das barras principais (as mais solicitadas), de modo que sua resistência a flambagem seja aumentada e, conseqüentemente, a resistência da treliça. A diferença entre estruturas planas e espaciais refere-se não somente à estrutura em si, ou à sua natureza, mas também pelos métodos de análise e cálculo. Nas estruturas “clássicas”, as tensões produzidas pelo seu peso próprio e pelas cargas permanentes são geralmente tão elevadas que as solicitações devidas às cargas móveis, não influem muito no cálculo das seções. As constantes tentativas de se reduzir o peso próprio dos elementos estruturais aumenta as possibilidades de maior carga útil e, ao mesmo tempo, faz com que as tensões críticas dependam da ordem de grandeza das cargas variáveis, agora maior que as cargas permanentes. A grande vantagem dos reticulados é que um dano localizado dificilmente provoca a ruptura de toda a estrutura, não produzindo nos mesmos a reação em cadeia, característica dos sistemas tradicionais.

A disposição triangulada faz com que a viga em treliça possa absorver, através dos banzos superior e inferior, os esforços de compressão e tração, tal como as fibras superiores e inferiores de uma viga maciça, admitindo-se a alma dessa última substituída por uma rede de barras, umas trabalhando à tração e outras à compressão, de modo a absorver os esforços cortantes.

Na figura 3.18, observa-se a evolução desse tipo de sistema estrutural na tentativa de absorver, inicialmente através de um tirante, os empuxos de um telhado de duas águas sobre paredes laterais. Para evitar a excessiva flexibilidade do tirante, nasceu o *pendural* que, por sua vez, deu origem às *barras diagonais*, chegando-se, finalmente, à configuração conhecida como viga *Polonceau*.

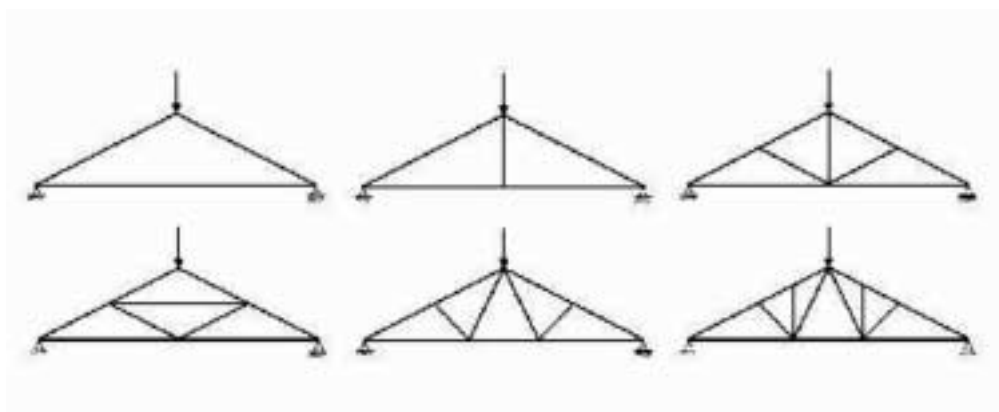


Figura 3.18: Evolução do sistema treliçado em telhados

A necessidade de aplicar esses princípios visando maior esbeltez em vigas e em arcos de grandes vãos, sugeriu o primeiro tipo de treliça plana com várias barras, de modo que cada par de diagonais recebesse a carga do montante correspondente (figura 3.19 a). Entretanto, como as diagonais formavam ângulos ora muito agudos ora obtusos, além da possibilidade de flambagem das mesmas devido ao seu grande comprimento, optou-se por fixar ângulos semelhantes entre si, de 45° e 60° surgindo, então, as vigas *Warren*, *Howe* e *Pratt* (figuras 3.19 b e c). A treliça em *Cruz de Santo André* surgiu pela possibilidade de alteração do tipo de sollicitação das barras frente à variedade do carregamento, com um número excessivo de barras onde grande parte delas trabalham à compressão, embora as interseções em cruz (nós), reduzam os efeitos de flambagem (Figura 3.19 d).

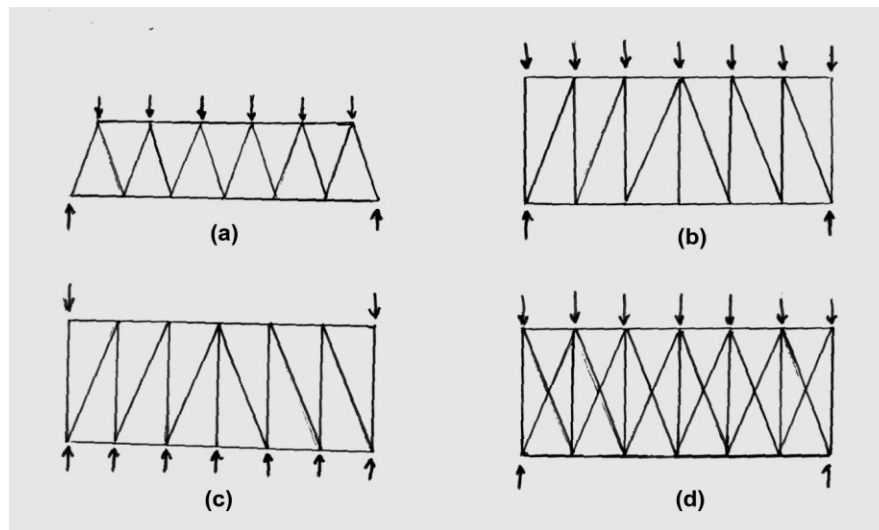


Figura 3.19: Ângulos semelhantes em treliças planas

Um dos exemplos mais famosos de treliça plana é no projeto do arquiteto Mies Van Der Hohe do teatro de Manheim, na Alemanha.

Como comentado no capítulo II, existem vários tipos de malhas espaciais. As mais conhecidas na prática são as malhas ortogonais, cujas vigas interceptam-se em ângulo reto, as triangulares e as hexagonais. Na maioria das vezes, as malhas encontram-se apoiadas sobre lados ou pontos de apoio, existindo, porém, reticulados em balanço ou os que apresentam redes de vigas em círculos. O emprego desse tipo de estrutura estende-se às coberturas curvas dobradas (plissadas), sempre que o problema seja, como nas estruturas tensionadas, vencer grandes vãos (hangares, fábricas,

armazéns, etc.).

Segundo Bedê (1984), outro sistema muito usado, principalmente para cobrir plantas retangulares, é o sistema reticulado em diagonal (Figura 3.20).

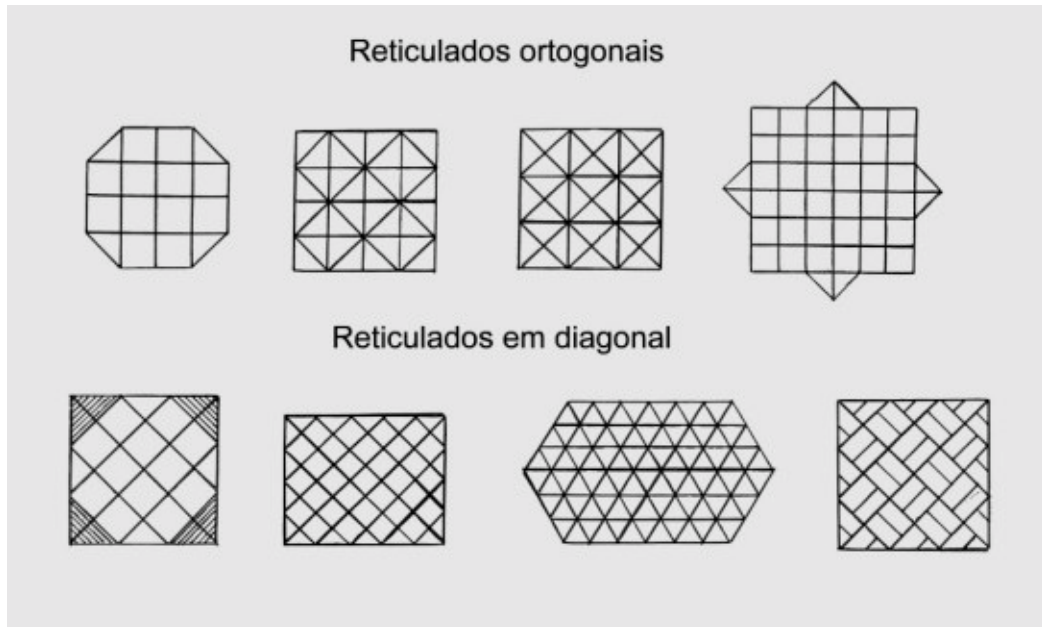


Figura 3.20: Tipos de reticulados.

As vigas do reticulado em diagonal possuem comprimentos diferentes. Por esta razão, a rigidez relativa (EI/L) varia bastante, fazendo com que as vigas de canto, mais curtas, apresentem maior rigidez à flexão e sirvam de apoio às de maior comprimento. Assim, estas últimas comportam-se como vigas contínuas sobre os apoios elásticos, com menores momentos fletores no meio do vão. Entretanto, devido à inversão de sinal dos momentos solicitantes nas diagonais mais longas, aparecem reações negativas nesses “cantos”, existindo a possibilidade de levantamento dos mesmos, inclusive para carga uniformemente distribuída.

A malha espacial pode ser um arranjo plano, multiplano ou curvo (geodésicas) sendo o número de apoios diretamente proporcional à sua eficiência estrutural. Os custos de mão-de-obra são também proporcionais ao número de peças manipuladas. Portanto, quanto maior o módulo da malha espacial, menos barras e nós serão necessários e mais econômica será a estrutura. As dimensões dos módulos podem também ser estabelecidas em função do máximo comprimento de barra disponível para um determinado projeto. O número de barras e nós é inversamente proporcional ao

quadrado da dimensão do módulo básico. Por exemplo, com um módulo de 1,5m de lado, ter-se-á quatro vezes mais barras e nós do que em um módulo de 3m. A dimensão ótima de um módulo situa-se entre 1/18 a 1/20 do vão livre ou cerca de 1/9 do vão em balanço. Malhas econômicas tem sido projetadas com módulos variando entre 1/7 e 1/14 do vão (Bedê, 1984).

A ação estrutural de uma malha espacial é semelhante a uma casca ou placa quanto à maneira pela qual as cargas são conduzidas aos apoios. As placas desenvolvem, tridimensionalmente, uma resistência adicional à ação fletora em duas direções e são muito mais eficientes e versáteis que alguns tipos de lajes como as pré-fabricadas armadas em uma só direção ou ainda em vigas mistas (viga-laje). Algumas treliças espaciais simples podem ser analisadas, preliminarmente, a fim de que sejam determinados os esforços máximos nas barras, de forma análoga ao comportamento de placas equivalentes, sem rigidez à torção.

As treliças espaciais constituem um elemento decorativo de grande relevância, além de apresentarem vantagens acústicas graças à compartimentação na rede de seus elementos. Para grandes espaços é aconselhável usar três sistemas de vigas, formando malhas triangulares de grande rigidez que conduzem à uma distribuição mais uniforme das tensões.

Para estas, a forma mais econômica é o quadrado com três ou quatro subdivisões iguais obtendo, assim, o máximo efeito de canto, ou seja, as quatro vigas mais rígidas servem de apoio às de maior comprimento. Em grandes espaços é recomendável limitar o número de subdivisões, por questões de economia, para que as vigas principais possam delimitar painéis de grandes dimensões a fim de serem divididos por vigas secundárias. Obtém-se, assim, uma distribuição uniforme de carga sobre as vigas principais.

Um dos mais modernos avanços de coberturas curvas treliçadas é o chamado *domo geodésico* de Buckminster Fuller, onde a triangulação da circunferência é feita com base no icosaedro regular inscrito. A cúpula geodésica é uma forma particular de reticulado com elementos dispostos segundo as circunferências dos *círculos máximos*, configurando, com exatidão, uma malha de triângulos esféricos (Figura 3.21). Uma desvantagem desse sistema é a forma irregular de sua linha de base que dificulta a união da cúpula com o corpo do apoio, cujo resultado arquitetônico depende da solução proposta para realizar essa ligação. Entretanto, esse desafio proporciona o

desenvolvimento de um grande número de detalhes construtivos dos nós que envolvem as mais variadas concepções.

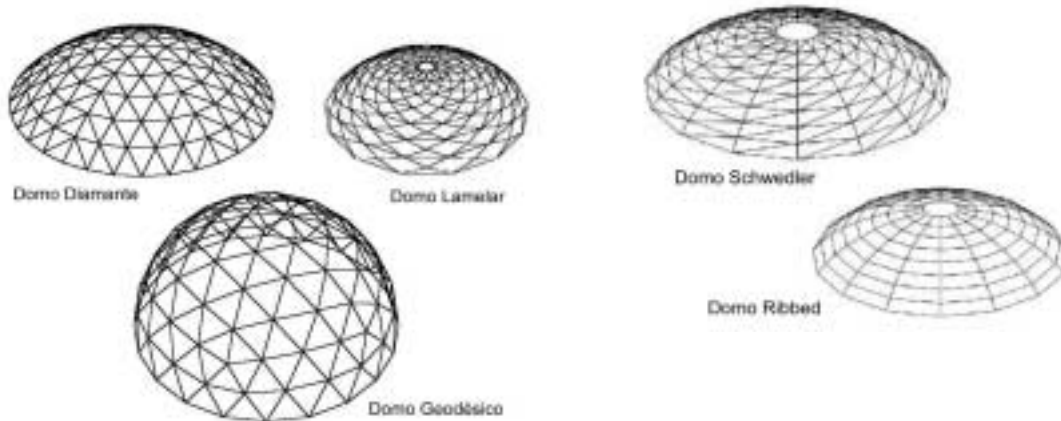


Figura 3.21: Alguns tipos de domos

As malhas espaciais proporcionam aos arquitetos liberdade de desenho e grande facilidade construtiva dada a justaposição de elementos pré-fabricadas mais leves com um menor consumo de material, além da facilidade de transporte e montagem e custo reduzido. Mas a eficácia de uma malha espacial reside, basicamente, na sua capacidade de distribuir amplamente qualquer ação de cargas aplicadas. A disposição do grande número de barras faz com que cargas isoladas não sejam resistidas apenas por aquelas diretamente solicitadas, mas também por outras, mesmo se estas estiverem afastadas dos pontos de aplicação das cargas. Com isso, obtém-se uma distribuição mais homogênea das solicitações no conjunto da estrutura.

3.2.3 – SISTEMAS EM ESTADO DE FLEXÃO

São estruturas que atuam principalmente em função da inércia da seção transversal de seus elementos da continuidade entre os mesmos, como as *vigas*, os *pórticos*, as *grelhas*, as *placas* e as *placas dobradas*.

Como já mencionado anteriormente, desde os tempos imemoriais o problema de abrigo dos homens contra as intempéries têm sido resolvido pela disposição de algumas paredes e uma cobertura. Na pré-história, paredes e tetos eram feitos de pedra, sem nenhuma distinção entre estrutura de sustentação e o forro protetor. A separação entre as funções de sustentação e vedação conduz-nos ao mais simples sistema estrutural: a

coluna e o lintel, que é um tipo de viga simplesmente apoiada nas colunas.

“Vigas são elementos estruturais sujeitos basicamente a esforços de flexão”
(Dias, 2002).

Vigas são elementos estruturais destinados a vencer vãos na horizontal. Por isso são muito solicitadas aos esforços das cargas, pois necessitam ter condições de transferir forças, geralmente verticais, para os apoios através de um caminho horizontal, ou seja, a mudança na direção do caminho dessas forças requer uma resistência maior por parte desse elemento. Quanto à sua concepção, as vigas podem ser de alma cheia, alveolares, treliçadas, Vierendeel, mistas e esbeltas.

Chama-se alma de uma viga à porção vertical de sua seção. A viga de alma cheia é aquela que não apresenta vazios em sua alma. Uma viga é um elemento sujeito a dois tipos de esforços: momento fletor e força cortante. Sendo o primeiro o esforço predominante e o mais desfavorável, a viga é o sistema estrutural que exige maior consumo de material e maior resistência. Pode-se dizer que a viga é o extremo oposto do cabo, em relação ao consumo de material. Dias (2002), diz que os valores referenciais para pré-dimensionamento da altura da alma em vigas metálicas (simplesmente apoiadas) principais varia de 1/14 a 1/20 do vão e, em vigas secundárias, de 1/20 a 1/25 do vão.

As vigas alveolares em aço são obtidas a partir de perfis de seção “I”, através de um recorte longitudinal na alma com posterior deslocamento e soldagem das partes (Figura 3.22), ou mesmo por meio de aberturas feitas nas almas desses perfis.



Figura 3.22: Viga alveolar

As vigas treliçadas, como dito anteriormente, apresentam altura inferior às dos

sistemas usuais. Para Dias (2002), os valores de referência para pré-dimensionamento da altura das treliças variam de 1/10 a 1/25, para vãos de 12 a 35m. Mas segundo Bedê (1984), a relação entre a altura e o vão dos reticulados de vigas pode chegar a 1/30 para malhas ortogonais e 1/40 para malhas em diagonal

As vigas chamadas Vierendeel são compostas por barras unidas por ligações rígidas, formando quadrados ou retângulos (Figura 3.23). Seus valores de referência encontram-se entre 1/15 a 1/20 do vão (Dias, 2002). Devido à característica de seus vínculos, nas “vigas-quadro”, embora mais deformáveis que as treliças planas, a influência de uma barra sobre a outra provocará uma diminuição em suas deformações e, conseqüentemente, em seus esforços atuantes, permitindo que esse conjunto possa receber um carregamento maior ou vencer um vão maior. Entretanto, devido a esse comportamento, a viga Vierendeel exige um maior consumo de material, em relação a uma treliça solicitada pelas mesmas cargas e vencendo os mesmos vãos. Esse tipo de viga é muito utilizado para passagem de tubulações de serviços (ventilação, iluminação, ar condicionado, etc.) ou ainda para tornar vigas de grande porte visualmente mais leves.



Figura 3.23: Viga Vierendeel

As vigas mistas resultam da associação de uma viga de aço com uma laje de concreto, onde a ligação laje-viga é feita por meio de conectores. Esse sistema estrutural tem sido muito eficiente para suportar cargas gravitacionais de pisos de edifícios devido, principalmente, à facilidade de execução e à redução de peso da viga metálica. Segundo Queiroz et al (2001), podem ser atingidos valores de redução da ordem de 20% a 40% em sistemas bem dimensionados. Em perfis de seção “I”, a laje de concreto recebe boa parte dos esforços de compressão que deveriam ser absorvidos pela mesa superior do perfil, enquanto os esforços de tração são normalmente absorvidos pela

mesa inferior do perfil de aço. Os conectores cumprem a função de absorver os esforços de cisalhamento horizontal e impedir o afastamento vertical entre a laje e a viga. Entre os vários tipos de conectores os mais recomendáveis e utilizados são os pinos flexíveis (Figura 3.24). Os valores referenciais, para efeito de pré-dimensionamento da altura das vigas mistas encontram-se entre $1/20$ a $1/25$ do vão, para vãos de 6 a 20m (Dias, 2002).

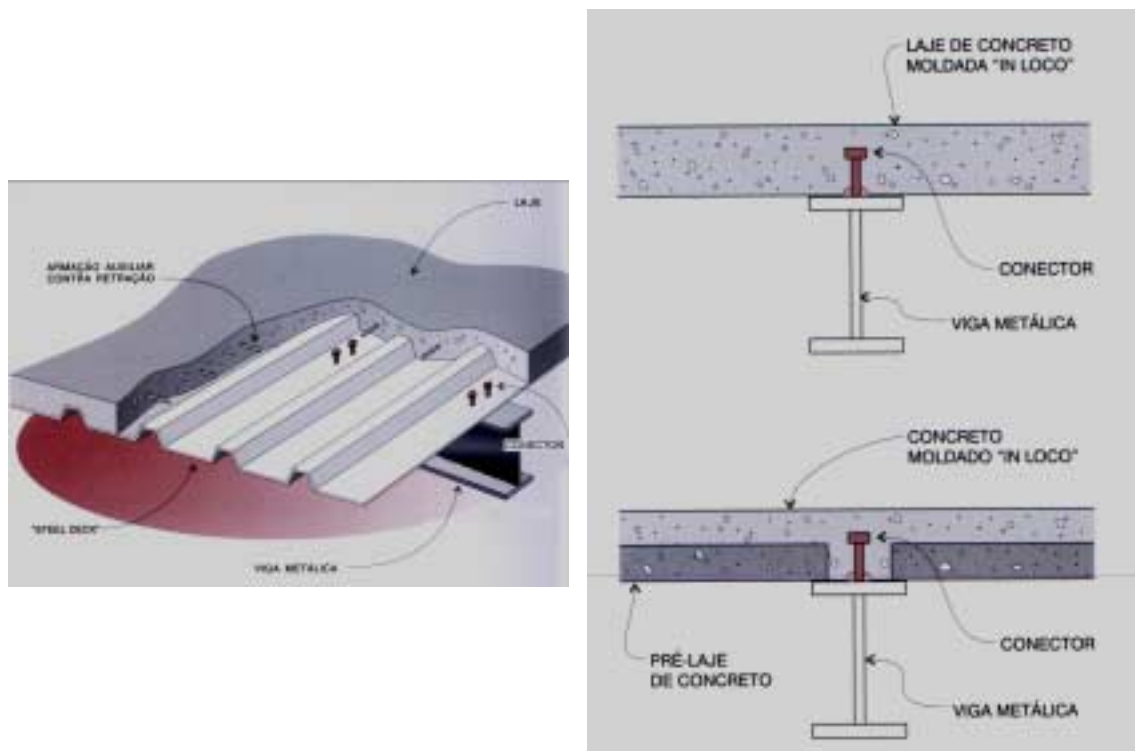


Figura 3.24: Viga mista

Araújo (1997), define vigas esbeltas como sendo vigas obtidas a partir de elementos de placa unidos de tal forma a funcionar mais eficientemente que as vigas não esbeltas (de inércia constante), laminadas ou soldadas. Esse tipo de viga torna-se viável quando é necessário vencer grandes vãos. Ainda segundo Araújo (1997), as vigas de aço laminadas e soldadas possuem capacidade limitada ao momento fletor e suas almas são relativamente espessas a fim de proporcionar resistência adequada ao cisalhamento em vãos curtos. Nas seções esbeltas em vãos maiores, para um mesmo momento resistente, o cisalhamento é relativamente menor, onde a espessura da alma pode ser reduzida. No entanto, são mais caras, devido aos custos de montagem (mão-de-obra), ao processo de solda que compreende toda a estrutura, ao grande número de enrijecedores necessários à sua estabilidade e por ser este um sistema particular a cada

caso, praticamente inviabilizando sua produção em escala industrial. Em compensação, suas peças podem ser fabricadas com formas e alturas variadas em função do momento solicitante, reduzindo-se o consumo de material. Em geral, pode-se dizer que a viga esbelta é aquela que tem uma alma cuja altura muito grande em relação à espessura.

Conforme a posição e a quantidade de apoios, Rabello (2000), classifica as vigas em *biapoiadas*, em *balanço* e *contínuas* (engastadas). As vigas biapoiadas são solicitadas por tensões de compressão nas fibras superiores e de tração nas fibras inferiores. Nas vigas em balanço, essas tensões são invertidas, enquanto nas com mais de dois apoios (contínuas), tem-se nos vãos, compressão na parte superior e tração na parte inferior, ocorrendo o inverso nos apoios. Por convenção, os momentos que provocam tração nas fibras inferiores são considerados positivos e os que provocam tração nas fibras superiores são considerados negativos.

Nas vigas contínuas ocorre uma distribuição dos momentos fletores dos vãos para os apoios, resultando em valores menores do que os das vigas biapoiadas, para as mesmas condições de vãos e carregamentos. Entretanto, o custo das ligações metálicas em vigas engastadas é bem maior.

O antigo sistema coluna-lintel muda substancialmente quando uma conexão rígida é estabelecida entre seus elementos (vigas e pilares), exigindo que ambos sejam dotados de resistência à flexão. Esta nova estrutura é denominada *pórtico simples* sendo, obviamente, mais resistente à ação cargas horizontais e verticais.

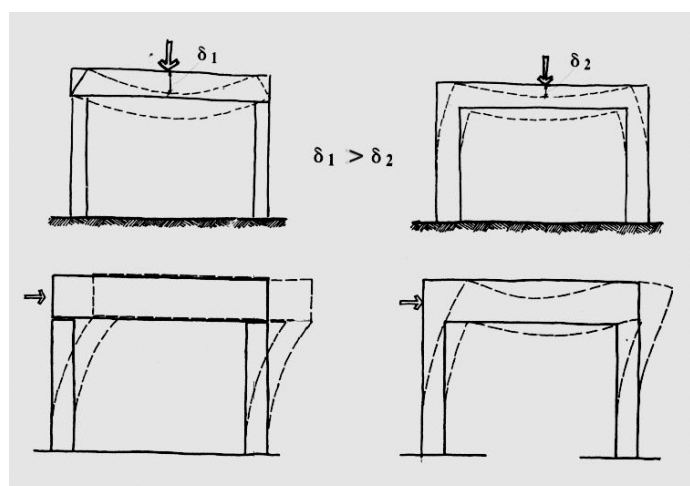


Figura 3.25: Pórtico simples

“O pórtico plano é uma estrutura formada por barras coplanares sujeitas a carregamentos pertencentes a esse mesmo plano” (Dias, 2002).

Na figura 3.25, pode-se observar que a viga biapoiada tende a sofrer uma deformação maior do que a viga do pórtico, onde o giro da viga é impedido pelo pilar. Uma vez menos solicitadas que as apoiadas, as vigas do pórtico apresentam dimensões menores. Em contrapartida, o pilar do pórtico passa a suportar, além da compressão simples o momento fletor, necessitando, assim, de maiores dimensões em sua seção transversal. À medida que a rigidez da viga é alterada, em relação ao pilar, ou vice versa, ocorrem alterações na distribuição dos esforços de flexão. Quando os pilares são muito mais rígidos do que as vigas, têm a tendência a absorver uma parcela maior do momento, aliviando a viga. Conforme a rigidez do pilar for aumentando, menor será a liberdade da viga ao giro, até que o pilar torna-se tão rígido que a viga pode ser considerada engastada nele (Figura 3.26 a). Em uma situação inversa, ao diminuir muito a rigidez de um pilar, menor será sua oposição ao giro da viga, que receberá cada vez mais o esforço de flexão (Figura 3.26 b). Na prática, as rigidezes do pilar e da viga tendem a apresentar a mesma ordem de grandeza.

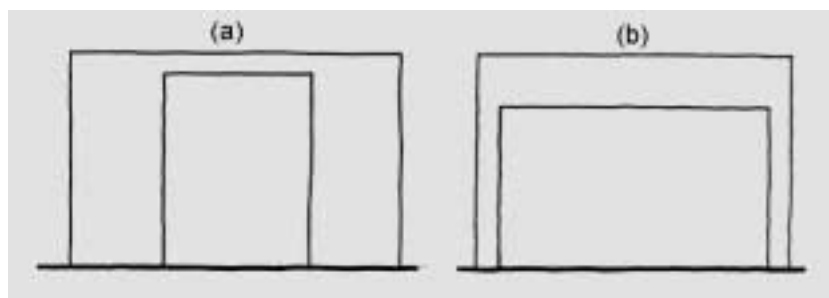


Figura 3.27: Rigidez do pilar em relação à viga de um pórtico

A tendência de um pórtico a deformar-se sob a ação do vento é compensada pelo aparecimento de tensões adicionais nas barras verticais, sendo de tração a barlavento e compressão a sotavento. Tais tensões, entretanto, são geralmente pequenas, visto que o braço de alavanca de suas resultantes é igual ao vão do pórtico. O deslocamento lateral também pode ser produzido por cargas verticais, em função da flexibilidade da viga e dos pilares.

A rigidez das barras de um pórtico à deformação axial é muito maior do que a rigidez das mesmas à deformação por flexão, ou seja, o deslocamento devido à deformação axial é muito menor. Nesse sentido, os pórticos são considerados *deslocáveis*, quando o deslocamento de um ou mais nós depende da deformação por

flexão de barras. Serão *indeslocáveis* aqueles em que o deslocamento de todos os seus nós depende da deformação axial de barras. Na verdade, o deslocamento nesses pórticos existe, mas é tão pequeno quando comparado aos dos pórticos deslocáveis que podem ser considerados desprezíveis.

Os pórticos múltiplos, são estruturas de pórticos justapostos horizontal ou verticalmente. Esses últimos são comumente usados em edifícios altos, como será abordado no tópico a seguir. A figura 3.27 apresenta alguns tipos de pórticos onde é possível observar exemplos com viga inclinada e até poligonal, o mesmo podendo ocorrer com os pilares.

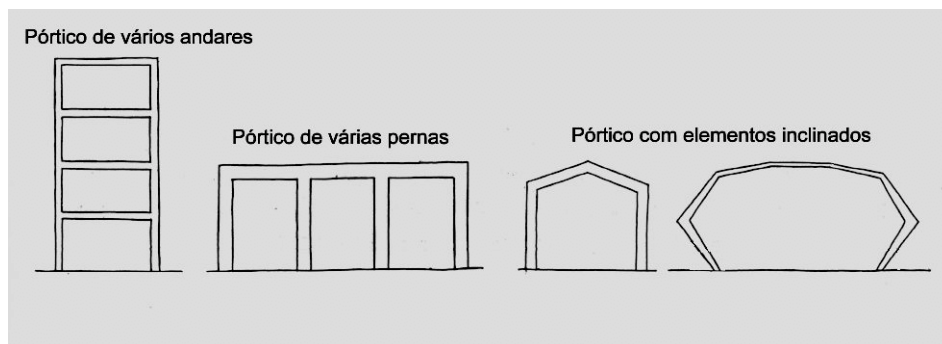


Figura 3.27: Outros tipos de pórticos

Em um sistema formado por uma série de vigas paralelas, todas com vão na mesma direção, cada viga age mais ou menos independentemente umas das outras, de modo que, quando uma força concentrada é aplicada em uma viga, esta necessita apresentar resistência suficiente para transmitir, sozinha, a totalidade da força aos apoios. Uma forma de construção mais leve, e conseqüentemente mais econômica, seria obtida se as forças concentradas pudessem ser repartidas entre diversos elementos, de modo que nenhum deles tivesse que realizar todo o trabalho isoladamente, ou seja, que todos os elementos resistentes fossem solicitados em conjunto. A estrutura de *grelha* é um meio de se atingir estes objetivos, sendo essencial que as vigas sejam interligadas em cada ponto de interseção, para que todas possam participar da transmissão, aos apoios, de quaisquer forças aplicadas (Figura 3.28).

“Grelha é a estrutura formada por barras coplanares submetida a carregamentos pertencentes a planos ortogonais ao da estrutura” (Dias, 2002).

Uma grelha, portanto, consiste de dois ou mais sistemas interligados de vigas paralelas que se interceptam, não sendo necessário que esses sistemas sejam paralelos aos elementos de apoio. O uso de grelhas com vigas que interceptam-se segundo ângulos de 30° , 45° ou 60° , proporciona uma economia adicional na altura dos andares de uma edificação minimizando os custos. Segundo Bedê (1984), as grelhas retangulares apresentam uma relação altura-vão da ordem de $1/30$ a $1/40$, enquanto nas grelhas com vigas não ortogonais, a eficácia é maior, entre $1/40$ a $1/60$.

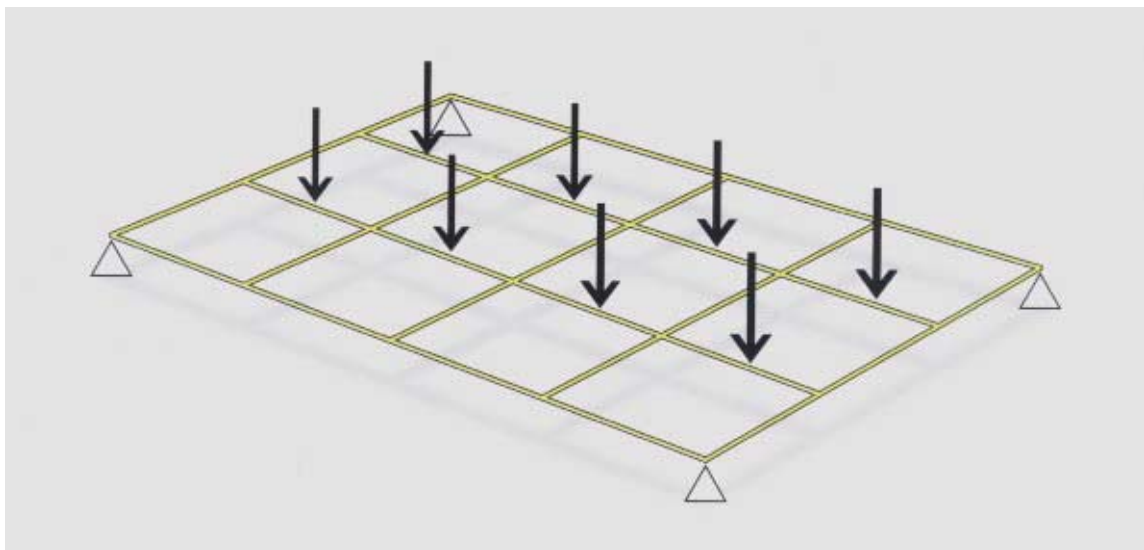


Figura 3.28: Grelha (Dias, 2002)

Considerando que, em qualquer fenômeno físico, a natureza procura o caminho mais simples, os elementos estruturais tendem a distribuir as cargas de maneira mais eficaz. Sendo assim, o comportamento de uma placa pode ser considerado o de um conjunto de vigas solidárias, atuando como uma grelha de vigas isoladas, com um número infinito de vigas, infinitamente próximas umas das outras, transferindo as cargas aos apoios com as menores tensões possíveis e com a maior economia..

“Placas ou lajes são folhas que sofrem carregamento perpendicular à face formada pelas duas maiores dimensões” (Dias, 2002).

Uma placa, sob ação de uma carga, flete e sofre torção em cada ponto. As flexões produzem ações em duas direções, isto é, momentos fletores e tensões de cisalhamento, enquanto a torção produz tensões de cisalhamento. Assim, a combinação

de cisalhamento e torção transfere a carga na direção da viga solicitada, uma vez que a placa constitui um elemento estrutural monolítico.

Uma particularidade do comportamento das placas, ocorre nas quinas. Se uma placa quadrada é simplesmente apoiada em seu contorno, sem uma ligação rígida, de tal forma que esse contorno apresente apenas reações de baixo para cima, as quinas das placas tendem a levantar-se. Deve-se, portanto, compensar esses esforços adotando-se dispositivos que impeçam tais deslocamentos nos cantos.

Além de retangular e quadrada, o contorno de uma placa pode cobrir plantas de formas variadas como, entre outras, as circulares e as poligonais.

A eficiência estrutural das placas é reduzida devido à distribuição linear de tensões em sua espessura. No caso de uma viga de seção “I”, por exemplo, existe uma maior quantidade de material longe do eixo neutro, de modo a melhor resistir às elevadas solicitações nas fibras superiores e nas inferiores, que são as mais solicitadas. Seguindo-se o mesmo raciocínio, pode-se variar a espessura de uma placa criando-se nervuras dispostas em uma ou duas direções, a fim de enrijecer o conjunto. Dessa forma, a chamada laje *nervurada* apresenta a vantagem de possuir espessura menor, cujas nervuras podem também ser dispostas nas direções radial ou circunferencial.

Além do uso de nervuras a eficiência estrutural de uma placa pode ser aumentada dobrando-se a mesma. Uma folha de papel, por exemplo, presa por duas de suas bordas, não suporta seu próprio peso devido a sua espessura que não oferece resistência suficiente às tensões de flexão. A dobra dessa folha de papel, afasta o material do eixo neutro na seção transversal, aumentando o “braço de alavanca” da resultante das tensões e, portanto, proporcionando resistência às mesmas (figura 3.29).

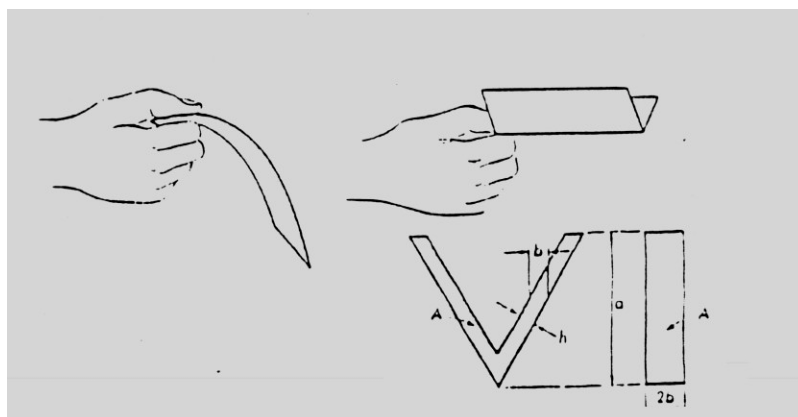


Figura 3.29: Aumento da rigidez de uma folha dobrada

Segundo Bedê (1984), o mecanismo resistente da placa dobrada é uma combinação de ações semelhantes às das vigas, tanto no sentido longitudinal quanto no sentido transversal. Desde que seu comprimento seja maior que o dobro de sua largura, as lajes simples desenvolvem ação de viga, unidirecionalmente, segundo a menor dimensão, ou seja, transversalmente. A faixa transversal sobre apoios rígidos ou flexíveis desperta reações nas dobras, as quais decompõem-se, produzindo carregamentos nos planos das placas. Como consequência, as placas dispersam essas ações longitudinalmente sobre os suportes de extremidade, atuando como vigas altas retangulares. Assim, a carga é transferida para as dobras por ação de viga na direção transversal e, para os extremos, por ação de viga longitudinal. As placas dobradas são econômicas pelo fato de que em suas formas podem ser utilizadas pranchas retas.

As lajes das extremidades (borda) apresentam deslocamentos diferenciados entre as dobras de apoio (interna e externa), sendo mais solicitadas pela flexão transversal que as lajes interiores. Assim, cada faixa unitária de uma laje interior atua, transversalmente, como uma viga biengastada de largura unitária e altura "h" e, longitudinalmente, como viga retangular de largura "b" e altura "a" (Figura 3.29). Por essa razão, as lajes requerem uma análise mais detalhada. Para evitar grandes tensões de flexão, as lajes exteriores podem ser enrijecidas por meio de vigas verticais.

Um exemplo de grande expressão arquitetônica são placas dobradas, poligonais e circulares, usadas para cobrir plantas circulares, cuja altura vai diminuindo da borda para o centro, funcionando como elemento radial de placa, como uma espécie de arco rotulado no fecho, região em que a pequena espessura disponível impossibilita o aparecimento de tensões de flexão. O empuxo, nesse caso, é geralmente absorvido por meio de um tirante circunferencial (Figura 3.30).

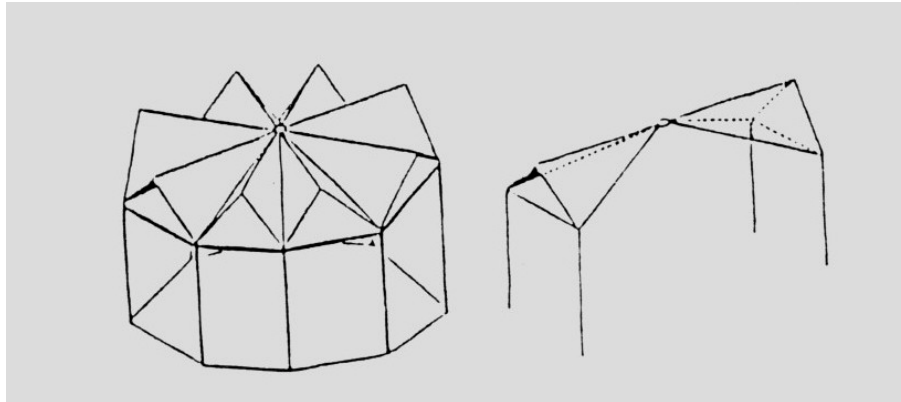


Figura 3.30: Exemplo de placa dobrada

3.2.4 – SISTEMAS EM ESTADO DE TENSÕES DE MEMBRANA

São estruturas que atuam principalmente em função da continuidade de sua superfície, como as *cascas*.

Membrana é uma película extremamente delgada e flexível, incapaz de resistir a esforços de compressão, flexão ou cisalhamento. Sua forma é adaptada no sentido de suportar cargas unicamente através de sua resistência à tração, comportando-se como uma superfície funicular bidimensional, ou seja, a membrana atua como se fosse uma rede de cabos. A ação da membrana pode ser considerada como uma “ação de cabo” em duas direções com eficiência satisfatória, uma vez que as tensões de tração são distribuídas de modo uniforme em sua espessura. Em compensação, essa característica de resistência bi-dimensional das membranas induz o aparecimento de esforços cortantes na superfície da membrana, impedindo que a mesma flambe devido à compressão diagonal decorrente. Os dois pares de cortantes nos lados de qualquer elemento de membrana estão dispostos de modo a garantir seu equilíbrio rotacional.

Um elemento retangular retirado de uma membrana curva, mostra que seus quatro lados não são, em geral, paralelos, mas sim reversos no espaço. A diferença de inclinação entre dois lados opostos implica necessariamente uma diferença de inclinação entre os outros dois lados opostos. À essa diferença, Bedê (1984), denomina “torcimento” da superfície da membrana. As curvaturas e o torcimento caracterizam o comportamento geométrico da superfície da membrana em um determinado ponto.

As membranas são instáveis e precisam ser estabilizadas pela ação de um “esqueleto” ou armação internos, pela tração na aplicação de sobrecargas externas ou

mesmo por uma pressão interna, como no caso das estruturas pneumáticas. A protensão por tração permite à membrana desenvolver tensões de compressão capazes de anular as tensões de tração, somando as vantagens da estabilidade aerodinâmica às decorrentes do mecanismo resistente de cisalhamento. As membranas são, por suas características, leves, econômicas e rígidas sob ação de cargas estáticas, sendo o seu uso limitado apenas pela sua mobilidade e a conseqüente necessidade de estabilização adequada. As cascas são membranas rígidas, não-planas de pequena espessura.

“Designa-se por casca toda estrutura de simples ou dupla curvatura cuja espessura é desprezível em relação à superfície (Dischinger, 1928).”

A diferença das cascas em relação às abóbadas é que as primeiras são constituídas de material resistente a esforços de tração e compressão e as outras apenas a esforços de compressão.

Os cortes em uma superfície, por planos normais à mesma, em um determinado ponto, produzem interseções geométricas denominadas *curvaturas*. Essas curvaturas variam conforme a posição do plano de corte, podendo ser para cima ou para baixo em qualquer direção. Nas esferas, as curvaturas são idênticas em qualquer direção mas para outros tipos de cúpula elas variam de um máximo a um mínimo, em função da posição do plano de corte que contenha a normal à superfície em um determinado ponto.

As superfícies do tipo cúpula, cuja curvatura varia em torno de um ponto, mas apresentam sempre o mesmo sentido, seja para cima ou para baixo, são denominadas “sinclásticas”, do grego *syn* = mesmo e *klastos* = corte (Figura 3.31).

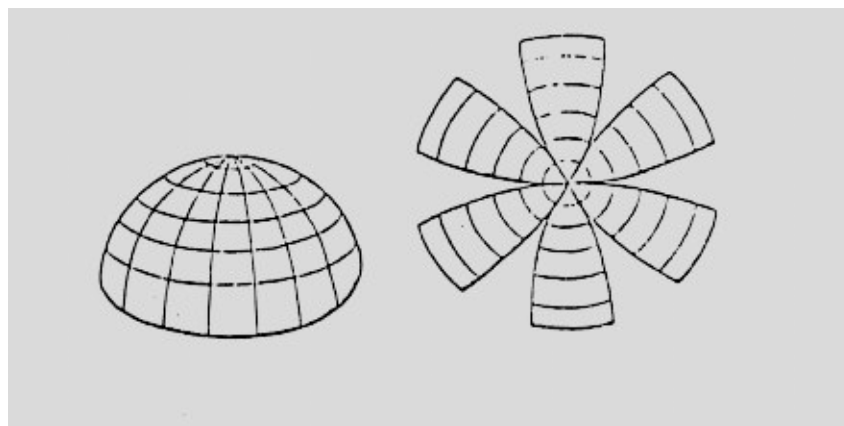


Figura 3.31: Superfície sinclástica (não-desdobrável)

Por convenção, as curvaturas para baixo são positivas e para cima negativas. As cúpulas apresentam curvaturas positivas em todas as direções. As superfícies com curvaturas positivas e/ou negativas em todas as direções são denominadas “não-desdobráveis” ou de “dupla curvatura”, pelo fato de que não se pode concebê-las estendidas sobre um plano sem a introdução de cortes.

Quando a curvatura, em uma dada direção, torna-se cada vez menor, a superfície aproxima-se da forma cilíndrica, cuja curvatura principal (no eixo do cilindro) é zero. Essas superfícies com curvaturas positivas ou negativas em uma direção e curvatura nula em outra, são denominadas “desdobráveis” ou de “simples curvatura”, pois podem ser estendidas sobre um plano sem a necessidade de cortes. Segundo Bedê (1984), pode-se estabelecer uma distinção entre as cascas cilíndricas “longas” e “curtas” através da relação entre o comprimento da casca e a largura do arco. Diz-se que uma casca cilíndrica é “longa” quando a largura do arco é maior que o dobro do comprimento da superfície, ou seja, $L/b > 2$ (Figura 3.32).

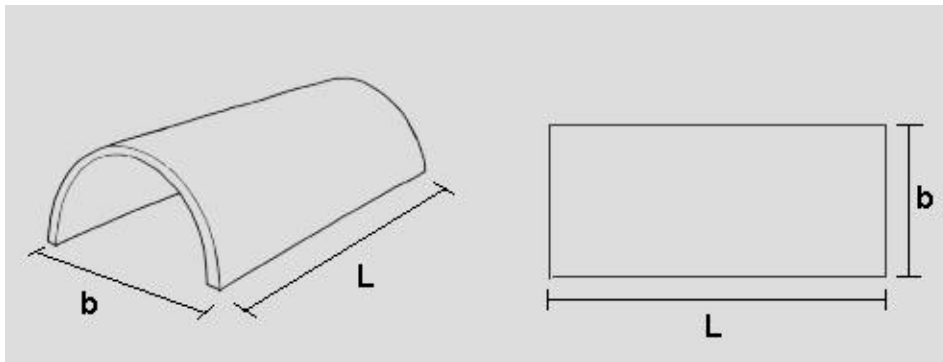


Figura 3.32: Superfície de curvatura simples (desdobrável)

Nas superfícies tipo *sela*, os cortes obtidos segundo um plano que gira em torno do seu eixo, apresentam curvaturas que mudam gradativamente de positivas para negativas e, novamente positivas, o que evidencia a existência de curvatura “zero” em duas direções, ou seja, os planos de corte são representados por linhas retas que se cruzam em um ponto da superfície. (Figura 3.33).

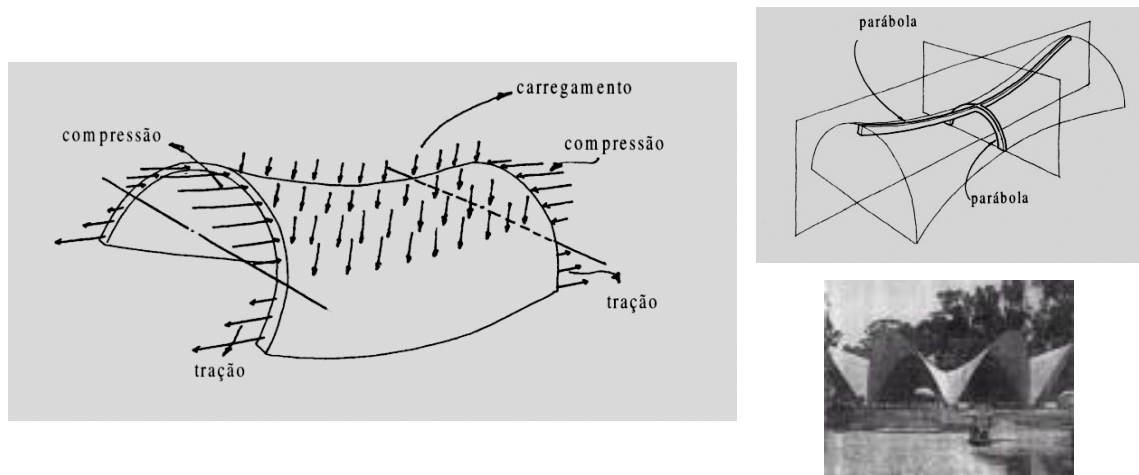


Figura 3.33: Superfície de dupla curvatura de mesmo sentido (tipo sela)

Para a arquitetura, é interessante estabelecer uma classificação que não seja puramente voltada à análise do comportamento estrutural desses sistemas, mas em sua forma visível e no modo de obtê-la. Nesse sentido, quanto à natureza de sua curvatura, as cascas podem ser:

- de simples curvatura;
- de dupla curvatura, subdivididas em cascas com curvaturas principais de mesmo sentido (cúpulas) e de sentidos opostos (selas);
- combinações das duas classificações citadas entre si ou em conjunto;

As interseções de cascas cilíndricas permitem cobrir, entre outros, espaços em cruz, quadrados e poligonais. Conforme o efeito desejado, a interseção pode ser feita em abóbadas de aresta ou de claustro (Figura 3.34).

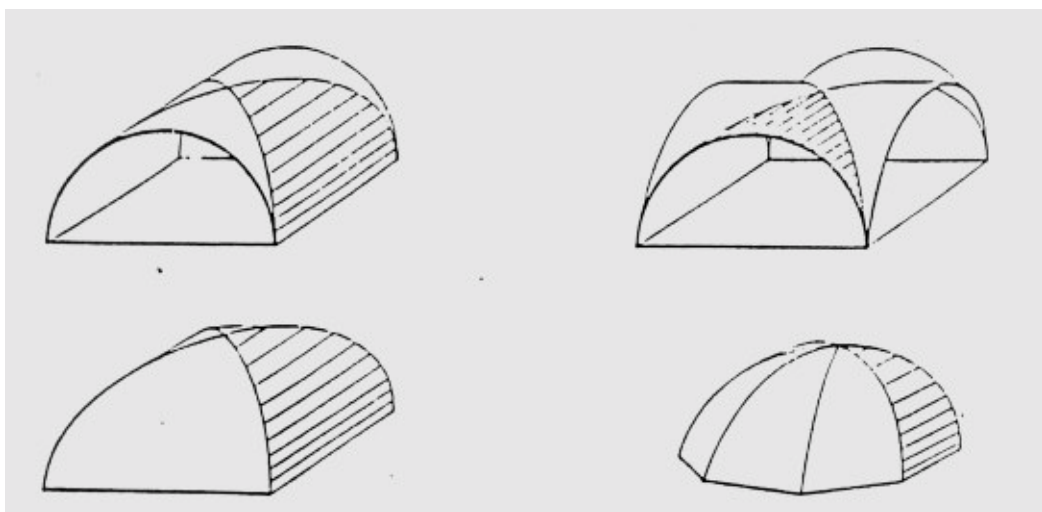


Figura 3.34: Interseção de cascas cilíndricas

As cascas, conforme o modo como são geradas, podem ser:

- **Superfícies de rotação:** obtidas fazendo-se girar uma curva plana em torno de um eixo de rotação situado em seu plano;
- **Superfícies de translação:** resultam do deslocamento de um arco geratriz através da linha de pressões do peso próprio da superfície (diretriz), cujos planos sucessivos da geratriz devem ser paralelos entre si;
- **Superfícies regradas:** resultam do deslocamento de uma reta geratriz ao longo de duas diretrizes.

A esfera é a superfície de rotação mais conhecida, cuja geratriz é um círculo. Quando a geratriz é uma elipse, tem-se uma superfície *elipsóide*, quando essa geratriz é uma parábola, obtém-se um *parabolóide de revolução* e, quando hipérbole, um *hiperbolóide de rotação*. O *parabolóide hiperbólico* (Figura 3.35 a) é uma superfície de translação em uma superfície regradada, da mesma forma que o *hiperbolóide de uma banda* (Figura 3.35 b) constitui uma superfície de rotação em uma superfície regradada. No caso do *conóide*, a geratriz que se desloca ao longo de uma diretriz reta e outra diretriz curva, deve-se deslocar paralelamente a um plano fixo. (Figura 3.35 c). O *toro* (Figura 3.36 d) pode ser considerado como um caso limite de superfície de rotação, obtido pelo deslocamento de uma geratriz circular ao longo de uma diretriz também circular, cujos planos sucessivos da geratriz passam pelo centro do círculo da diretriz. Esta não é uma superfície de translação porque os planos pertencentes à geratriz não são paralelos

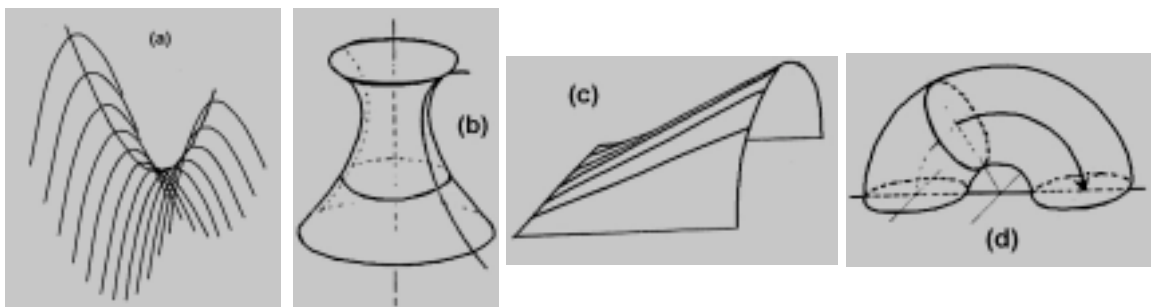


Figura 3.35: Alguns tipos de cascas

O comportamento estrutural de uma casca esférica decorre de suas características geométricas. A figura 3.36 mostra que as tensões são de compressão na

direção do meridiano (curva geratriz) e constantes ao longo do paralelo (círculos descritos em cada ponto do meridiano), quando a cúpula e as cargas são simétricas em relação ao eixo. Cada meridiano funciona, então, como um arco funicular para o sistema de cargas aplicadas, ou seja, suporta as cargas sem a presença de momentos fletores. Enquanto os arcos isolados não possuem nenhum suporte lateral, os meridianos de uma cúpula são suportados pelos paralelos, que restringem seu deslocamento lateral, desenvolvendo tensões circunferenciais. Os esforços meridianos são sempre de compressão, enquanto que os esforços circunferenciais são de compressão na parte superior acima da *junta de ruptura* (determinado paralelo que não sofre deformação) e de tração na parte inferior, abaixo da mesma. Em uma cúpula sob carga uniformemente distribuída, a junta de ruptura forma um ângulo de 45° com o eixo vertical da mesma (Figura 3.36).

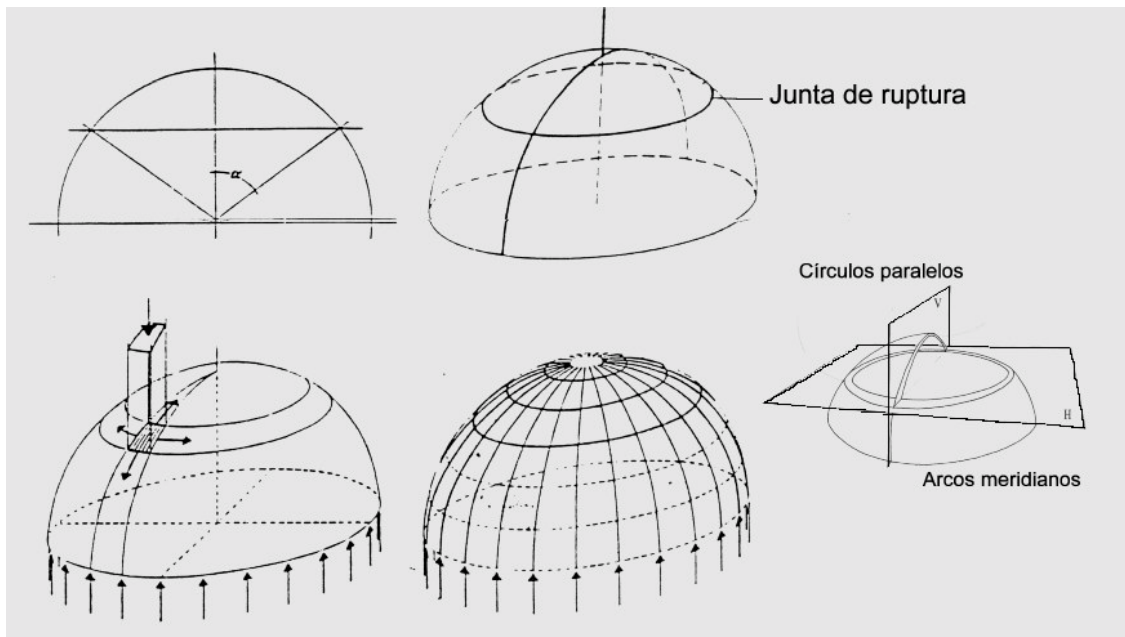


Figura 3.36: Junta de ruptura de uma cúpula esférica

Os esforços dos meridianos na borda da casca são verticais, pois sua tangente é vertical nesse ponto. Em situação de equilíbrio, a casca não apresenta cisalhamento horizontal na borda, dispensando a presença de um tirante anular. Sob efeitos de variações de temperatura, a casca sofre dilatação e contração. Os apoios impedem o livre movimento da casca surgindo, então, tensões de flexão. A fim de evitar tais tensões, a casca pode ser colocada sobre apoios que permitam uma movimentação radial ou através de um anel de tração protendido, sujeito a uma compressão tal que a tensão

resultante seja igual à tensão circunferencial de tração na borda da cúpula. Bedê (1984), afirma que cascas de rotação com diâmetro superior a 60m exigem nervuras de reforço para impedir a flambagem.

O suporte de uma casca sobre pilares pode ser pontual ou contínuo. Os esforços meridianos podem ser absorvidos também por elementos oblíquos, por uma combinação de pilares verticais e anel de tração. A figura 3.37 apresenta alguns tipos de cascas, cuja transmissão dos esforços de borda, oblíquos, ocorre de maneira uniforme, inclusive opções com o auxílio de montantes triangulares, como demonstrado nos três últimos exemplos.

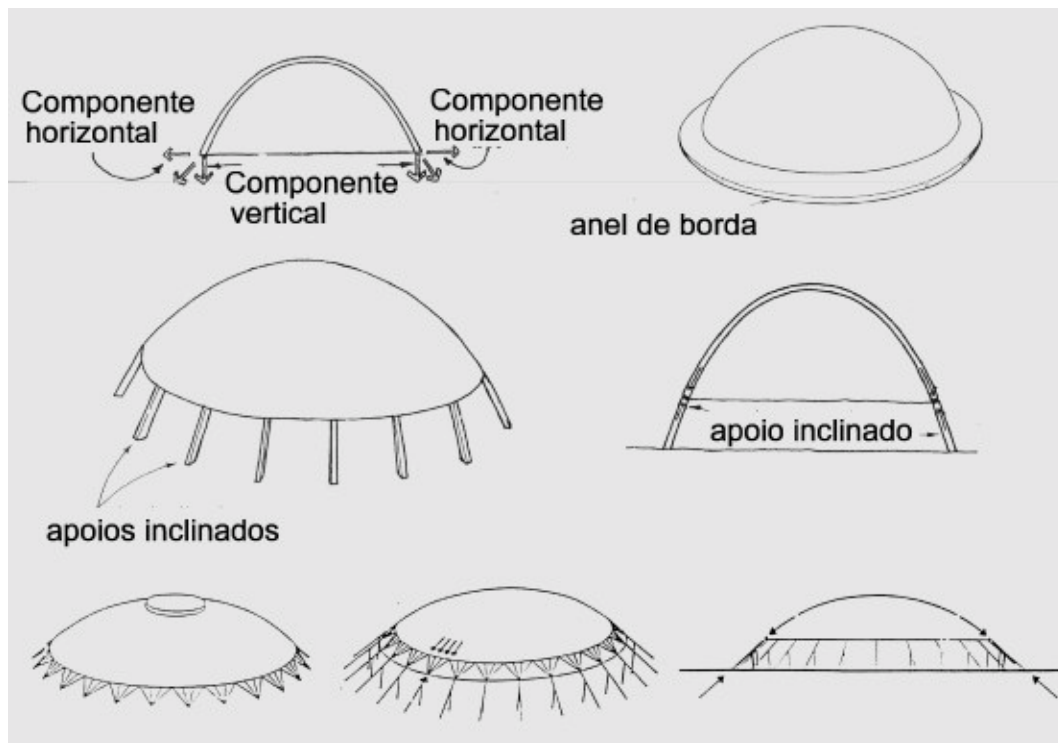


Figura 3.37: Apoios inclinados

3.2.5 – SISTEMAS VERTICAIS

Os sistemas estruturais verticais têm como principal função coletar cargas de planos horizontais, dispostos uns sobre os outros, e transmiti-las às bases através de elementos resistentes a esforços laterais, cujo conjunto é firmemente ancorado ao solo através de suas fundações. Esse conceito pode ser aplicado a qualquer outro sistema já mencionado, mas o grande desafio dos sistemas verticais é a estabilização lateral,

devido à sua relação altura, largura e profundidade. A partir de uma certa altura, a transmissão das forças horizontais que atuam sobre um edifício alto ao solo, pode vir a ser o fator determinante da própria forma do projeto. Por outro lado, a necessidade de uma planta flexível e a possibilidade de uma posterior reorganização de peças individuais em cada pavimento, induz à maior redução possível de elementos estruturais, tanto em relação à sua seção como em sua quantidade. Para que esse objetivo seja alcançado, todos os elementos que definem espaços necessários ao funcionamento do edifício são considerados seções estruturais em potencial como, entre outros, os poços de elevadores, as caixas de escada, shafts para descida de tubulações e os sistemas de vedação. Dessa forma, existe uma exigência maior por parte dos arquitetos e projetistas no sentido ampliar seus conhecimentos não somente em relação aos sistemas estruturais citados anteriormente, mas também sobre as correlações entre todos os fatores que determinam a interdependência entre sistema estrutural, organização arquitetônica em planta e disposição dos equipamentos em uma edificação.

As edificações estão sujeitas, durante sua vida útil, a uma grande variedade de cargas que podem ocorrer simultaneamente, tornando-se indispensável a verificação das combinações mais desfavoráveis das diversas solicitações. Pela continuidade necessária à transmissão de suas cargas, os sistemas estruturais verticais caracterizam-se pela presença de elementos verticais contínuos, conduzindo a fachadas não articuladas na extensão de sua altura. Existe, por parte dos arquitetos, uma grande preocupação em propor soluções no sentido de quebrar a monotonia das arestas verticais ou mesmo tirar partido das mesmas desde que sejam compatíveis a novos materiais e tecnologias no seu tratamento plástico.

A revolução industrial aliada à explosão demográfica gerou um crescimento rápido e exagerado das cidades. A resposta à falta de espaço horizontal é solucionada na construção em altura, ou seja, nos edifícios de andares múltiplos. A exigência de uma boa infra-estrutura urbana de malha viária, rede sanitária, energia, transporte e telecomunicações não explica, por si só, as concentrações de edifícios cada vez mais altos e a conseqüente valorização das áreas urbanas. Muitos arquitetos e urbanistas defendem a cidade vertical como fonte geradora de melhor qualidade de vida, como sendo solução para os problemas urbanísticos modernos, uma vez que a concentração de áreas edificadas abre espaço para áreas verdes e possibilita a organização do tráfego, enquanto os grandes afastamentos entre os edifícios facilitam a insolação e ventilação

adequadas, garantindo a privacidade de cada cidadão. São estas as características de inúmeros projetos urbanísticos contemporâneos como a “Ville Radieuse” concebida por Le Corbusier em 1935. Embora existam grandes aplicações desses conceitos em Marseille, Argel e Brasília, o impacto de edifícios altos nas grandes cidades tem refletido muitas vezes de forma negativa devido à falta de uma integração harmoniosa no contexto das construções já existentes. Arquitetos do mundo inteiro manifestam a grande preocupação em organizar a distribuição das edificações de grande porte, procurando compatibilizá-las com a topografia, malha urbana existente, edificações mais antigas e disponibilidades de infra-estrutura viária e de serviços.

Um dos principais edifícios “altos” na fase da revolução industrial, executado em alvenaria, foi o Monadonck Building (Chicago), construído em 1891, com 16 andares e paredes com mais de 2m de espessura, acarretando numa perda de área útil superior a 25%. Essa experiência evidenciou a necessidade de utilização de materiais mais resistentes para vencer maiores alturas. Iniciou-se, então, o emprego de pilares de ferro fundido e vigas de ferro forjado (1885), precursoras do aço laminado em estruturas, e paredes de alvenaria atuando como elemento resistente à ação do vento. Uma das grandes novidades arquitetônicas do final do século XIX foi o emprego generalizado das estruturas em aço e concreto armado no edifício Home Insurance, de 10 andares, também em Chicago (1883). Mas a grande novidade tecnológica construtiva foi a famosa “Torre Eiffel”, com 300m de altura, concebida por Gustave Eiffel (1889) para a Exposição Universal de Paris. A partir da construção da torre houve uma evolução nos métodos de execução das ligações, onde os rebites usados na referida torre, cedem lugar aos parafusos de alta resistência.

As novas soluções passam a separar as funções de sustentação e de divisão, isto é, as paredes portantes cedem lugar aos pilares isolados, possibilitando arranjos internos diferenciados em cada pavimento das edificações. As fachadas tornam-se mais leves com a utilização de grandes painéis envidraçados. O aperfeiçoamento das circulações verticais com o uso de elevadores (1853), possibilita um aumento gradativo na altura das novas construções, passando de 13 andares (1883) para 20 (1891); de 29 (1896) para 60 (1913, Woolworth Building); de 100 (1931, Empire State Building) ou 110 (1973, World Trade Center) a 120 (1974, Sears Building), além dos edifícios altos mais recentes como o Petronas Tower (1997, Malásia), com 450m de altura; o Chongqing Tower (1997, China), com 457m e o projeto do Millenium Tower (1997, Japão), cuja

previsão chega a atingir os 800m de altura. No Brasil podem ser citados o Banco do Estado de São Paulo (1946), com 34 pavimentos, o Edifício Itália (1956), com 45 pavimentos, considerado durante algum tempo a construção mais alta em concreto do mundo. Também em São Paulo (1957), foi construída a primeira garagem coletiva em estrutura metálica, concebida pelo arquiteto Rino Levi. A partir de então surgem inúmeros exemplos de construções em aço como, entre outros, o escritório central da CSN (1966), com 71m de altura, o edifício residencial Parque Fairmont (1991), em Belo Horizonte, com 107m de altura e o Centro Empresarial do Aço em São Paulo (1992), com 42m de altura.

O advento relativamente recente dos chamados “arranha céus” propõe um outro grande desafio do ponto de vista arquitetônico e tecnológico: a indispensável harmonia entre o trabalho do arquiteto e sua equipe com os engenheiros e profissionais especialistas, entre outros, em estruturas, solos e fundações, hidráulica e saneamento, climatização, comunicação, circulação vertical. Torna-se, portanto, imperiosa a correta concepção estrutural, representando a síntese das soluções funcionais propostas e definindo até mesmo o próprio partido arquitetônico a ser adotado.

Segundo Bedê (1984), na maioria dos edifícios de andares múltiplos, a partir das décadas de 60 e 70, foram adotados os seguintes sistemas estruturais: pórticos simples e com paredes estruturais, tubos aporticados simples e multicelulares e tubos dentro de tubos. Baseado em uma pesquisa da prática usual, o gráfico apresentado na figura 3.38 relaciona as alturas dos edifícios com os sistemas estruturais citados.

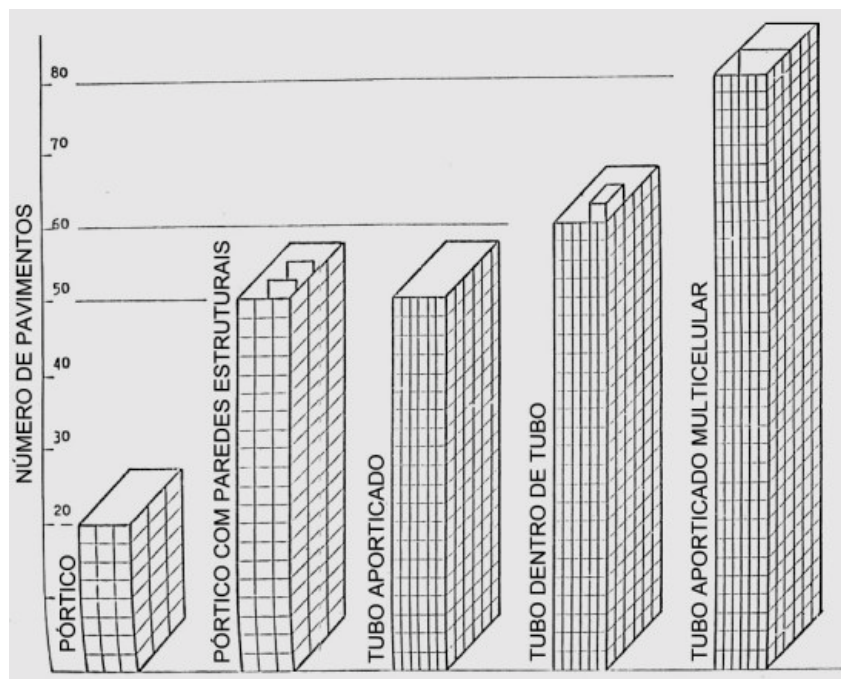


Figura 3.38: Relações econômicas em edifícios de concreto armado (Bedê, 1984).

É possível, por exemplo, encontrar edifícios com mais de vinte andares, cujo projeto arquitetônico permita a utilização de diversos pórticos planos sem nenhuma parede estrutural. No entanto, Bedê (1984) afirma que estas estruturas são menos econômicas do que as que utilizam paredes estruturais. Além da economia, existe o problema de rigidez lateral que, a partir de um determinado ponto, inviabiliza a estrutura aporticada por exigir um número inaceitável de pilares internos necessários à estabilidade do conjunto.

Quando forças laterais atuam em um pórtico, ocorrerão deslocamentos laterais até que outra posição de equilíbrio seja atingida. Para Araújo (1997), o deslocamento lateral correspondente pode ser calculado a partir da consideração de equilíbrio na configuração original, denominado efeito de primeira ordem (Δ_1). Se no pórtico, além das forças laterais atuarem também forças verticais, estas irão interagir com o deslocamento inicial lateral " Δ_1 ", provocando um novo deslocamento da estrutura até que seja atingida uma nova posição de equilíbrio. O fenômeno através do qual forças verticais interagem com o deslocamento lateral é denominado de efeito "P- Δ ". Para determinar precisamente esse deslocamento final é necessário uma análise de segunda ordem baseada na determinação do equilíbrio a partir da configuração deformada da estrutura (Figura 3.39).

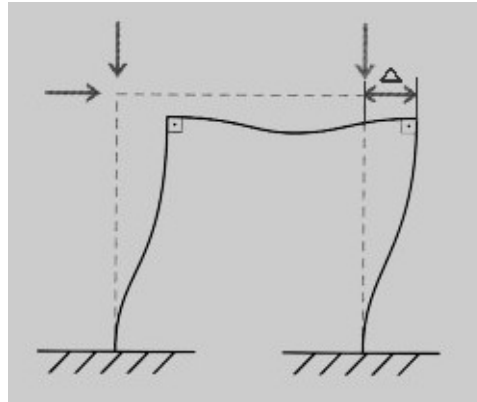


Figura 3.39: Efeito P- Δ (segunda ordem).

Quando ocorrem deformações de materiais devido a variações de temperatura, sendo estas contidas por forças ou obstáculos, surgem tensões na estrutura. Segundo Araújo (1998), essas tensões não necessitam serem verificadas em edifícios abaixo de 20 pavimentos, cuja estrutura não esteja diretamente exposta aos raios solares. Em edifícios com cerca de 30 ou mais pavimentos, cujo grau de exposição possa gerar tensões que afetam o dimensionamento, tais tensões devem ser consideradas nos cálculos.

Em edifícios altos, os elevadores, as caixas de escada e as paredes estruturais podem funcionar como elementos estabilizadores que, dispostos de forma adequada, podem combater a ação do vento na estrutura. Para tanto é fundamental serem previstas juntas de dilatação nesses elementos. Bedê (1984), afirma que a grande rigidez das paredes estruturais ou núcleos formados por elas, possibilita a construção de edificações mais altas, mesmo em casos onde a contribuição dos pórticos para esta rigidez é relativamente pequena. Este é o caso dos edifícios com pisos sem vigamento onde o efeito de pórtico é criado apenas pela flexão conjunta das lajes e pilares, que evidentemente é muito menor em comparação à presença de vigamento. Dessa forma, foram construídas edificações de até 70 pavimentos, cujos esforços laterais eram absorvidos por paredes estruturais convenientemente dispostas. Entretanto o uso exclusivo de tais paredes exige grandes quantidades e dimensões para as mesmas e caso não estejam carregadas verticalmente, os momentos fletores no engaste podem gerar esforços de tração nas fundações. A solução, nesse caso, torna-se onerosa pois, ou as fundações são projetadas para suportar tais esforços, ou o peso dos pilares adjacentes às

paredes estruturais é utilizado como elemento estabilizador através de grandes “vigas-alavanca”. À medida que os pórticos são enrijecidos, a parcela do esforço total a ser resistida pelas paredes diminui. O trabalho em conjunto desses sistemas torna-se economicamente benéfico, uma vez que a rigidez lateral do conjunto é superior à soma das rigidezes laterais isoladas dos pórticos e paredes estruturais.

No caso do edifício estar submetido também à torção, a rigidez torcional do núcleo será significativa frente a rigidez torcional total do edifício. Em sistemas esbeltos com seções abertas de baixa rigidez torcional, as tensões de empenamento na base do núcleo podem chegar à mesma ordem de grandeza das tensões de flexão provocadas pelo bi-momento, na teoria da torção não-uniforme (Araújo, 1998).

Para aumentar a rigidez de um edifício é comum serem feitas associações entre painéis e sistemas de contraventamento. Ainda segundo Araújo (1998), os tipos mais usuais de contraventamentos são:

- Quadro contraventado;
- Quadro rígido;
- Paredes de cisalhamento;
- Núcleos de concreto;
- Pisos suspensos;
- Treliças alternadas;
- Sistema tubular (oco, treliçado e celular).

Os sistemas de estabilização da edificação garantem a rigidez da estrutura quanto à solicitação de cargas horizontais ou excentricidade vertical. Essa rigidez é obtida através de, no mínimo, três planos rígidos não paralelos para o controle da deformação e da oscilação da estrutura. Isso geralmente é alcançado com a utilização de um sistema de contraventamento horizontal e dois sistemas de contraventamento vertical nos planos longitudinal e transversal. O contraventamento horizontal, geralmente é composto de laje de piso desde que a mesma represente um diafragma horizontal e o contraventamento vertical pode ser obtido através de vários modelos, conforme os exemplos citados. Os sistemas em quadro são os mais empregados, onde o caminho das cargas se enquadra em vãos múltiplos, com ou sem balanço lateral. Nesses sistemas, as lajes de pisos são apoiadas pelas vigas e, essas, por sua vez, apoiam-se nas colunas.

Tendo em vista todos os sistemas descritos, pode-se dizer que a importância do

sistema estrutural está na razão da compreensão de seu funcionamento e de sua concepção, com toda a simplicidade possível, mesmo abstendo-nos de recorrer ao conhecimento formal de fórmulas matemáticas e questões referentes às características físicas dos materiais, sem que isso signifique tratar o problema de forma simplificada, mas sim reconhecer, nas situações arquitetônicas práticas, os pontos mais delicados do projeto estrutural, proporcionar-lhe as dimensões e as proporções adequadas, compatibilizando-as ao partido arquitetônico adotado.

3.3 - OS MÉTODOS DE CÁLCULO

Sabe-se que uma estrutura é considerada eficiente ao apresentar-se resistente e estável com o máximo de segurança e economia possíveis.

O conceito de segurança estrutural compreende dois aspectos que por vezes podem ser confundidos entre si. O primeiro é *qualitativo*, e identifica se uma estrutura possui ou não segurança, enquanto o segundo é *quantitativo*, e busca atribuir um valor ao nível de segurança alcançado ou desejado.

O aspecto qualitativo diz respeito à resistência da estrutura ao suportar suas solicitações sem danificar-se ao longo de sua vida útil, que varia de acordo com a finalidade da construção

Durante o período previsto para a sua vida útil, uma estrutura não deve apresentar deformações e/ou deslocamentos excessivos, trincas, perda de equilíbrio, colapso ou ruína. Em outras palavras, não deve apresentar falhas que impeçam ou mesmo prejudiquem a utilização para a qual foi projetada.

A principal questão relativa ao aspecto *quantitativo* é a dificuldade encontrada na mensuração da segurança oferecida por uma estrutura, verificando-se que vários métodos foram desenvolvidos e aperfeiçoados para esta finalidade.

Segundo West (1993), na antiguidade, o método utilizado pelos construtores, era o chamado *método intuitivo*, quando somente procurava-se obter construções seguras, sem a preocupação de quantificar o grau de segurança. A partir dessa necessidade, introduziram-se conceitos de segurança no processo de concepção estrutural baseadas na intuição dos projetistas e construtores, condicionada puramente aos sucessos e insucessos de construções similares já executadas.

Esse método primitivo, via de regra, conduzia a estruturas que hoje seriam

consideradas antieconômicas mas que na época sua aplicação era obrigatória face ao quase total desconhecimento das teorias quantitativas do comportamento estrutural.

Com o desenvolvimento da *Mecânica das Estruturas*, foram sendo criadas teorias quantitativas que reproduziam, cada vez melhor, os diversos comportamentos estruturais, tanto na definição do comportamento reológico dos materiais, quanto na determinação de seus esforços internos, deformações e deslocamentos produzidos por um dado carregamento ou mesmo na definição dos critérios de resistência dos materiais.

Através dessas teorias aliadas ao emprego de processos analíticos, numéricos ou gráficos, pôde-se determinar, com vários graus de realismo, os esforços internos, as deformações e os deslocamentos nas estruturas, permitindo sua comparação com os critérios de resistência.

O desenvolvimento dos métodos experimentais também contribuiu de forma significativa para que fossem obtidas definições cada vez mais completas e claras dos aspectos comportamentais dos materiais e das estruturas, permitindo a verificação empírica das teorias quantitativas, possibilitando o desenvolvimento de métodos que buscam atribuir valores à segurança das estruturas.

Sendo assim, os métodos experimentais constituem um outro processo de análise estrutural, denominado *processo analógico*, que proporciona uma nova alternativa para a determinação das deformações e deslocamentos das estruturas e possibilita a aferição dos esforços internos.

É importante ressaltar que todas as teorias mencionadas baseiam-se na hipótese fundamental de que o comportamento estrutural de um certo elemento é determinístico, ou seja, para um mesmo elemento, com as mesmas vinculações, a aplicação de uma certa solitação, de acordo com uma certa lei de variação ao longo do tempo, se pudesse ser repetida diversas vezes, produziria, em todas as aplicações, os mesmos esforços internos, as mesmas deformações e os mesmos deslocamentos”.

Um outro aspecto, muito importante para a quantificação da segurança, é a intensidade das ações, assumidas como invariáveis em alguns casos. Entretanto, é muito fácil perceber que até mesmo o peso próprio de uma estrutura pode variar ao longo do tempo por influência de reformas, manutenções ou mesmo pelas condições climáticas.

Uma vez estabelecido o parâmetro quantitativo, surge o problema de como deve ser introduzida a segurança no projeto estrutural. A seguir são apresentados os diversos métodos adotados para esta finalidade.

3.3.1 – MÉTODO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA INTERNO

Este método resultou da contínua evolução experimentada no século XIX pela Teoria da Elasticidade. A introdução da segurança no projeto estrutural, por este método, é feita através do *coeficiente de segurança interno* γ_i , impondo-se a condição de que as maiores tensões que ocorram por ocasião da utilização da estrutura não podem ultrapassar o valor das correspondentes tensões de ruptura ou de escoamento dos materiais divididas por $\gamma_i > 1,0$, cujo valor resultante, denominado tensão admissível de ruptura ou de escoamento, respectivamente, é dado por:

$$\text{tensão máxima} \leq \frac{\text{tensão de referência}}{\gamma_i} = \sigma_{\text{adm}}$$

O método, portanto, estabelece um limite superior para as máximas tensões atuantes, as quais não podem ultrapassar as correspondentes tensões admissíveis.

Os valores adotados para coeficientes de segurança internos (γ_i) levam em consideração as variabilidades das tensões de ruptura ou de escoamento dos materiais e das intensidades das ações na estrutura e são determinados de forma empírica, através da observação de edificações construídas, permitindo um progresso gradual e seguro dos critérios de projeto, de modo a atender aos aspectos econômicos que exigem a minimização dos valores de γ_i .

Para estados múltiplos de tensões podem ser definidas grandezas que caracterizam os diferentes critérios de resistência adotados para cada tipo de material, relativamente às quais são introduzidos os coeficientes de segurança internos, verificando-se o mesmo para outros fenômenos como, por exemplo, a fadiga (solicitações repetidas ao longo da vida útil) em estruturas.

Uma análise criteriosa do método do coeficiente de segurança interno, mostra que não são feitas considerações separadas a respeito das incertezas do sistema ou dos parâmetros, da natureza da estrutura ou das conseqüências da ruína. Além disso, as ações são, geralmente, especificadas por outras normas, sob a forma de valores médios para as cargas permanentes, valores máximos estimados para as acidentais e valores estatísticos estimados para a ação do vento.

Quanto às incertezas, cabe apenas ao calculista levá-las em consideração,

introduzindo, informalmente, hipóteses conservadoras a respeito do seu modelo teórico e, formalmente, através da adoção de valores para as ações e para as tensões admissíveis.

Um outro aspecto muito importante a ser considerado é o fato de que as tensões máximas calculadas na estrutura ocorrem em pontos singulares, constituindo-se em efeitos isolados. No caso de uma viga biapoiada submetida a um carregamento uniformemente distribuído, por exemplo, o momento máximo ocorre no ponto médio do vão, e a tensão máxima ocorrerá também nesse ponto, mas apenas para as fibras longitudinais superiores e inferiores.

Por outro lado, a maioria das estruturas não entra em colapso simplesmente pelo fato de existirem tensões altamente localizadas, podendo ocorrer redistribuição dessas tensões para as regiões menos solicitadas da seção transversal ou do elemento.

Face ao exposto, conclui-se que o coeficiente de segurança γ_i incorpora uma série de incertezas e imprecisões que irão definir o grau de segurança de uma estrutura. No estudo dos fatores que devem ser levados em consideração para a análise da segurança estrutural, as comparações entre solicitações e resistências são feitas por meio dos esforços solicitantes, o que é válido apenas para as estruturas reticuladas (elementos que podem ter seu estudo reduzido ao comportamento de seu eixo longitudinal) e de superfície (estudo do comportamento do plano médio dos elementos).

Entretanto, no caso de estruturas que possuam as três dimensões com a mesma ordem de grandeza, a comparação deve ser feita por meio das ações, sendo necessário considerar-se também os fatores que influenciam a resistência das estruturas.

3.3.2 – MÉTODO DO COEFICIENTE DE SEGURANÇA EXTERNO

Em 1849, dois anos após o colapso de uma ponte sobre o Rio Dee (Inglaterra), construída com treliças de ferro fundido, ainda era discutida a utilização desse material na construção de pontes. Vários eminentes engenheiros deparavam-se com a pergunta: “Qual o múltiplo da maior carga atuante em uma estrutura deve ser considerada como carga de ruptura da mesma?”. Brunel e Robert Stephenson, entre outros destacados calculistas da época, passaram a interessar-se pelo comportamento das estruturas no caso de ocorrer uma sobrecarga, realizando *provas de carga* de modo a assegurar-se de que a estrutura fosse capaz de suportar as cargas de serviço.

A teoria da plasticidade, aplicável às estruturas de aço, tornou oportuno lembrar que, para avaliar a segurança da estrutura, é importante conhecer as condições de colapso. Foi introduzido, então, um fator de carga em alguns métodos de dimensionamento e a definição de carga de colapso, dividida pela carga de serviço, é exatamente a mesma relação utilizada há 150 anos. A única diferença é que, atualmente, é possível fazer uma estimativa da carga de colapso por cálculo teórico e simulações computacionais, enquanto, naquela época, somente era possível estimar o seu valor através de *provas de carga*.

Caso as estruturas apresentassem resposta linear ao longo de sua vida útil, ou seja, se elas apresentassem, condições de proporcionalidade entre a intensidade do carregamento e a intensidade das tensões correspondentes, em todos os pontos e em todos os planos, seria possível dar uma *interpretação externa* ao **coeficiente de segurança interno** γ_i , que passaria a ser um coeficiente que, ao multiplicar o carregamento de utilização da estrutura, definiria um carregamento proporcional ao mesmo, produzindo ruptura ou colapso da estrutura.

A resposta linear de uma estrutura, porém, existe somente enquanto as relações tensão-deformação do seu material permanecem lineares (linearidade física), sua geometria sofrer pequena alteração devido aos deslocamentos produzidos pelo carregamento (linearidade geométrica) e enquanto todas as ações na estrutura permanecerem proporcionais entre si. Entretanto, a maioria das estruturas sujeitas a um carregamento proporcional, mesmo apresentando resposta linear em uma certa faixa desse carregamento, antes de atingir a ruptura ou o colapso, deixa de apresentar tal tipo de resposta, quer por perder, sensivelmente, a linearidade geométrica, quer por perder a linearidade física, ao deixar de seguir a Lei de Hooke em alguns de seus pontos.

Para medir “externamente” a distância entre as condições de utilização da estrutura e as correspondentes condições de ruptura ou colapso, define-se como **coeficiente de segurança externo** γ_e de uma estrutura, sujeita a um certo carregamento, ao valor pelo qual deve-se multiplicar as intensidades desse carregamento, proporcional ao primeiro, de forma a produzir a ruptura ou o colapso da estrutura.

Ao ser atingida a carga de flambagem da estrutura, o comportamento da estrutura deixa de ser linear, verificando-se um crescimento das tensões, a partir de então, muito mais rapidamente que o das ações. Assim sendo, a ruptura da estrutura se

dá com um carregamento P muito pouco superior a P_{fl} , podendo ser, na prática, confundido com este valor, obtendo-se:

$$\gamma_e = \frac{P_{fl}}{P} \text{ ?????????}$$

Dessa forma, a aplicação do método do coeficiente interno conduz a uma distância insuficiente entre o carregamento de utilização da estrutura e o de ruptura, já que ambos são praticamente coincidentes. A perda da linearidade geométrica da estrutura produzida pela flambagem, foi o primeiro grande argumento levantado contra o método do coeficiente de segurança interno, conduzindo, já de longa data, à utilização de γ_e em estruturas sujeitas à flambagem.

3.3.3 – MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

Este método serviu de base às normas de dimensionamento das estruturas até há pouco tempo atrás mas, devido a algumas falhas que serão discutidas mais adiante, vem sendo substituído por outros métodos.

Este método introduz a segurança no dimensionamento, de duas maneiras distintas:

a) Nos elementos submetidos a solicitações estabilizantes, como as de tração, utiliza o *coeficiente de segurança interno* γ_i ;

b) Nos elementos que podem apresentar flambagem, como por exemplo, em pilares ou vigas que não possuem adequadas contenções laterais, o método utiliza o *coeficiente de segurança externo*, só que dividindo o carregamento teórico de ruptura ou de colapso para obter o valor admissível.

Assim, através dos coeficientes de segurança, o *método das tensões admissíveis* procura:

- a) Estabelecer uma medida da segurança das estruturas;
- b) Estabelecer uma sistemática para a introdução da segurança nos projetos estruturais.

No que diz respeito à medida da segurança introduzida, pode-se, de imediato, observar que ela é bastante deficiente. Como já afirmado, o coeficiente de segurança γ_i deve depender, entre outros fatores, da variabilidade das resistências dos materiais,

crecendo com o crescimento das dispersões correspondentes.

No que diz respeito à sistemática para a introdução da segurança nos projetos estruturais que o *método das tensões admissíveis* estabelece, podem ser feitas críticas ainda mais contundentes.

Inicialmente, cabe a crítica de que há uma preocupação apenas com o estabelecimento de uma conveniente distância entre a situação de utilização da estrutura e aquela que corresponderia a uma ruptura da estrutura (desagregação do material) ou a um colapso da mesma (perda da capacidade portante da estrutura, por tornar-se parcial ou totalmente hipostática). Não há preocupação com a verificação de outras condições que possam invalidar a utilização da estrutura, como por exemplo o aparecimento de deformabilidade exagerada da mesma.

Mas a principal crítica que se pode e que se deve fazer ao *método das tensões admissíveis* é justamente a respeito da distância que ele introduz entre a situação de utilização da estrutura e aquela que corresponderia a uma ruptura ou a um colapso da mesma. A medida da distância entre as situações mencionadas fica muito mais bem definida quando procura-se estabelecer uma relação entre os carregamentos correspondentes a elas (γ_e) do que procurando-se estabelecer a relação entre as tensões correspondentes a tais situações (γ_i).

As estimativas teóricas são seguras, desde que a idealização do comportamento da estrutura seja feita de forma conservadora. Além disso, a carga de colapso é obtida de modo muito mais rápido e econômico que a obtida por prova de carga. O maior avanço do *método do coeficiente externo*, em relação ao *método do coeficiente interno*, é que nele, tenta-se considerar a forma de comportamento da estrutura ou seja, como o modelo ideal da estrutura se comportaria se essa estrutura fosse construída.

Entretanto, o método ainda apresenta muitos defeitos, como por exemplo, o fato de não existir uma separação entre as incertezas do sistema e a incerteza dos parâmetros. Além disso, as ações são especificadas da mesma forma que para o método do coeficiente interno ou seja, uma mistura de *médias*, *máximas* e *valores estatísticos estimados*. Existe, também neste método, uma confusão filosófica e falta de rigor, não existindo uma estrutura lógica de raciocínio, por meio da qual possam ser examinados todos os estados limitativos da estrutura.

Como conseqüência, o *método das tensões admissíveis* não retrata com boa precisão a condição de colapso, nem permite que seja feita uma avaliação confiável

dessa condição. O método, contudo, representa uma sub-estimativa da segurança, ou seja, um limite inferior de segurança, além de ser um método simples, direto e de fácil utilização, desde que os coeficientes de segurança sejam adequadamente escolhidos.

Entretanto, como não é um método realista, poderia apresentar perigo nos casos em que o calculista, baseando-se em uma análise mais sofisticada da estrutura, imaginasse ser possível a redução do coeficiente de segurança. Isso somente seria possível caso fosse feito um estudo mais rigoroso a respeito das incertezas do sistema e dos parâmetros.

Outros efeitos, que não sejam tensões, necessariamente devem ser analisados no projeto de uma estrutura, como, por exemplo, deformações, controle de fissuras, etc. Não obstante as normas tratem desses efeitos, o método permanece obscuro e desprovido de unidade filosófica, apresentando uma ênfase excessiva nas tensões elásticas e pouca em relação às restrições que devem ser impostas para a utilização da estrutura.

3.3.4 – MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

Os conceitos e as análises apresentadas parecem indicar que um método de introdução de segurança em uma estrutura deve levar em consideração a completa conceituação de *segurança*, observando-se todos os seus aspectos e adotando-se, para medida de segurança, o coeficiente de segurança externo.

Um método com estas características, porém, permite a crítica fundamental de que, além da premissa de que o comportamento estrutural é um fenômeno *determinístico*, considera-se que os parâmetros mecânicos e geométricos da estrutura também o são.

A primeira premissa, relativa ao comportamento estrutural determinístico é verificada experimentalmente, não conhecendo-se situações que a contradigam. Entretanto, a hipótese não é verificada experimentalmente no que se refere aos parâmetros mecânicos e geométricos, observando-se, por exemplo, que a tensão correspondente ao limite de escoamento de um material (σ_y) é uma *variável aleatória contínua*, à qual deve-se associar uma lei de distribuição de densidade de probabilidade.

Esta constatação, inclusive, é suficiente para que possa-se formular uma idéia

fundamental: γ_e também não é uma medida satisfatória da segurança de uma estrutura uma vez que, mesmo considerando-se que apenas σ_y não tenha um comportamento determinístico, duas estruturas geometricamente iguais e igualmente solicitadas, projetadas com o mesmo γ_e , mas construídas com materiais cujos σ_y apresentam diferentes dispersões, apresentarão nível de segurança diferente, sendo menor a segurança da estrutura cujo material apresentar σ_y com maior dispersão. Por exemplo, uma estrutura metálica e uma de madeira, geometricamente iguais e igualmente solicitadas, ambas projetadas com $\gamma_e = 3$, possuem diferentes níveis de segurança, sendo menos segura a estrutura de madeira por apresentar maior dispersão para σ_y .

Portanto, dentro da concepção probabilística que, obrigatoriamente, deve ser introduzida nos métodos de dimensionamento, os conceitos de coeficientes de segurança devem ser abandonados, por não representarem, efetiva e satisfatoriamente, o conceito de segurança desejado.

Apesar disso, no estágio atual de desenvolvimento dos métodos probabilísticos de dimensionamento, ainda parece ser conveniente a manutenção dos coeficientes de segurança, principalmente em face das grandes dificuldades ainda existentes para o cálculo da segurança nos casos reais de projeto. No entanto, a sua manutenção somente deve ser feita sabendo-se que ela é provisória, formalmente imperfeita e *deve* subordinar-se, sempre que possível, aos *métodos probabilísticos*.

A conclusão de que a segurança estrutural é um problema probabilístico tem implicações conceituais, éticas e econômicas. O conceito de que uma estrutura, ao ser projetada e construída, apresenta sempre uma probabilidade de ruína pode parecer chocante a muitas pessoas e mesmo a muitos engenheiros. Durante muitos e muitos anos, a teoria das estruturas deu a falsa sensação de que era possível alcançar uma segurança absoluta, especialmente se houvesse um controle operacional das ações que viessem a agir sobre a estrutura.

Embora desde 1936 já estivesse clara a conceituação probabilística, apenas recentemente ela vem impondo-se de uma forma mais ampla. Assim, resta aos engenheiros projetar e construir estruturas que apresentem baixas probabilidades de ruína, comparáveis àquelas probabilidades de risco inevitáveis, ligados a outras atividades humanas.

Sob o aspecto ético, cabe ao engenheiro definir as probabilidades de ruína

aceitáveis em cada situação, levando em consideração não só os riscos humanos e materiais envolvidos mas, principalmente, considerando o fato consumado de que o risco é inevitável. Sob o aspecto econômico, cabe ao engenheiro tomar uma decisão perante a incerteza, fixando a probabilidade de ruína “p” com que irá projetar e construir uma certa estrutura, levando em consideração os custos da construção e o montante de danos decorrentes de uma eventual ruína da mesma.

3.3.5 – MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

O conceito de dimensionamento nos estados limites foi desenvolvido na Rússia, de 1947 a 1949, aprovado em 1955 e introduzido na Engenharia Civil em 1958. Foi a primeira tentativa de disciplinar todos os aspectos da análise de estruturas, incluindo a especificação de ações e a análise da segurança.

É um critério utilizado para definir um limite acima do qual um elemento da estrutura não poderá mais ser utilizado (estado limite de utilização), ou acima do qual será considerado inseguro (estado limite último). Portanto, quando um elemento da estrutura tornar-se inadequado para utilização, ou quando uma estrutura deixar de satisfazer a uma das finalidades de sua construção, diz-se que ela atingiu um **estado limite**, ou, por extensão, que atingiu a **ruína**. Assim, a segurança de uma estrutura é definida como:

“a capacidade que ela apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil, sem atingir qualquer estado limite”.

Os estados limites podem ser classificados em duas categorias:

- estados limites últimos
- estados limites de utilização

Os **estados limites últimos** são aqueles correspondentes ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, podendo ser originados, em geral, por um ou vários dos seguintes fenômenos:

- perda da estabilidade de equilíbrio de uma parte ou do conjunto da estrutura, assimilada a um corpo rígido. Por exemplo, tombamento, arrancamento de suas fundações;

- perda da estabilidade de equilíbrio de uma parte ou do conjunto da estrutura, estrutura parcial ou totalmente hipostática, por plastificação;
- perda da estabilidade de uma parte ou do conjunto da estrutura, por deformação;
- deformações elásticas ou plásticas, deformação lenta e fissuração (no caso de concreto estrutural) que provoquem uma mudança de geometria que exija uma substituição da estrutura;
- perda de capacidade de sustentação por parte de seus elementos, ruptura de seções, por ter sido ultrapassada a resistência do material, sua resistência à flambagem, à fadiga, etc.;
- propagação de um colapso que inicia-se em um ponto ou região da estrutura, para uma situação de colapso total (colapso progressivo ou falta de integridade estrutural);
- grandes deformações, transformação em mecanismo, instabilidade global.

De forma geral, pode-se dizer que os estados limites últimos estão relacionados ao colapso da estrutura ou de parte dela (colapso real ou convencional), com uma probabilidade muito pequena de ocorrência, uma vez que terá como consequência a possível perda de vidas humanas e da propriedade.

Um estado limite último também pode ocorrer devido à sensibilidade da estrutura aos efeitos da repetição das ações, do fogo, de uma explosão, etc. Estas causas devem ser consideradas por ocasião da concepção da estrutura e os estados limites últimos a elas associados deverão ser obrigatoriamente verificados, mesmo não estando previstos explicitamente nas normas de dimensionamento.

Os *estados limites de utilização* estão relacionados à interrupção da utilização normal da estrutura, aos danos e à deterioração da mesma. Para esses estados limites poderá ser tolerada uma maior probabilidade de ocorrência, pelo fato de não representarem situações tão perigosas quanto os estados limites últimos.

Em última análise, os estados limites de utilização correspondem às exigências funcionais e de durabilidade da estrutura, podendo ser originados, em geral, por um ou vários dos seguintes fenômenos:

- deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura como, por exemplo, flechas ou rotações que afetam a aparência da estrutura, o uso funcional ou a

drenagem de um edifício, ou que possam causar danos a componentes não estruturais e aos seus elementos de ligação;

- deslocamentos excessivos, sem perda de equilíbrio;
- danos locais excessivos (fissuração, rachaduras, corrosão, escoamento localizado ou deslizamento) que afetam a aparência, a utilização ou a durabilidade da estrutura;
- vibração excessiva que afeta o conforto dos ocupantes da edificação ou a operação de equipamentos.

O dimensionamento pelo método dos estados limites é um processo que envolve:

1) a identificação de todos os modos de colapso ou maneiras pelas quais a estrutura poderia deixar de cumprir as finalidades para as quais foi projetada (estados limites);

2) a determinação de níveis aceitáveis de segurança contra a ocorrência de cada estado limite;

3) a consideração, pelo calculista da estrutura, dos estados limites significativos.

No projeto de edifícios comuns, os itens (1) e (2) são contemplados por normas, como, no caso de estruturas metálicas, NBR 8800 (ABNT, 1986), que indica quais estados limites devem ser considerados. Para estruturas corriqueiras, o calculista é responsável pelo item (3), geralmente começando pelo estado limite mais crítico.

Dentre as etapas enumeradas acima, a etapa (2) é aquela que envolve a introdução da segurança aceitável ou desejável, relativamente a cada estado limite pertinente, baseando-se em métodos probabilísticos para levar em consideração a variabilidade das ações e das resistências, embora, no projeto de uma estrutura, o calculista não tenha que trabalhar, explicitamente, com o cálculo de probabilidades.

As principais vantagens do método de dimensionamento baseado no conceito de estados limites são as seguintes:

- Confiabilidade mais coerente entre as várias situações de projeto, uma vez que a variabilidade das resistências e das ações é representada, de forma explícita e independente, para resistências e ações;
- Possibilidade de escolha do nível de confiabilidade, de tal forma que possa refletir as conseqüências do colapso;
- Melhor possibilidade de compreensão, por parte do calculista, dos requisitos a serem atendidos pela estrutura e do comportamento estrutural necessário para que esses

requisitos sejam atendidos;

- Simplicidade do processo de dimensionamento;
- Permite ao calculista a avaliação de situações não rotineiras de projeto;
- Permite, de maneira mais racional, a atualização das normas de dimensionamento, em função dos avanços na determinação das variabilidades das ações e das resistências;
- Utiliza variáveis probabilísticas, refletindo melhor o caráter dos fenômenos envolvidos.

A fase atual, no que tange à filosofia de dimensionamento de estruturas, é de transição, não existindo ainda informações estatísticas suficientes, em quantidade e qualidade, para o estabelecimento de um método inteiramente probabilístico e de confiabilidade perfeitamente uniforme.

Os métodos baseados em estados limites são um passo à frente no processo de evolução e, dada a ausência de bases estatísticas completas, foram “calibrados” com métodos anteriores. Isto significa que, apesar de resultados isolados serem diferentes de resultados anteriores, a média dos resultados é a mesma.

Futuramente deverão ocorrer ajustes nos coeficientes de segurança das ações e das resistências, à medida em que a massa de dados disponível for sendo enriquecida.

3.4 – O PROCESSO DE PROJETO

Não existe um padrão quanto ao número de fases que compõem o processo de projeto, uma vez que esse processo é complexo e particular a cada profissional. Alguns restringem seu trabalho às atividades de projeto, enquanto outros consideram a produção ou execução, a entrega do produto, o uso e a manutenção e até mesmo a avaliação pós-ocupação como fases integrantes do processo de projeto. Essa variedade advém, também, da complexidade do programa proposto ou à própria natureza do empreendimento.

Em todas as especialidades de projeto, inicialmente, é desenvolvido um anteprojeto para, em seguida, serem iniciados os projetos executivos. Na prática, no entanto, percebe-se que muitas das interferências corretivas necessárias somente são descobertas quando inicia-se o detalhamento, e essas interferências podem ter como causa defeitos de concepção, indicando que o processo não evoluiu de forma tão linear

quanto desejável.

O projeto voltado para a construção é um processo difícil de ser administrado, pois inclui um número muito grande de decisões a serem tomadas, por vezes ao longo de anos, com numerosas interdependências, em um ambiente altamente incerto. Muitos são os profissionais de diferentes especialidades envolvidos, como arquitetos, gerentes de projeto, engenheiros estruturais, de instalações, de mecânica e outros, além de consultores de marketing e do mercado imobiliário, representantes de seguradoras e de concessionárias. Além disso, a retroalimentação das informações, desde as etapas de execução e de operação da edificação, costuma levar muito tempo e pode vir a mostrar-se ineficaz, caso não sejam tomadas as devidas precauções.

Um projeto arquitetônico em aço, sob o ponto de vista de processo ou de produto, deve ser entendido como um tipo de produção industrial que exige o controle e planejamento de toda a produção.

O processo de projeto precisa ser planejado e controlado da forma mais eficaz possível para minimizar os efeitos de complexidade e incerteza. A falta de planejamento pode resultar em informações insuficientes para concluir tarefas de projeto, como também, em inconsistências dentro dos documentos de construção. Segundo Koskela (2000), citado por Bauermann (2002), a deficiência na comunicação, falta de documentação adequada, distribuição de recursos de forma desequilibrada, falta de coordenação entre especialidades de projeto e tomada irregular de decisão, são os principais problemas no gerenciamento do processo de projeto.

3.4.1 - BARREIRAS TECNOLÓGICAS

Em edificações estruturadas em aço, frequentemente têm surgido problemas que potencializam a ocorrência de patologias ao longo de todo o processo de construção tais como, entre outros, a ausência de coordenação de projetos para produção; a ausência ou deficiência de informações e especificações técnicas e de projeto sobre novos métodos construtivos, de manuais de manutenção e uso e de gestão da qualidade voltadas ao projeto. Além dessas chamadas *barreiras tecnológicas*, a falta de padronização, detalhamento e qualificação dos projetistas formam um conjunto de problemas identificados em projetos (Conde, 2000, citado por Bauermann, 2002). Observa-se ainda reflexos negativos dessas barreiras na estrutura interna de empresas e nas próprias

edificações, podendo ser identificados alguns aspectos relativos ao aumento dos custos, dos prazos e das perdas; queda do lucro, da qualidade, da produtividade e durabilidade das edificações; dificuldades com a seleção de materiais e controle dos serviços; problemas de interface projeto-obra, entre subsistemas, de higiene e segurança; necessidade de manutenção freqüente; reduzida utilização de novas alternativas construtivas, e a conseqüente insatisfação do cliente.

A estrutura metálica e demais sistemas associados a ela, sob o conceito de projeto industrial, não permite mudanças após ser inicializado seu processo de fabricação. A falta de comunicação entre profissionais e a desconfiança no pré-planejamento do trabalho de projeto são as causas mais significativas dos problemas gerados na fase de execução. Neste sentido, o projeto precisa realmente ser sinônimo de “construir no papel” e estar em conformidade com todos os seus condicionantes (legislação, normas e necessidades dos clientes).

Na tentativa de transformar este cenário negativo, de forma a atender as exigências do mercado cada vez mais globalizado e exigente, bem como otimizar os prazos e os custos, os empreendedores, construtores, projetistas e fornecedores brasileiros têm investido na implementação de programas de padronização e gestão dos processos (Melhado, 1998).

A indústria da construção civil tradicional busca aperfeiçoar suas técnicas e seu processo construtivo inspirando-se na indústria de transformação, de onde surgiram muitos dos conceitos e ferramentas, como *Total Quality Control* (TQC) e *Just in Time* (JIT). Segundo Bauermann (2002), algumas características peculiares da construção civil dificultam a transposição desses conceitos para o seu ambiente, entre elas:

- a construção civil é uma indústria de caráter nômade;
- seus produtos são únicos e não seriados;
- sua produção é centralizada, não se aplicando conceitos de produção em linha;
- sua produção é realizada sob intempéries;
- utiliza mão-de-obra intensiva, com pouca qualificação e com alta rotatividade;
- possui grande grau de variabilidade dos produtos;
- possui pouca especificação técnica;
- seu produto geralmente é único na vida do usuário;
- possui baixo grau de precisão, se comparado com as demais indústrias.

Para a transformação dessas peculiaridades da construção, a industrialização do canteiro de obras visa a eliminação do desperdício, acompanhada pela redução da mão-de-obra que incorre em pesados encargos sociais, além de ter, em geral qualificação técnica deficiente, constituem estratégias bastante atrativas, possibilitando melhoramentos futuros de produtividade.

3.4.2 – MODELOS CONSTRUTIVOS

Nos últimos anos, construtoras e empreiteiras têm modificado seus modelos de organização, na tentativa de adequar-se às exigências do mercado e aos parâmetros de qualidade no sistema de construção de suas edificações. O modelo tradicional de construção projeto-licitação-construção (*design-bid-build*), apresenta responsáveis distintos, em que cada etapa caracteriza-se pela falta de integração, tendo sido substituído por novos modelos. Koskela (2000), citado por Bauermann (2002), critica esse modelo em três aspectos principais: (a) pelo método seqüencial de realização dos processos da obra; (b) pela contratação por licitação (preço como critério); e (c) por resultar em controle segmentado. Segundo Dupagne (1991), citado por Bauermann (2002), o método seqüencial de realização da obra resulta em:

- Pouca ou nenhuma interação no processo de projeto;
- Desconsideração, na etapa de projeto, de condicionantes de fases subsequentes;
- Consideração, na etapa de projeto, de condicionantes desnecessárias para a fases subsequentes;
- Existência de pouca retroalimentação de informações para os projetistas;
- Falta de liderança e responsabilidade pela obra como um todo.

Ainda segundo Koskela (2000), a resposta para tais problemas de integração na construção é a forma de organização do projeto-construção (*design-build*), conceito que tem crescido muito em popularidade nos últimos tempos. Nela, tanto a etapa de projeto quanto a etapa de execução é entregue a um único responsável e tem apresentado melhor desempenho que o modelo tradicional, principalmente em relação ao prazo, porém seu potencial é limitado. O modelo *Fast Track Construction* também tem sido aplicado, embora em menor escala, prevendo a redução do prazo de construção e o valor do produto final. Assim, a chave para o melhoramento está nos princípios da teoria de produção da construção, os quais devem ser aplicados no projeto, controle e melhoria

do sistema de construção.

No início da década de 80, questões como qualidade e valor começaram a ser discutidos com mais ênfase e métodos de qualidade e métodos baseados no valor passaram a serem propostos. Nesse período, surgiram os princípios da Nova Filosofia de Produção (NFP), cujos princípios são apresentados na tabela 3.1.

TABELA 3.1 – Princípios da Nova Filosofia de Produção. (Fonte: Koskela, 1998)

PRINCÍPIOS BÁSICOS	PRINCÍPIOS ASSOCIADOS
Aumentar a eficiência de atividades que agregam valor ao produto	Melhorar ou adquirir tecnologia de produção Melhorar ou adquirir experiência de produção
Reduzir a taxa de atividades que não agregam valor ao produto	Reduzir o tempo de ciclo Reduzir a variabilidade Simplificar Aumentar a transparência Aumentar a flexibilidade Focalizar o processo completo Focalizar os pontos críticos do processo
Melhorar o valor do produto visando o cliente	Assegurar que o produto preencha as especificações
Melhorar de modo compreensivo e integrado	Balancar diferentes pontos de vista de melhoramento Implementar princípios de forma compreensiva, especialmente no projeto, no controle e melhoramento dos sistemas de produção

Ainda nessa época, a identificação dos problemas causados pela organização e gerenciamento de projeto e de desenvolvimento de produto prevalecente incentivou o surgimento de novas filosofias, visando a elaboração de novos métodos como, por exemplo, a Engenharia Simultânea.

Segundo Koskela (2000), foi apenas no início da década de 90 que os problemas do modelo de gerenciamento do processo de construção começaram a ser discutidos nos países mais industrializados. Na década de 80, métodos como o gerenciamento de qualidade (*Quality Management*) ou novas formas de organização, como o *New Construction Mode*, foram desenvolvidos, mas grande parte não resultou em reais benefícios ou não foi intensamente utilizada.

Os problemas encontrados na construção, como desperdício, perda de valor, não cumprimento de prazos e custos, associados ao aumento da complexidade das construções, das exigências de qualidade e da própria competitividade do setor, foram motivadores para muitas propostas de melhoria do desempenho dos processos

construtivos, dando origem aos conceitos da *Lean Construction* (Construção Enxuta – CE). Esses princípios vêm sendo bastante aplicados como base para novos métodos e ferramentas.

A consideração de todo o ciclo de vida do empreendimento durante a etapa de projeto constitui um importante aspecto para a obtenção de qualidade para o setor da construção. Bauermann (2002), define as principais características das etapas de planejamento, projeto, suprimentos, execução e operação e manutenção, com base em várias referências.

Gerenciamento: constitui uma atividade de suporte ao processo de construção, estendendo-se ao longo de todo o ciclo de vida do empreendimento. Esta atividade inclui todas as funções de negócios e processos exigidos para suportar o processo de construção do edifício, desde o planejamento até a operação como, entre outros, a formação da equipe de gerenciamento; o desenvolvimento do escopo e das necessidades de trabalho; o planejamento e controle do processo de realização do empreendimento; a aquisição dos serviços e recursos para a realização do edifício. O gerenciamento é controlado pelos critérios de desempenho, como um todo, e por aspectos de otimização dos sub-processos, como a construtibilidade.

2) Planejamento: “refere-se à elaboração de um cronograma, de forma a compatibilizar os prazos de desenvolvimento de todos os projetos e desses com as etapas da obra, prevendo assim, reuniões de compatibilização, datas de entrega de documentos...”, como definido por Picchi (1993). O conhecimento preciso da viabilidade, a compreensão e atendimento das necessidades e exigências do cliente, o desempenho satisfatório dos critérios de qualidade estabelecidos pelo mercado, a definição estratégica da data de lançamento comercial, assim como, a redução do prazo para entrega do edifício, são essenciais para o sucesso do empreendimento. 3) Projeto: inclui todas as funções exigidas para definir e comunicar, ao construtor, as necessidades dos proprietários. É definido como o programa e o plano de construção, cujo objetivo é atender às necessidades dos clientes e às exigências funcionais, através da troca de informações técnicas com outros profissionais, explorando conceitos, desenvolvendo estudos dos sistemas e transferindo para a equipe de projeto, o plano de construção do empreendimento e o plano de projeto.

4) Gestão de suprimentos: consiste na fabricação ou compra de componentes e materiais e do gerenciamento da logística de entrega dos mesmos, devendo considerar o

conjunto dos projetos de engenharia, detalhados a partir do projeto do produto. A fabricação da estrutura metálica e dos demais componentes industrializados estão inseridas nesta etapa.

5) *Execução*: inclui todas as funções exigidas para conclusão e operação do edifício. Essas funções são, entre outras, contratar serviços de construção, planejar e controlar serviços, prover recursos de acordo com o projeto. O controle dessa etapa é realizado a partir de documentos e critérios de venda e execução, do plano de construção, dos conhecimentos transferidos do projeto, do contrato e do plano de execução.

6) *Operação e manutenção*: são atividades pós-execução, ou melhor, que são desempenhadas após a entrega da obra. Esta etapa inclui o gerenciamento de operações e o monitoramento da condição funcional do edifício; buscando-se a detecção e a avaliação de problemas e o desenvolvimento de soluções; bem como a implementação do plano de ação decorrente dessas últimas atividades. O seu controle é realizado, a partir da experiência da equipe, através de documentos de operação e dos planos de construção do empreendimento, em observância às cláusulas do contrato. A manutenção é uma etapa em que os problemas que surgem devem ser investigados e diagnosticados, retro-alimentando o processo construtivo.

3.4.3 – CONCEITOS DE PROJETO

Para Novaes (2001), cabe a distinção de dois conceitos para projeto: um estático e outro dinâmico. O primeiro refere-se ao projeto como produto, “constituído por elementos gráficos e descritivos, ordenados e elaborados de acordo com linguagem apropriada, destinado a atender às necessidades da etapa de produção”, assumindo um caráter tecnológico, devido às soluções presentes nos detalhamentos dos vários projetos. O segundo conceito confere ao projeto um sentido de “processo, através do qual as soluções são elaboradas e necessitam ser compatibilizadas”, assumindo um caráter gerencial, pela natureza de seu processo, composto por fases diferenciadas, no qual intervém um conjunto de participantes, com responsabilidades quanto a decisões técnicas e econômicas e quanto ao cumprimento de prazos.

O projeto, neste último conceito, pode ser analisado como processo de criação, do ponto de vista da atividade intelectual, ou como processo de execução e

gerenciamento de etapas e operações. O equilíbrio entre essas duas visões de projeto é fundamental, uma vez que é muito importante a interação entre a sistematização das atividades e das informações ao longo do desenvolvimento do projeto.

“Projeto é a determinação e representação prévias dos atributos funcionais, formais e técnicos de elementos de edificação a construir, a pré-fabricar, a montar, a ampliar, (...) abrangendo os ambientes exteriores e os projetos de elementos da edificação e das instalações prediais”. NBR 13531 (ABNT, 1995).

Para Gray *et al.* (1994), citado por Bauermann (2002), o projeto é “uma solução criativa e eficiente para um problema; é forma de expressão pessoal e de arte, uma resposta aos requisitos do cliente, que exige criatividade e originalidade para o desenvolvimento do mesmo”.

No projeto de edificações deve-se incorporar uma visão de produto como um todo, onde suas funções e seu processo de produção, assumem a responsabilidade de “construir no papel” e não apenas a de caracterização do produto.

Entender como os projetistas pensam um problema de projeto é uma tarefa difícil. A partir da análise das propostas apresentadas, conclui-se que o processo criativo desenvolve-se segundo fases de assimilação, interpretação e compreensão do problema, onde são elaboradas alternativas de soluções, as quais são comparadas e avaliadas a partir de critérios de desempenho, estética e conforto e viabilidade de execução. A partir dessas soluções são, finalmente, tomadas decisões de projeto, as quais serão transmitidas ao cliente.

O projeto, como um processo de resolução de problemas, constitui uma atividade criativa muito pessoal. O processo criativo, é uma seqüência de tomada de decisões que ocorrem individualmente para cada projetista e é descrito através de modelos que buscam exprimir como os projetistas desenvolvem seu trabalho, a partir de um conjunto de informações previamente definidas.

O valor, dentro do processo de projeto, refere-se à satisfação das exigências dos clientes, internos ou externos ao processo. Assim, o valor somente pode ser determinado pelo cliente e ser validado quando produzido em termos dos atributos de qualidade, custo, prazos ou flexibilidade desejados pelo cliente. O valor para o cliente é determinado pela qualidade da transformação das exigências em soluções de projeto,

pelo nível de otimização alcançado e pelo impacto dos erros de projeto descobertos durante a utilização. O valor para o processo de construção é determinado pelo grau de consideração das suas exigências e restrições e pelo impacto dos erros de projeto descobertos durante a construção. Já o valor da construção para o cliente é determinado pela inexistência de defeitos descobertos durante o uso (Bauermann, 2002).

O principal insumo do processo de projeto é a informação. O fluxo da informação é composto por processos de transformação, comunicação, espera e inspeção. Apenas as atividades de transformação agregam valor ao produto. Atividades que não agregam valor devem ser eliminadas ou reduzidas. O valor é medido em função da satisfação do cliente, seja esse interno ou externo ao processo.

A Engenharia Simultânea (ES) emergiu na década de 80, representando uma mudança teórica, similar à Nova Filosofia de Produção, voltada para o processo de desenvolvimento e projeto do produto. Embora possua idéias semelhantes aos conceitos do JIT e TQC, não originou diretamente deles. Seus princípios, assim como os métodos e ferramentas desenvolvidas a partir dela, vêm sendo amplamente aplicados na prática, porém sob diversas definições (Koskela, 2000).

O argumento básico para a evolução do modelo de gerenciamento do processo é que o modo convencional (seqüencial) de projeto e execução da obra, vê o processo apenas como transformação; enquanto que a ES baseia-se na visão simultânea, principalmente intuitiva, de projeto e engenharia como transformação e fluxo, considerando o conceito de geração de valor. O termo “simultâneo” refere-se à consideração simultânea ou integrada de múltiplos critérios de projeto, que expressam as necessidades ou desejos dos diversos clientes do processo. Em outras palavras, o citado autor define o termo ES como um processo caracterizado pela análise rigorosa das exigências, incorporação de condicionantes de fases subsequentes na fase conceitual e incremento do controle de mudanças conforme o processo evolui.

Segundo MELHADO (2000), a cooperação entre o empreendedor e a equipe de projeto, especialmente com o arquiteto, envolve a elaboração e a crítica de programas para o produto, para a geração de referências de análise e validação das soluções que serão desenvolvidas no projeto, facilitando o desempenho da gestão da qualidade. O projeto simultâneo, considerado como uma das aplicações mais diretas da ES, exige a eliminação da seqüencialidade no desenvolvimento do projeto e a perfeita integração entre projetistas, construtores e fornecedores para a realização conjunta do estudo das

interfaces, da antecipação dos conflitos e da disseminação das informações entre os responsáveis pela execução da obra. Obtêm-se, assim, uma perfeita integração entre as prescrições do projeto e a viabilização dos serviços de execução, o que favorece a retroalimentação das atividades de projeto e a ampliação das competências dos projetistas.

O tempo e o esforço necessário na comunicação da informação pode ser reduzido através da abordagem de equipe, uma vez que esta permite que informações sejam transferidas informalmente e oralmente, sem papel ou dispositivos de comunicação, ou outorgando autoridade para que a equipe tome decisões no lugar das camadas hierárquicas superiores.

Considerando-se o projeto como uma relação interna entre fornecedor e cliente, a especificação deficiente do fornecedor para o cliente pode resultar na necessidade de esforço adicional na atividade do cliente ou exigir do fornecedor o re-trabalho ou a continuação do trabalho.

No processo de produção, o maior cliente do projeto é a construção. Assim, faz-se necessário o desenvolvimento dos projetos para a fabricação e montagem. A otimização no processo de projeto consiste em negociações a serem feitas sabiamente na estrutura de exigências globais do cliente. Uma condição para a otimização é o trabalho de equipe associado a metas organizadas de forma comum, visibilidade completa, considerações mútuas de todas as decisões, colaboração para solucionar conflitos e igualdade entre os diferentes especialistas.

As ações usuais de melhoria para o processo de projeto, consideradas insuficientes segundo Bauermann (2002), são: (i) formação de equipes multidisciplinares (considerada chave para a melhoria do processo), coordenadas somente para o desenvolvimento dos projetos para execução; (ii) supervisão do processo de projeto pela construtora; (iii) compatibilização das soluções propostas somente durante a fase de desenvolvimento dos projetos para a execução (conforme é a prática); (iv) participação dos responsáveis pelo processo de execução na equipe multidisciplinar; (v) elaboração de projetos para produção, e (vi) certificação dos procedimentos de trabalho dos escritórios de projeto, das construtoras ou dos fabricantes, ou a padronização dos procedimentos internos de trabalho.

Outras, como a retroalimentação sistematizada do processo e a simulação gráfica tridimensional não foram verificadas como usuais, observando-se que as ferramentas

computacionais empregadas são, muitas vezes, sub-utilizadas.

No processo de execução, a estrutura metálica é o primeiro sistema construtivo a ser montado, depois da execução das fundações, e o seu processo de produção determina que todas as atividades sejam, preferencialmente, executadas em fábrica. Além disso, o processo de projeto da estrutura metálica desenvolve-se a partir do dimensionamento global da estrutura, exigindo que todas as definições que têm interface com a estrutura metálica estejam definidas antes do início do dimensionamento, entre elas: todas as necessidades da logística de execução da obra; requisitos dos sistemas de serviços e instalações; requisitos de utilização ao longo de toda a vida útil do edifício; requisitos da solução arquitetônica; definição dos carregamentos e forma de distribuição dos mesmos (função dos fechamentos verticais, sobrecargas), entre outras.

3.4.4 – CONDICIONANTES DE PROJETO

Sabe-se que o arquiteto e sua equipe necessitam passar por cinco etapas fundamentais necessárias à elaboração de qualquer projeto arquitetônico:

- 1) *Identificação*: reconhecer o problema a ser resolvido;
- 2) *Análise*: investigar o problema e acumular dados;
- 3) *Síntese*: desenvolver uma possível solução;
- 4) *Avaliação*: decidir e refinar a melhor solução;
- 5) *Comunicação*: comunicar a decisão a terceiros.

Quando se pensa numa cidade, pensa-se sempre em funcionalidade. As vias públicas, os edifícios, e todos os equipamentos que compõem o cenário urbano devem ser concebidos para o eficiente exercício de funções como moradia, trabalho, circulação e lazer. Embora a preocupação com a funcionalidade seja a mais evidente, é certo que não deve ser a única. No processo de concepção arquitetônica existem inúmeros fatores e variáveis a serem considerados.

Ao projetar uma edificação, deve-se iniciar pela formulação das hipóteses as quais irão nortear sua concepção. Nesta primeira etapa, deve-se tentar visualizar os tipos de ocupação a que esta deverá estar sujeita, os materiais a serem empregados, o aspecto arquitetônico e urbanístico, o tipo estrutural a ser adotado e demais fatores que possam ser relevantes às decisões a serem tomadas em relação ao projeto e seu aspecto

financeiro. Com base nesses parâmetros iniciais faz-se necessário o levantamento de dados a fim de que sejam estabelecidas proporções favoráveis ao projeto a ser proposto.

No levantamento de dados devem ser compilados todos os aspectos necessários à execução do projeto, desde a conformação do terreno até as restrições legais, impostas pela legislação local, uma vez que esses dados irão nortear o projeto em todos os aspectos como, entre outros, o tipo e forma do terreno, a região (residencial, comercial, misto, etc.), a infra-estrutura urbana (água e esgoto), os afastamentos frontal e lateral, a taxa de ocupação máxima, as dimensões mínimas dos ambientes conforme a lei.

O programa de necessidades de um projeto estabelece a quantidade e os tipos de cômodos a serem articulados na futura edificação. O estudo preliminar consiste em um estudo da distribuição de volumetria em relação ao terreno. Essa etapa não requer precisão de desenho ou escala, e sim um estudo em esboço para que se possa estabelecer e locar os volumes de forma apropriada. Já no anteprojeto, deve-se estudar com exatidão a edificação em si, estabelecendo suas reais dimensões em escala, considerando-se todos os parâmetros inerentes às acomodações, equipamentos fixos e móveis, circulação e acesso, etc.. O anteprojeto deve definir totalmente a construção, inclusive detalhes e especificações de fachadas, coberturas e outros elementos necessários à boa compreensão da obra. Essa etapa permite que sejam feitas alterações conceituais e eventuais correções.

O projeto arquitetônico deve conter todas informações necessárias à sua execução, incluindo o máximo de detalhes possível nos desenhos das plantas de cada pavimento, fachadas principal e secundárias, planta de cobertura, cortes transversais e longitudinais, passando pelas partes mais importantes do projeto. Informações adicionais devem estar contidas em desenhos de detalhamento em escalas adequadas à sua compreensão. Deverão ser especificados também o material constituinte do sistema estrutural proposto, tipos de fechamentos, forros, esquadrias, revestimentos, muro de fecho e gradil, impermeabilizações e todos os outros detalhes que forem necessários para a boa interpretação da obra e sua perfeita execução. O uso de perspectivas ajuda na visualização dos modelos criados, desenvolvidas a partir de pontos situados a diferentes distâncias da edificação.

Esses condicionantes podem parecer uma simples cadeia linear de tomadas de decisão mas, na realidade, constituem etapas complexas, cujos fatores são interdependentes. Portanto, nas construções em aço, a retroalimentação e uma boa

“bagagem” de conhecimento do profissional em relação ao comportamento da estrutura metálica, bem como os sistemas a ela associados, tornam-se quesitos fundamentais para a garantia de uma boa especificação em projeto.

Os efeitos climáticos têm grande influência no conforto de uma edificação e devem ser cuidadosamente estudados a fim de serem obtidos índices satisfatórios à eficiência da mesma. Pesquisas realizadas pelos mais diversos órgãos constataram que o desconforto térmico e visual no ambiente de trabalho são os principais fatores responsáveis pela diminuição de rendimento e aumento na ocorrência de acidentes em empresas. É comprovado que, à medida em que o meio torna-se termicamente mais hostil, aumenta a preocupação do indivíduo em relação a esse problema, afastando sua atenção da atividade específica que está sendo realizada. Outros sintomas como fadiga, erros de percepção e raciocínio e até sérias perturbações psicológicas podem ser observados. Exaustão, desidratação, câimbras e choque térmico são outros distúrbios de saúde que podem ser provocados pelo calor. Já a exposição ao frio implica em graves problemas nos pulmões e músculos.

O desconforto visual (falta ou excesso de iluminação) ocasiona dores de cabeça e nos olhos, podendo levar à diminuição ou até à perda da visão.

Esses aspectos devem ser satisfeitos de forma clara e precisa, sobretudo em edifícios de grande porte, cuja variedade de informações é um fator preponderante.

A seguir estão relacionados os principais efeitos climáticos que influem no conforto humano.

1) Precipitação: o conhecimento da quantidade e frequência das chuvas permite um correto dimensionamento dos dispositivos de proteção como beirais e varandas, possibilitando que a ventilação pelas janelas continue durante a chuva e protejam as paredes da umidade. Deve-se evitar o empoçamento de água em colunas metálicas, minimizando-se a possibilidade de danos causados por processos corrosivos, bem como o acúmulo dos mesmos em coberturas planas, para evitar-se efeitos de cargas não previstas.

2) Iluminação: é um fator bastante considerável, em se tratando do conforto para os usuários. É sempre preferível que a fonte de iluminação durante o dia seja feita naturalmente, através de janelas ou aberturas. Ocorrerá desconforto quando os níveis de iluminação forem altos ou baixos em demasia, ou for criado um contraste muito acentuado entre superfícies adjacentes claras e escuras, ou ainda se superfícies

brilhantes refletirem a luz diretamente. Os raios do sol, por exemplo, podem modificar completamente o reflexo de uma determinada cor e, à noite, a iluminação interna pode criar modelos e sensações previamente não percebidos. Um projeto cuidadoso deve também levar em conta os efeitos de luz e sombra de um edifício em relação ao outro.

3) *Temperatura*: essa variável sempre impõe consideráveis determinações a um projeto. Faz-se necessário o estudo do desempenho dos materiais que compõem uma edificação frente às temperaturas médias de uma região. O conhecimento prévio das características dos materiais permite que sejam adotados artifícios que permitem amenizar a entrada ou a saída do calor e amortecer as variações diárias de temperatura.

4) *Radiação solar*: é a energia transmitida pelo sol sob a forma de ondas magnéticas curtas, que atingem a terra após ser parcialmente absorvida pela atmosfera. Essa quantidade de energia, que depende da latitude, relevo do terreno, clima, impurezas presentes no ar, etc., pode ser calculada em função da hora do dia, da estação do ano e da inclinação da superfície em relação à horizontal e ao norte. O sol, no centro do nosso sistema planetário, emite uma quantidade considerável de energia térmica sob forma de radiação eletromagnética numa extensa faixa de frequência. A rotação diária da Terra e a translação anual, causam a ocorrência da variação de energia nas diferentes partes de sua superfície em horas diferentes do dia e do ano. Estes são aspectos complexos e dinâmicos que podem interferir de forma significativa no conforto térmico do ambiente construído. A eliminação da radiação solar diretamente incidente deve ser um dos objetivos essenciais da composição arquitetônica.

5) *Umidade relativa*: é a quantidade de vapor de água contida na atmosfera. Varia nas diferentes horas do dia e épocas do ano devido às mudanças de temperatura do ar.

O homem está sempre perdendo energia térmica sob forma de calor latente (calor + umidade), colaborando para o aumento da umidade do ar. A medida que a temperatura se eleva, o organismo aumenta sua eliminação por evaporação, o que evidencia a importância da ventilação dos ambientes para eliminar o excedente de umidade. O excesso de vapor d'água no ar é também a causa principal das condensações nos fechamentos que provocam a destruição de pinturas e outros materiais, bem como propiciam a proliferação de microorganismos nocivos à saúde. Nos climas onde a umidade relativa é superior aos limites de conforto, é recomendável evitar-se o uso de elementos que tenderiam aumentar esse índice, como espelhos

d'água, fontes, lagos, etc.

6) Vento: o conhecimento do regime dos ventos permite aproveitar suas vantagens e defender-se de seus efeitos desfavoráveis. Em qualquer estação do ano a ventilação é importante, pois permite as condições de higiene, renovando o ar num ambiente. No verão, quando a temperatura exterior é menor que a interior, a ventilação deve ser otimizada mediante elementos adequados. O ar que infiltra pelas frestas das portas e janelas aumenta com a velocidade do vento, requerendo cuidados especiais nos dias muito frios. Este tipo de cuidado com a ventilação diferenciada de verão e inverno é característica de climas compostos com verão quente e inverno frio. Em locais onde a temperatura mantém-se sempre acima dos níveis de conforto, deve prevalecer uma ventilação baseada em razão térmica. Nas regiões frias, com baixas temperaturas, a ventilação é estabelecida exclusivamente por razões higiênicas. Para uma otimização da ventilação natural, deverão ser levados em consideração fatores como forma e características construtivas do edifício, forma e posição dos espaços abertos vizinhos, localização e orientação do edifício, posição, tamanho e tipo de aberturas. O projeto urbanístico e a orientação dos edifícios deverá favorecer a captação dos ventos dominantes. A ventilação higiênica deve manter-se diferenciada da de verão com o devido controle das dimensões e das áreas das aberturas. As portas e janelas normais do edifício são suficientes para satisfazer estas necessidades.

7) Clima: o clima pode ser entendido como o conjunto de condições meteorológicas de uma determinada região. Os parâmetros (variáveis) climáticos variam nas diferentes regiões do planeta e interferem no desempenho térmico dos espaços construídos, como a oscilação diária e anual da temperatura e umidade relativa, a quantidade de radiação solar incidente, o grau de nebulosidade do céu, a predominância e sentido dos ventos e índices pluviométricos. Esses fatores climáticos alteram-se nos diversos locais e são influenciados pelas circulações atmosféricas, distribuição de terras e mares, relevo, revestimentos do solo, latitude e altitude. O cérebro das pessoas possui uma resposta sensorial diversa e complexa, variando com a idade e saúde, através dos olhos, nariz, ouvidos, ou cada um apresenta reações diferentes aos climas que ocorrem naturalmente, havendo poucos lugares e ocasiões em que alguma pessoa se sinta confortável por longos períodos. A utilização de meios naturais para garantir uma melhor habitabilidade é conhecida como Arquitetura Bioclimática ou Bioclimatismo e pode ser observada na maioria das construções e assentamentos urbanos primitivos,

onde a adequação à paisagem mostra um profundo conhecimento do clima, dos materiais locais e das necessidades dos habitantes. A concepção bioclimática é um tema de fácil compreensão, pois consiste, simplesmente, na utilização correta dos recursos que a natureza oferece: o sol, o vento, a vegetação e a temperatura ambiental. Deste modo é possível aproveitar os fenômenos naturais de transmissão energética para obter ganhos ou perdas de calor através da envoltura (paredes e cobertura) de um edifício. Possibilita, assim, a obtenção de condições de conforto físico e psicológico e diminui a necessidade da utilização de meios mecânicos de condicionamento térmico. A adequação climática possibilita também que seja evitado o surgimento, nas estruturas e revestimentos, de fissuras ou outras patologias provocadas por movimentação de origem térmica.

8) *Tecnologia*: construídos e funcionando de acordo com as mais modernas técnicas da automatização, os edifícios inteligentes, comuns nas grandes cidades, propõem-se a resolver os problemas de conforto térmico e economia de energia. Totalmente lacrados às condições climáticas externas, temperatura, umidade, ventilação e iluminação são controladas por sistemas que adotam padrões de conforto médio insuflados nos ambientes. Considerados, por alguns, o símbolo de uma nova geração de edifícios, em seus aspectos funcionais e até formais quando analisados do ponto de vista do conforto ambiental, alguns exemplos de edificações não sugerem toda essa eficiência. O sistema de condicionamento artificial exige que o edifício seja totalmente fechado, o que normalmente é feito com fachadas de vidro. O efeito estufa é inevitável e a energia despendida para a amenização da temperatura alcança índices elevados. Está provado que um edifício de escritórios com fachada de vidro vai consumir, em dois anos, toda energia necessária à sua construção, enquanto a fachada de alvenaria com sistema de brises eleva esse tempo a 11 anos (Moreira, 2001). Longe das janelas, cercados de paredes por todos os lados, os usuários ignoram se chove ou faz sol do lado de fora. Obrigados a viver na temperatura determinada pelo sistema de climatização, têm, inevitavelmente, a sensação de claustrofobia e isolamento. Nos dutos de ar condicionado, a umidade e a sujeira acumuladas criam o ambiente ideal para a proliferação de fungos, vírus e bactérias.

9) *Energia*: a conservação de energia elétrica, assim como outros recursos não renováveis, é tema de discussões e debates em todo o mundo. Programas têm sido propostos para minimizar o consumo nas mais diversas áreas. Em se tratando de energia

elétrica, os edifícios (comerciais, industriais ou residenciais) são responsáveis por uma grande parte desta demanda. Isso ocorre devido à grande quantidade de energia consumida por metro quadrado de construção ao longo de toda a vida útil da edificação. O consumo total é entendido como a somatória dos gastos na fase de construção (transporte e manipulação dos materiais no canteiro) e devidos à utilização de equipamentos necessários à realização das atividades desenvolvidas no prédio, bem como à provisão de condições de habitabilidade aos usuários. Ações que tenham por objetivo racionalizar o consumo de energia na fase de utilização do edifício deverão tratar dos aspectos de ar condicionado e iluminação artificial. Neste sentido, a arquitetura e os arquitetos muito têm a contribuir, pois uma parcela significativa do consumo está diretamente ligada ao exercício de sua profissão e a cada decisão que seja tomada ao elaborar novos conceitos em projetos, sejam eles residenciais, comerciais ou urbanos. Para Moreira (2001), um projeto bem elaborado resulta em uma redução de cerca de 50% no consumo energético, com benefícios tanto para o setor público (na forma de redução da geração e transmissão de energia), como para o setor privado (na forma de redução de gastos com uso e manutenção). Por todos os motivos citados, devem ser criadas, ainda na fase de projeto, condições de conforto que utilizem artifícios naturais. A utilização de todos os aspectos abordados e suas variantes também podem compor um microclima que amenize as condições de uma dada região. Por exemplo, em um local onde a umidade relativa seja muito baixa, espelhos d'água e fontes são soluções simples para umidificá-lo, aumentando o conforto. A vegetação pode ser usada como proteção à radiação solar excessiva, aos ventos frios do inverno e para a purificação do ar em ambientes poluídos. Um tratamento adequado das superfícies que circundam um edifício permite um controle da radiação solar absorvida, colaborando para uma maior ou menor quantidade de ganhos térmicos.

10) Conforto térmico: parece não haver nenhuma regra rígida que indique quais as melhores condições atmosféricas para o conforto das pessoas, uma vez que o conforto de um indivíduo é afetado por muitas variáveis: saúde, idade, atividade, roupas, sexo, alimentação e aclimatação influem na determinação das “melhores condições de conforto” para cada indivíduo, não sendo possível estabelecer-se regras rígidas e de fácil utilização que se apliquem a todas as condições e a todas as pessoas.

11) Conforto acústico: os diferentes sons percebidos pelo ouvido humano podem induzir sensações de prazer, irritação ou medo. O som é gerado por algum corpo

vibrante que induz pulsações (compressões e rarefações moleculares sucessivas e em ondas longitudinais) que são transmitidas através de meios fluidos ou sólidos, sendo audíveis pelas pessoas os sons situados em uma determinada faixa de frequência. As razões entre as diversas intensidades de som medidas e a intensidade de som no limite audível podem ser tabuladas logaritmicamente, formando a escala de decibéis (dB). A intensidade do som direto, proveniente de uma fonte pontual, decai com o inverso do quadrado da distância. Para uma pequena fonte de som, o decaimento é de 6dB à medida que a distância é dobrada. Desenvolver projetos de edifícios e ambientes que possuam apenas as características acústicas desejadas requer muita habilidade. Alguns parâmetros devem ser observados como, entre outros, serem identificadas as fontes e níveis de ruído e vibração em relação ao local considerado, estudando o formato dos ambientes para diversas funções. Os diferentes tempos de trajeto das ondas sonoras e refletidas (ou reverberantes) devem ser cuidadosamente considerados. A não ser que o ambiente seja comprimido e baixo, com teto e pisos absorventes, o som não se desintegra como acontece com o som direto. A correta especificação dos materiais a serem aplicados nos ambientes é fundamental. Aberturas ou pequenas folgas permitem a passagem da energia sonora e exigem um detalhamento cuidadoso.

12) Solos: o solo é responsável pelas reações às forças aplicadas pela superestrutura e deve ser cuidadosamente estudado. Deve-se considerar no projeto, fatores como a formação geológica do terreno, a topografia, presença de água (nível do lençol freático), árvores e edificações adjacentes (verificar a presença de trincas). É interessante que se faça uma investigação completa por sondagens e ensaios de laboratório para que sejam conhecidas as camadas do solo, suas resistências e características de recalque, principalmente se houver qualquer dúvida ou se o edifício a ser construído for mais pesado do que qualquer outro existente nas redondezas. Se for encontrado um lençol freático alto, este fato talvez elimine a possibilidade de construção de porões e sub-solos, já que os custos envolvidos seriam elevados. Sob a aplicação de uma carga, as camadas do terreno podem deformar-se e sofrer acomodações ou “recalques”, o que pode causar deslocamentos e danos às construções, principalmente se houver interferência com os edifícios e instalações adjacentes.

Outro fator de grande relevância em projetos de estruturas metálicas é a questão da proteção contra incêndio. O aço é um material incombustível, mas quando aquecido a altas temperaturas (acima de 550 °C), perde capacidade resistente, podendo ocorrer

colapso estrutural. Muitas pesquisas e iniciativas têm sido desenvolvidas por profissionais especializados, no sentido de estabelecer parâmetros de segurança para utilização do aço. Os incêndios são fenômenos aleatórios que dependem de um grande número de fatores relacionados à sua ocorrência. As normas NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio (ABNT, 1999) e NBR 14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações (ABNT, 2000) abordam uma série desses aspectos, incluindo, entre outros, o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), tipos de proteção dos elementos estruturais, critérios de resistência, circulação e saídas de emergência.

Os fatores condicionantes que contribuem para a satisfação e conforto dos nossos sentidos, dentro e nas proximidades dos edifícios, têm influência primordial na escolha final da solução do sistema construtivo mais adequado.

As relações entre os olhos e o cérebro que causam uma agradável sensação, estão ainda por serem descobertas. Alguns estudiosos acreditam que grandes superfícies uniformes em tamanho, forma, brilho, cor e textura não despertam tanto entusiasmo como as que apresentam variações desses elementos. Qualquer objeto como, por exemplo, um edifício, transmite ao indivíduo uma experiência sensorial ao ser percebido e observado. Esta impressão pode variar ou mesmo alterar-se ao longo do tempo.

A forma, cor, calor e definição podem ser alcançados também com o uso hábil do sistema estrutural adotado. A complexa experiência sensorial, particular a cada ser humano, induz várias outras soluções relativas à forma e à concepção de uma edificação.

“O tempo nos fez perceber que o caminho para a maturidade de um arquiteto certamente deve passar pela liberdade de expressão, onde a invenção calcada na frágil sabedoria que o diploma lhe confere, nasce da ousadia, da intuição e do gesto” (Vilela, 1999).

Desde os gregos o belo, que mais tarde passou a ser o objeto de estudo da estética, ocupa um espaço garantido nas discussões filosóficas e artísticas. Diversas foram as abordagens que o cercaram, não cabendo aqui estabelecer uma retrospectiva exaustiva, apenas traçar, em linhas gerais, o percurso de seus conceitos. Os dicionários

dão à palavra "estética" o significado de "harmonia das formas, contornos e coloridos". A palavra *arte* vem do latim *ars* e corresponde ao termo grego *téchne*, técnica, significando: o que é ordenado ou toda espécie de atividade humana submetida a regras. É nesse campo da técnica que Platão define o fazer artístico, afirmando que "*a arte situa-se no plano mais baixo do conhecimento, pois é imitação das coisas sensíveis, elas próprias imitações imperfeitas das essências inteligíveis ou idéias*".

Ao adentrar no terreno fértil da criatividade, descobre-se que a ousadia e a dinâmica dos conceitos de certo e errado são ferramentas indispensáveis ao trabalho de um arquiteto. A obra arquitetônica é destinada ao "homem" de seu tempo, de seu lugar e de sua cultura. A arquitetura propõe uma grande reflexão sobre o equilíbrio da arte e da utilidade.

"Arquitetura relevante é centrada no cliente, orgulhosamente independente do modismo e ao mesmo tempo permeável à influências, inovadora, atenta e competente ao lidar com novas tecnologias, novos processos e novos materiais, proprietária de seu vocabulário e intérprete dos valores culturais de onde é exercida" (Ivan Moura Campos, citado por Vilela, 1999).

Os elementos que compõem o cenário urbano devem estar ordenados de forma harmônica para que possam ser apreciados. A função estética da paisagem urbana deve ser levada em conta pela administração em toda e qualquer intervenção urbanística e sua proteção e garantia devem ser disciplinadas em lei. É evidente que o julgamento de padrões estéticos será sempre subjetivo. Entretanto, cabe também aos arquitetos uma reflexão de como arquitetura tem refletido, nas cidades, a estética do seu progresso. O artista plástico, poeta e arquiteto baiano Almandrade expõe algumas questões polêmicas relativas a esse assunto como, entre outros, o culto à indiferença, o consumo desenfreado e a arte na cidade.

"A cidade tem o direito de progredir. Eu tenho o direito de não gostar daquele tipo de progresso. Tenho o direito de ficar decepcionado se não encontro lá, aquilo que eu antes encontrava" (João Cabral de Melo Neto).

O culto à indiferença torna-se o hábito de uma sociedade que vem perdendo o

sentido de comunidade. O consumo é a locomotiva do progresso que faz da cidade um lugar passageiro, onde tudo pode ser destruído e construído a qualquer momento e as histórias são substituídas por outras, sem perspectiva de futuro. A cidade é talvez a maior vitrine, onde os episódios cotidianos da existência material são vividos e observados na indiferença do capital. A cidade é o palco da reprodução do capital e da cultura dominante, onde tudo se descobre ou se inventa, e se apaga na mesma velocidade.

"A favela é fruto da falta de observação de que o operário existe" (Sérgio Bernardes).

O homem urbano, privilegiado por possuir as mais eficientes máquinas que facilitam a vida moderna, acabou fazendo da cidade um depósito de todo tipo de lixo. Depósito de prédios, de avenidas, de automóveis, do excesso de informações, de empregados e desempregados. A produção dessas máquinas é estimulada porque gera empregos, impostos, movimenta a economia, produz lucros, mas o número de automóveis é cada vez mais incompatível com o espaço de circulação. As mudanças são rápidas como a moda, o ambiente natural vai sendo destruído para dar lugar a mais avenidas, mais garagens e mais automóveis. Somos obrigados a consumir não só o produto, mas também uma imagem da arquitetura e uma outra imagem urbana como símbolo da nova sociedade. A velocidade moderna está estranhamente associada com as perdas de tempo nos deslocamentos e na burocracia. O progresso passa a ser a possibilidade de ampliar o consumo.

"Se os seres humanos já não sabem distinguir entre o belo e o feio, a tranqüilidade e o barulho, é porque já não conhecem a qualidade essencial da liberdade, da felicidade" (Hebert Marcuse).

A repetição e a homogeneização levam ao esgotamento. E no refúgio de alguns metros quadrados, cercados de aparelhos, o homem urbano assiste a tudo, na liberdade de não sair do lugar e com a felicidade de não se envolver com nada. A euforia na utilização de novas tecnologias na busca de uma criação egocêntrica do "inovador", na realidade disfarça a cidade e seu compromisso com o social e o cultural.

A arte na cidade, que deveria ser a intervenção para restaurar a poética negada pelo capital e pelo consumo, em muitos momentos vem sendo utilizada (até ingenuamente) como imagens autoritárias, encobrendo muros e alvenarias, reproduzindo imagens contraditórias com a escala urbana que mascaram a diversidade visual da cidade e privatizam o que antes era anônimo, produto de um trabalho coletivo, sem assinatura. A expropriação do espaço público, em nome da arte, faz da cidade mais um depósito de imagens que “enfeitam” o progresso que enterrou e poluiu os rios, devastou as áreas verdes e substituiu a beleza que a cidade conquistou com o passar do tempo.

O homem urbano é um consumidor de produtos, imagens e lazer. Ele acaba aceitando as imagens impostas ao seu olhar, da mesma forma que acredita no branco mais branco da publicidade do sabão em pó. Surge então a dúvida sobre essas experiências estéticas lançadas no meio urbano, sobre sua capacidade de enriquecer a vida cotidiana. As intervenções repetem-se como um vírus no tecido urbano e o homem das cidades, educado para consumir as imagens do progresso, acaba por perder o desejo pela curiosidade cultural. E diante da repetição e do vazio, a primeira imagem exótica que se destaca na monotonia da paisagem diverte o olhar de quem passa apressado, sem tempo para se dedicar ao pensamento.

Embora um tanto enfáticos, esses aspectos constituem um emaranhado de perguntas e questionamentos debatidos em congressos na atualidade, a respeito da responsabilidade de arquitetos, engenheiros e outros profissionais relacionados à construção civil, no uso de novos conceitos e tecnologias emergentes.

3.4.5 – RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

O Anexo P da NBR 8800 (ABNT, 1986) aborda algumas recomendações práticas para a execução de estruturas de aço em edifícios a serem adotadas para a fabricação e montagem de estruturas em aço, na ausência de outras instruções em documentos contratuais.

Inicialmente são apresentadas algumas definições que estabelecem, de forma clara, as responsabilidades de profissionais envolvidos no universo da construção em aço, destacando que o fabricante e o montador da estrutura de aço não são responsáveis pela correção, adequabilidade ou legalidade do projeto. O fabricante também não é responsável pela praticabilidade ou segurança da montagem da estrutura se esta for

executada por terceiros, a menos que tais necessidades estejam claramente estabelecidas em documentos contratuais. Além disso, define engenheiro/arquiteto com a “*entidade designada pelo proprietário como seu representante com responsabilidade total pelo projeto e pela integridade da estrutura*”.

Em relação à classificação dos materiais, o termo "Aço Estrutural" é claramente definido, relacionando-se os itens que podem ser incluídos nessa categoria (chumbadores, bases, vigas, pilares, contraventamentos e pilares, entre outros), estabelecendo-se que itens não incluídos na relação apresentada, mesmo quando confeccionados em aço, ferro ou outro metal e ainda que tenham sido indicados em desenhos como parte da estrutura ou ligados a ela, não podem ser incluídos na classificação, entre eles grades e formas metálicas; ornamentos metálicos; chaminés, tanques de armazenagem e vasos de pressão; bem como itens necessários para a montagem de materiais fornecidos por terceiros que não sejam os fabricantes ou os montadores da estrutura do aço.

Estabelece ainda que os desenhos e especificações devem ser completos e adequados, mostrando claramente o trabalho a ser executado, indicando dimensões, seções, tipos de aço e posições de todas as peças, níveis de pisos, linhas de centro e de afastamento de pilares, contraflechas, e neles constando dimensões suficientes para informar com precisão a quantidade e o tipo das peças de aço estrutural a serem fornecidas.

Também são recomendações relativas a:

- requisitos especiais referentes ao controle da fabricação e da montagem da estrutura de aço ou outros detalhes especiais;
- à inclusão de dados suficientes relativos às cargas adotadas, bem como às solicitações (forças cortantes, momentos e forças normais) que devam ser resistidos pelas peças e por suas ligações (devidamente dimensionadas);
- à possibilidade de utilização dos desenhos de arquitetura, eletricidade e mecânica como complemento dos desenhos da estrutura de aço, para definir detalhes e informações para construção;
- às formas de interpretação dos desenhos e especificações, em caso de informações entre os desenhos e as especificações; e
- à legibilidade dos desenhos e à forma de apresentação de informações mais complexas; deverão ser apresentadas em escala adequada para transmitir

com clareza tais informações.

Outros aspectos interessantes, incluídos no mencionado anexo da NBR 8800 (ABNT, 1986), referem-se às responsabilidades dos agentes envolvidos (proprietário, projetista, fabricante, montador, etc.) e aos significados das aprovações emitidas pelos mesmos, bem como às obrigações mínimas, em termos de controle de qualidade, a serem obedecidas pelo fornecedor do material para utilização com finalidade estrutural.

As demais recomendações referem-se às tolerâncias dimensionais; pintura de fábrica; identificação de peças para a montagem; expedição de itens e seqüência de fornecimento dos elementos constituintes da estrutura; requisitos de segurança; responsabilidade pelas etapas anteriores e essenciais ao desenvolvimento da montagem; equipamentos auxiliares; condições de aceitabilidade da estrutura como um todo e de seus elementos, em especial aqueles designados nos documentos contratuais como "Aço Estrutural Aparente para Efeitos Arquitetônicos" (AEAEA).

Tais indicações e recomendações não são apresentadas em detalhe, neste trabalho, por duas razões básicas.

A primeira, de ordem geral, deve-se ao fato de que é sempre recomendável a análise e a consulta aos documentos normativos, até pelo fato de que, ao buscar-se reproduzir as recomendações da NBR 8800 (ABNT, 1986) correr-se-ia o risco de ressaltar apenas alguns dos seus aspectos mais relevantes, em detrimento de outros que, ocasionalmente, possam ter importância maior, devido às particularidades de cada projeto.

A segunda razão tem um caráter de oportunidade, uma vez que, à época de conclusão deste trabalho, a mencionada norma estava em fase de revisão. Assim, a menção aos pontos principais minimiza os riscos de uma apresentação datada e, por vezes, desatualizada, uma vez que as informações disponíveis nessa época dão conta de uma extensa atualização e modernização da norma, em geral, e do Anexo P, em particular, embora tais modificações ainda não possa ser tomadas como definitivas.

3.5 – SOBRE O PBQP-H

O programa brasileiro da qualidade e produtividade na construção habitacional, PBQP-H, foi criado com o objetivo de apoiar o esforço brasileiro de modernidade através da promoção da qualidade e produtividade do setor da construção habitacional,

com vistas a aumentar a competitividade de bens e serviços por ele produzidos.

O PBQP-H nasceu da parceria entre o setor público e privado com o objetivo de melhorar a capacitação de empresas fornecedoras da cadeia da construção, evitando prejuízos ao consumidor final. As principais cadeias produtivas da economia brasileira articularam-se para a realização de diagnósticos e propuseram programas de trabalho visando o aumento da qualidade e eficiência de seus produtos e serviços. O setor da construção civil iniciou seus trabalhos para melhorar a qualidade dos materiais de construção, a produtividade da mão-de-obra, promover a racionalização do sistema construtivo e dos processos de projeto. Para Roberto de Souza do CTE (Centro Tecnológico de Edificações), “o objetivo é gerar produtos com qualidade para o consumidor da habitação”.

Implantado em 1988 o programa visava, inicialmente, as edificações habitacionais populares e, posteriormente, foram incluídos os sistemas de saneamento e infra-estrutura urbana.

Dentro do PBQP-H foram definidos doze projetos considerados estratégicos que definem ações e metas a serem cumpridas, em comum acordo com os agentes do CETECH (Comitê Nacional de Desenvolvimento Tecnológico da Habitação), responsáveis pelo acompanhamento e apoio para a implementação desses projetos. São eles:

- 1) Estruturação e gestão do PBQP-H;
- 2) Sistema nacional de aprovações técnicas;
- 3) Apoio à utilização de materiais, componentes e sistemas construtivos;
- 4) Sistema de qualificação de empresas de serviços e obras;
- 5) Qualidade de materiais e componentes (meta mobilizadora nacional da habitação);
- 6) Sistema nacional de comunicação e troca de informações;
- 7) Formação e requalificação dos profissionais da construção civil;
- 8) Qualidade de laboratórios;
- 9) Aperfeiçoamento da normalização técnica para a habitação;
- 10) Assistência técnica à auto-construção e ao mutirão;
- 11) Cooperação técnica bilateral brasil/frança/bid para o pbqp-h;
- 12) Programa regional: desafios sociais e econômicos ligados à melhoria da qualidade das habitações no mercosul e chile (forum mercosul da qualidade e

produtividade na construção habitacional).

Embora a adesão ao programa seja voluntária, a exigência do mercado e a própria competitividade requerem cada vez mais o envolvimento de novas empresas ao programa (Figura 3.40).



Figura 3.40: PBQP-H

Um dos projetos ligados diretamente ao construtor é o SIQ (Sistema de Qualificação Evolutiva de Empresas e Serviços de Obras) que prevê quatro níveis de qualificação e contempla os mesmos requisitos da ISO 9000 (figura 3.41). O processo de qualificação em uma construtora é baseado no sistema de gestão de qualidade, diferente do setor de materiais, onde é verificada a conformidade em relação às normas.

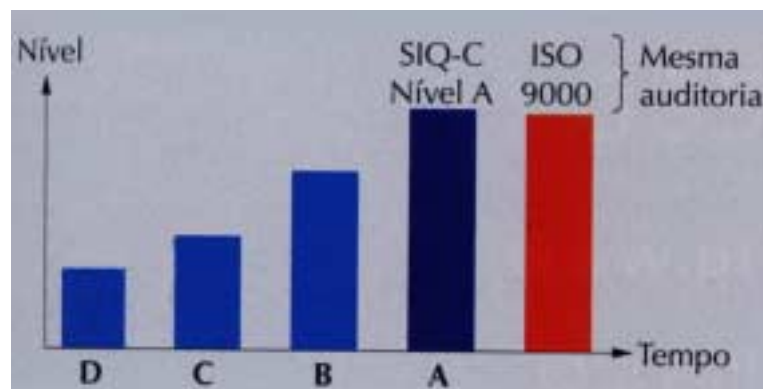


Figura 3.41: Níveis de qualificação

Várias iniciativas têm sido feitas e discutidas por parte do governo, no sentido de estimular a adesão de novas empresas ao programa, entre elas a elaboração de políticas

de financiamento facilitadas, a participação de licitações e obras públicas somente por empresas certificadas e o apoio às pequenas e micro-empresas interessadas na qualificação em parceria com o Sebrae, que ofereceria consultoria e suporte técnico às mesmas. Em 2002 foi assinado entre o estado do Pará, o IAB (Instituto dos Arquitetos do Brasil) e a Caixa Econômica Federal, o “SIQ Projetos”, para uso do poder de compra em relação às empresas de projetos.

“Em pouquíssimo tempo, as empresas que não obtiverem certificação de qualidade em seus serviços, produtos e processos, e não atuarem dentro das normas específicas do setor, estarão fora do mercado

...a construção metálica começa, agora, realmente buscar seu espaço na construção civil. Se nós, como instituições e empresas, não tomarmos o devido cuidado, estaremos perdendo um momento bastante favorável: o da descoberta do aço pelo mercado como um componente ativo da construção no Brasil” (Portilho, 2002).

O PBQP-H propõe, portanto, organizar o setor da construção civil em torno de duas questões principais: a *melhoria da qualidade do habitat* e a *modernização produtiva*. Envolve um espectro relativamente amplo de ações entre as quais destacam-se as seguintes: qualificação de construtoras e de projetistas, melhoria da qualidade de materiais, formação e requalificação de mão de obra, normalização técnica, capacitação de laboratórios, aprovação técnica de tecnologias inovadoras, e comunicação e troca de informações. Desta forma, espera-se o aumento da competitividade no setor, a melhoria da qualidade de produtos e serviços, a redução de custos e a otimização do uso dos recursos públicos. O objetivo de longo prazo é criar um ambiente de isonomia competitiva que propicie soluções mais baratas e de melhor qualidade para a redução do déficit habitacional no país.

CAPÍTULO IV – COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS E PILARES

4.1 – ESTADOS LIMITES

Como mencionado no capítulo anterior, existem dois tipos de estados limites: os estados limites últimos e de utilização.

Relacionados com a segurança, os estados limites últimos correspondem às possibilidades de ruína total ou parcial de uma estrutura por ruptura, deformações plásticas excessivas ou por instabilidade (perda de equilíbrio), flambagem global de barras ou flambagem local de elementos de barras.

Já os estados limites de utilização, relacionados com a funcionalidade da edificação, são situações em que, pela sua ocorrência, repetição ou duração, possam provocar efeitos incompatíveis com as condições de uso da estrutura, como os deslocamentos excessivos, vibrações e deformações permanentes.

Neste capítulo, a título de apresentação dos conceitos utilizados no desenvolvimento do programa computacional para pré-dimensionamento de estruturas metálicas, serão abordadas as diferentes situações de comportamento estrutural de vigas e pilares metálicos, iniciando-se com uma breve apresentação das propriedades estruturais do aço e de seu comportamento elasto-plástico, incluindo-se ainda informações relativas aos carregamentos a que tais elementos possam estar submetidos.

A partir da apresentação desses conceitos, são apresentados comentários relacionados com os efeitos de tais solicitações, caracterizando-se as diferentes situações em que os estados limites, tanto últimos como de utilização possam ser atingidos.

4.2 – PROPRIEDADES ESTRUTURAIS DO AÇO

As propriedades mecânicas constituem as características mais importantes dos aços, uma vez que o dimensionamento das estruturas metálicas é baseado na capacidade

resistente dos elementos estruturais, determinada a partir de seu comportamento estrutural quando submetidos a esforços que possam levá-los ao colapso ou determinar o aparecimento de estados limites de utilização.

Segundo a NBR 8800/86, para efeito de cálculo, devem ser adotados os seguintes valores, para aços relacionados pela mesma e em condições normais de temperatura:

- a) Módulo de elasticidade (E) = 205000 Mpa;
- b) Coeficiente de poisson (ν_a) = 0,3;
- c) Coeficiente de dilatação térmica (β) = 12×10^{-6} por °C ;
- d) Peso específico (γ_a) = 77 KN/m³.

Sendo a resistência de um elemento estrutural dependente de suas propriedades geométricas e das propriedades mecânicas do material de que é feito, é possível calcular-se, por exemplo, a máxima tensão decorrente de uma dada situação de estado limite, garantindo-se a condição de segurança quando esta resistência é superior às tensões solicitantes.

O caso mais simples de solicitação de uma barra metálica é o esforço de tração axial, que introduz deformações que podem resultar em ruptura da seção transversal da barra. Para este caso, a relação entre a tensão aplicada e a deformação resultante é obtida por intermédio do diagrama tensão x deformação (figura 4.1).

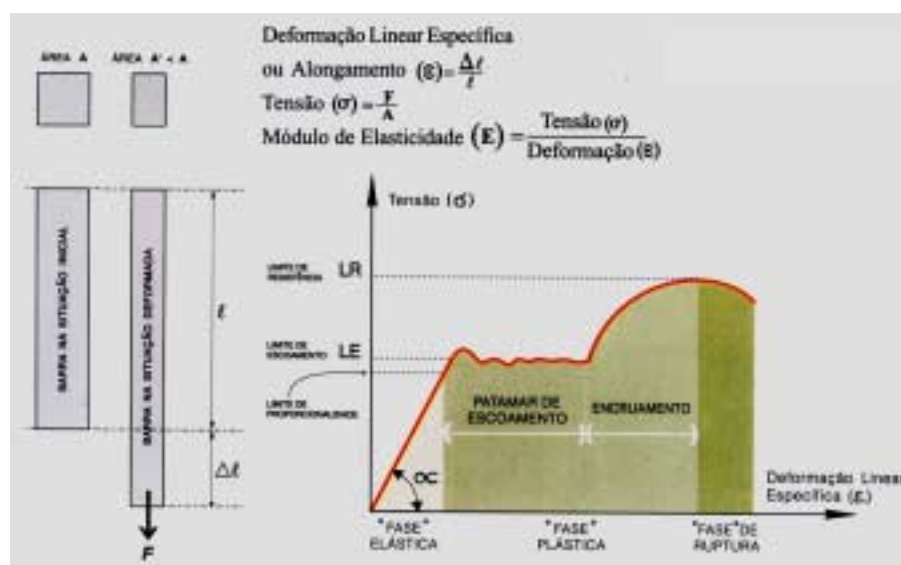


Figura 4.1: Diagrama tensão-deformação do aço

Uma peça de aço, sob efeito de tensões de tração ou compressão sofre deformações, que podem ser elásticas ou plásticas. Tal comportamento deve-se à natureza cristalina dos metais, pela presença de planos de escorregamento ou de menor resistência em sua estrutura interna.

Na análise elástica, a determinação dos efeitos das ações (força normal, momento fletor, tensão, etc) em barras e ligações, é baseada na hipótese de proporcionalidade entre tensões e deformações, observada no trecho retilíneo do diagrama, ou seja, pressupõe-se que a lei de Hooke seja válida para todos os pontos da estrutura. Nas estruturas em aço, o limite de proporcionalidade é praticamente igual ao limite de escoamento, exceto devido à consideração da influência de tensões residuais ou de imperfeições geométricas, conforme descrição nos itens 4.8 e 4.9 deste capítulo.

A análise inelástica é feita considerando-se o comportamento do material além do ponto limite de validade da lei de Hooke, sendo a análise plástica, um caso particular da análise inelástica, aplicável a estruturas de aço em determinadas situações, como por exemplo, vigas hiperestáticas solicitadas à flexão. Na análise plástica, a determinação dos efeitos das ações (força normal, momento fletor, tensão, etc.) em barras e ligações, é baseada na hipótese de que os elementos da estrutura possam resistir a solicitações superiores às que determinam o início do escoamento (tensões iguais ao limite de escoamento do material), com a correspondente redistribuição de tensões e formação de rótulas plásticas.

Na fase de encruamento, a partir do fim do escoamento até a ruptura, a tensão também varia com a deformação porém, não linearmente.

O limite de resistência à tração de um material é calculado dividindo-se a força de tração, correspondente à ruptura no ensaio, pela área da seção transversal inicial do corpo de prova. Já o limite de proporcionalidade, correspondente ao valor máximo admitido para comportamento em regime elástico, é definido como a razão entre o limite de escoamento e um coeficiente de segurança, maior que a unidade, especificado por norma. Ambos os limites mencionados são expressos em unidades de tensão (MPa ou kN/cm^2). Em um ensaio de compressão, sem a ocorrência de flambagem, obtém-se um diagrama tensão-deformação similar ao do ensaio de tração, porém com tensões sempre crescentes após o escoamento.

4.2.1 – ELASTICIDADE

A elasticidade de um material é a sua capacidade de retornar à forma original após cessados os efeitos (solicitações) que provocaram as deformações. Na fase elástica, a variação da tensão aplicada, em relação à deformação produzida, obedece à lei de Hooke, ou seja, o efeito é linearmente proporcional à causa. A constante de proporcionalidade, determinada a partir do trecho retilíneo do diagrama é denominada módulo de elasticidade, módulo de Young ou módulo de deformação longitudinal (E). À temperatura ambiente (20°C), os módulos de elasticidade do aço e do concreto são, respectivamente, da ordem de 205000 e 21000 MPa, donde conclui-se que o aço é um material praticamente 10 vezes menos deformável que o concreto, apresentando maior esbeltez e leveza em relação aos outros sistemas estruturais.

4.2.2 – PLASTICIDADE

A fase plástica é caracterizada, inicialmente, pelo surgimento de deformações crescentes sem variação de tensão (patamar de escoamento). A deformação plástica é permanente, provocada por uma tensão igual ou superior ao limite de escoamento. Para Andrade (2002), o limite de escoamento é a constante física mais importante no cálculo das estruturas de aço, devendo-se impedir que essa tensão seja atingida nas seções transversais das barras, como forma de limitar a sua deformação. Após o escoamento, ainda na fase plástica, a estrutura molecular interna do aço sofre um processo de reorganização, dificultando o escorregamento interior e aumentando, portanto, sua capacidade resistente.

O fenômeno de endurecimento por deformação a frio é denominado *encruamento*, quando o aumento das deformações passa a, novamente, corresponder ao crescimento das tensões, porém de forma não-linear, com uma conseqüente redução de sua ductilidade, até que seja atingido um valor máximo, chamado de limite de resistência do aço.

4.2.3 – DUCTILIDADE

É a capacidade do aço em suportar grandes deformações, no intervalo plástico, antes da ruptura. Essa característica é de suma importância no comportamento das estruturas metálicas, pois possibilita a redistribuição de tensões locais elevadas. Quanto mais dúctil o aço maior o seu alongamento antes da ruptura.

4.2.4 – TENACIDADE

É a capacidade de um material de absorver energia quando submetido à carga de impacto. No aço é a energia total, elástica e plástica, que é absorvida por unidade de volume em J/m^3 , até a sua ruptura. Um material dúctil, com mesma resistência de um material mais frágil necessita de maior quantidade de energia para ser rompido sendo, portanto, mais tenaz.

4.2.5 – RIGIDEZ

Em linguagem comum, muitas vezes confunde-se estabilidade e rigidez, imaginando-se que algo será tanto mais estável quanto mais rígido. Entretanto, para a Engenharia Estrutural, esses dois conceitos são bastante distintos, embora relacionados de uma certa maneira.

A estabilidade estrutural é um requisito indispensável de qualquer sistema estrutural, na medida em que está associada à questão do equilíbrio. Em outras palavras, uma estrutura será estável quando puder resistir às ações que a solicitam, sem que ocorra qualquer tipo de colapso que possa causar a sua ruína (estado limite último) ou impedir que ela cumpra a função para a qual foi concebida e construída (estado limite de utilização).

Por outro lado, a rigidez está relacionada à maior ou menor capacidade da estrutura de sofrer deformações em função das ações que agem sobre ela, ao longo de sua vida útil. Portanto, uma estrutura estável, pode ser mais ou menos rígida, desde que as deformações sofridas não sejam de tal ordem que induzam efeitos secundários capazes de levá-la ao colapso, ou seja, à perda de sua estabilidade.

Um exemplo simples e ilustrativo desses conceitos é o caso de um pilar, engastado na base e submetido a uma força horizontal aplicada em sua outra extremidade, considerada livre para deslocar-se.

Considerando-se que tanto a fundação quanto a seção transversal tenham sido corretamente dimensionadas para que resistam às solicitações (momento fletor e reação horizontal), o pilar será estável. Entretanto, se o deslocamento horizontal de sua extremidade livre for muito grande, pode-se dizer que ele é pouco rígido (ou muito flexível). Se, porém, esse pilar foi concebido como suporte para um reservatório elevado, por exemplo, a magnitude do deslocamento horizontal de sua extremidade superior pode comprometer a sua finalidade e, devido ao peso do reservatório e de seu conteúdo, podem surgir efeitos de 2ª ordem (efeito P-Delta) que podem conduzir o elemento estrutural ao colapso.

4.2.6 – ESBELTEZ

A esbeltez é uma característica geométrica dos elementos e sistemas estruturais que indica a maior ou menor possibilidade de ocorrência de flambagem por flexão.

A carga crítica de flambagem elástica para um elemento retilíneo, bi-rotulado, submetido a uma solicitação axial de compressão, pode ser expressa por $P_{cr} = \pi^2 EI / L^2$, onde “E” é o módulo de elasticidade do material, “I” é o menor momento de inércia, em relação aos eixos principais da seção transversal e “L” é o comprimento do elemento.

Admitindo-se que as tensões de compressão distribuam-se uniformemente na seção transversal, tem-se $P_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$, ou seja:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \left(\frac{I}{A} \right) = \frac{\pi^2 E}{L^2} r^2 = \pi^2 E \left(\frac{r}{L} \right)^2 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

onde: $r = \sqrt{I/A}$ é definido como o raio de giração da seção transversal e

$\lambda = L/r$ é o coeficiente índice de esbeltez do elemento.

Reescrevendo-se a expressão anterior, tem-se $\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{cr}}}$, que representa, em

condições ideais, a esbelteza crítica do elemento ou, em outras palavras, o valor da esbelteza para o qual o elemento sofrerá flambagem por flexão.

Assim, quanto maior o comprimento de um dado elemento axialmente comprimido, mantida a seção transversal, maior será a possibilidade de flambagem o mesmo ocorrendo, para um determinado comprimento, em relação a uma diminuição da inércia da seção transversal (e, por conseqüência, do raio de giração).

A NBR 8800 (ABNT, 1986) limita a 200 o índice de esbelteza dos elementos comprimidos, impondo ainda os valores limites de 240 e 300, respectivamente para as barras principais e secundárias tracionadas das estruturas, excetuando-se os tirantes pré-tensionados. Esta limitação, embora tais barras não estejam sujeitas ao fenômeno da flambagem, é imposta para evitar-se que sejam utilizados elementos tracionados muito flexíveis e, portanto, excessivamente sensíveis a vibrações induzidas por solicitações transversais.

4.3 – COMPORTAMENTO ELASTO-PLÁSTICO

Segundo Araújo (1997), na análise de um elemento de chapa dúctil com um furo observa-se uma divergência entre a análise elástica e a sua real capacidade de resistência (figura 4.2).

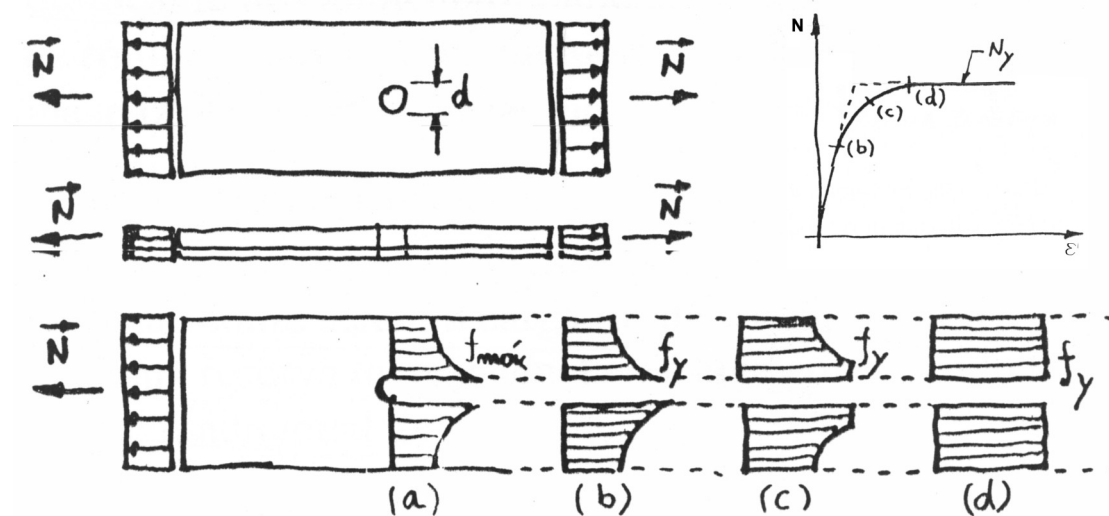


Figura 4.2: Comportamento elasto-plástico

De acordo com a filosofia de cálculo elástico, o escoamento representa o limite da utilidade estrutural. No entanto, a carga que ocasiona a plastificação de uma seção corresponde ao seu limite de utilização. As estruturas isostáticas não resistem a grandes incrementos de cargas após ser atingido o limite de escoamento. O momento máximo de uma viga bi-apoiada cresce proporcionalmente até que o esforço na fibra externa seja igual ao limite de escoamento, a partir do qual os deslocamentos aumentam rapidamente até a formação da **rótula plástica**, onde o mecanismo passa a ser incapaz de suportar cargas adicionais. Nesse caso, considera-se como sendo a carga limite o primeiro escoamento das fibras externas e a pequena reserva de resistência plástica como sendo uma margem adicional de segurança.

Conforme a figura 4.3, na formação de rótulas plásticas a contribuição da força cortante pode ser desprezada quando comparada com a contribuição do momento fletor. O material começa a plastificar nas superfícies, onde a tensão normal é máxima. Aumentando-se o valor da força “P”, forma-se a rótula plástica, sendo essa força chamada de *força de colapso* (P_c).

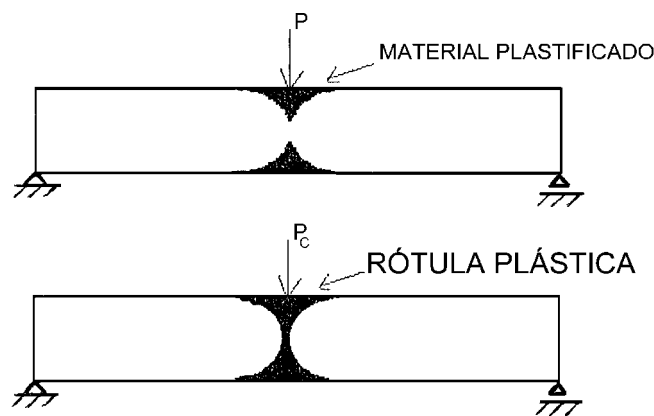


Figura 4.3: Formação de rótula plástica

As estruturas estaticamente indeterminadas (hiperestáticas), possuem grande capacidade de incremento de carga, uma vez que o aço, como elemento dúctil, possui a capacidade de “redistribuir os esforços”. Enquanto o diagrama de momento fletor para uma viga bi-apoiada possui apenas um valor máximo, em uma viga engastada pode possuir dois ou mais pontos de momentos máximos. Haverá, portanto, uma

redistribuição de momentos tendendo a aumentar a capacidade de suportar acréscimos de cargas, com deslocamentos relativamente pequenos. O processo anterior se repetirá até formar uma quantidade suficiente de rótulas plásticas para transformar a viga em um mecanismo incapaz de suportar cargas adicionais, atingindo então, sua resistência última.

“A redistribuição de momentos é uma consequência do aparecimento de rótulas plásticas ... a característica do cálculo plástico distingue-se do cálculo elástico por considerar favorável à redistribuição de momentos de flexão em estruturas indeterminadas após a formação da primeira rótula (Araújo, 1997).”

4.4 – AÇÕES

Define-se ação em uma estrutura a tudo o que nela provoque tensões e deformações (Andrade, 1994).

“Ações são as forças ou os momentos externos aplicados à estrutura, podendo ser também deformações impostas à mesma” (NBR 8800/86).

As ações são causas externas capazes de produzirem esforços internos e/ou deformações na estrutura. Incluem-se nesse caso as forças provenientes dos pesos próprios dos elementos estruturais e construtivos, a ação do vento, as variações de temperatura, a movimentação das fundações (recalques de apoios), a circulação de pessoas, veículos, líquidos, gases, etc.

4.4.1 – CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES

De acordo com a norma brasileira NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas – (ABNT, 1984), as ações segundo sua variabilidade no tempo, podem ser classificadas como:

- **Permanentes (G):** seus valores são constantes ou de pequena variação, durante

a vida útil da construção. Podem ser subdivididas em *diretas* ou *indiretas*: As primeiras constituem o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes (pisos, coberturas, paredes, divisórias, equipamentos fixos, etc), empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas. A segunda subdivisão considera a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

- **Variáveis (Q)**: seus valores apresentam grande variabilidade, conforme o tipo e uso da edificação como as cargas acidentais (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos, etc), sobrecargas, equipamentos, neve e efeitos como forças de frenagem, de impacto e centrífugas, efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito dos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. As ações variáveis são classificadas em *normais*, cuja probabilidade de ocorrência é suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas em projeto ou *especiais*, cuja natureza ou intensidade são consideradas em situações especiais, como ações sísmicas ou algum outro tipo de carga acidental.

- **Excepcionais (E)**: são ações de duração extremamente curta e de grande intensidade, mas de baixa ocorrência durante a vida útil da edificação onde, por questões de segurança ou necessidade, devem estar previstos em projeto, como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes, abalos sísmicos excepcionais, etc. Os incêndios ao invés de serem considerados como causas excepcionais, podem ser levados em conta no projeto como ações variáveis.

A norma NBR 8800 (ABNT, 1986), apresenta as seguintes definições:

- **Ação de cálculo**: valor usado no dimensionamento da estrutura.
- **Ação nominal**: valor fixado nas normas de cargas.
- **Coefficiente de ponderação**: são fatores pelos quais são multiplicadas as ações para levar em conta as incertezas a elas inerentes.

- **Resistência de cálculo**: valor da resistência usado no dimensionamento da estrutura. Esse valor é igual ao valor nominal multiplicado por um fator, menor que a unidade, que leva em conta as incertezas inerentes à resistência. No projeto de revisão da NBR 8800 (ABNT, 2003), para adequação às demais normas de cálculo e dimensionamento, esse fator está sendo modificado para valores maiores que a unidade, que funcionarão como divisores do valor nominal para a obtenção das resistências de

cálculo.

4.4.2 – NATUREZA DAS AÇÕES

As ações são quantificadas por valores representativos, que podem ser valores característicos, valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de utilização e valores raros de utilização.

Para estados limites últimos, são usados os seguintes valores representativos:

- **Valores característicos** (F_k): são definidos em função da variabilidade de suas intensidades.

Os valores das ações a serem consideradas em projeto, são representativos e definidos em normas, como a NBR 6120 – *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações* (ABNT, 1980), a NBR 6123 – *Forças devidas ao vento em edificações* (ABNT, 1988), a NBR 8681 – *Ações e segurança nas estruturas* – (ABNT, 1984) e por fabricantes dos diversos tipos de materiais e produtos ou mesmo arbitrados pela própria prática do calculista. O Anexo 3 apresenta os valores específicos de materiais e sistemas adotados para os cálculos do programa.

- **Valores característicos nominais** (F_k): substituem os valores característicos, convenientemente escolhidos, para ações que não tenham sua variabilidade adequadamente expressa por distribuição de probabilidade.

- **Valores reduzidos de combinação**: são determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\Psi_o \times F_k$ e são empregados nas condições de segurança relativas a estados limites últimos, quando existem ações variáveis de diferentes naturezas.

- **Valores convencionais excepcionais**: são valores arbitrados para ações excepcionais, estabelecidos mediante consenso entre o proprietário da construção e autoridades governamentais que nela tenham interesse.

Para estados limites de utilização, são usados os seguintes valores representativos:

- **Valores reduzidos de utilização**: são determinados a partir de valores

característicos pelas expressões $\Psi_1 \times F_K$ e $\Psi_2 \times F_K$, e são empregados na segurança em relação a estados limites de utilização, decorrentes de ações que se repetem muitas vezes e ações de longa duração, respectivamente. Na primeira expressão são designados valores freqüentes e reduzidos e na segunda, por valores quase permanentes das ações variáveis.

- **Valores raros de utilização:** quantificam as ações que podem acarretar estados limites de utilização, mesmo que atuem com duração muito curta sobre a estrutura.

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 1984), os **valores de cálculo das ações** (F_d) são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f . Nos estados limites últimos, o coeficiente parcial γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} considera as imprecisões de avaliação dos efeitos das ações em relação a problemas construtivos ou relativos às hipóteses simplificadoras adotadas no método de cálculo empregado.

Tendo em vista as diversas ações levadas em conta no projeto, o índice do coeficiente γ_f pode ser alterado para identificar a ação considerada, para ações permanentes (γ_g), para ações diretas variáveis (γ_q), para a protensão (γ_p) e para os efeitos de deformações impostas a ações indiretas (γ_c). Nos estados limites últimos, os valores dos coeficientes de ponderação das ações são indicados para cada uma das combinações últimas que podem ser consideradas no projeto, conforme o item 5.1.3 da NBR 8681 (ABNT, 1984). Para os estados limites de utilização, esses coeficientes são tomados com valor $\gamma_f = 1$, salvo exigência expressa em casos especiais.

4.4.3 – CRITÉRIOS DE COMBINAÇÃO

Na verificação da segurança de uma estrutura, para cada tipo de carregamento devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da mesma. Essas combinações, em síntese, são grupo de ações com grande probabilidade de atuar simultaneamente na estrutura. Neste sentido, alguns critérios básicos são observados:

- A estrutura deve ser projetada para a combinação mais crítica;

- Ações de mesma direção podem ser combinadas diretamente, fatorando-se as cargas;

- Ações de direções diferentes não podem ser combinadas diretamente.

Determina-se, portanto os esforços para serem combinadas as de mesma natureza;

- As ações permanentes devem ser consideradas em todas as combinações;

- As ações variáveis devem figurar com um valor sendo o principal e as demais secundárias, sujeitas a fator de combinações reduzidos;

Conforme a NBR 8800/86 (ABNT, 1986), as combinações de ações para os estados limites últimos são as seguintes:

a) combinações normais e combinações aplicáveis a etapas construtivas:

$$\sum (\gamma_g G) + \gamma_{q1} Q_1 + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_j Q_j)$$

b) combinações excepcionais:

$$\sum (\gamma_g G) + E + \sum (\gamma_q \psi Q)$$

Onde:

Q_1 = ação variável predominante para o efeito analisado

Q_j = demais ações variáveis

γ_g = coeficientes de ponderação das ações permanentes

γ_q = coeficientes de ponderação das ações variáveis

ψ = fatores de combinação

Os coeficientes ou fatores de ponderação e os fatores de combinação são apresentados pela NBR 8800 (ABNT, 1986).

4.5 – CARREGAMENTOS

As estruturas definem um espaço no sentido de torná-lo utilizável para uma determinada função. Diferentes funções, servidas por diferentes espaços, requerem estruturas diferentes e estas, pela sua existência, devem resistir a uma certa variedade de cargas.

“Um tipo de carregamento é especificado pelo conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre uma estrutura,

durante um período de tempo preestabelecido” – NBR 8681 (ABNT, 1984).

Em cada tipo de carregamento, as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Devem ser estabelecidas tantas combinações de ações quantas sejam necessárias para que a segurança seja verificada em relação a todos os possíveis estados limites da estrutura.

4.5.1 – TIPOS DE CARREGAMENTO

Os tipos de carregamento podem ser de longa duração ou transitórios. A NBR 8681 (ABNT, 1984), define que, durante o período de vida útil de uma construção, podem ocorrer os seguintes tipos de carregamento:

- ***Carregamento normal:*** decorre do uso previsto para a construção. Admite-se que sua duração acompanha o período de referência da estrutura e sempre deve ser considerado na verificação da segurança, em relação aos estados limites últimos e de utilização;

- ***Carregamento especial:*** decorre da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidades especiais, cujos efeitos superam aos produzidos pelas ações consideradas no carregamento normal. São transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de referência da estrutura. Em geral, são considerados apenas na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos;

- ***Carregamento excepcional:*** decorre da atuação de ações excepcionais, podendo provocar efeitos catastróficos. Devem ser considerados em projetos de determinadas construções para as quais a ocorrência de ações excepcionais não possa ser desprezada ou que não possam ser tomadas medidas que anulem ou atenuem a gravidade dos efeitos dessas ações;

- ***Carregamento de construção:*** considerado apenas em estruturas em que haja risco de ocorrência de estados limites durante a fase de construção. Esse carregamento é transitório e sua duração é definida em cada caso particularmente.

- ***Carregamento devido à ação do vento:*** a norma NBR 6123 (ABNT, 1988), fixa as condições exigíveis na consideração das forças devido à ação estática e dinâmica

do vento, para efeitos de cálculo de edificações. Para o presente trabalho não foram considerados os efeitos dessas ações nos cálculos, uma vez que os elementos estruturais são analisados de forma isolada e não de forma global.

4.5.2 – AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS

As solicitações de cálculo em barras e ligações devem ser determinadas por análise estrutural, para as combinações apropriadas das ações, conforme descrição anterior. É permitida a análise elástica ou plástica, desde que para essa última sejam obedecidas algumas limitações. Nesse sentido, os esforços solicitantes, em toda ou parte de uma estrutura hiperestática, podem ser determinados, por análise plástica, nas seguintes condições:

- a) o aço utilizado tenha $f_u \geq 1,25f_y$ e possua características de carga-deformação tais que possa ocorrer redistribuição de momentos;
- b) as relações largura/espessura e a simetria da seção atendam aos requisitos exigidos para as seções classe 1 indicados no item 5.1.2 da NBR8800 (ABNT, 1986);
- c) as barras sejam lateralmente contidas de modo a evitar a ocorrência de flambagem lateral por torção, de acordo com os requisitos da norma citada;
- d) sejam colocados enrijecedores de alma em seções onde atuam cargas concentradas e tenha sido prevista a formação de rótulas plásticas;
- e) as emendas que ocorram no corpo da barras sejam dimensionadas para 1,1 vezes o momento fletor de cálculo atuante na seção da emenda. O momento de dimensionamento da emenda não precisa ultrapassar a resistência de cálculo da barra à flexão, porém deve ser, no mínimo, igual a 0,25 vezes essa resistência;
- f) a análise plástica não seja usada em peças sujeitas à fadiga de alto ou baixo número de ciclos;
- g) seja levada em consideração, na resistência da estrutura a influência de deformações inelásticas, inclusive deslizamento em ligações, se necessário.

Qualquer material estrutural deve apresentar resistência à ruptura, definida por

variáveis referentes aos diferentes tipos de esforços, resistência à deformação, relacionada ao grau de rigidez, elasticidade, durabilidade, temperatura e ductilidade e resistência à fadiga, ligada à perda de resistência e alteração da forma ao longo do tempo ou à ruptura progressiva.

- **Resistência de cálculo:** é o valor da resistência usado no dimensionamento da estrutura. É obtida a partir do valor nominal das propriedades do material e das seções, em conjunto com uma fórmula deduzida racionalmente, baseada em modelo analítico e/ou experimental, e que represente o comportamento do elemento no estado limite. A resistência de cálculo é igual ao valor nominal da resistência multiplicado por um fator que leva em conta as incertezas inerentes à resistência.

Todas as estruturas estão sujeitas a variações de temperatura diária ou sazonal. As alterações dimensionais dos materiais produzidas por essas variações, quando restringidas por vínculos que envolvem os elementos estruturais, desenvolvem tensões capazes de provocar o aparecimento de fissuras.

As movimentações de origem térmica estão relacionadas com as propriedades físicas do material e com a intensidade de variação de temperatura, à ordem de grandeza da movimentação, ao grau de restrição imposto pelos vínculos e à capacidade de deformação do material.

Outra condição capaz de produzir grandes esforços na estrutura é a presença de recalques diferenciais nas fundações de uma edificação. O comportamento do conjunto *solo-estrutura* dependerá, além do tipo do terreno, das dimensões da fundação, da profundidade de suas bases, do tipo de construção, da frequência das cargas, etc. Muitos desses problemas são resolvidos pelo estudo da mecânica dos solos.

Edificações sujeitas a oscilações causadas pelos efeitos da carga de vento também devem ser objeto de estudo e serem considerados em projeto. A norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988) – Forças devidas ao vento em edificações – estabelece as condições exigidas na consideração dessas forças devidas à ação estática do vento ao dimensionamento estrutural. Tal norma é aplicada somente em casos em que o efeito dinâmico do vento pode ser desprezado.

4.6 – ESTABILIDADE E EQUILÍBRIO

Estabilidade é um estado limite de resistência de grande relevância na engenharia, embora pouco esclarecido para muitos profissionais. Isto ocorre porque a estabilidade não é aplicada à análise estrutural de *primeira ordem*, comum para a maioria dos engenheiros.

Para Bedê (1984), a estabilidade implica ausência de movimentos inaceitáveis da edificação como um todo. Quando, por exemplo, um edifício alto e estreito sofre a ação de um vento forte e não está adequadamente ancorado ao solo ou devidamente equilibrado pelo seu peso próprio, pode inclinar-se, tornando-se instável. O perigo da instabilidade também aparece quando a edificação está assentada sobre um solo de resistência variável, como no caso da Torre de Pisa. Grande parte dos desastres ocorridos na construção civil eram e costumam ser provenientes de deficiências nas fundações, embora o custo das mesmas, em geral, não ultrapasse 10% do custo total da obra.

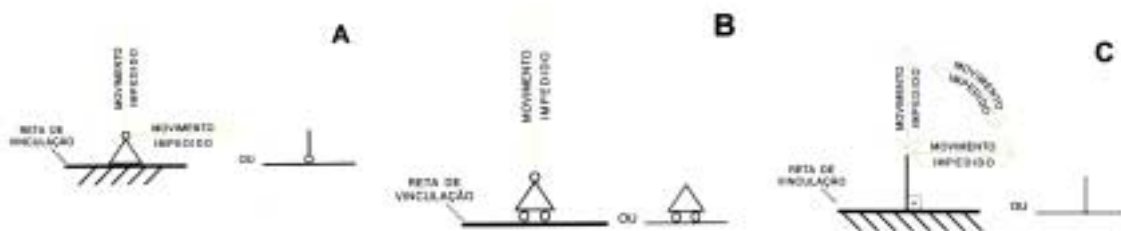


Figura 4.4: Tipos de vinculação

A vinculação das estruturas (ligação com o meio ou com outras estruturas) é obtida por meio de apoios que impedem o movimento em uma ou mais direções. Para estruturas planas, carregadas em seu próprio plano, os apoios podem ser classificados como:

- Articulação móvel: impede apenas um dos possíveis movimentos de translação. No caso da figura 4.4a, o movimento restringido é a translação perpendicular à reta de vinculação;

- Articulação fixa: impede ambos os movimentos de translação possíveis, admitindo apenas a rotação em torno de um eixo perpendicular ao plano da estrutura

(figura 4.4b);

- Engastamento: todos os possíveis movimentos ou graus de liberdade (duas translações e uma rotação) são impedidos (figura 4.4c).

As peças estruturais, bem como todo o conjunto estrutural, devem estar em equilíbrio, ou seja, a resultante das forças atuantes deve ser nula. As equações resultantes da situação de equilíbrio são denominadas equações da estática. Em relação a esse conceito de equilíbrio, as estruturas podem ser:

- Isostáticas: estruturas cujos graus de liberdade são impedidos pelo exato número de reações de apoio, de modo que, apenas as equações da estática são suficientes para o cálculo de suas reações (três incógnitas com três equações, independentemente da geometria da seção transversal ou do material das peças, como no caso da figura 4.5a);

- Hipostáticas: estruturas cujos graus de liberdade não estão totalmente impedidos pelas reações de apoio, de modo que o número de equações da estática é maior que o número de incógnitas (reações de apoio) a determinar (figura 4.5-b);

- Hiperestáticas: estruturas cujos graus de liberdade estão completamente impedidos, mas o número de reações de apoio é superior ao número de equações (figura 4.5c). Os cálculos exigem outras equações envolvendo as dimensões da seção dos elementos estruturais e as propriedades mecânicas do material e, devido à sua complexidade, normalmente são executados através de programas computacionais.

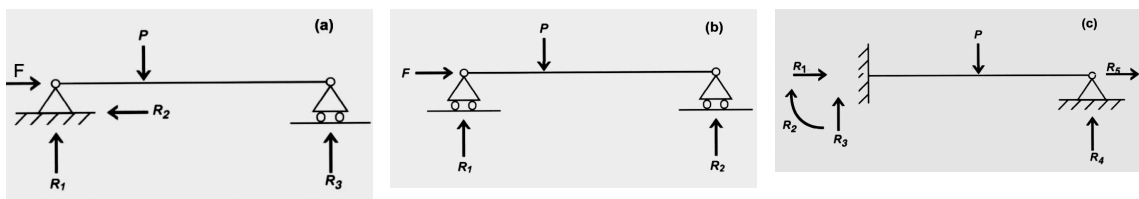


Figura 4.5: Tipos de equilíbrio estrutural

Em uma análise real de estabilidade, a variação da geometria da estrutura deve ser levada em consideração. As equações de equilíbrio devem ser escritas com base nessa geometria deformada, quando sujeita a carregamentos. Essa teoria é conhecida como análise de *segunda ordem*, cujas equações de equilíbrio resultam em equações

diferenciais que exigem um domínio maior do cálculo em relação às equações algébricas dos efeitos de primeira ordem (Araújo, 1998).

Equilíbrio, basicamente, quer dizer que o edifício, em suas partes, não deve sofrer senão deformações inevitáveis, geralmente desprezíveis em relação às suas dimensões.

Os princípios do equilíbrio estático são conhecidos e aplicam-se a todas as estruturas. Na natureza, um sistema elástico sempre tende a assumir um estado de energia potencial mínimo (figura 4.6).



Figura 4.6 - Classificação dos casos de equilíbrio

“O equilíbrio neutro define o término de um estado desejável e o início de um fenômeno que deve ser evitado”. (Araújo, 1997).

Pela teoria dos pequenos deslocamentos, no equilíbrio neutro, podem existir duas ou mais posições de equilíbrio para uma mesma carga. Tem-se, portanto, a bifurcação do equilíbrio, que define a *carga crítica* do sistema e caracteriza o fenômeno de flambagem de colunas e placas.

Na teoria dos grandes deslocamentos, esses passam a ser indetermináveis. Este comportamento é característico de estruturas sujeitas ao fenômeno de pós-flambagem, isto é, a carga necessária para manter o equilíbrio posterior à flambagem aumenta com o aumento do deslocamento.

4.7 – FLAMBAGEM

Segundo Araújo (1997), as placas dos perfis estruturais poderão estar sujeitas aos seguintes tipos de solicitações:

a) **Compressão uniforme:** pode ocorrer em mesas de vigas e em almas e mesas de

colunas (figura 4.7);

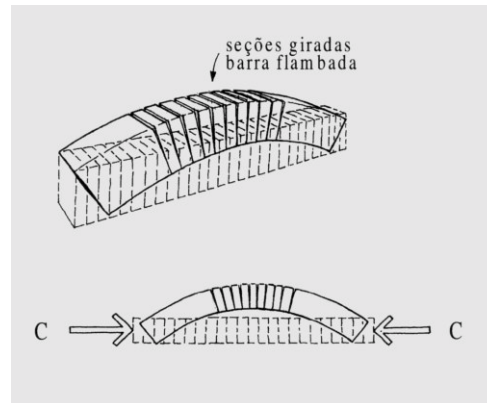


Figura 4.7: Compressão.

b) Flexão pura: ocorre em almas de vigas, nas regiões de cortante nulo. Quando uma barra horizontal, apoiada em seus extremos, é solicitada por cargas transversais ao seu eixo, ocorre uma deformação na mesma, onde suas seções transversais giram em torno do seu eixo horizontal, tendendo a escorregar umas em relação às outras. Portanto, o eixo da viga, antes horizontal reto, deforma-se verticalmente. Aos deslocamentos verticais do eixo de uma viga dá-se o nome de *flecha* (Figura 4.8). O giro das seções é provocado por um binário interno de forças, denominado *momento fletor* que provoca a flecha. A tendência de escorregamento entre as seções é provocada por uma força vertical interna, denominada *força cortante*.

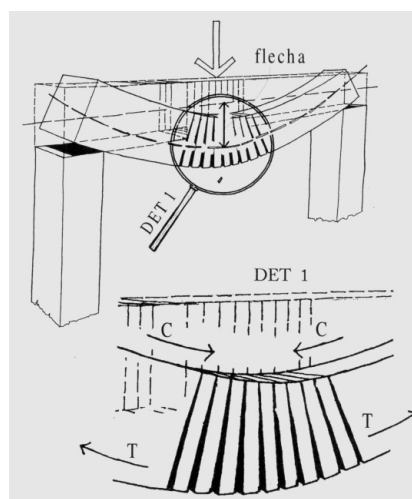


Figura 4.8: Flexão.

- a) **Cisalhamento puro:** ocorre em almas de vigas, nas regiões onde o momento fletor é nulo;

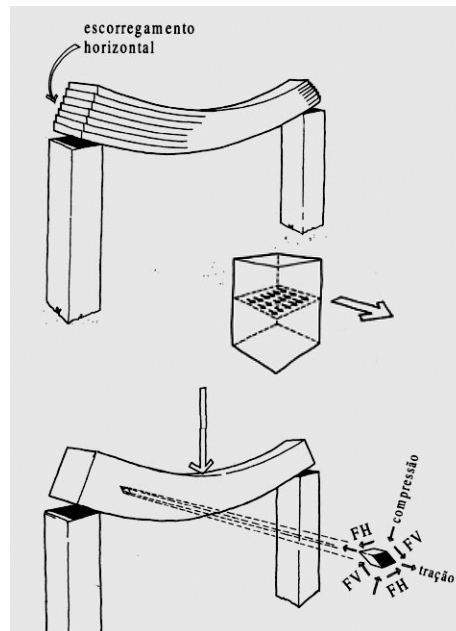


Figura 4.9: Cisalhamento

De acordo com a teoria do estado plano de tensões, em um ponto no interior de uma placa sujeita ao cisalhamento puro, as tensões principais serão de tração e compressão com ângulos de 45° e 135° em relação à sua borda horizontal. Nesse caso, também são observados os conceitos da pós-flambagem, pois a placa pode resistir a tensões bem acima da tensão crítica de flambagem elástica. A placa, então, flambará elasticamente e ainda manterá uma reserva de rigidez na direção da componente de compressão. Por outro lado, a componente de tração pode ainda ser absorvida totalmente pela placa. O efeito de flambagem diminui progressivamente e a placa passa a comportar como uma série de barras na direção da tração desenvolvendo, assim, o chamado “campo de tração”. O efeito do campo de tração é particularmente importante em vigas esbeltas e em vigas tipo caixão, cujas placas de almas têm, como função principal, resistir ao cisalhamento.

- b) **Cisalhamento e esforços normais combinados:** em regiões onde há variações de esforços cortantes e momentos fletores.

A compressão uniforme é o caso mais freqüente em relação à flexão pura e ao

cortante puro que, na prática, ocorrem de forma esporádica. Os efeitos combinados de cisalhamento e esforço normal são considerados somente em regiões onde esses efeitos são elevados, como no caso de vigas esbeltas. Ainda segundo Araújo (1997), não é comum ocorrer cisalhamento puro em vãos de vigas, uma vez que estes esforços estarão acompanhados de esforços de flexão. No entanto, pode-se analisar o cisalhamento puro na alma de perfis cujas forças tangenciais são elevadas e o momento fletor tem valor muito pequeno, considerando-se assim a sollicitação mais crítica.

A flambagem elástica pode desenvolver-se de forma global (ao longo de toda a barra) ou local (nos elementos de placa). Em um elemento comprimido que apresente flambagem global, as relações largura-espessura dos elementos de placa devem ser limitadas de tal forma a não ocorrer a flambagem localmente antes da coluna falhar como um todo. Os tipos de flambagem analisados nos cálculos de estruturas metálicas serão descritos nos tópicos a seguir.

4.7.1 - FLAMBAGEM LOCAL

Os modos de flambagem local podem ocorrer por compressão axial, por cisalhamento ou por flexão, considerando-se bordas simplesmente apoiadas (Figura 4.10).

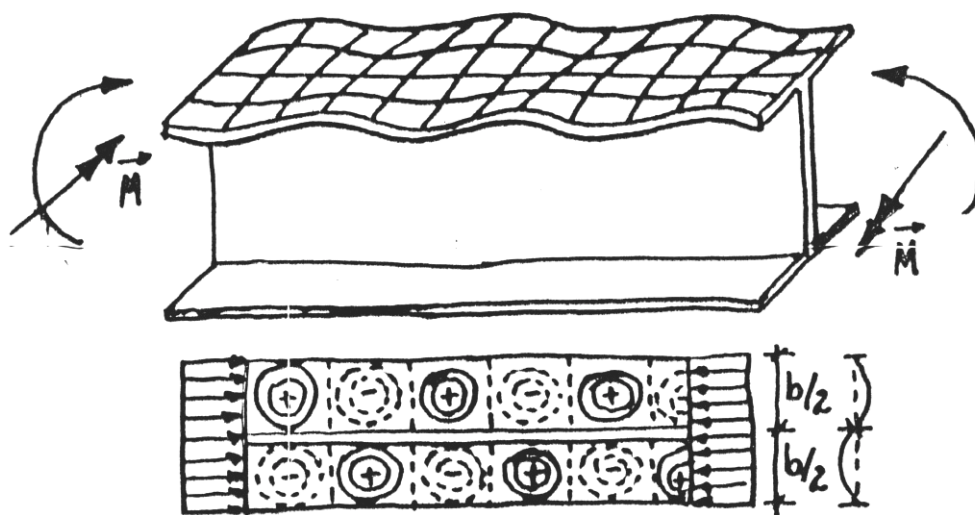


Figura 4.10: Flambagem local em mesa de viga tipo "T"

4.7.2 - FLAMBAGEM POR FLEXÃO

Em termos práticos, a flambagem pode ser associada à característica que as peças esbeltas possuem de deslocar-se transversalmente à linha de ação da força aplicada, quando esta supera um determinado valor denominado carga crítica P_{cr} (Figura 4.11). Esta situação, mesmo em barras pertencentes a conjuntos isostáticos ou hiperestáticos, também é considerada um equilíbrio instável e deve ser evitada em projeto.

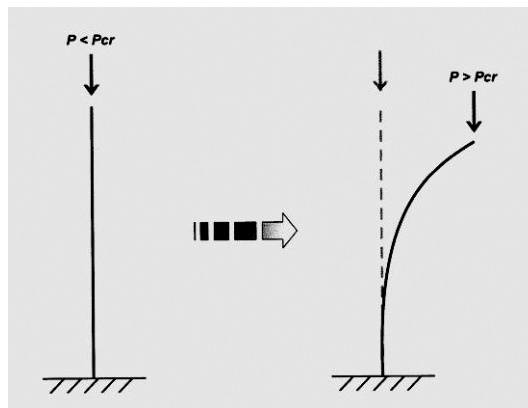


Figura 4.11: Carga crítica de flambagem

O carregamento crítico que causa a flambagem depende das dimensões da seção da barra, do tipo de vinculação e do seu comprimento destravado. Nesse sentido, vinculações mais rígidas, seções mais robustas ou menores comprimentos reduzem a carga crítica (Figura 4.12).

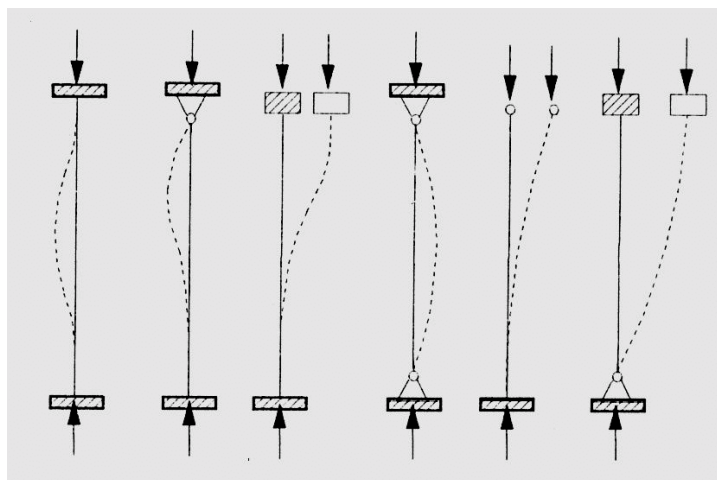


Figura 4.12: Tipos de flambagem em função das condições de extremidade

Elementos *flexo-comprimidos* ou “vigas-coluna”, são elementos estruturais que combinam a função de vigas para transmitir forças ou momentos transversais e colunas, com a função de transmitir forças axiais. Teoricamente, todos os elementos estruturais podem ser considerados como sendo vigas-colunas, pois elementos sujeitos exclusivamente à tração, à compressão ou à flexão, são casos particulares de vigas-coluna. Na prática, para o caso de viga-coluna sujeita a momentos de extremidade diferentes introduz-se o conceito de “*momento equivalente*”, a fim de serem evitados cálculos trabalhosos. Esse conceito, os momentos de extremidade “ M_a ” e “ M_b ”, são representados por um par de momentos equivalentes iguais e opostos “ M_{eq} ”, multiplicados por um fator de momento equivalente “ C_m ”, que é função da relação entre os momentos de extremidade e da força axial. A norma americana Load and Resistance Factor Design, do American Institute of Steel Construction (AISC, 1999), permite usar $C_m = 1,0$ para extremidades simplesmente apoiadas e $C_m = 0,85$ para extremidades engastadas. Por questões de segurança, foi adotado para o presente trabalho, o valor de $C_m = 1,0$.

Segundo Araújo (1997), em placas sujeitas à flexão pura, a flambagem não é tão importante nos perfis estruturais como a flambagem por compressão axial ou por cisalhamento. Para a determinação da carga crítica, teórica de flambagem por flexão, são adotadas as seguintes hipóteses:

- a) Material linearmente elástico;
- b) Material homogêneo e isotrópico;
- c) Carga axialmente aplicada no centro de gravidade da seção transversal;
- d) Elemento com ambas as extremidades rotuladas;
- e) Ausência de tensões residuais;
- f) Ausência de imperfeições geométricas;
- g) Considera-se a teoria das pequenas deformações para definir a curvatura da barra deformada.

4.7.3 – FLAMBAGEM POR TORÇÃO E FLEXO-TORÇÃO

Elementos comprimidos de seções abertas de paredes finas podem flambar por

torção (Figura 4.13a) ou por uma combinação de flexão com torção, denominada flexo-torção (Figura 4.13b).

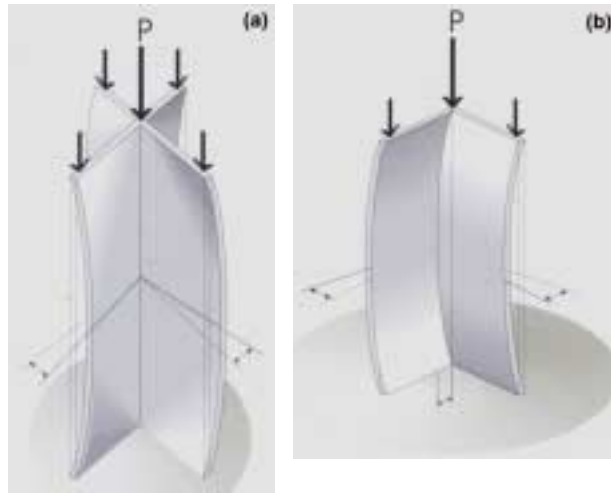


Figura 4.13: Flambagem com torção em colunas metálicas

A flambagem por torção é característica de pilares com seção cruciforme de chapas finas, podendo também ocorrer em seções “T”, geralmente em colunas curtas. No primeiro caso, se os quatro elementos de placa flambarem por flexão, simultaneamente, e no mesmo sentido, ocorrerá a flambagem por torção da seção. Na flambagem por torção, as tensões de compressão axial tendem a causar um *torque* que se opõe à resistência torcional da seção, uma vez que o centro de gravidade (CG) da seção é coincidente com o seu centro de cisalhamento (CC).

Quando o CG e o CC não se coincidem, a flambagem ocorre por uma combinação de flexão e torção. A flambagem por flexo-torção é característica de seções esbeltas tipo “T”, “L”, “Z” e “U”

4.7.4 – FLAMBAGEM LATERAL

Constitui um tipo de flambagem de grande relevância, que não ocorre em vigas convencionais de concreto, mas é fundamental para o cálculo de resistência de vigas metálicas, cujo elemento comprimido não é continuamente travado lateralmente. A flambagem lateral ou flambagem lateral com torção é um fenômeno que ocorre com

certos tipos de vigas, cuja configuração de instabilidade é *qualitativamente* semelhante às peças sujeitas à flambagem por flexo-torção.

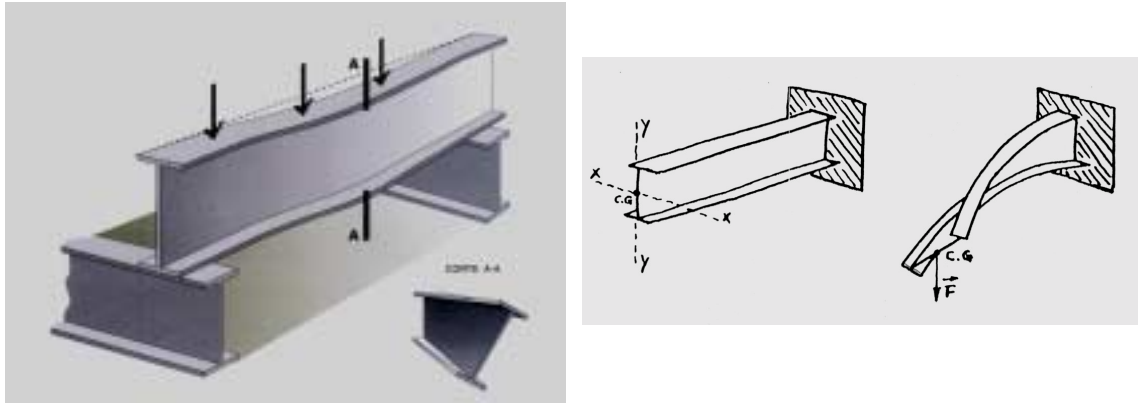


Figura 4.14: Flambagem lateral com torção

Como observado na figura 4.14, a viga metálica sofre flexão, devido à solicitação de carregamento transversal, o que ocasiona compressão na mesa superior e tração na mesa inferior. A mesa superior, quando submetida a uma força de compressão superior à sua carga crítica, tende a flambar por flexão, com comportamento análogo ao de um pilar. No entanto, a alma, continuamente ligada à mesa superior, oferece resistência ao livre deslocamento da mesa superior, resultando em um movimento composto de deslocamento lateral (flambagem lateral da mesa comprimida), rotação (torção) e empenamento da seção transversal.

4.8 – TENSÕES RESIDUAIS

Nos processos de fabricação de perfis metálicos, após a laminação à quente, o resfriamento da seção acontece de forma desigual. Quando uma região de uma peça de aço encontra-se a uma temperatura elevada em relação às vizinhas, essa região fica comprimida pelo material que a envolve. Quando a diferença de temperatura é suficientemente grande, a zona aquecida sofrerá deformações inelásticas (de contração).

Após o resfriamento, a contração residual que deveria aparecer é praticamente contida pelo meio circundante, o que provoca o aparecimento de tensões de tração na zona que estava aquecida e de tensões de compressão nas regiões vizinhas. Essas

tensões são denominadas *tensões residuais* e aparecem em várias situações.

Em perfis tipo “I” laminados, por exemplo, as últimas regiões a serem resfriadas são as de transição entre as mesas e a alma, as quais, após o resfriamento, ficam sujeitas a tensões residuais longitudinais de tração (Figura 4.15). Nas bordas das mesas e na região central da alma as tensões residuais são de compressão.

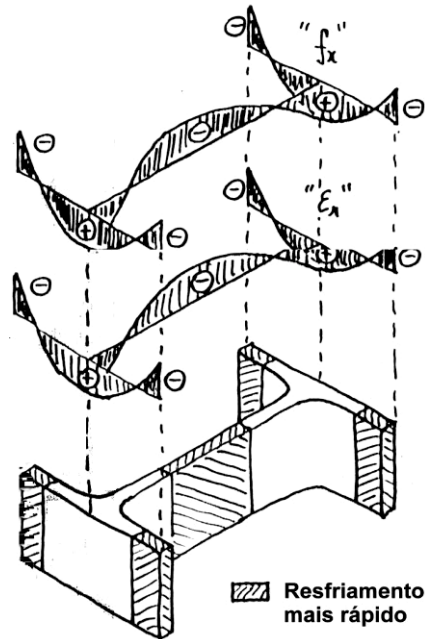


Figura 4.15: Tensões residuais em perfis laminados

No caso de perfis soldados, temperaturas mais altas são desenvolvidas nas regiões adjacentes aos cordões de solda. Assim como os perfis laminados, essas regiões ficam sujeitas, após o resfriamento, a tensões residuais longitudinais de tração porém nos laminados essas tensões são distribuídas de forma mais uniforme e com menor intensidade. As tensões residuais são também observadas quando uma chapa é cortada com maçarico ou devido ao trabalho a frio de conformação mecânica destinado à obtenção de seções transversais de perfis de chapa dobrada.

No ensaio de tração ou de compressão de uma peça metálica sujeita a tensões residuais, observa-se que o limite de proporcionalidade aparente da peça é inferior, quando comparado ao de outra sem tensões. Isto acontece porque a tensão causada pela carga externa (tensão aparente) soma-se às tensões residuais, provocando plastificação gradual da seção a partir de quando é atingido o limite de escoamento. Dessa forma, o

diagrama de tensão-deformação aparente fica como o apresentado na figura 4.16, em sua fase inicial.

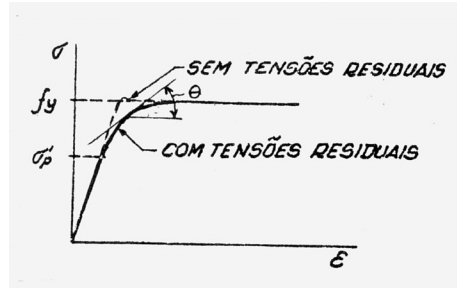


Figura 4.16: Diagrama para tensões residuais

Segundo Queiroz (1988), qualquer tipo de flambagem local ou global em peças de aço é afetado pelas tensões residuais. Entretanto, a resistência das peças de aço não é reduzida pelas tensões residuais, quando problemas de flambagem não são envolvidos.

As tensões residuais podem ser praticamente eliminadas através de tratamento térmico de alívio de tensões e também através de carregamentos e descarregamentos da peça.

As tensões residuais, portanto, são oriundas do estado não nulo da própria fabricação do perfil metálico, referentes às ações de conformação da seção transversal. A figura 4.15 mostra as curvas de isotensões em um perfil laminado de seção tipo “I”.

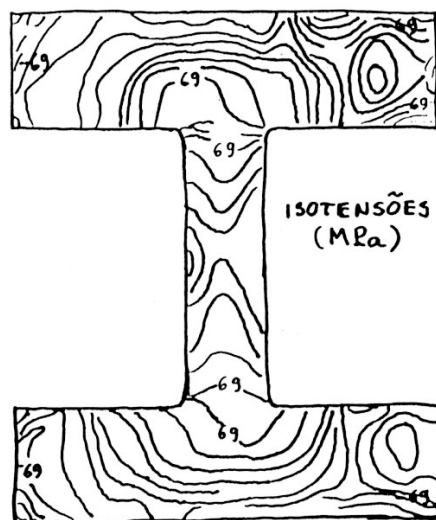


Figura 4.15: Curvas de isotensões

4.9 – IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Os elementos metálicos estruturais, por mais cuidadoso que seja o processo de fabricação, apresentam variações dimensionais e falta de retinidade que constituem as chamadas imperfeições geométricas que podem causar uma sensível redução da capacidade resistente e devem ser consideradas no dimensionamento da estrutura metálica. Para a NBR 8800 (ABNT, 1986), o valor máximo admitido para a imperfeição geométrica é $L/1000$, sendo L o comprimento do elemento estrutural.

O aparecimento de imperfeições em perfis metálicos ocorre, não somente devido a processos térmicos como, entre outros, o resfriamento após a laminação ou processos de soldagem e os cortes por maçarico, mas também por processos mecânicos, como laminação a frio, desempenamento de chapas, trabalhos de usinagem e os cortes com serra, guilhotina ou fresa.

Thomas Young (1773 - 1829), citado por Araújo (1997), foi o primeiro a mostrar a importância das imperfeições na resistência das colunas, percebendo a quase impossibilidade física de aplicação de cargas perfeitamente centradas além de analisar também a questão relativa à heterogeneidade dos materiais, embora seus tratamentos fossem ainda considerados grosseiros.

Segundo Araújo (1997), o conselho americano de pesquisas em colunas (CRC – Column Research Council) e a convenção européia desenvolveram recomendações relativas aos projetos de colunas de aço, estabelecendo curvas de flambagem baseadas em cálculos teóricos obtidos em perfis de formatos variados, cujos valores máximos das tensões residuais de compressão são iguais a 30% da tensão de escoamento. Os valores de “ α ” nas curvas de flambagem, dependem dos tipos de seções transversais, das imperfeições geométricas iniciais e das tensões residuais. O capítulo 5 da NBR 8800 (ABNT, 1986), apresenta os valores de “ α ” para essas curvas.

CAPÍTULO V – SISTEMA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

5.1 – INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, o grande avanço tecnológico na construção civil tem permitido a construção de estruturas cada vez mais esbeltas exigindo, entretanto, cálculos cada vez mais complexos, o que requer custos mais elevados. Com a evolução dos computadores, vários softwares foram criados com a finalidade de auxiliar arquitetos e engenheiros no detalhamento e execução dos projetos. Neste sentido, faz-se necessário esclarecer que o uso de ferramentas computacionais, em momento algum, exclui o trabalho de um profissional. Na verdade, é fundamental que o usuário possua larga experiência em projeto para lidar corretamente com um software de cálculo, para que os resultados sejam analisados e interpretados corretamente, uma vez que o programa sempre apresentará resultados, mesmo quando forem inseridos dados incorretos. Cabe ao projetista, portanto, avaliar a “qualidade” das respostas fornecidas, analisando sua consistência em relação ao comportamento estrutural esperado.

Se, por um lado, existe uma preocupação de que os softwares possam influenciar de forma negativa a formação de novos profissionais, ou mesmo que os cálculos manuais possam ser abolidos, essas ferramentas, por outro lado, proporcionam economia de tempo e permitem que os profissionais possam testar inúmeras alternativas até a obtenção de um modelo estrutural tecnicamente viável, com segurança, durabilidade e custos compatíveis com o orçamento da obra.

5.1.1 – SOFTWARES

Existem inúmeros softwares que auxiliam a análise do comportamento e o pré-dimensionamento estrutural. No mercado nacional, embora poucos estejam realmente adaptados à execução de projetos em sua concepção mais ampla, os programas mais

comercializados são o CAD/TQS e o AutoQi Eberick, específicos para o cálculo de estruturas de concreto. O *TQS* executa a análise estrutural, dimensiona, detalha e executa os desenhos para estruturas em concreto armado e protendido, funcionando em plataforma Windows.

O *AutoQi Eberick* possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura através de um modelo de pórtico espacial, e diversos recursos de dimensionamento e detalhamento de lajes, vigas, pilares, sapatas, etc. Módulos extras permitem analisar a influência do vento na estrutura e a análise de 2ª ordem através do efeito P-Delta.

Já o *CypeCAD*, originário da Espanha e comercializado no Brasil pela Multiplus, tem módulos específicos para o cálculo de estruturas em concreto armado e para estruturas metálicas e mistas (concreto/aço), possibilitando o modelamento completo da estrutura e deixando a cargo do calculista a análise de resultados obtidos, bem como as modificações que se façam necessárias. Com alto nível de automatização, abrange desde a fundação até o reservatório elevado. Além de pilares convencionais, calcula pilares-parede, poços de elevador e caixas de escada por intermédio do método dos elementos finitos, permitindo a utilização de diversos tipos de vigas, inclusive as invertidas, tipo “T”, rasas e treliçadas. Também calcula e dimensiona, entre outros elementos, reservatórios, piscinas e cortinas de concreto sujeitas à pressão hidrostática e empuxos de terra.

Existem outros tipos de softwares importados, voltados ao cálculo de estruturas de projetos especiais como, por exemplo, de pontes e viadutos incluindo módulos extras de cálculo em estruturas metálicas. Os mais utilizados são o STRAP, o Adapt, SAP2000 o Gt Strudl e o Ansys.

O *STRAP* é um programa israelense de análise estrutural por elementos finitos (barras, placas ou chapas e sólidos). Sua interface é totalmente gráfica, permitindo uma geração de nós e barras em 2D e 3D, criando instantaneamente linhas, grelhas, superfícies e malhas de elementos finitos possibilitando, inclusive, cópia de partes do modelo. Os módulos de estruturas metálicas verificam e dimensionam perfis laminados, soldados, eletro-soldados, chapa dobrada e viga mista. Os pacotes básicos de análise estrutural e dimensionamento são comercializados por preços a partir de US\$ 3.000, enquanto os módulos mais completos ultrapassam US\$ 10.000.

O **Adapt** disponibiliza três módulos computacionais para o cálculo de estruturas protendidas. O Builder Modeler é um modelador estrutural de pavimento inteiro, podendo incluir vigas, furos na laje, capitéis e outros detalhes. O modelo estrutural lançado pode ser visualizado em 3D e, a partir daí, são gerados os arquivos para processamento que pode executar projetos de vigas e lajes protendidas em uma ou duas direções (Adapt-PT) ou calcular um pavimento inteiro em concreto armado ou protendido usando o método dos elementos finitos (Adapt-floor).

Outro software que permite ótima geração automática de modelos estruturais complexos, com interface 3D é o SAP-2000. Pode-se visualizar o modelo em perspectivas cônicas com sombra, luz e recursos de animação, o que proporciona uma visualização mais real e dinâmica do modelo gerado. Possui ampla biblioteca que também abrange elementos de barras não prismáticas, elementos finitos de cascas espaciais, placas, chapas, sólidos aximétricos e elementos de barra.

GT Strudl: software de dimensionamento de estruturas baseado em uma análise estrutural global de primeira e segunda ordem a partir da definição do modelo estrutural e dos tipos de carregamento e as suas combinações fornecidas pelo usuário. O programa apresenta os resultados dos esforços solicitantes nos elementos estruturais, onde, a partir destes dados, o usuário faz a verificação dos mesmos.

ANSYS: software de análise estrutural através do método dos elementos finitos. Apresenta uma interface gráfica, através da qual é criado o modelo, com o fornecimento de suas propriedades físicas e geométricas. Feita a análise são apresentados os resultados de forma gráfica ou pela visualização de diagramas de deformadas, deslocamentos, tensões ou através de listas com os valores das variáveis nos pontos nodais do modelo estrutural utilizado na simulação. Podem ser feitos diversos tipos de análises como, entre outras, análise estrutural, térmica e eletromagnética.

Na a linha de softwares mais econômicos (a partir de US\$ 600), destacam-se:

- **MultAlvena:** usado para auxiliar no levantamento de cargas, cálculo, detalhamento e desenho de edificações com pilotis de concreto armado e estrutura de alvenaria de blocos (cerâmicos ou de concreto). Integra o cálculo de lajes, vigas, pilares, blocos sobre estacas e sapatas, fornecendo também paginação das paredes e visualização em 3D.

- **CAD/Alvest:** realiza o lançamento estrutural dos blocos em planta, cálculo de

solicitações, dimensionamento, detalhamento e desenho de paredes para projetos de edifícios em alvenaria estrutural. É comercializado pela mesma empresa da CAD/TQS.

- **Multcalc:** também usado para auxiliar no levantamento de cargas, cálculo detalhamento e desenho de estruturas em concreto armado. A interface é amigável, com diálogos de solicitação de dados em linguagem usual.

- **Sistrut:** permite o cálculo de uma única viga, laje ou pilar sem que, necessariamente, a edificação seja definida como um todo. O módulo de lajes aceita qualquer formato, inclusive com aberturas e bordas livres, permitindo que sejam especificadas lajes maciças, pré-moldadas e nervuradas. Para a análise de vigas permite aplicação de cargas concentradas e momentos em qualquer ponto da viga, bem como variação de inércia e de carregamentos distribuídos.

- **MCalc:** programa de geração, análise e dimensionamento específico de estruturas metálicas. Dotado de recursos gráficos usados em programas CAD, com geração automática de uma série de estruturas pré-determinadas, com 42 tipos de perfis (laminados, soldados e dobrados) utilizando normas brasileiras de dimensionamento.

- **cTOWER:** software para projeto estrutural de torres metálicas para telecomunicações.

Nos últimos anos, no Brasil, vem-se verificando uma série de atividades de desenvolvimento de softwares destinados especificamente às estruturas metálicas e mistas, fruto de iniciativas de instituições de ensino ou mesmo das empresas siderúrgicas, interessadas no aumento da utilização do aço na construção civil.

Assim, alguns programas computacionais, muitos deles gratuitos, estão disponíveis para finalidades didáticas ou utilização em escritórios de projeto, cujas características são apresentadas a seguir, de modo sucinto:

O **AutoMETAL**, desenvolvido na Universidade de Campinas (UNICAMP), permite gerar geometrias otimizadas, com lançamento automático dos carregamentos, cálculo dos esforços na estrutura e também a verificação e dimensionamento dos elementos em perfis laminados, inclusive tubulares, e perfis formados a frio, fornecendo o peso final de cada treliça metálica.

Na Universidade Federal de Viçosa (UFV) foram desenvolvidos três softwares que integram uma espécie de “pacote” voltado para o dimensionamento de elementos estruturais metálicas e mistos. O **Desmet** (Dimensionamento de Elementos Estruturais

Metálicos): é um software para dimensionamento de barras metálicas pelo método dos estados limites, de acordo com a NBR 8800/86. Esse modelo efetua o dimensionamento de seções mais usuais simples e compostas, submetidas a esforços de compressão, flexão, solicitações combinadas (tração/compressão + flexão) e esforço cortante. Oferece o recurso do dimensionamento automático, pesquisando o perfil mais leve que atende às condições de projeto informadas pelo usuário. O segundo software é o **AutoPerfil**, que gerencia um conjunto de catálogos entre eles: perfis soldados: séries CS, CVS, VS e VSA monossimétricos para vigas mistas e de rolamento; perfis laminados: I/H de mesas inclinadas e paralelas, U/C e cantoneiras; perfis tubulares circulares e retangulares; eletrodos de solda; aços e também conectores de cisalhamento. Esse programa oferece o cálculo automático de propriedades físicas e geométricas e dimensões, fabricante/fornecedor e limites de resistência dos perfis. O terceiro é o **Vigamix**, para análise e dimensionamento paramétrico de vigas mistas de edifícios, conforme a NBR 8800/86. Dimensiona vigas mistas biapoiadas, constituídas por perfis tipo “I” monossimétricos ou duplamente simétricos acessando o banco de dados do AutoPerfil. Calcula os esforços e deformações ao longo da viga, para cada caso de carregamento, permitindo a visualização de diagramas de momento fletor e esforço cortante. Calcula também o número de conectores de cisalhamento necessários, determinando sua distribuição e espaçamentos apropriados.

Usimetal: Desenvolvido a pedido da USIMINAS, aplica-se ao cálculo de edificações em estrutura metálica, com um ou vários pavimentos. A estrutura da edificação analisada é discretizada em um modelo de barras (vigas e colunas como elementos isolados), podendo ser incluídas lajes para o cálculo das reações. O sistema realiza uma análise estática elástico-linear e de 1ª ordem para o pórtico espacial e grelhas dos pavimentos. Faz a análise da estabilidade global para estimar a deslocabilidade do pórtico, cabendo ao usuário a inserção dos elementos enrijecedores (contraventamentos) que se façam necessários.

5.1.2 – PESQUISA DE OPINIÃO

A arquitetura do aço está associada à idéia de modernidade, inovação e

vanguarda. Esse conceito é traduzido em obras de grande expressão arquitetônica, garantida pela flexibilidade e resistência desse material, que permite a liberdade de formas e maior ousadia nos projetos, desenvolvidos no sentido de agregar o máximo de eficiência tecnológica e racionalização construtiva, atendendo aos requisitos de desempenho e funcionalidade da edificação e garantindo o sucesso do empreendimento. As etapas de trabalho que constituem o desenvolvimento do projeto devem ser bem definidas, assim como o conteúdo de cada uma de suas partes.

Segundo o Sindicato da Indústria da Construção Civil de São Paulo (Sinduscon - SP), a expectativa é que o setor da construção civil cresça 5% em 2003. Por outro lado, Ramos (2002), analisa que o desperdício numa obra, pode chegar a 25%. Essas e outras informações antagônicas fazem despertar o interesse para uma investigação sobre o real envolvimento e interesse de engenheiros e arquitetos sobre o uso do aço na construção civil. Para tanto, elaborou-se um questionário contendo quinze perguntas sobre o assunto (Anexo 5).

A seguir serão apresentadas algumas considerações gerais sobre esta investigação, realizada sem a adoção de nenhuma metodologia estatística, uma vez que não constitui o objetivo do presente trabalho.

Foram analisados, ao todo, 136 questionários onde 98 deles foram respondidos por engenheiros e 38 por arquitetos. Em relação ao tempo de atuação profissional desses profissionais, 43% dos entrevistados possuem mais de 20 anos; 22% de 10 a 20 anos; 20% de 5 a 10 anos e 15% até 5 anos onde a grande maioria trabalha com estruturas metálicas e tem interesse em aperfeiçoar seus conhecimentos sobre o assunto.

Em relação à participação desses profissionais no projeto arquitetônico, metade dos entrevistados trabalha com o lançamento estrutural em projeto, sendo que a outra metade não executa essa atividade ou a faz esporadicamente. Cerca de 65% possuem grande ou média experiência em projetos de estrutura metálica e faz algum tipo de detalhamento estrutural, como os tipos de perfis, tipos de ligações, tipos de lajes e sistemas de fechamento vertical.

Quase todos os entrevistados têm contato com fornecedores, fabricantes e/ou montadores de estrutura metálica, seja na fase de projeto ou durante a execução da obra. No entanto, apenas metade dos mesmos fazem o acompanhamento total da obra e os demais apenas esporadicamente, quando o cliente exige, ou mesmo não acompanham o

andamento da obra. O contato com o construtor e com o empreendedor também é feito por quase 80% dos entrevistados, bem como o contato entre o arquiteto e o engenheiro calculista.

Um dado interessante é que a metade exata dos profissionais em questão usa ou já utilizou alguma ferramenta computacional voltada para o uso específico de estruturas metálicas como auxílio na especificação ou no dimensionamento de seus elementos estruturais.

Por fim, pode-se concluir que a grande maioria dos entrevistados apresenta interesse na criação de um programa de fácil compreensão e manuseio, embora haja também a preocupação manifestada quanto ao tipo de ferramenta a ser criada e a validação dos resultados fornecidos.

5.2 – DESCRIÇÃO DO SiPDEM

O dimensionamento uma estrutura metálica consiste na determinação das características geométricas dos elementos que a compõem, de modo a assegurar sua segurança em relação aos diferentes estados limites associados às ações, ou combinações de ações, que os solicitam. Entretanto, é de suma importância que isso seja alcançado com a maior economia possível, sem que sejam descuidados, ainda, os aspectos relacionados à facilidade de fabricação e de montagem, bem como da adequação dos elementos estruturais aos materiais complementares da edificação.

Os calculistas, atualmente, dispõem de uma variada gama de sofisticadas ferramentas computacionais que introduzem grande facilidade e rapidez às tarefas de dimensionamento, aliadas a uma elevada confiabilidade de resultados conforme os exemplos já apresentados nesse capítulo.

Entretanto, o domínio de tais ferramentas, embora cada vez mais difundidas, pressupõe um razoável grau de experiência por parte do calculista, uma vez que os métodos de análise de estruturas dependem de um pré-dimensionamento dos elementos estruturais, ou seja, é necessário que sejam fornecidos, em grande parte dos programas computacionais, além dos dados numéricos referentes aos carregamentos atuantes, as dimensões ou propriedades geométricas das seções transversais dos elementos para que

sejam efetuados os cálculos de verificação do atendimento às condições de segurança.

Apresentam-se, a seguir, as principais características de uma ferramenta computacional, denominada *Sistema de Pré-Dimensionamento de Estruturas Metálicas* (SiPDEM), baseada em uma análise de fatores que influenciam a escolha mais adequada das seções transversais de vigas constituídas por perfis laminados, de acordo com os estados limites últimos e de utilização previstos pela NBR 8800 (ABNT, 1986), utilizando-se a linguagem computacional *Visual Basic 5.0*. Com esse programa computacional pretende-se oferecer aos arquitetos a oportunidade de estabelecer, de uma forma bastante clara e realista, as dimensões necessárias e ideais para as vigas e pilares laminados de uma estrutura metálica, além de fornecer informações que possibilitem a utilização racional dos perfis recomendados, com vistas à minimização do peso dos elementos estruturais e ao melhor atendimento das condições de coordenação modular.

As solicitações nos elementos estruturais são determinadas pelo programa a partir das informações introduzidas pelo usuário, em termos do uso da edificação e dos tipos de laje e de sistemas de fechamento a serem utilizados, cujas características são acessadas através do banco de dados. A figura 5.1 mostra a tela de apresentação do programa.



Figura 5.1: Tela de abertura do Sipdem.

A tela principal, apresenta ao usuário através dos menus reproduzidos na figura

5.2, as opções de trabalho com o programa. Os três primeiros (“Viga”, “Pavimento” e “Pilar”) conduzem o usuário aos módulos de pré-dimensionamento propriamente ditos, possibilitando a introdução dos dados de entrada, bem como o armazenamento e a importação de dados previamente salvos.

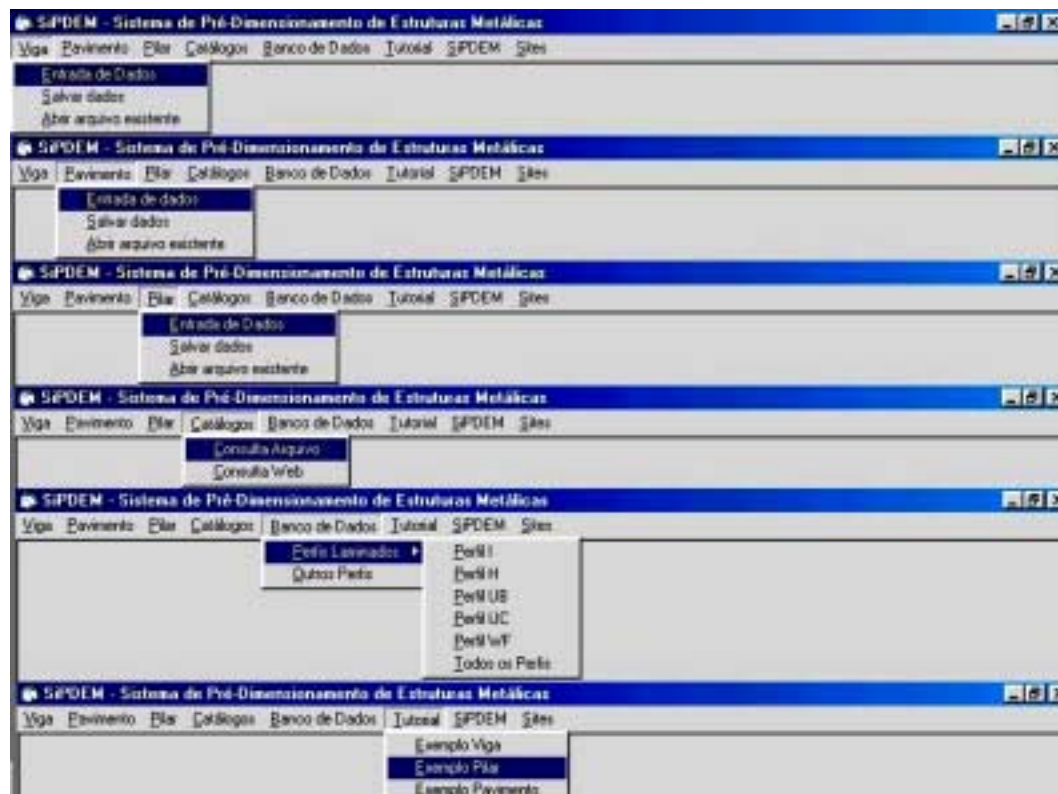


Figura 5.2: Tela principal.

A tela principal apresenta ainda o menu “Catálogos”, para consulta de informações do banco de dados relativos a materiais e fabricantes de lajes e painéis de fechamento, processos de laminação de perfis metálicos, entre outros, permitindo ainda o acesso a diversos endereços eletrônicos, via “web”, de informações sobre esses produtos.

No menu “Banco de Dados” o usuário poderá consultar mais de 400 perfis laminados (*Belgo – Arcelor*) classificados em cinco grupos: “I”, “H”, “UB”, “UC” e “WF”. Para cada grupo serão visualizados no formulário as características geométricas de cada perfil e um gráfico relacionando a capacidade resistente momento fletor (em KN.cm), para os estados limites (FLT, FLM e FLA), em função do vão (em metros),

como mostrado na figura 5.3.

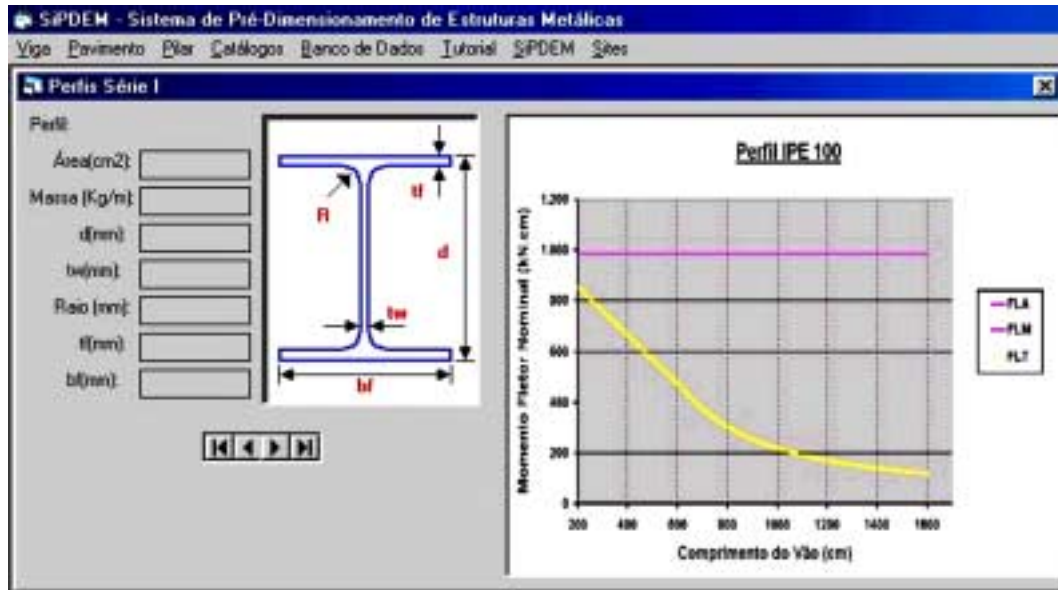


Figura 5.3: Consulta a perfis do banco de dados

O menu “Tutorial” apresenta uma descrição, passo a passo, de cada módulo de cálculo do programa e, finalmente, os menus “SiPDEM” e “Sites” são relativos, respectivamente, ao acesso a um arquivo de ajuda e a informações referentes à autoria e versão de desenvolvimento do programa e a uma lista de sites relacionados ao uso do aço na construção civil.

5.3 – VIGA

5.3 1 - ENTRADA DE DADOS

A entrada de dados referente ao módulo Viga consiste na introdução de informações para o pré-dimensionamento de vigas metálicas isoladas. A figura 5.4 ilustra essa tela de entrada de dados que solicita do usuário as informações em duas etapas: a primeira refere-se ao carregamento distribuído e a segunda às cargas concentradas.

Em relação à primeira etapa, são solicitados os seguintes dados:

- ✓ O vão da viga (m);

- ✓ O comprimento destravado, ou seja, o usuário informa se a viga é livre ou contida lateralmente ao longo de seu comprimento, (m);
- ✓ O valor do pé-direito do pavimento em que a viga está inserida;
- ✓ O tipo de aço;
- ✓ O tipo de seção transversal do perfil metálico;
- ✓ O tipo de viga (borda ou intermediária), informando o valor do vão transversal da mesma (m), para fins de avaliação das cargas transmitidas pela laje;
- ✓ O tipo de uso da edificação, para permitir ao sistema adoção do valor da sobrecarga;
- ✓ O tipo e a espessura do piso;
- ✓ O tipo e a espessura de laje a ser considerada;
- ✓ As características do sistema de fechamento informando o tipo e espessura do sistema selecionado;

The screenshot shows the 'Entrada de Dados: Viga' window in the SIPDEM software. The interface is divided into several sections:

- Dados Gerais:** Fields for 'Vão da Viga (m)' (8), 'Comprimento' (8), 'Destravado (m)' (8), 'Pé-direito (m)' (3), 'Tipo de Aço' (ASTM A36), and 'Tipo de Perfil' (Todos).
- Carga Distribuída:** A 'Calcular' button and a display showing 'Valor (kN) 23.36'. An 'Avançar' button is also present.
- Cargas Concentradas:** Radio buttons for 'Sim' and 'Não'. Fields for 'Valor da Carga Concentrada (kN)' and 'Posição da Carga (m)'. A table lists two concentrated loads:

Cargas Concentradas	Valor (kN/m)	Posição (m)
1	10	2
2	15	5
- Diagrama de Cargas:** A visual representation of a beam of length L = 11 m with a distributed load Q = 23.36 kN and two point loads P10 at 2 m and P15 at 5 m.
- Tables for Material and System Properties:**

		Borda:		Intermediária:	
Vão transversal	VT	VT1	VT2		
Comprimento (m)	5				
Sobrecarga (kN/m ²)	2				
Piso (kN/m ³)	40				

Sistema:	Tipo	Esp. (mm)	Peso (kN/m ²)
Laje	Steel-deck	80	20
Fechamento	Panel de Gesso Acartonado	120	9

Figura 5.4: Entrada de dados – Viga

As informações relacionadas a tipo de viga (intermediária ou de borda), tipo de uso da edificação, tipo de piso; tipo de laje, bem como relativas às características do sistema de fechamento são fornecidas a partir da escolha, pelo usuário, de uma série de

opções fornecidas em telas auxiliares.

A figura 5.5 apresenta a tela de escolha do tipo de viga e correspondente introdução de informações sobre o valor do vão transversal, em metros, (no caso de vigas de borda) ou dos vãos transversais (no caso de viga intermediária). Com essas informações o programa calcula a área de influência da(s) laje(s) apoiada(s) na viga, para efeito de cálculo das ações transmitidas à viga, considerando a laje simplesmente apoiada na viga em questão e em uma outra, paralela a ela.

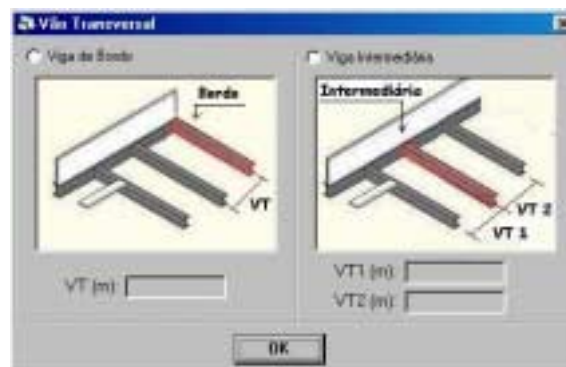


Figura 5.5 – Tipo e vão transversal da viga

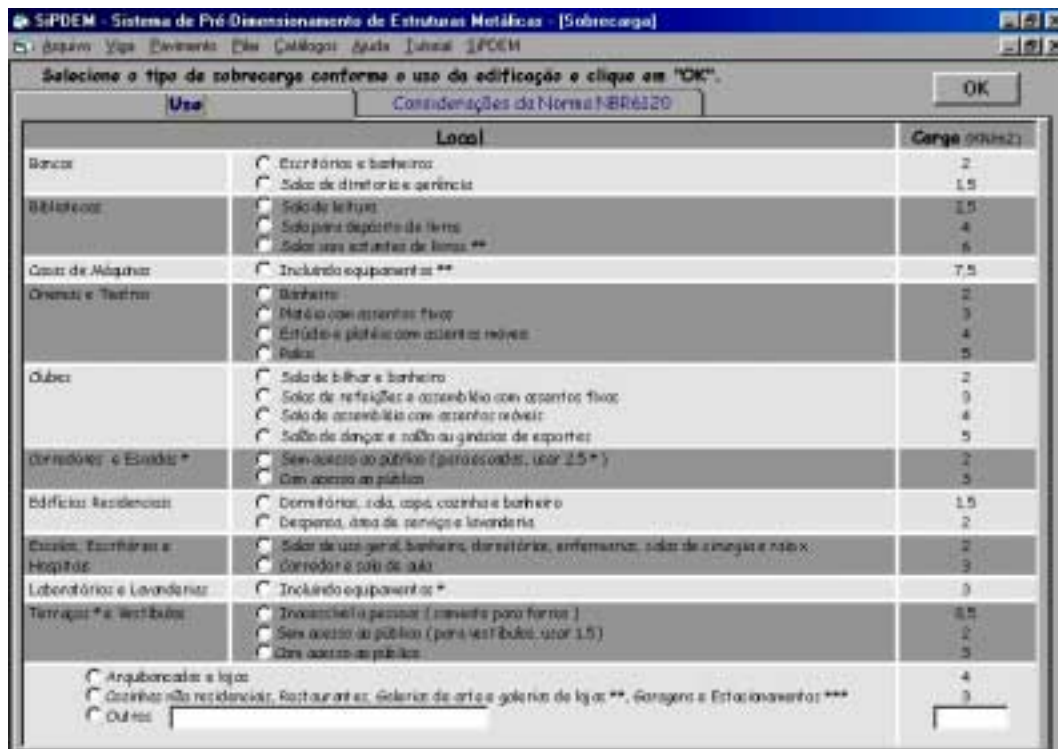


Figura 5.6 – Escolha do tipo de uso da edificação

A escolha da sobrecarga na laje é feita mediante a seleção da escolha do tipo de

uso da edificação, como mostrado na figura 5.6, com a automática atribuição do valor da sobrecarga, a partir das recomendações da NBR 6120 (1980). Caso o usuário opte por um valor de sobrecarga não fornecido no formulário apresentado na figura 5.6, existe a opção de introdução de outros valores, com a correspondente identificação do uso adotado.

Na seqüência, o usuário deve efetuar a escolha do tipo de piso (figura 5.7) e do tipo de laje (figura 5.8), através da escolha do material e fornecimento da espessura, para que o programa possa, automaticamente, considerar os pesos e as correspondentes cargas transmitidas para a viga a ser dimensionada.

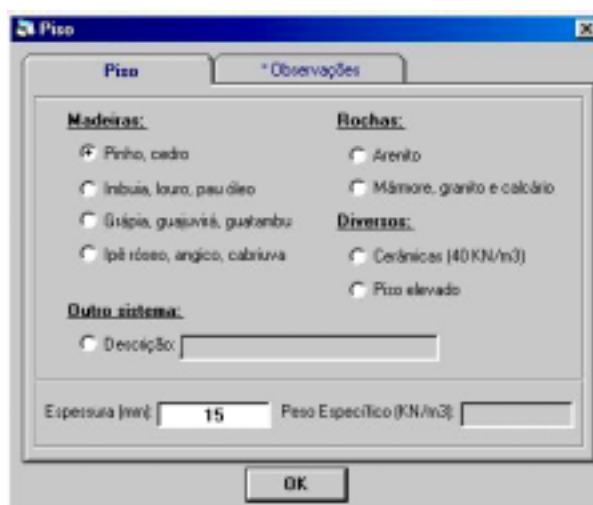


Figura 5.7 – Escolha do tipo piso

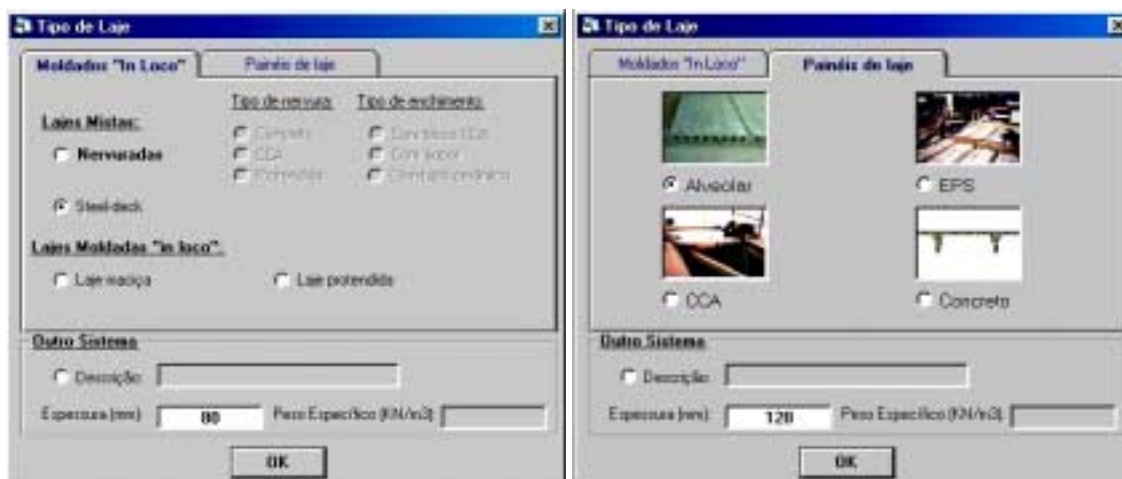


Figura 5.8 – Escolha do tipo de laje

É importante ressaltar que, caso a viga seja definida como intermediária (figura

5.5), as escolhas da sobrecarga e do tipo de piso deverão ser feitas para ambos os vãos. Para isso, o SiPDEM emite avisos (figura 5.9, para o tipo de piso), indicando qual o vão está sendo considerado.

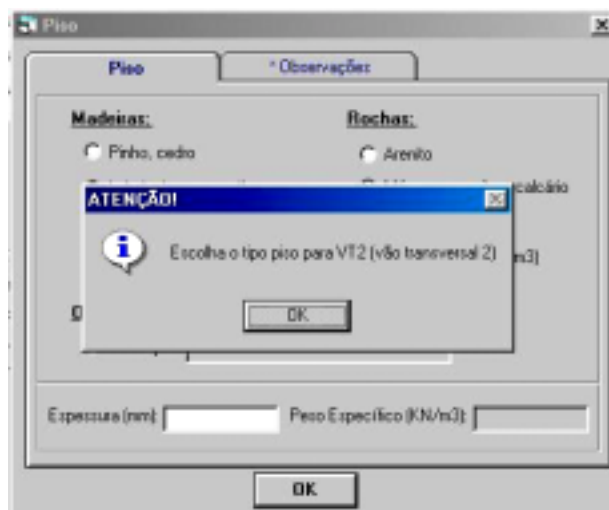


Figura 5.9 – Indicação do vão transversal para vigas intermediárias

Deve-se observar que o programa trabalha com unidades do sistema internacional e que são compatíveis com a prática de cada caso, como indicado em cada formulário. Assim, as espessuras deverão ser sempre fornecidas em centímetros (cm), as sobrecargas não constantes do formulário em kiloNewtons por metros quadrados (kN/m^2) e os pesos específicos em kiloNewtons por metros cúbicos (kN/m^3).

Caso seja necessário considerar algum outro tipo de carregamento uniformemente distribuído por unidade de comprimento da viga (kN/m), o programa permite a inclusão de um valor numérico nominal, previamente calculado pelo usuário.

Pressionando-se o botão “**Calcular**”, o programa fornece o valor do carregamento distribuído que será adotado para a viga, calculado a partir das informações fornecidas pelo usuário.

Selecionando-se a opção “**Avançar**”, passa-se à etapa seguinte, relativa ao fornecimento do valor nominal das cargas concentradas sobre a viga (kN) e dos correspondentes pontos de aplicação, definidos através da distância desses pontos (em metros) à extremidade inicial da viga. À medida que tais informações são digitadas nos locais adequados, pressionando-se o botão “**Inserir**”, os valores fornecidos são apresentados em uma tabela e podem ser alterados mediante um “*duplo-clic*” no valor a

ser modificado. Já o botão “**Excluir**”, elimina a última carga inserida. Ao concluir essa etapa, o programa permite ao usuário a visualização gráfica da geometria da viga através de um diagrama de cargas. Ao clicar no botão “**Prosseguir**”, o programa fornecerá os resultados, que serão descritos no tópico a seguir e comentados no item relativo ao exemplo de dimensionamento de viga isolada.

5.3 2 - RESULTADOS

Os resultados apresentados pelo SiPDEM, para o dimensionamento de uma viga isolada constam de informações que são divididas em cinco grupos referentes a:

- 1) Dados de projeto;
- 2) Resultados obtidos para vigas biapoiadas;
- 3) Resultados obtidos para vigas bi-engastadas;
- 4) Resultados obtidos para ligações semi-rígidas;
- 5) Resultados obtidos para pilar, a partir dos dados de carregamento selecionados.

Os *dados de projeto* constituem os parâmetros referentes às informações fornecidas pelo usuário (geometria, tipos de materiais e carregamentos) na etapa anterior (tela de *entrada de dados*) de modo a facilitar a análise dos resultados.

Os resultados de cálculo para vigas biapoiadas e bi-engastadas fornecidos pelo programa são:

- **Solicitações de cálculo**: momento fletor máximo, cortante máximo e o valor do módulo de resistência plástico mínimo necessário, de acordo com o carregamento atuante;

- **Dados do perfil selecionado**:

- identificação do perfil mais leve que resiste aos esforços solicitantes e que ainda obedece às prescrições de flecha máxima, com seu respectivo peso por metro linear e valor do módulo resistente plástico;
- valor do vão “ideal”, entendido como o vão para o qual, considerado o mesmo tipo de carregamento, o perfil selecionado proporcionaria a maior eficiência;

- “eficiência” do perfil selecionado, entendida como a relação, em porcentagem, entre os momentos fletores de cálculo solicitante e resistente, representando uma informação de fundamental importância, uma vez que o objetivo principal do cálculo estrutural para estruturas metálicas é a seleção de perfis com o menor peso possível.

- **Flecha máxima:** valor obtido para a flecha máxima, considerando-se as solicitações nominais, de acordo com as recomendações da NBR 8800 (ABNT, 1986).

Em relação à flecha máxima, pode ocorrer que, ao percorrer o banco de dados em busca do perfil mais adequado à situação de solicitação fornecida, sejam encontrados perfis que, embora resistentes ao momento fletor solicitante, apresentem flecha máxima superior ao valor limite recomendado pela NBR 8800 (ABNT, 1986), cujo valor é calculado pela expressão $L/360$, onde L é o comprimento do vão da viga. Nesse caso, o programa relaciona tais perfis em uma tabela, que pode ser acessada através do botão “**Recomendações**”. Caberá ao usuário, em cada caso, analisar a possibilidade de utilização de um dos perfis relacionados, verificando a viabilidade de adoção de **contra-flecha**, no processo de fabricação ou de montagem, de modo que a flecha final não ultrapasse o valor máximo permitido, com a vantagem adicional de utilização de perfis metálicos mais leves e de maior eficiência.

Em termos de resultados, são ainda fornecidas informações relacionadas à utilização de ligações semi-rígidas e aos pilares de suporte da viga analisada.

É usual, na análise estrutural, a utilização de hipóteses simplificadoras quanto ao comportamento das ligações, consideradas como idealmente rígidas (engaste) ou idealmente rotuladas. Na prática, porém, estas condições de vinculação são inexistentes, uma vez que a maior parte das ligações viga-coluna comportam-se como semi-rígidas, ou seja, transmitem momentos fletores entre os elementos conectados e admitem rotações relativas entre eles. Pressionando-se o botão “**Visualizar Resultados**” do quadro “**Ligações Semi-rígidas**”, obtém-se os resultados para ligações com rigidez de 25%, 50% e 75% em relação à situação correspondente ao engastamento total, ou seja, a ligação de rigidez 25% é aquela capaz de transmitir apenas 25% do momento fletor de engastamento total entre os elementos conectados.

Ainda na tela de resultados, o usuário poderá obter o perfil ideal para os pilares

de apoio da viga em análise, cuja determinação é feita pelo programa, em função do tipo de seção transversal previamente escolhido. Os resultados fornecidos são ainda baseados em um comprimento de flambagem igual ao valor fornecido como “Pé-Direito”, considerando-se extremidades rotuladas, solicitação de compressão axial solicitação de compressão axial e comprimentos de flambagem iguais nas direções dos eixos “X” e “Y” da seção transversal, conforme observação apresentada no próprio formulário.

5.3 3 – EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE VIGA

Para o exemplo de cálculo de viga isolada, foram considerados os seguintes dados de entrada:

- Vão da viga: 8m
- Comprimento destravado: 8m
- Pé-direito: 3m
- Tipo de aço: ASTM A36
- Tipo de perfil: Todos
- Tipo de viga: borda
- Vão transversal: 5m
- Sobrecarga: salas de escritórios
- Valor da SC: 2kN/m²
- Tipo de piso: cerâmica
- Espessura do piso: 5 mm
- Peso específico do piso: 40kN/m³
- Tipo de laje: steel-deck
- Espessura da laje: 80mm
- Peso específico da laje: 25kN/m³
- Fechamento vertical: gesso acartonado
- Espessura do fechamento: 120mm
- Peso específico do fechamento: 8kN/m³

Os Anexo 3 apresenta os valores da sobrecarga, conforme a NBR 6120 (ABNT, 1980) e o Anexo 4 os valores específicos dos tipos de fechamentos vertical e horizontal adotados nos cálculos do programa, como já fora comentado no capítulo anterior.

Faz-se necessário descrever os procedimentos de cálculo para a obtenção do carregamento uniformemente distribuído na viga, uma vez que os dados referentes ao contra-piso são considerados fixos no SiPDEM devido à grande variedade de proporções e tipos de elementos que o constituem (cal, cimento areia e água). Para o presente trabalho foram adotados:

- 1) Contra-piso de concreto simples com espessura de 5 cm;
- 2) Argamassa de cimento e areia com espessura de 2,5 cm.

Assim, considerando-se que a área de influência da laje (figura 5.10) é igual ao produto da metade do vão transversal fornecido (considerada igual à semi-soma dos vãos transversais, no caso de vigas intermediárias) por unidade de comprimento do vão da viga, tem-se, para a parcela do carregamento distribuído devida ao contra-piso:

$$\text{(Mudar cálculos e programa) Concreto simples} = 20 \times 0,05 = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Argamassa} = 15 \times 0,025 = 0,125 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Concreto simples} + \text{Argamassa} = 1,325 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carga uniformemente distribuída (contra-piso)} = 1,325 \times 2,5 = 3,43 \text{ kN/m}$$

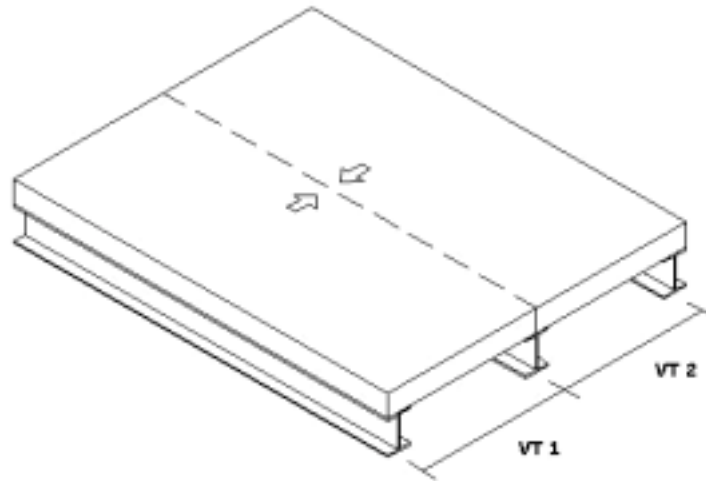


Figura 5.10: Distribuição de carga da laje para a viga

Para os demais itens, tem-se:

$$\text{SC} = 2 \times 2,5 = 5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Piso} = 40 \times 0,005 \times 2,5 = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Laje} = 25 \times 0,08 \times 2,5 = 5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fechamento vertical} = 8 \times 0,12 \times 3 = 2,88 \text{ kN/m}$$

Somando-se todas as parcelas, a carga “q” nominal, uniformemente distribuída ao longo de todo o vão da viga, é dada por:

$$\mathbf{q} = 5 + 0,5 + 3,43 + 5 + 2,88 = 16,81 \text{ kN/m}$$

Para a obtenção do valor do carregamento de cálculo, optou-se neste trabalho, pela consideração de um único coeficiente de majoração das ações, tomado como o valor correspondente ao valor recomendado pela NBR 8800 (ABNT, 1986) relativo a ações permanentes de grande variabilidade $\gamma_g = 1,4$. Esta opção, embora considere um único coeficiente de majoração tanto para ações permanentes quanto para ações variáveis decorrentes do uso da edificação, foi adotada em função de ser impraticável prever todos os possíveis tipos de carregamento e adotarem-se os correspondentes valores dos coeficientes de majoração, principalmente em função da possibilidade de existência de cargas concentradas. Assim, para que não fosse necessário que o usuário efetuasse cálculos preliminares de separação das cargas concentradas em parcelas, de acordo com sua natureza, é que se tomou tal decisão que ainda facilita os cálculos da flecha máxima (obtida a partir de solicitações nominais) e também pode ser justificada pelo caráter de “pré-dimensionamento” atribuído ao programa.

Em decorrência disso, o valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído ao longo do vão da viga é dado por:

$$q = 16,81 \times 1,4 = 23,54 \text{ kN/m}$$

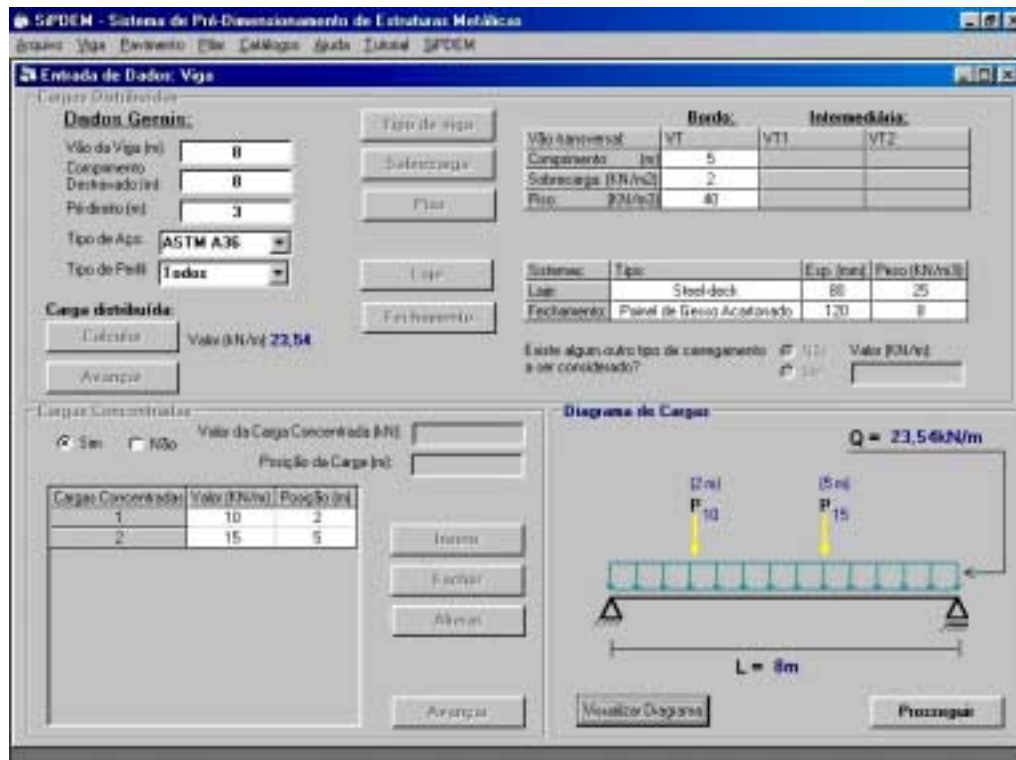


Figura 5.11: Entrada de dados do exemplo de dimensionamento de viga

No exemplo aqui apresentado foram consideradas, ainda, duas cargas concentradas, com valores nominais $P_1 = 10\text{kN}$ e $P_2 = 15\text{kN}$, aplicadas, respectivamente, a 2m e 5m da na extremidade esquerda da viga, como mostrado na 5.11, onde se reproduz a tela de entrada de dados com todas as informações relativas ao exemplo em estudo.

A partir desses dados, foram obtidos os resultados apresentados na figura 5.12, podendo-se observar uma alta eficiência para os perfis selecionados em ambas as condições de vinculação da viga (biapoiada e bi-engastada.)



Figura 5.12: Resultados do exemplo de dimensionamento de viga

É interessante observar-se, ainda, os resultados em termos do peso da viga para as diferentes situações de vinculação. Enquanto o perfil selecionado para a viga biapoiada pesa 89,3 kgf/m, a situação de extremidades engastadas é atendida com um perfil pesando 61,2 kgf/m, o que conduz a uma economia aparente de aproximadamente 46% no peso da viga, com a correspondente redução do custo do elemento estrutural. Entretanto, deve-se considerar que tal situação somente seria obtida na prática caso as ligações fossem dimensionadas de modo a garantir tal comportamento, ou seja, como

ligações rígidas. Desse modo, para que a economia real fosse conhecida, seria necessário deduzir-se, da economia obtida devido ao menor consumo de aço, a diferença de custo dos dois tipos de ligação, uma vez que as ligações rígidas são mais caras que as flexíveis.

A figura 5.13 apresenta a relação de perfis que, na situação de viga biapoada, embora com resistência ao momento fletor superior à solicitação, conduziram a valores da flecha máxima superiores aos valores limites permitidos ($f_{\text{máx}} = 2,22\text{cm}$). Observa-se que todos os perfis relacionados proporcionam menor peso da viga que o perfil considerado ideal, cabendo ao calculista avaliar a possibilidade de utilização de contraflecha, de acordo com as recomendações normativas, de modo a tirar partido da redução de peso da viga. A título de exemplo, a utilização do perfil HE 340 AA, com uma contraflecha de $1,41\text{cm}$ ($= 3,63 - 2,22$), ocasionaria uma redução de 13% no peso da viga, sem o inconveniente do acréscimo de custo devido ao tipo da ligação.

The screenshot shows the SIPDEM software interface. The main window is titled "Recomendações Viga Bi-apoada". It displays a diagram of a beam with a uniformly distributed load. The recommended profile is "UB 457x191x89". The maximum deflection is given as 2,22 cm. A warning message states: "ATENÇÃO! Os perfis listados abaixo resistem à verificação dos estados limites, porém apresentam flecha superior ao valor máximo admissível (NER8000/B6)." To the right, there is a technical drawing of a profile with dimensions: $M = 191,9$, $d = 463$, $h = 427,6$, $R_{\text{abo}} = 18,2$, $t_f = 17,7$, and $t_w = 10,5$. Below the diagram is a table of recommended profiles.

Perfil (designação)	Peso (Kg/m)	Flecha (cm)	d (mm)	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Rabo (mm)	Área (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	Rx (mm)	Iy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	Seção
HE 340 AA	78,9	3,65	320	300	8,5	11,5	27	100,5	19650	1222	139,5	5195	345,6	H
HE 360 AA	84	3,1	338	300	9	12	27	106,6	23040	1369	147	5410	360,7	H
HP 360x84	84,3	3,08	340	367	10	10	15,2	107,4	23210	1365	147	8243	449,2	H
HE 300 A	88	3,91	290	300	8,5	14	27	112,5	18260	1260	127,4	6310	420,6	H
HP 320x88	88,5	3,81	300	304	12	12	27	112,7	18740	1237	129	5634	370,6	H

Figura 5.13: Recomendações do exemplo de dimensionamento de viga biapoada

Os resultados obtidos para a condição de vinculação correspondente a ligações semi-rígidas são mostrados na figura 5.14.

Ligações Semi-rígidas

25% 50% 75%

Solicitações de Cálculo

Momento Fletor Máx. (KNm): 197,01

Perfil Selecionado

Tipo: IPE A 500	Zx (cm ³): 1946
Peso (Kg/m): 79,4	Eficiência: 95,73%
Estado Limite Crítico: FLT	Flecha (cm): 1,66

Fechar

Ligações Semi-rígidas

25% 50% 75%

Solicitações de Cálculo

Momento Fletor Máx. (KNm): 160,14

Perfil Selecionado

Tipo: UB 457x191x74	Zx (cm ³): 1652
Peso (Kg/m): 74,3	Eficiência: 94,62%
Estado Limite Crítico: FLT	Flecha (cm): 2,14

Fechar

Ligações Semi-rígidas

25% 50% 75%

Solicitações de Cálculo

Momento Fletor Máx. (KNm): 123,3

Perfil Selecionado

Tipo: UB 457x191x74	Zx (cm ³): 1652
Peso (Kg/m): 74,3	Eficiência: 72,85%
Estado Limite Crítico: FLT	Flecha (cm): 2,14

Fechar

Figura 5.14: Resultados para ligações semi-rígidas

No exemplo utilizado, observa-se que, relativamente à situação de viga biapoiada, houve redução 11% no consumo de aço para ligações com transmissão de momento fletor viga-coluna equivalente a 25% e de 16,8% para as ligações com 50% 75% do momento fletor de engastamento total. Entretanto, a situação de ligação com 75% da rigidez do engaste ideal apresentou uma baixa eficiência (72,85%), devido ao fato de trabalhar-se com perfis padronizados, cujas propriedades geométricas variam aos saltos e não continuamente.

Obviamente, tais resultados devem ser encarados com a máxima cautela possível, uma vez que não constituem regra geral, exceto pelo fato de que quando se leva em consideração o comportamento das ligações semi-rígidas, trabalha-se com uma situação sempre mais favorável, para a viga, comparativamente com a situação de extremidades idealmente rotuladas. Por outro lado, porém, não se pode esquecer que a consideração de transmissão de momento fletor da viga para o pilar exige que este seja dimensionado também à flexão, além da solicitação axial.

O dimensionamento dos pilares de apoio da viga isolada é inteiramente análogo ao procedimento de dimensionamento de um pilar isolado, como será visto no próximo item do presente capítulo. A única diferença é que, no caso de dimensionamento a partir da análise de uma viga isolada, solicitação do pilar é tomada como a maior das reações de apoio da viga.

5.4 – PILAR

5.4 1 – ENTRADA DE DADOS

O cálculo do pilar é feito mediante o fornecimento dos dados do carregamento nominal solicitante (kN), o seu comprimento, o tipo de aço e o tipo de seção transversal. Como já ressaltado, os cálculos são efetuados considerando-se rotuladas em ambas as extremidades rotuladas, o que equivale a um índice de esbeltez igual a 1,0 sendo a eficiência expressa em termos da relação entre a solicitação e sua resistência à compressão axial.

Como o comprimento de flambagem do pilar pode apresentar valores diferentes,

em relação aos eixos “X” e “Y”, o programa proporciona a possibilidade de consideração de diferentes valores para este parâmetro de projeto.

5.4 2 – RESULTADOS

Para pilares isolados o SiPDEM fornece os seguintes resultados:

- **Características geométricas do perfil selecionado**: tipo, peso e área da seção transversal;

- **Capacidade resistente**: cargas críticas de flambagem em relação aos eixos X e Y e respectivos valores de eficiência.

Se algum perfil apresentar esbelteza superior a 200 – limite máximo permitido pela NBR 8800 (ABNT, 1986) para elementos comprimidos –, o programa apresenta uma tabela contendo a identificação de tais perfis e a indicação referente ao eixo para o qual ocorreu a violação da exigência normativa.

5.4 3 – EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Como exemplos de dimensionamento de pilares isolados foram consideradas três situações:

- **Caso 1**: Carga de 5000kN e comprimento igual a 5m em ambas as direções de flambagem (figura 5.15);

- **Caso 2**: Carga de 500kN e comprimento igual a 50m em ambas as direções de flambagem (figura 5.16);

- **Caso 3**: Carga de 5000kN e comprimentos de 30m e 15m, respectivamente para flambagem em torno dos eixos X e Y (figura 5.17).

Observa-se que, para os pilares com pequeno comprimento de flambagem (figura 5.15), obteve-se uma elevada eficiência, igual em relação a ambas as direções, uma vez que a esbelteza reduzida $\bar{\lambda}$ é menor que 0,2 tanto para flambagem em relação a X quanto a Y. Desse modo, o coeficiente de flambagem global ρ , em ambos os casos, apresentou valor unitário, correspondendo à condição de não susceptibilidade ao colapso por flambagem.

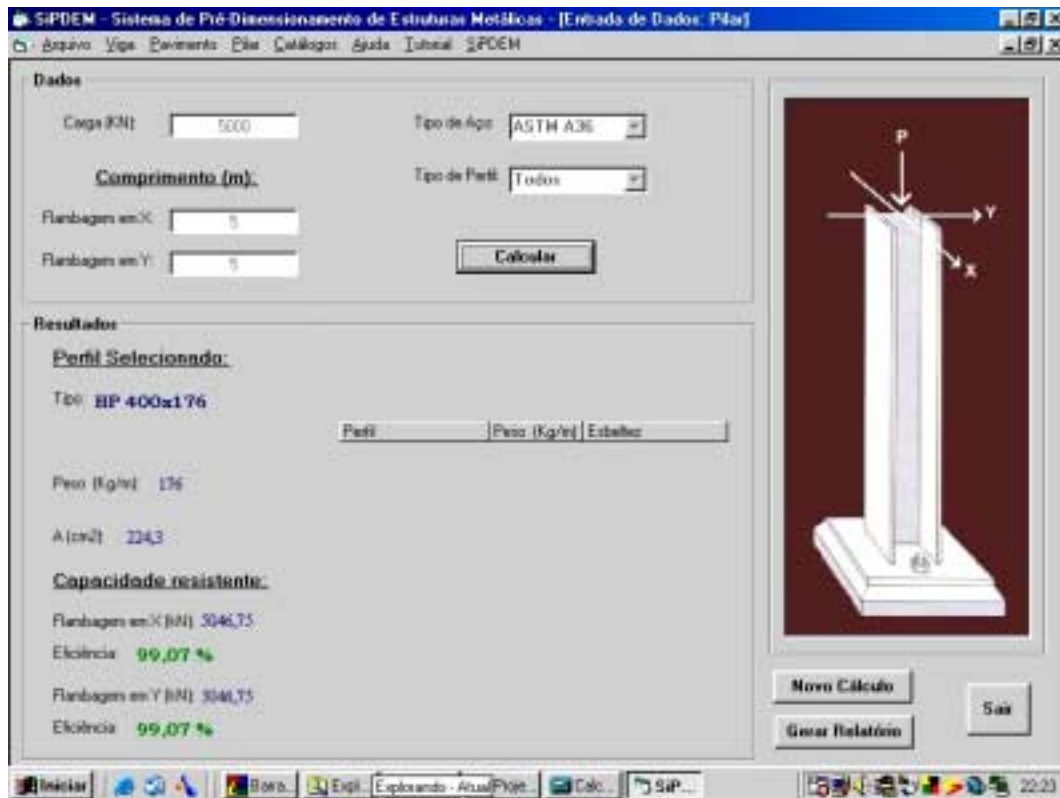


Figura 5.15: Exemplo de dimensionamento de pilar – Caso 1

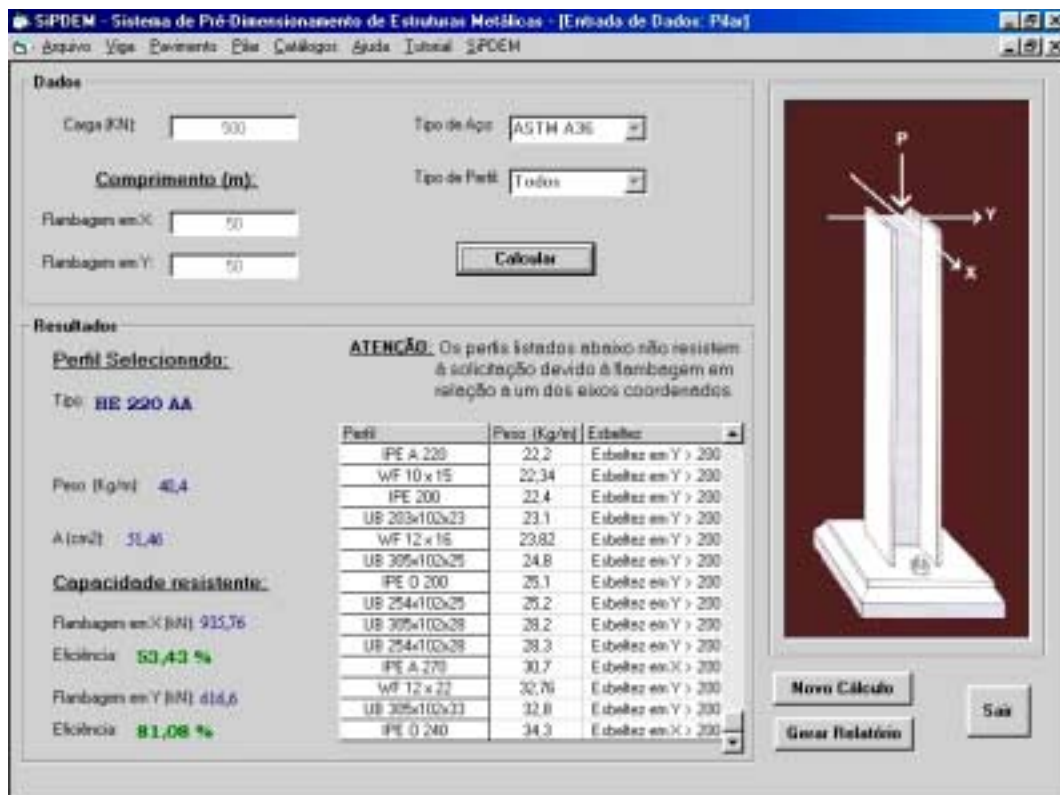


Figura 5.16: Exemplo de dimensionamento de pilar – Caso 2

No caso 2, cujos resultados são mostrados na figura 5.16, verificou-se, para vários perfis, a situação de índice de esbelteza superior ao valor limite recomendado pela NBR 8800 (ABNT, 1986), observando-se a predominância da flambagem em torno do eixo de menor inércia, o que resultou em uma eficiência baixa em termos da capacidade resistente em termos de flambagem em torno do eixo X para o perfil selecionado. Estas constatações poderiam conduzir o calculista a uma análise da possibilidade de redução do comprimento de flambagem em torno do eixo Y, de modo a possibilitar a utilização de um perfil com menor peso por metro linear.

Já o caso 3 apresenta perfis com comprimentos de flambagem não adequados inclusive em relação ao eixo de maior inércia, tendo sido selecionada uma seção transversal com uma pequena diferença de eficiência para flambagem em relação aos eixos X e Y.

Dados

Carga (kN): 5000 Tipo de Aço: ASTM A36

Comprimento (m): 30 Tipo de Perfil: Todos

Flambagem em X: 30

Flambagem em Y: 15

Calcular

Resultados

Perfil Selecionado:
 Tipo: HD 360x179
 Peso (kg/m): 179
 A (cm²): 228,3

Capacidade resistente:
 Flambagem em X (kN): 3040,67
 Eficiência: 99,19 %
 Flambagem em Y (kN): 3136,75
 Eficiência: 97,33 %

ATENÇÃO: Os perfis listados abaixo não resistem à solicitação devido à flambagem em relação a um dos eixos coordenados.

Perfil	Peso (kg/m)	Esbeltez
IPE A 270	30,7	Esbeltez em X > 200
IPE O 240	34,3	Esbeltez em X > 200
IPE O 270	42,3	Esbeltez em X > 200
HE 200 A	76,4	Esbeltez em Y > 200

Novo Cálculo **Sair**
Gerar Relatório

Figura 5.17: Exemplo de dimensionamento de pilar – Caso 3

Este fato pode ser explicado, a despeito da diferença entre os comprimentos adotados para a flambagem em torno dos eixos X e Y (razão 2:1), em função da diferença entre os valores dos respectivos raios de giração (razão 1,66:1).

5.5 - PAVIMENTO

5.5 1 - ENTRADA DE DADOS

Para o caso de vigas constituintes de um pavimento, o programa executa os mesmos procedimentos adotados para vigas isoladas, embora o cálculo dos carregamentos seja ligeiramente diferente. Assim, de acordo com as informações fornecidas, são calculadas as cargas transmitidas pelas lajes, supostas apoiadas em todo o contorno, com base no cálculo de áreas de influência. Calculados os carregamentos uniformemente distribuídos nas vigas são pré-dimensionadas, inicialmente, as vigas secundárias, consideradas biapoiadas.

As reações de apoio das vigas secundárias são transmitidas às vigas principais e após o dimensionamento dessas últimas, procede-se ao cálculo das solicitações nos pilares e ao seu correspondente dimensionamento.

Devido ao grande número de observações relativas à entrada de dados, as telas referentes a esta etapa serão apresentadas no item relativo ao exemplo, comentando-se a seguir apenas alguns aspectos gerais.

Para o pré-dimensionamento de um grupo de vigas pertencentes a um pavimento, a entrada de dados é feita em três fases. Na primeira são introduzidos os dados gerais, referentes ao número de pontos nodais, número de vigas, número de pilares, número de lajes, bem como os valores das alturas do pé-direito do pavimento a ser analisado e do pavimento inferior.

Em seguida, o usuário deverá passar ao detalhamento de alguns desses dados gerais, fornecendo as coordenadas dos pontos nodais, de acordo com um referencial global arbitrário, adotado pelo usuário, identificando os pilares em relação aos nós inseridos e a conectividade das vigas (nó inicial e nó final) com a correspondente indicação do tipo (principal ou secundária). Para efeito dessa identificação, são consideradas vigas secundárias todas aquelas que não são solicitadas por cargas concentradas, recomendando-se que a identificação das vigas principais seja feita em ordem crescente de resolução, caso existam vigas que, suportando cargas concentradas, apoiem-se diretamente em outras vigas.

É importante ressaltar, ainda, que a identificação das vigas deve ser feita em termos de elementos situados entre dois pontos nodais do pavimento, independentemente da existência de pilares nesses pontos e mesmo que constituam trechos de um elemento estrutural contínuo. Essa exigência é decorrente do método de cálculo utilizado para a determinação das cargas atuantes nas vigas, sendo necessário que cada laje disponha de uma viga em cada um de seus lados e que os pontos inicial e final de cada viga pertençam aos vértices da laje.

A 2ª etapa refere-se à introdução dos dados das lajes, que inicialmente são definidas quanto ao seu tipo (retangular, trapezoidal ou triangular).

Em seguida, o usuário deverá informar quais as vigas pertencentes à laje em questão e o tipo de fechamento vertical existente sobre a viga, sendo necessário que as vigas sejam indicadas em sentido horário de percurso do perímetro das lajes.

A partir daí deverão ser escolhidas as características da laje quanto ao seu tipo, uso e piso desejados, podendo-se acrescentar também outro carregamento uniformemente distribuído em cada uma das lajes.

Todos os parâmetros são inseridos em uma tabela, onde poderão ser corrigidos ou alterados pelo usuário, conforme sua conveniência.

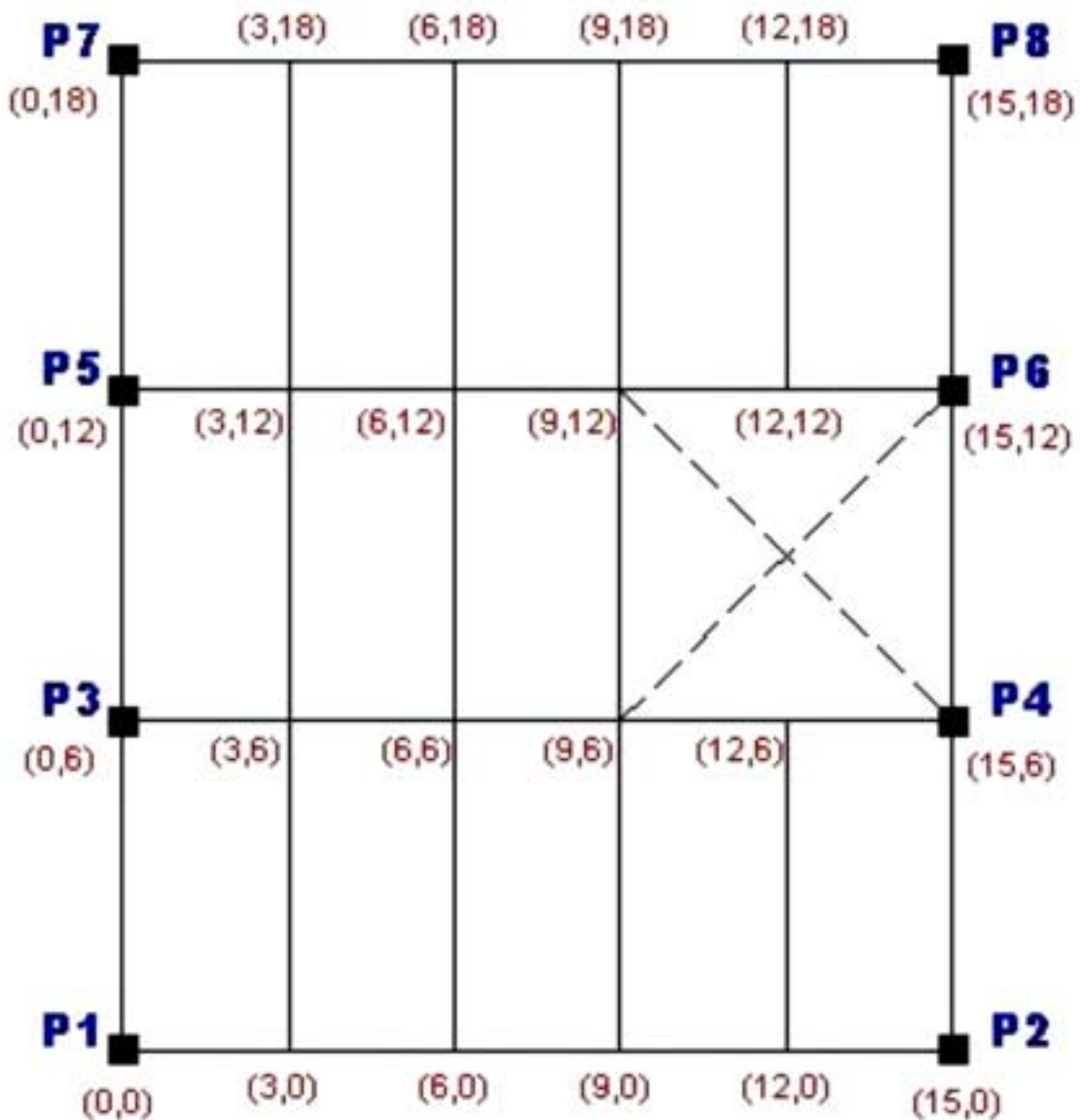
A última etapa de entrada de dados é referente à identificação das vigas principais, concebidas como uma associação linear de vários trechos, sendo obrigatório que o nó final de um trecho coincida com o nó inicial do trecho subsequente.

5.5 2 - RESULTADOS

Para cada uma das vigas é obtido o perfil adequado, em termos de menor consumo de aço, e calculadas as correspondentes eficiências e flechas máximas. Inicialmente são apresentados os perfis mais leves para cada uma das vigas, cabendo ao usuário indicar a necessidade de racionalização dos perfis utilizados através da formação de grupos de vigas. Concluída esta etapa o programa fornece o perfil mais adequado para cada grupo de vigas e calcula o peso total do pavimento, para, na seqüência, dimensionar os pilares de suporte do pavimento.

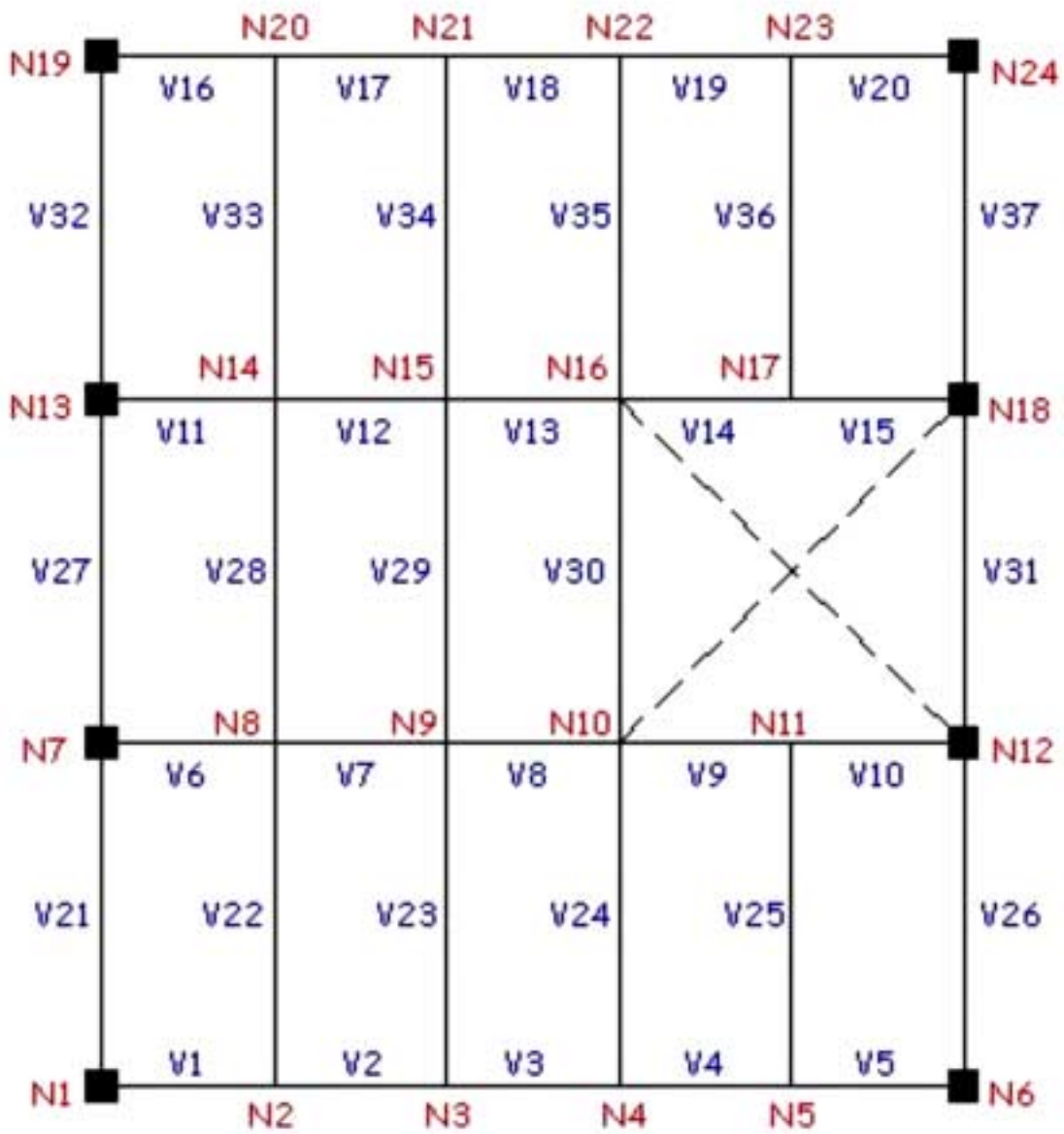
5.5 3 - EXEMPLO

As figuras 5.18, 5.19 e 5.20 apresentam, respectivamente, as informações do exemplo de um pavimento, relativamente às coordenadas nodais e localização dos pilares; identificação de nós e vigas e identificação de vigas e lajes.



Planta Baixa - Pavimento
Coordenadas nodais / Pilares

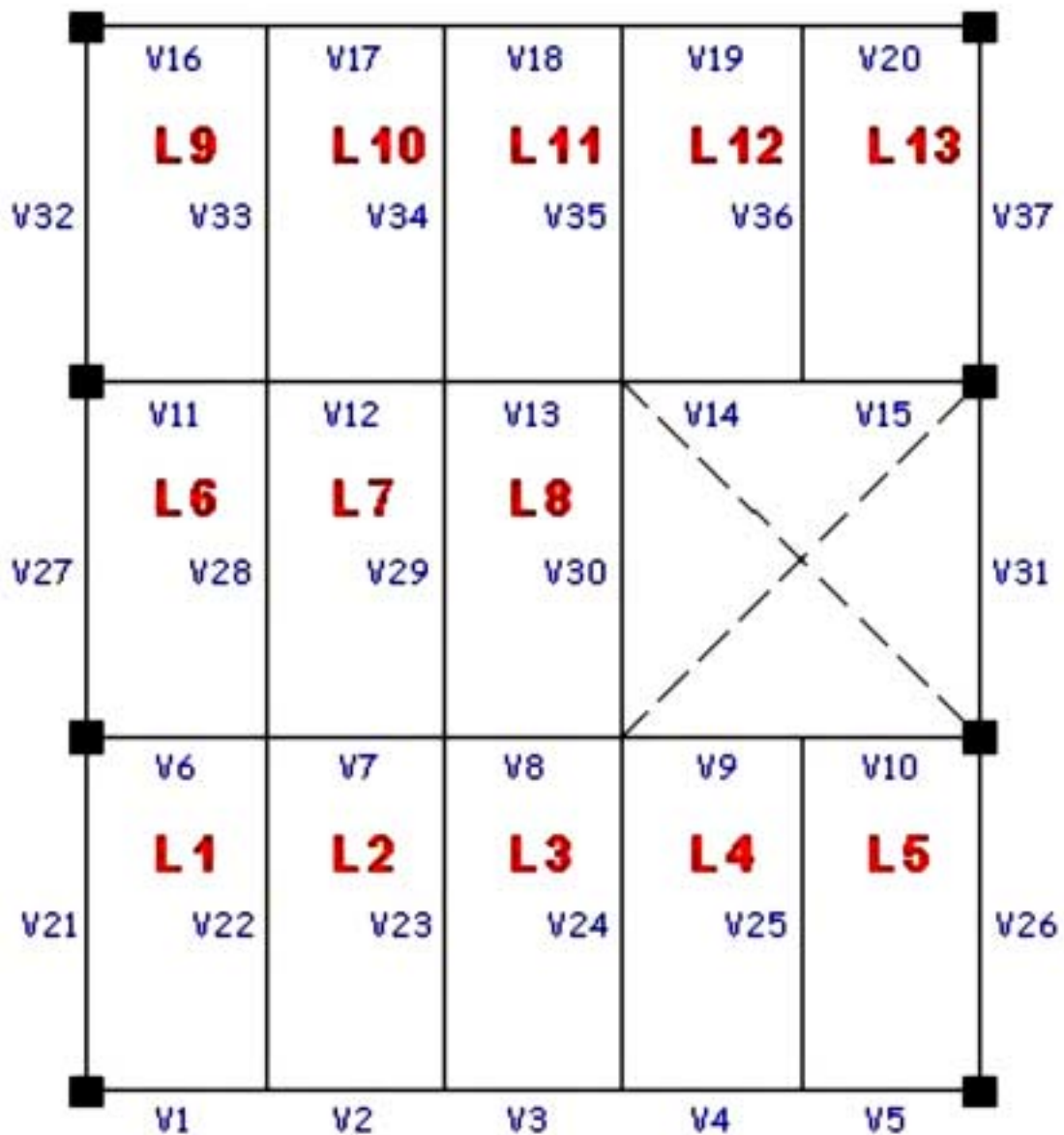
Figura 5.18: Coordenadas nodais e localização de pilares do exemplo de dimensionamento



Planta Baixa - Pavimento

Nós / Vigas

Figura 5.19: identificação dos nós e vigas do exemplo de dimensionamento



Planta Baixa - Pavimento

Vigas / Lajes

Figura 5.20: Identificação das vigas e lajes do exemplo de dimensionamento

Foram consideradas as seguintes hipóteses para o pavimento a ser analisado:

- Aço ASTM A36 para vigas e pilares;
- Perfis tipo “H” para os pilares, deixando-se livre a procura de perfis para as vigas, dentre todos os tipos relacionados no banco de dados;
- Lajes em “steel-deck”, com 80mm de espessura;

- Fechamento nas vigas do contorno do pavimento em painel GRFC, com 120mm de espessura;
- Sobrecarga correspondente a salas de escritório (2kN/m^2);
- Piso elevado, com 150 mm de espessura;
- Carregamento adicional de 1kN/m^2 , correspondente a divisórias móveis;
- Pé-direito do pavimento e do pavimento inferior igual a 3m.

Com estas informações foram executadas as fases de entrada de dados, cujas telas são apresentadas nas figuras 5.21 a 5.23, respectivamente correspondentes à introdução de dados gerais, de coordenadas nodais e identificação de vigas e pilares; à introdução de dados referentes aos tipos e carregamentos nas lajes e à composição e confirmação das vigas principais.

Dados Gerais

Número de Nós: 24 Número de Vigas: 37 Pé-direito do pavimento (m): 3
 Número de Pilares: 8 Número de Lajes: 13 Pé-direito do pav. inferior (m): 3

Coordenadas Nodais - Nó: 24

Abcissa (eixo X):
 Ordenada (eixo Y):

Nº do Nó	Abcissa	Ordenad
9	6	6
10	9	6
11	12	6
12	15	6
13	0	12
14	3	12
15	6	12
16	9	12
17	12	12
18	15	12
19	0	18
20	3	18
21	6	18
22	9	18
23	12	18
24	15	18

Localização de Pilares - Pilar: 8

Tipo de Aço:
 Tipo de Perfil:
 Número do nó:

Nº do Pilar	Nº do Nó	Tipo de Aço	Perfil
1	1	ASTM A36	Perfil_H
2	6	ASTM A36	Perfil_H
3	7	ASTM A36	Perfil_H
4	12	ASTM A36	Perfil_H
5	13	ASTM A36	Perfil_H
6	18	ASTM A36	Perfil_H
7	19	ASTM A36	Perfil_H
8	24	ASTM A36	Perfil_H

Viga 3B

Localização de Vigas: Nó Inicial: Nó Final: Tipo de Aço: ASTM A36 Tipo de Perfil: 8

Nº da Viga	Nó Inicial	Nó Final	Tipo	Tipo de Aço	Perfil
12	14	15	Principal	ASTM A36	Perfil
13	15	16	Principal	ASTM A36	Perfil
14	16	17	Principal	ASTM A36	Perfil
15	17	18	Principal	ASTM A36	Perfil
16	19	20	Principal	ASTM A36	Perfil
17	20	21	Principal	ASTM A36	Perfil
18	21	22	Principal	ASTM A36	Perfil
19	22	23	Principal	ASTM A36	Perfil
20	23	24	Principal	ASTM A36	Perfil
21	1	7	Secundária	ASTM A36	Perfil
22	2	8	Secundária	ASTM A36	Perfil
23	3	9	Secundária	ASTM A36	Perfil
24	4	10	Secundária	ASTM A36	Perfil
25	5	11	Secundária	ASTM A36	Perfil
26	6	12	Secundária	ASTM A36	Perfil

Figura 5.21: 1ª etapa da entrada de dados do pavimento

Observa-se que, como mostrado na figura 5.20, as vigas foram numeradas sequencialmente da esquerda para a direita e de baixo para cima, assim como a numeração nodal. Este procedimento, embora não obrigatório, tem por finalidade

facilitar a introdução das informações e também a fase de composição das vigas principais, cujos detalhes serão apresentados mais adiante.

É importante mencionar-se, ainda, que a ordem de fornecimento das informações relativas a coordenadas nodais, locação de pilares e conectividade de vigas é sempre feita em ordem crescente de numeração desses elementos (nós, pilares e vigas), indicados automaticamente pelo programa no alto do quadro relativo a cada um dos campos de introdução de dados.

As correções relativas a informações incorretamente introduzidas podem ser feitas através de um “duplo-clic” no campo da tabela a ser corrigido, estando o programa capacitado a efetuar uma série de verificações relativas à consistência de dados, as quais serão detalhadas no item “*Funções Auxiliares*”.

Outro detalhe importante, como pode ser observado na figura 5.21, é que as vigas V1 a V20 foram classificadas como vigas principais, uma vez que constituem trechos de vigas contínuas, solicitadas pelas reações de apoio de outras vigas. Já as vigas do contorno do pavimento, embora apoiadas diretamente sobre pilares, foram classificadas como secundárias uma vez que não recebem cargas concentradas.

Na segunda etapa de entrada de dados, mostrada parcialmente na figura 5.22, deve-se observar, principalmente, a ordem de fornecimento das vigas nas quais cada laje está apoiada. Assim, tomando-se como exemplo a laje 3, foram fornecidas, seqüencialmente, as vigas V23, V8, V24 e V3, obedecendo-se a regra do sentido horário de percurso do contorno da laje. Entretanto, o ponto de partida (viga V23 no exemplo citado) não é obrigatório, sendo possível o fornecimento das vigas na ordem V8, V24, V3 e V23; V24, V3, V23 e V8 ou, ainda, V3, V23, V8 e V24.

Outras observações importantes, na 2ª etapa de entrada de dados do pavimento são relativas a:

- não é obrigatória a seleção do “*tipo de fechamento*”, quando da identificação das vigas referentes a uma determinada laje. Nesse caso o programa admite que o carregamento correspondente é nulo;
- no exemplo, uma vez que se optou por considerar móveis as divisórias internas, adotou-se, de acordo com as recomendações normativas, o valor de 1kN/m^2 como carga uniformemente distribuída em todas as lajes, fornecida ao programa na opção “*outro tipo de carregamento*”.

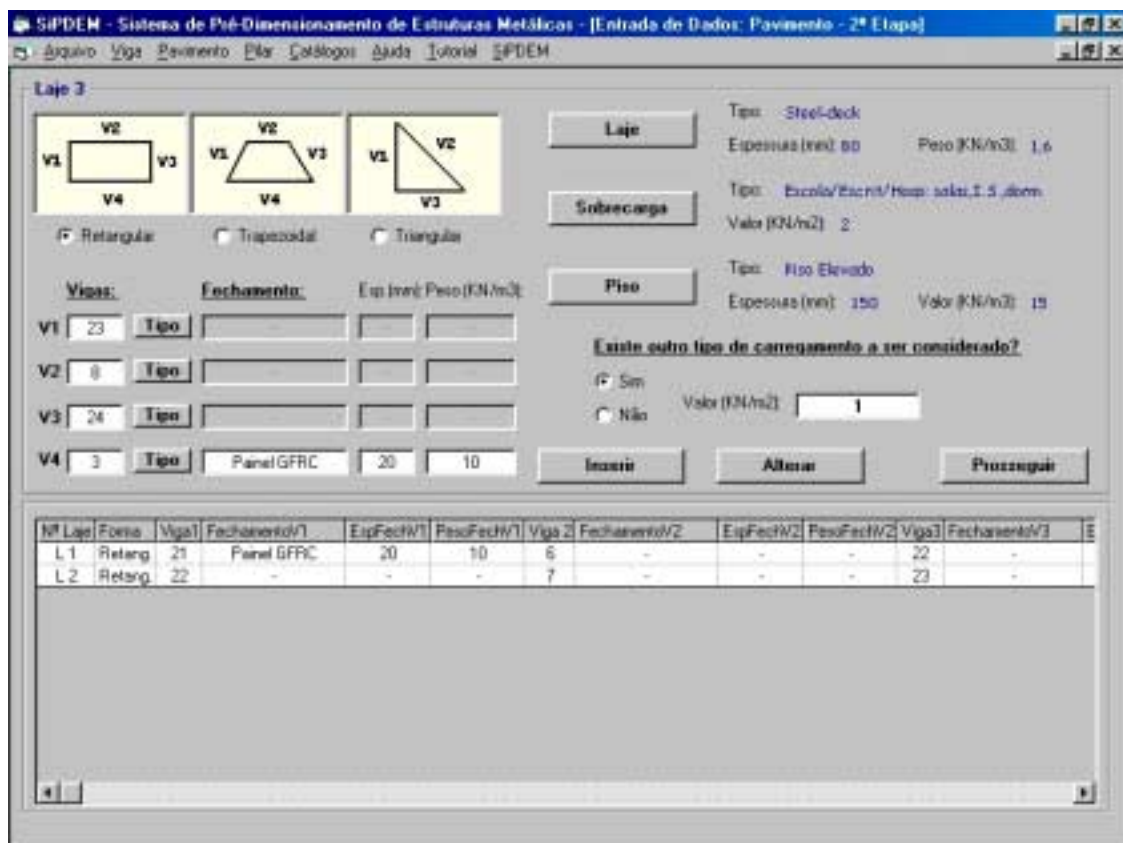


Figura 5.22: 2ª etapa da entrada de dados do pavimento

Na figura 5.23 é apresentada a tela de confirmação de dados das vigas secundárias, onde são fornecidos os valores obtidos para os carregamentos uniformemente distribuídos nessas vigas.

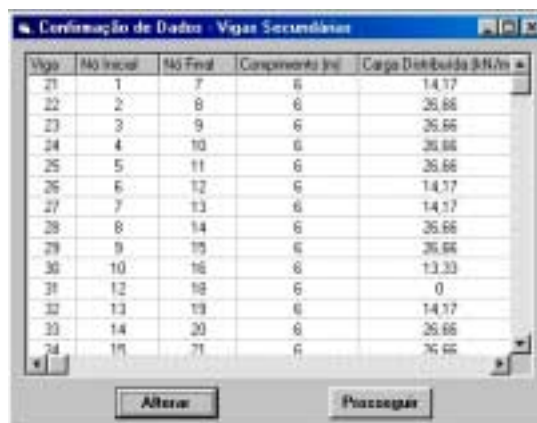


Figura 5.23: Confirmação dos dados das vigas secundárias

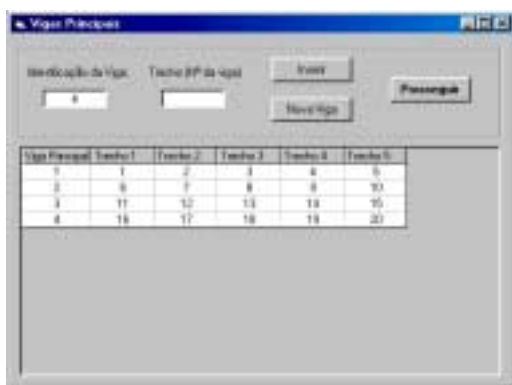
O botão “Prosseguir” da tela de confirmação de dados das vigas secundárias

habilita o programa para a verificação dos perfis mais adequados para essas vigas, disponibilizando ao usuário a tela de composição das vigas principais (figura 5.24a). Tal composição é feita indicando-se o número de identificação das vigas principais e os números das vigas que representam cada um dos seus trechos.

É muito importante observar que:

- i) Somente podem ser indicadas as vigas que, na primeira etapa de entrada de dados, tenham sido identificadas como “vigas principais”;
- ii) A seqüência de vigas, como já comentado anteriormente, deve ser tal que o nó final de um trecho coincida com o nó inicial do trecho seguinte. Assim, considerando-se que os nós inicial e final das vigas V1 a V5 foram indicados da esquerda para a direita (como mostrado na figura 5.19), somente a ordem crescente de numeração dessas vigas é aceitável para a composição da primeira viga principal;
- iii) A numeração das vigas principais é de livre escolha do usuário, sem conflito com a numeração fornecida na primeira etapa, uma vez que, a partir desse ponto, elas passam a ser referenciadas através da sigla “VP”.

A figura 5.24b mostra a tela “*Confirmação de Dados - Vigas Principais*”, na qual o programa exibe os valores dos carregamentos calculados para efeito de dimensionamento das vigas, considerando como cargas concentradas (visíveis com o auxílio da barra de rolagem horizontal) as reações de apoio das vigas secundárias.



(a) Composição das vigas principais

(b) Confirmação das vigas principais

Figura 5.24: 3ª etapa da entrada de dados do pavimento

Cumpridas todas essas etapas, o programa dimensiona as vigas principais e apresenta os resultados obtidos na tela “*Resultados Pavimento*”, mostrada na figura

5.25.

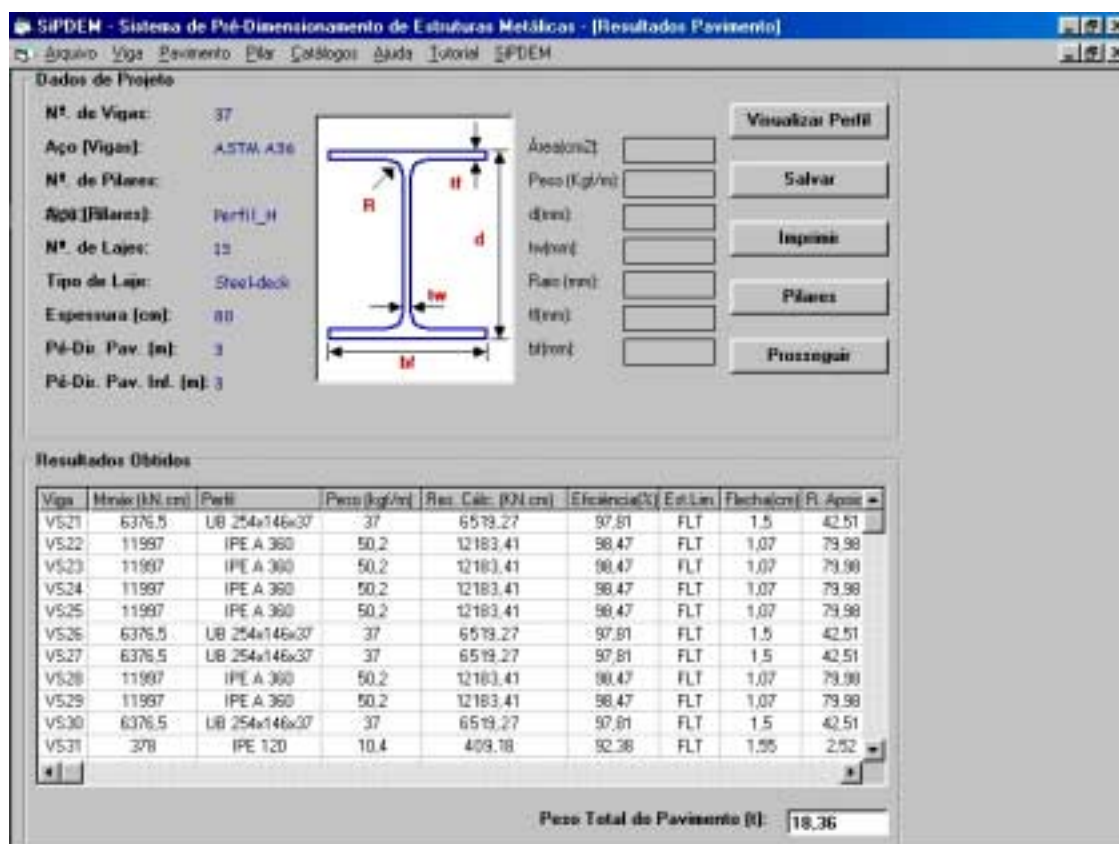


Figura 25: Resultados do Pavimento

Observa-se, que o exemplo apresentado resultou em um peso total excessivamente elevado, correspondente a 68kgf/m^2 . Tal fato deveu-se, fundamentalmente, à consideração de que o comprimento destravado das vigas principais foi considerado igual ao comprimento efetivo das mesmas, embora pudesse ser considerado que houvesse travamentos laterais a cada 3m, proporcionado pelas vigas secundárias.

Além disso, poder-se-ia questionar também a situação de apoio das vigas principais, uma vez que a boa técnica de projeto recomenda a utilização de vigas secundárias com maior vão em relação às principais. Desse modo, a utilização de apoios intermediários para as vigas principais poderia minimizar os valores das solicitações.

É ainda importante ressaltar que, a juízo do usuário, é possível realizar análises de elementos isolados do pavimento, verificando-se por exemplo uma viga cujo dimensionamento foi considerado não satisfatório em termos de consumo de aço, para

diferentes situações de vinculação (bi-engastadas ou com ligações semi-rígidas).

5.6 – FUNÇÕES AUXILIARES

Como pode ser observado na tela principal, para cada opção de trabalho, o programa permite que sejam executadas duas funções auxiliares: salvar e importar dados. Essas funções são extremamente importantes, especialmente para o cálculo de pavimento, cujo volume de informações a serem inseridas são maiores, mas também como uma forma de armazenar ou recuperar dados para novas análises a partir da modificação de determinados parâmetros.

As telas de resultados apresentam a opção “Gerar Relatório”, que possibilita a criação de arquivo a partir do qual o usuário poderá imprimir todos os dados referentes à análise estrutural realizada.

Outras funções auxiliares dignas de menção são relacionadas aos diversos testes efetuados pelo programa, que envolvem desde o impedimento à progressão das etapas em caso de informações incompletas, até a verificação de consistência quanto à superposição de pontos nodais, coincidência dos nós inicial e final de uma viga, etc.

A figura 5.26 apresenta o aviso emitido pelo programa (módulo “Pavimento”) caso o número de coordenadas nodais fornecidas seja inferior ao número de pontos nodais indicados na etapa de “Dados Gerais”.



Figura 5.26: Aviso relativo ao teste de consistência

Já a figura 5.27 ilustra a situação em que o usuário, tendo selecionado o tipo de piso, pressiona o botão “OK” da tela correspondente, sem informar a espessura do mesmo.

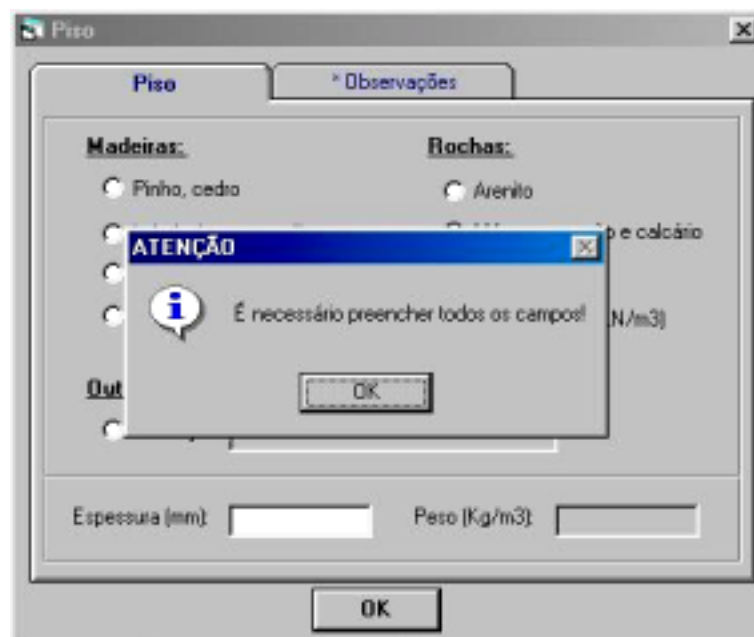


Figura 5.27: Aviso de ausência de informação

5.7 – LIMITAÇÕES

Em função do caráter de facilidade de utilização e da finalidade prevista, o programa é limitado ao dimensionamento de elementos de eixo reto e inércia constante. Também por esse motivo, as vigas e pilares são sempre tratados como elementos isolados, não sendo objetivo, do programa em questão, a análise do comportamento global da estrutura.

O banco de dados é constituído somente de perfis laminados por constituírem uma forte tendência de utilização na construção civil. Essa tendência é apontada pelo início da produção desse tipo de perfil no mercado nacional, ocorrida no ano passado e pelas vantagens que o mesmo apresenta em relação aos perfis soldados, como mencionado no capítulo anterior. Entretanto, futuras implementações podem, facilmente, incorporar módulos de inclusão de novos tipos de perfis, lajes, materiais de fechamento, etc.

Embora não constitua uma limitação, no sentido estrito da palavra, é de suma importância ressaltar que todas as considerações utilizadas para o dimensionamento dos elementos foram baseadas na versão vigente da NBR 8800 (ABNT, 1986) por ocasião da conclusão deste trabalho.

5.7 – BANCO DE DADOS

O banco de dados contém informações técnicas sobre os diferentes tipos de lajes e sistemas de fechamento vertical associados à construção industrializada. Apresenta dimensões e espessuras mais usuais desses sistemas bem como tabelas de carregamentos necessários aos cálculos de cargas permanentes permitindo, inclusive, a inserção dos dados de tecnologias emergentes. Dessa forma, o usuário poderá obter informações atualizadas consultando sites especializados para maiores detalhes. Não obstante o acesso a características técnicas, o banco de dados dispõe de informações sobre a fabricação do aço e seu processo de laminação, tipos de perfis existentes, sistemas de proteção e exemplos de obras, entre outros.

5.7.1 – PERFIS LAMINADOS

Esta seção do programa contém informações sobre a fabricação de perfis laminados, apresentando os tipos de laminação, a conformação mecânica de perfis e chapas planas, os tipos de laminadores existentes e tabelas de perfis laminados (Figura 5.28). Para utilização nos cálculos, o banco de dados dispõe de um arquivo de mais de 400 perfis laminados, com suas respectivas características geométricas, produzidos pela empresa **Belgo-Arcelor**.



Figura 5.28: Perfis Laminados

5.7.2 – SOBRE O AÇO

Esse tópico aborda a definição do aço e da liga metálica, bem como suas características e peculiaridades. Apresenta uma classificação dos tipos de aços existentes e os tipos mais usuais de ligações metálicas. Aborda aspectos de transporte e montagem das estruturas metálicas incluindo também informações sobre seus processos corrosivos, sistemas de proteção e informações sobre o aço em situação de incêndio (Figura 5.29).



Figura 5.29: Sobre o aço

5.7.3. - SISTEMAS DE FECHAMENTO HORIZONTAL

Existem diversos tipos de lajes ou sistemas de fechamento horizontal. Para o presente trabalho foram selecionados os tipos mais usuais associadas à construção metálica (Figura 5.30). Esse conjunto de diferentes tecnologias é dividido em dois grupos distintos:

- Os painéis pré-fabricados: subdivididos em painéis alveolares protendidos, painéis de argamassa armada, painéis de poliestireno expandido (EPS), painéis de concreto armado, painéis de concreto celular autoclavado (CCA) e painéis de madeira com fibrocimento;
- As lajes moldadas in loco: constituindo as lajes cogumelo, de concreto armado, nervuradas e mistas.



Figura 5.30: Tipos de lajes

5.7.4. - SISTEMAS DE FECHAMENTO VERTICAL

Da mesma forma que os sistemas horizontais, foram selecionados alguns tipos de sistemas de fechamento vertical (Figura 5.31), associados à construção metálica, que também são divididos em dois grupos:

- Os painéis pré-fabricados: subdivididos em painéis de concreto armado, painéis de concreto celular autoclavado (CCA), painéis de concreto reforçados com fibra de vidro (GFRC), painéis de madeira, painéis metálicos e fechamentos de fachada em vidro laminado, comumente chamados de “pele de vidro”.
- Os blocos: representados pelos blocos cerâmicos maciços e furados (tijolos), tijolos de vidro, blocos de concreto e blocos de concreto celular autoclavado (CCA).



Figura 5.31: Tipos de blocos e painéis

CAPÍTULO VI – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Numa economia competitiva como a atual, a redução de custos de produção dos empreendimentos é um fator decisivo para a sobrevivência das empresas. Muitas construtoras vêm encontrando sérias dificuldades para racionalizar o seu processo de produção.

O atual processo de projeto pouco contribui para o avanço tecnológico nos canteiros de obras sendo, comumente, denominados “conceituais” por conter apenas a definição do produto e as dimensões necessárias, sem revelar como a produção deve ocorrer. Além da ausência de informações necessárias ao desenvolvimento das atividades em obra, os projetos de arquitetura, geotécnico, estrutural e de instalações que constituem a configuração básica de uma edificação são, muitas vezes, desenvolvidos de forma seqüencial por projetistas diferentes, com um grau mínimo ou inexistente de interação entre eles. Isto gera uma série de incompatibilidades que, muitas vezes, somente são detectadas em estágios avançados da obra.

Para que um projeto possa viabilizar a absorção de novas tecnologias deve, portanto, servir como importante instrumento de informação para a produção, incorporando as características conceituais das mesmas, ou seja:

“O projeto deve ser parte integrante do processo de produção e não um processo isolado; deve ser uma atividade multidisciplinar, procurando atender às necessidades de todos os envolvidos, sendo um elemento de ligação entre os agentes do processo de produção; deve incorporar toda a tecnologia construtiva a ser empregada no canteiro de obras, adotando informações sobre seus métodos construtivos” (Barros & Sabbatini, 1996).

Pelas questões abordadas nesse trabalho e pela própria experiência em edificações consolidadas, o setor da construção civil brasileiro mostra que não se encontra

suficientemente amadurecido para a implantação de novas tecnologias, principalmente devido a certos fatores como, entre outros, a falta de diretrizes normativas, a inadequada organização das empresas construtoras e até uma certa imaturidade quanto à aplicação do conhecimento disponível por parte do profissional habilitado. A inegável necessidade de buscar a constante melhoria da eficiência e da produtividade leva à criação de soluções alternativas para a racionalização dos processos construtivos. A implementação de diretrizes de racionalização construtiva nas fases de concepção e execução, resulta em um incremento do nível de industrialização e qualidade do processo e do produto final.

A coordenação de projetos faz-se necessária para compatibilizar e padronizar informações; definir parâmetros e indicadores de controle; analisar as interfaces dos vários sub-sistemas a fim de serem eliminados certos impasses, utilizando critérios técnicos e científicos para compreender, de forma sistêmica, todo o processo de produção de uma edificação em estrutura metálica.

Com este enfoque, este trabalho teve como objetivo apresentar uma ferramenta destinada a facilitar aos arquitetos a compreensão dos fenômenos estruturais, bem como informar e orientar os citados profissionais para a especificação de elementos estruturais que melhor atendam às condições de projeto no âmbito das construções metálicas.

O enfoque adotado teve como premissa básica à facilidade de manuseio e a possibilidade de aprimoramento dos conceitos fundamentais envolvidos na área de projeto de edificações estruturadas em aço, complementada pelas informações contidas no texto, com ênfase para o processo construtivo e para questões ligadas à racionalização, industrialização e modulação das estruturas metálicas.

Neste contexto, os testes realizados com a ferramenta computacional desenvolvida mostraram-se plenamente satisfatórios no quesito de exatidão dos resultados, embora somente sua utilização, na prática de projeto, ou mesmo como elemento complementar para os estudantes de Arquitetura, possa comprovar o atendimento às expectativas e necessidades desses profissionais.

As sugestões para o desenvolvimento de novos trabalhos no âmbito do enfoque desta dissertação de mestrado, podem ser agrupadas em duas classes:

A primeira é referente à formação profissional, sendo altamente recomendável a publicação de textos técnicos e didáticos, destinados a profissionais e estudantes de Arquitetura, visando a complementação e o aprofundamento de aspectos relacionados ao comportamento estrutural na área de construções metálicas, bem como objetivando a assimilação de conceitos e práticas facilitadoras do estabelecimento de equipes de projeto verdadeiramente multidisciplinares.

Na outra classe, recomenda-se a continuidade da implementação computacional aqui iniciada, com a anexação de módulos que proporcionem maior interação usuário – software, entre elas o desenvolvimento de interface gráfica para entrada de dados, bem como refinamentos de pré-dimensionamento, como, entre outros, a análise de elementos mistos aço-concreto; solicitações compostas em pilares e a possibilidade de análise de estruturas compostas por vários pavimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AÇOMINAS. Grupo Siderbrás. *Princípios de projeto de estruturas de aço para estudantes de arquitetura*. Belo Horizonte, 1989.

AÇOMINAS. *Princípios de Projeto em Estruturas de Aço*. Coletânea Técnica do Uso do Aço – Volume VI, p. 158 – Belo Horizonte, 1989.

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

ANDRADE, Antônio Luiz M. *A cidade e a estética do progresso*. www.eale.hpg.ig.com.br. Consultado dia 23/07/2003 – 22:00h

ANDRADE, Paulo A. *Fatos curiosos na história das estruturas metálicas*. **Construção Metálica**. São Paulo, ano 8, n.º 34, p. 8,. Jul/Set 1998.

ANDRADE, Péricles Barreto. *Curso básico de estruturas de aço*. Instituto de Engenharia Aplicada Editora, Belo Horizonte, 1994.

ARAÚJO, Ernani Carlos de. *Elementos de aço I*. Apostila do curso de mestrado em construção metálica. Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas. Ouro Preto, 1997.

ARAUJO, Ernani Carlos de. *Elementos de aço II*. Apostila do curso de mestrado em construção metálica. Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas. Ouro Preto, 1997.

ARAUJO, Ernani Carlos de. *Edifícios de andares múltiplos*. Apostila do curso de mestrado em construção metálica. Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas. Ouro Preto, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: *Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro, dez/1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: *Cargas para cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, nov/1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13531**: *Elaboração de projetos de edificações: atividades técnicas*. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: *Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, jun/1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: *Projeto e execução de estruturas de aço em edifícios (método dos estados limites)*. Rio de Janeiro, abr/1986.

BARROS, Mercia Maria B., SABBATINI, Fernando H. Diretrizes para o processo de projeto para a implantação de tecnologias construtivas racionalizadas na produção de edifícios.

BAUERMAN, Maristela. *Uma investigação sobre o processo de projeto de edifícios de andares múltiplos em aço*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. Minas Gerais, set/2002.

BEDÊ, Raymundo César F. *Sistemas estruturais*. Escola de arquitetura. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 1984.

BORISSAVLIEVITCH, Milontine. *Les théories de l'architecture*. Paris, Payot, 1951.

BOZAL, Valeriano, et al. *Escultura I*. História geral da arte. Ediciones del Prado Espanha, junho/1995.

CAPOBIANCO, M. A. *Etapas de projeto para edificações*. Fundação Valeparaibana de Ensino – São José dos Campos, SP 1972.

CARVALHO, Kelly. *Reação em cadeia*. **Téchne**. São Paulo, n. 68, p. 30-34, novembro. 2002.

DIAS, Luiz Andrade de Mattos. *Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem*. Editora Ziguarte, 4ª edição, São Paulo, 2002.

DIAS, Luiz Andrade de Mattos. A arquitetura se rende ao aço. **Finestra/Brasil**. São Paulo, ano 7, n.º 29, p. 60-63,. Abr/Jun 2002.

DISCHINGER, Franz. *Cascas e cúpulas nervuradas*. Berlin,1928.

DOCZI, György. *O poder dos limites: harmonias e proporções na natureza, arte e arquitetura*. Editora Mercuryo, São Paulo, 1990.

ENGEL, Enio Heinrich. *Sistemas de estruturas*. Editor al Blume. Barcelona, 1970.

ESPER, Mário, W. *PBQP-H: a qualidade como meta*. **Pini**. São Paulo, p. 14, novembro 2002

FISCHER, N. *Softwares auxiliam o cálculo estrutural*. **Téchne**. São Paulo, n. 73, p. 34-38, abril. 2003.

FRANCO Luiz Sérgio, AGOPYAN, Vahan. *Implementação da racionalização construtiva na fase de projeto*. Boletim Técnico/ PPC, 1994.

GOITIA, Fernando C., et al. *Arquitetura I*. História geral da arte. Ediciones del Prado Espanha, setembro/1995.

GOITIA, Fernando C., et al. *Arquitetura II*. História geral da arte. Ediciones del Prado Espanha, outubro/1995.

GUIMARÃES, L. N. Procedimentos para o anteprojeto de uma edificação bioclimática no CTA – São José dos Campos. Universidade do Vale do Paraíba, SP 1992.

HUALLEM, Alfredo. *Perfis estruturais laminados: solução nacional para o mercado da construção metálica*. Revista Construção Metálica p. 24-32 – nov/dez 2001.

JÚNIOR. Antoine Aziz Raad. *Diretrizes para fabricação e montagem das estruturas metálicas*. Dissertação de mestrado. UFOP, 1999.

KOSKELA, L. *Lean construction*. In: Encontro Nacional De Tecnologia Do Ambiente Construído, 7., 1998, Florianópolis. **Anais...** [S.l]: ANTAC, 1998. v. 1, p. 3-9.

KOSKELA, L. *An exploration towards a production theory and its application to construction*. 296 p. PhD Dissertation - VTT Building Technology, Espo, VTT Publications, n. 408, Finlândia, 2000.

KOSKELA, L.; BALLARD, G.; TANHUANPÄÄ, V. *Towards lean design management*. In: Annual Conference Of The International Group For Lean Construction, 5., Griffith University, Gold Coast, Australia, 1997.

KUMAR, Sunil. *Live loads in office buildings: point-in-time load intensity*. Department of Civil Engineering, Harcourt Butler Technological Institute, Nawabganj, Kanpur – India. August/2000.

KWAK, Hyo G., SONG, J. Y. *Live load design moments for parking garage slabs considering support deflection effect*. Department of Civil Engineering, Korea Advanced Institute of Science and Technology. Korea, june/2001.

KRÜGER, Paulo Gustavo Von. *Análise de painéis de vedação nas edificações em estrutura metálica*. Dissertação de mestrado. UFOP, 2000.

LEMOS, Carlos A. C. *O que é arquitetura*. Coleção primeiros passos. São Paulo, 1980.

LOMMEL, Andreas. *A arte pré-histórica e primitiva*. O mundo da arte, 7ª ed. Rio de Janeiro, 1979.

MACIEL, Elton F., ROCHA, Ricardo A. *A utilização dos perfis metálicos na construção civil*. MBA Empresarial – Consórcio 2 / 2002. Fundação Dom Cabral, Belo Horizonte, 2003.

MELHADO, S.B. *Qualidade do projeto na construção de edifícios: aplicação ao caso das empresas de incorporação e construção*. São Paulo, 1994. Tese(Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

MELHADO, Silvio. B., Violani, Marco Antônio. F. *A qualidade na construção civil e o Projeto de edifícios*. Boletim técnico, Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1992.

MELHADO, Silvio. B. *A qualidade na construção de edifícios e o tratamento das interfaces entre os sistemas de gestão dos diversos agentes*. In: Encontro Nacional De Tecnologia Do Ambiente Construído, 8., Salvador, 2000. **Anais...** [S.l]: ANTAC, 2000. 1 CD-Rom.

METFORM. **Catálogo de produtos**. [S.l.: s.n.], [1999].

MIC - MINISTÉRIO DA INDÚSTRIA E DO COMÉRCIO, Secretaria de Tecnologia Industrial. Manual brasileiro para cálculo de estruturas metálicas. Volume II, 1ª edição. Brasília/DF, 1986.

MILES, J.C., et all. *The conceptual desing of commercial buildings using a generic algorithm*. Division of Engineering, Cardiff University. UK, april/2001.

MOREIRA, Paula E. R. *Parâmetros para a execução de um projeto*. Apostila ministrada na disciplina de Desenho Arquitetônico do curso de Engenharia Civil. UFOP. Ouro Preto, agosto/2001.

MUSETTI, Paulo Villares. *Uso do aço na construção pode crescer*. Reportagem Gazeta Mercantil - 09/03/2000.

NEUFERT, Ernst. *Arte de projetar em arquitetura: princípios, normas e prescrições sobre construção, instalações, distribuição e programa de necessidades, dimensões de edifícios, locais e utensílios*. Tradução da 21 ed. Alemã.. Editorial Gustavo Gili S. 12ª edição. Brasil, São Paulo, 1997

NEUFERT, Ernst. *Industrializacion de las construcciones*. Manual de la construccion racional com medidas normalizadas. Barcelona, 1989.

NISSEN, Henrik. *Construcción industrializada y diseño modular*. Versão espanhola – El seminario de prefabricación, Madrid 1976.

OLIVEIRA, L.A; MELHADO, S.B; SABBATINI, F.H. *O papel estratégico do projeto para a qualidade dos painéis pré-fabricados de fachada*. São Paulo, EPUSP, 1998.

PAIVA, Lionardo Fonseca..*Visual basic 5 passo a passo*. Apostila 1ª edição, 1996.

PEREIRA, José A. Calibração de perfilados. Associação Brasileira de Metalurgia (ABM). Vitória/ES, 1999.

PLANK, Roger et al. *Architecture and construction in steel*. Inglaterra, 1993.

PORTILHO, Antônio. *Certificação da qualidade: uma conquista*. **Construção Metálica**. (ABCEM). Ano 12, n. 55, p.4,5. São Paulo, julho/agosto, 2002.

PREMO. **Catálogo de produtos**. [S.l.: s.n.], [1999].

QUEIROZ, Gilson, et al. *Elementos das estruturas de aço*. 2ª Edição. Belo Horizonte, junho/1988.

QUEIROZ, Gilson, et al. *Elementos das estruturas mistas aço-concreto*. Editora O Lutador. Belo Horizonte, novembro/2001.

RABELLO, Yopanan, C. P. *A concepção estrutural e a arquitetura*. Editora Zigurate, São Paulo, 2000.

RAMOS, Ageu. *Incorporação imobiliária – roteiro para avaliação de projetos*. Lettera editora. Brasília, junho/2002.

SÁ, José Ricardo C. C. *Edros*. Projeto Editores Associados Ltda. São José dos Campos/SP, 1982.

SABBATINI, F.H. *Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos: formulação e aplicação de uma metodologia*. São Paulo, 1989. Tese (Doutorado), EPUSP.

SALES, Urânia Costa. *Mapeamento dos problemas gerados na associação entre sistemas de vedação e estrutura metálica e caracterização acústica e vibratória de painéis de vedação*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, abril 2001.

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

SIDERBRÁS. *Edifícios de pequeno porte estruturados em aço*. Bibliografia técnica para o desenvolvimento da construção metálica, volume IV, Belo Horizonte, 1990.

SIDERBRÁS. *Galpões para usos gerais*. Bibliografia técnica para o desenvolvimento da construção metálica, volume I, Brasília, 1987.

SIDERBRÁS. *Ligações em estruturas metálicas*. Bibliografia técnica para o desenvolvimento da construção metálica, volume II, Brasília, 1988.

SILVA, Geraldo Gomes. *Arquitetura de ferro no Brasil*. Companhia Siderúrgica Paulista (COSIPA). São Paulo, 1986.

SILVA, Maria Angélica C. *A industrialização é o caminho*. **Finestra/Brasil**. São Paulo, ano 7, n.º 26, p. 61-63, Jul/Set 2001.

SILVA, Maristela, SILVA, Vanessa. Curso painéis pré-fabricados para vedações de estruturas metálicas. II Congresso Internacional da Construção Metálica. São Paulo, 2002.

SOUZA, Ana Lúcia. R., BARROS, Mercia Maria .B., MELHADO, Silvio. B. *Projeto e inovação tecnológica na construção de edifícios: implantação no processo tradicional e em processos inovadores*. Boletim Técnico – PCC, São Paulo, 1995.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (SCI). *Modular construction using light steel framing: an architect's guide*. UK, 1999.

THIERSH, A Die Proportionen in Achitektur. Darmstadt, Alemanha 1888.
<http://www.etsav.upc.es/personals/tih03/p03sem09.html> Consultado dia 27/06/2003
21:30h

VILELA, Saul. *Arquitetura: in versus*. AP Cultural. Belo Horizonte, 1999.

WEST, H. H. *Fundamentals of Structural Analysis*, John Wiley & Sons, Inc., New
York, USA, 1993.

ANEXOS

ANEXO 1

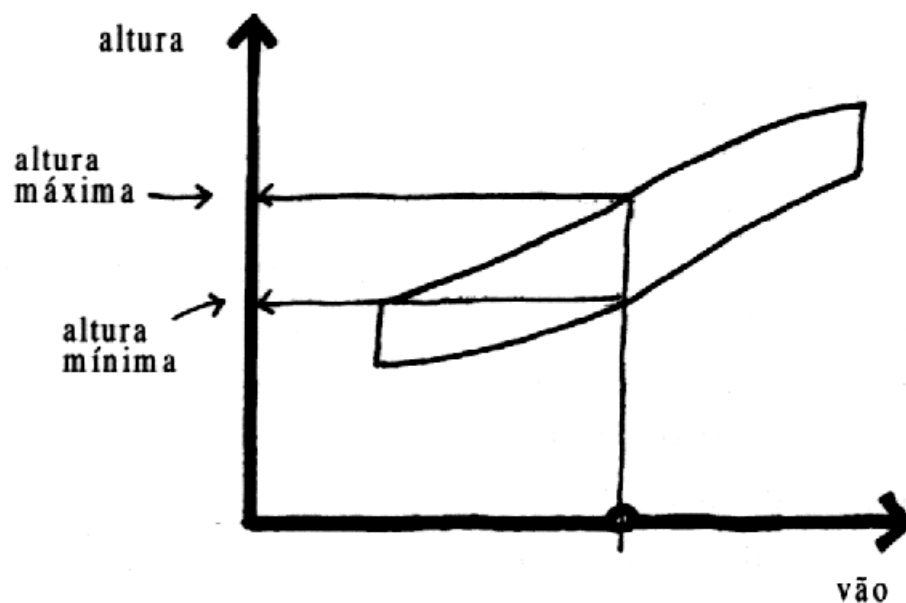
Divisores inteiros dos números 1 ao 250.

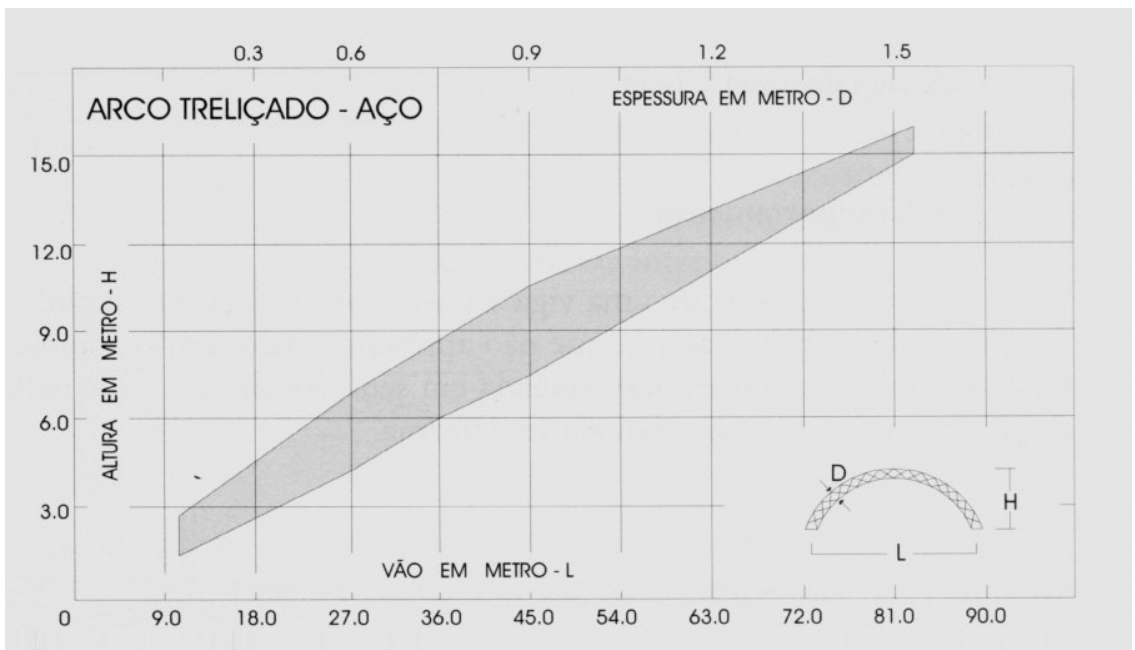
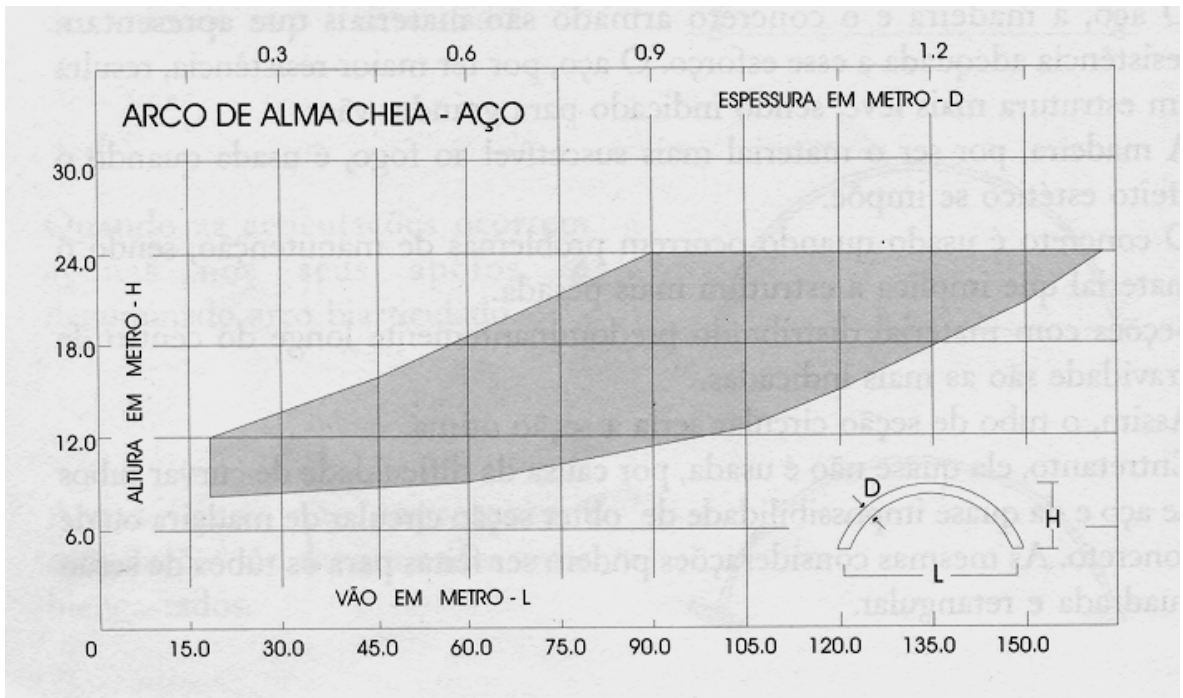
Nº	DIVISÍVEL POR:	Nº	DIVISÍVEL POR:	Nº	DIVISÍVEL POR:
1	-	85	5, 17	169	13
2	-	86	2, 43	170	2, 5, 10, 17, 34, 85
3	-	87	3, 29	171	3, 9, 19, 57
4	2	88	2, 4, 8, 11, 22, 44	172	2, 4, 43, 86
5	-	89	-	173	-
6	2, 3	90	2, 3, 5, 6, 9, 10, 15, 18, 30, 45	174	2, 3, 6, 29, 58, 87
7	-	91	7, 13	175	5, 7, 25, 35
8	2, 4	92	2, 4, 23, 46	176	2, 4, 8, 11, 16, 22, 44, 88
9	3	93	3, 31	177	3, 59
10	2, 5	94	2, 47	178	2, 89
11	-	95	5, 19	179	-
12	2, 3, 4, 6	96	2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32, 48	180	2, 3, 4, 5, 6, 9, 10, 12, 15, 18, 20, 30, 36, 45, 60, 90
13	-	97	-	181	-
14	2, 7	98	2, 7, 14, 49	182	2, 7, 26, 91
15	3, 5	99	3, 9, 11, 33	183	3, 61
16	2, 4, 8	100	2, 4, 5, 10, 20, 25, 50	184	2, 4, 8, 23, 46, 92
17	-	101	-	185	5, 37
18	2, 3, 6, 9	102	2, 3, 6, 17, 34, 51	186	2, 3, 6, 31, 62, 93
19	-	103	-	187	11, 17
20	2, 4, 5, 10	104	2, 4, 8, 13, 26, 52	188	2, 4, 47, 94
21	3, 7	105	3, 5, 7, 15, 21, 35	189	3, 7, 9, 21, 27, 63
22	2, 11	106	2, 53	190	2, 5, 10, 19, 38, 95
23	-	107	-	191	-
24	2, 3, 4, 6, 8, 12	108	2, 3, 4, 6, 9, 12, 18, 27, 36, 54	192	2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32, 48, 64, 96
25	5	109	-	193	-
26	2, 13	110	2, 5, 10, 11, 22, 55	194	2, 97
27	3, 9	111	3, 37	195	3, 5, 13, 15, 39, 65
28	2, 4, 7, 14	112	2, 4, 7, 8, 14, 16, 28, 56	196	2, 4, 7, 14, 28, 49, 98
29	-	113	-	197	-
30	2, 3, 5, 6, 10, 15	114	2, 3, 6, 19, 38, 57	198	2, 3, 6, 9, 11, 18, 22, 33, 66, 99
31	-	115	5, 23	199	-
32	2, 4, 8, 16	116	2, 4, 29, 58	200	2, 4, 5, 8, 10, 20, 25, 40, 50, 100
33	3, 11	117	3, 9, 13, 39	201	3, 67
34	2, 17	118	2, 59	202	2, 101
35	5, 7	119	7, 17	203	7, 29
36	2, 3, 4, 6, 9, 12, 18	120	2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15, 20, 24, 30, 40, 60	204	2, 3, 4, 6, 12, 17, 34, 51, 68, 102
37	-	121	11	205	5, 41
38	2, 19	122	2, 61	206	2, 103
39	3, 13	123	3, 41	207	3, 9, 23, 69
40	2, 4, 5, 8, 10, 20	124	2, 4, 31, 62	208	2, 4, 8, 13, 16, 26, 52, 104
41	-	125	5, 25	209	-
42	2, 3, 6, 7, 14, 21	126	2, 3, 6, 7, 9, 14, 18, 21, 42, 63	210	2, 3, 5, 6, 7, 10, 14, 15, 21, 30, 35, 42, 70, 105
43	-	127	-	211	-
44	2, 4, 11, 22	128	2, 4, 8, 16, 32, 64	212	2, 4, 53, 106
45	3, 5, 9, 15	129	3, 43	213	3, 71
46	2, 23	130	2, 5, 10, 13, 26, 65	214	2, 107

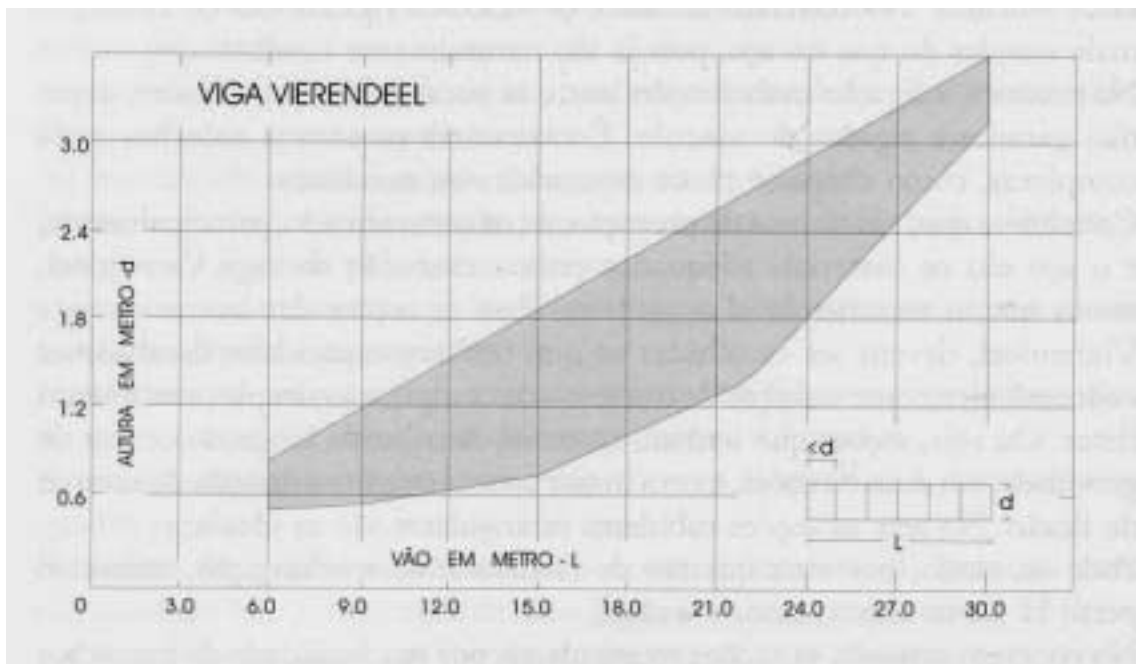
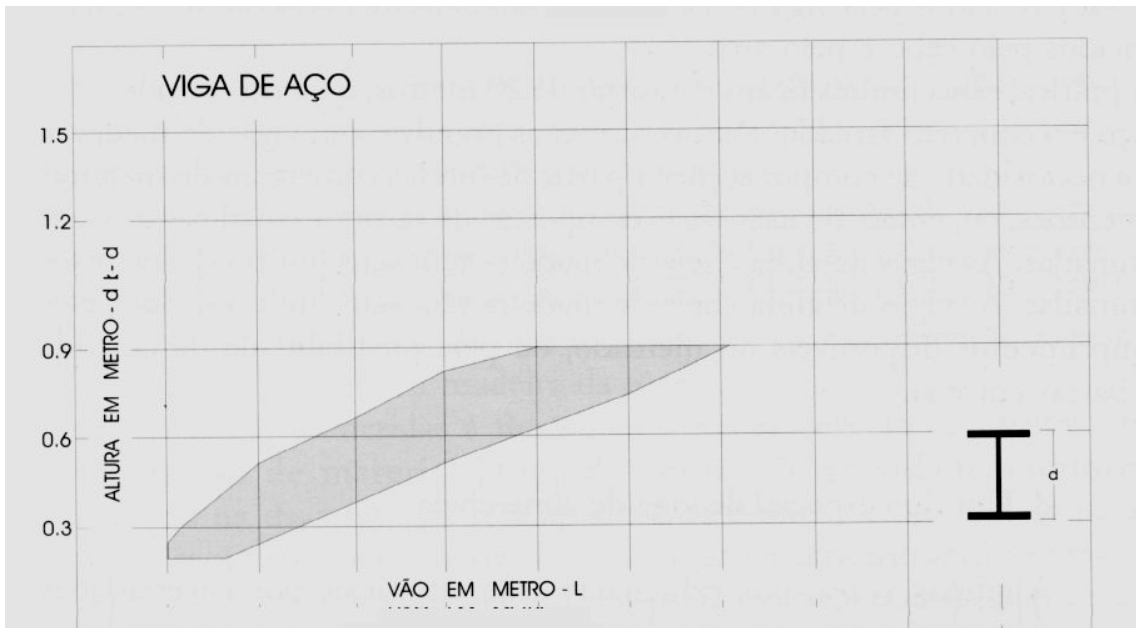
47	-	131	-	215	5, 43
48	2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24	132	2, 3, 4, 6, 11, 12, 22, 33, 44, 66	216	2, 3, 4, 6, 8, 9, 12, 18, 24, 27, 36, 54, 72, 108
49	7	133	7, 19	217	7, 31
50	2, 5, 10, 25	134	2, 67	218	2, 109
51	3, 17	135	3, 5, 9, 15, 27, 45	219	3, 73
52	2, 4, 13, 26	136	2, 4, 8, 17, 34, 68	220	2, 4, 5, 10, 22, 44, 55, 110
53	-	137	-	221	13, 17
54	2, 3, 6, 9, 18, 27	138	2, 3, 6, 23, 46, 69	222	2, 3, 6, 37, 74, 111
55	5, 11	139	-	223	-
56	2, 4, 7, 8, 14, 28	140	2, 4, 5, 7, 10, 14, 20, 28, 35, 70	224	2, 4, 7, 8, 14, 16, 28, 32, 56, 112
57	3, 19	141	3, 47	225	3, 5, 9, 15, 25, 45, 75
58	2, 29	142	2, 71	226	2, 113
59	-	143	14, 13	227	-
60	2, 3, 4, 5, 6, 10, 12, 15, 20, 30	144	2, 3, 4, 6, 8, 9, 12, 16, 18, 24, 36, 48, 72	228	2, 3, 4, 6, 12, 19, 38, 57, 76, 114
61	-	145	5, 29	229	-
62	2, 31	146	2, 73	230	2, 5, 10, 23, 46, 115
63	3, 7, 9, 21	147	3, 7, 21, 49	231	3, 7, 11, 21, 33, 77
64	2, 4, 8, 16, 32	148	2, 4, 37, 74	232	2, 4, 8, 29, 58, 116
65	5, 13	149	-	233	-
66	2, 3, 6, 11, 22, 33	150	2, 3, 5, 6, 10, 15, 25, 30, 50, 75	234	2, 3, 6, 9, 13, 18, 26, 39, 78, 117
67	-	151	-	235	5, 47
68	2, 4, 17, 34	152	2, 4, 8, 19, 38, 76	236	2, 4, 59, 118
69	3, 23	153	3, 9, 17, 51	237	3, 79
70	2, 5, 7, 10, 14, 35	154	2, 7, 11, 14, 22, 77	238	2, 7, 14, 17, 34, 119
71	-	155	5, 31	239	-
72	2, 3, 4, 6, 8, 9, 12, 18, 24, 36	156	2, 3, 4, 6, 12, 13, 26, 39, 52, 78	240	2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 15, 16, 20, 24, 30, 40, 48, 60, 80, 120
73	-	157	-	241	-
74	2, 37	158	2, 79	242	2, 11, 22, 121
75	3, 5, 15, 25	159	3, 53	243	3, 9, 27, 81
76	2, 4, 19, 38	160	2, 4, 5, 8, 10, 16, 20, 32, 40, 80	244	2, 4, 61, 122
77	7, 11	161	7, 23	245	5, 7, 35, 49
78	2, 3, 6, 13, 26, 39	162	2, 3, 6, 9, 18, 27, 54, 81	246	2, 3, 6, 41, 82, 123
79	-	163	-	247	13, 19
80	2, 4, 5, 8, 10, 16, 20, 40	164	2, 4, 41, 82	248	2, 4, 8, 31, 62, 124
81	3, 9, 27	165	3, 5, 11, 15, 33, 55	249	3, 83
82	2, 41	166	2, 83	250	2, 5, 10, 25, 50, 125
83	-	167	-		
84	2, 3, 4, 6, 7, 12, 14, 21, 28, 42	168	2, 3, 4, 6, 7, 8, 12, 14, 21, 24, 28, 42, 56, 84		

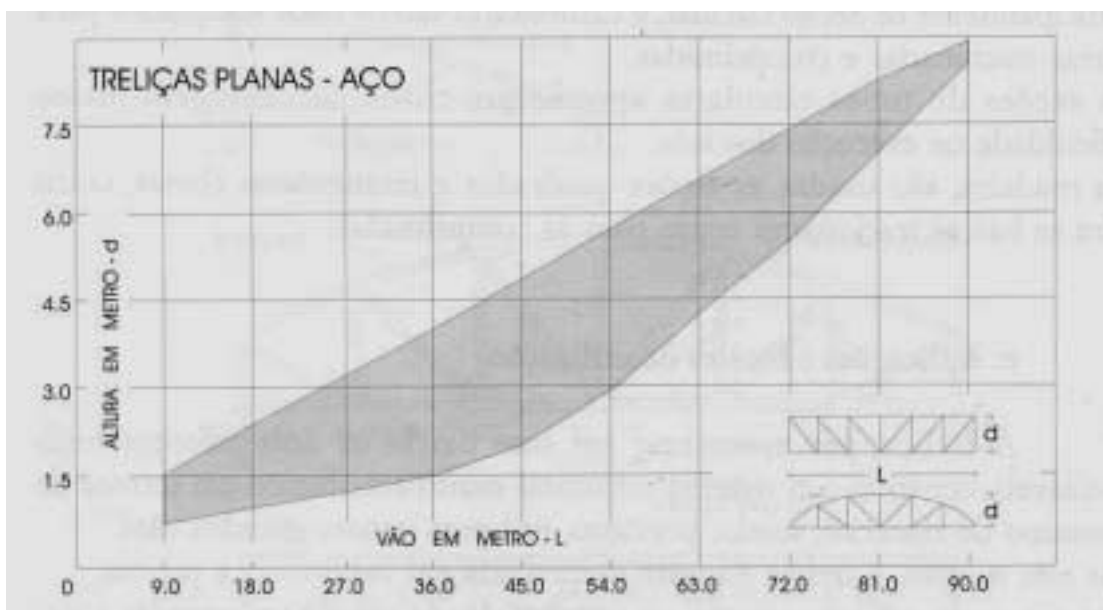
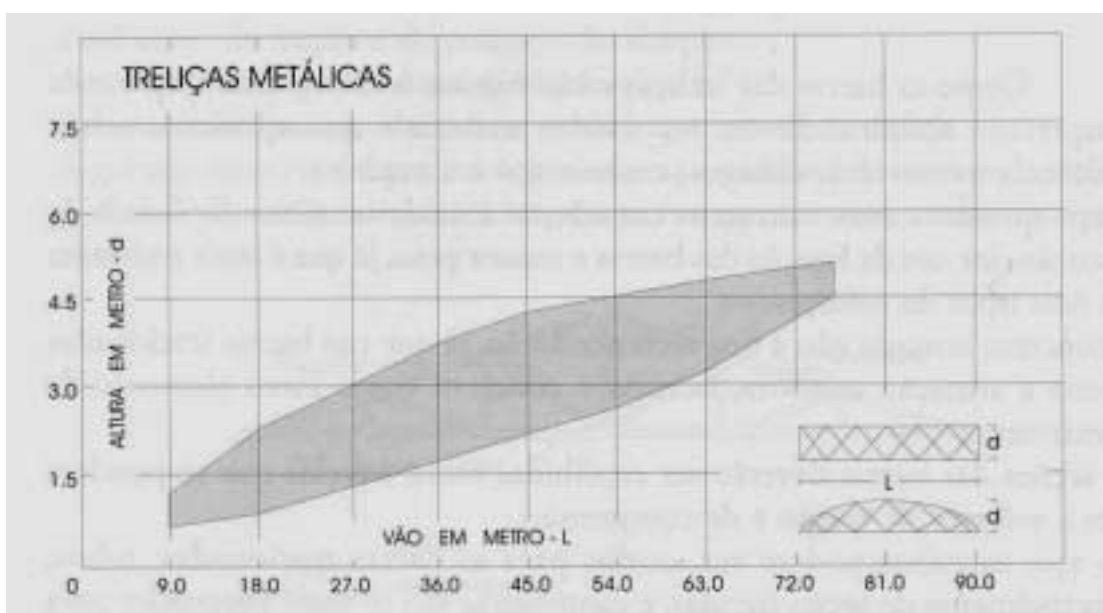
ANEXO 2

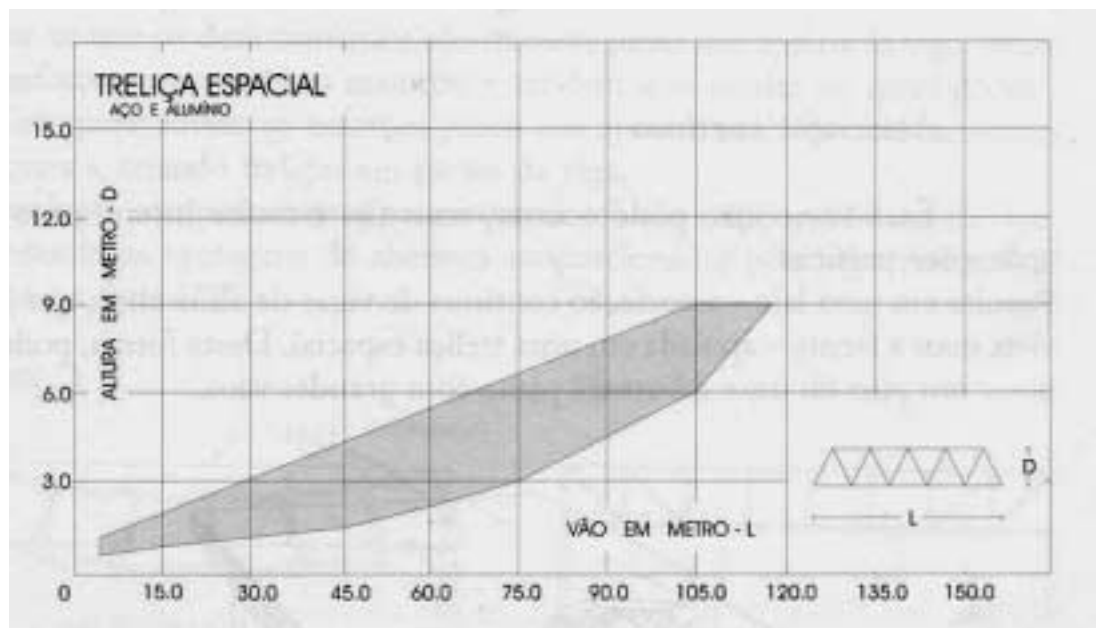
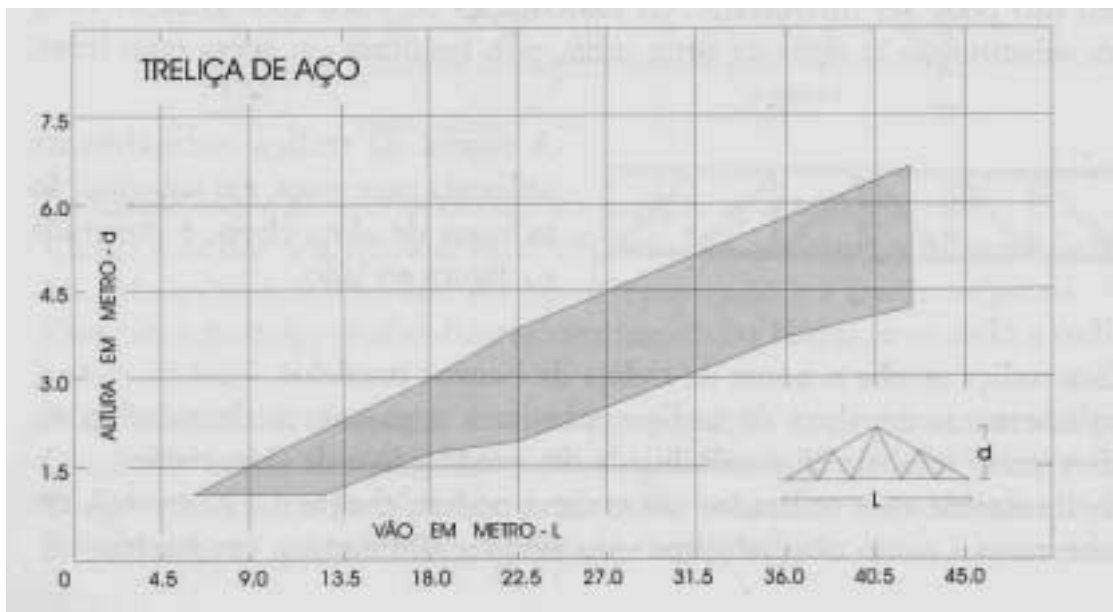
Este anexo apresenta gráficos que auxiliam no pré-dimensionamento de sistemas estruturais em aço, elaborados pelo prof. Philip Corkill, da Universidade de Nebraska. Os gráficos apresentam nas abcissas valores que correspondem a uma das variáveis, como vãos, quando se trata de estruturas de cabos, vigas e treliças, ou número de pavimentos ou altura destravada, em pilares. Nas ordenadas, encontram-se os valores correspondentes aos resultados do pré-dimensionamento, como a flecha do cabo, a altura da seção do arco, da viga e da treliça, ou ainda, a dimensão mínima de um dos lados da seção do pilar. Na superfície contida entre duas linhas, destacada nos gráficos, são apresentados na linha superior valores máximos de pré-dimensionamento, na linha inferior valores mínimos e na área acinzentada os valores intermediários. Vale ressaltar que o uso do limite inferior depende do bom senso. Para uma estrutura pouco carregada pode-se utilizar do limite inferior. Em caso de dúvida, recomenda-se o uso da região intermediária ou para estruturas muito carregadas deve-se adotar o limite superior.

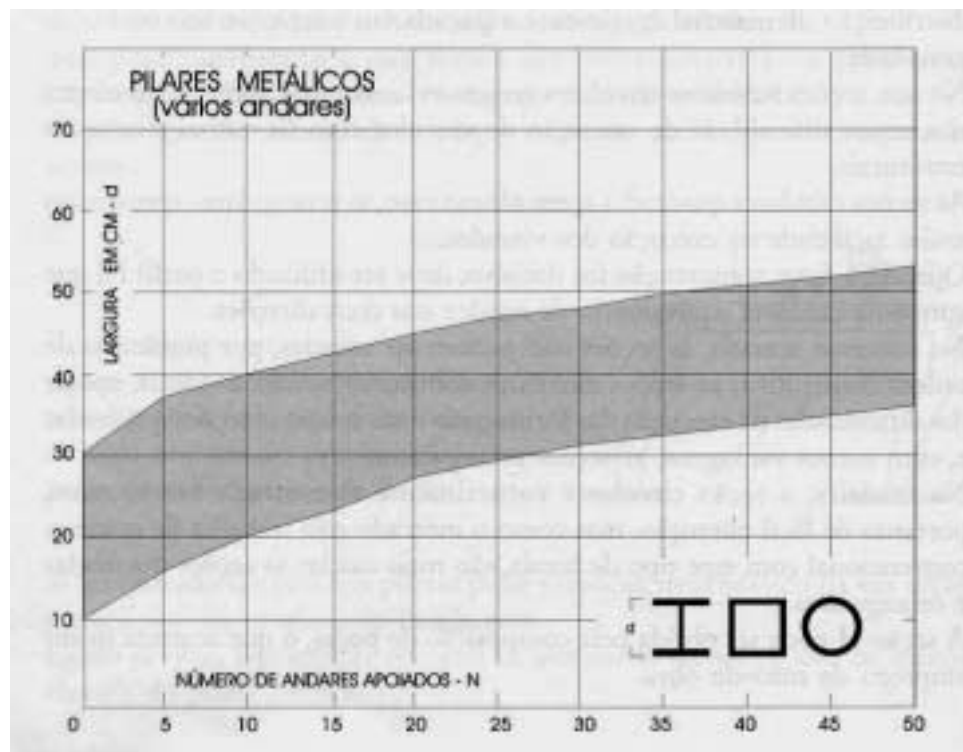
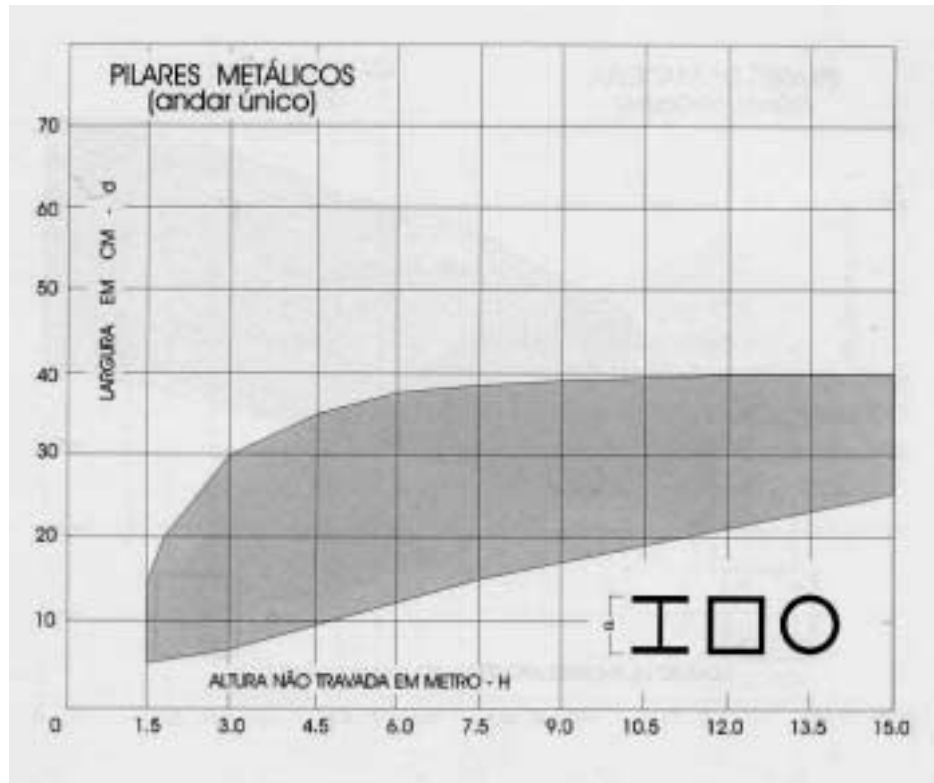


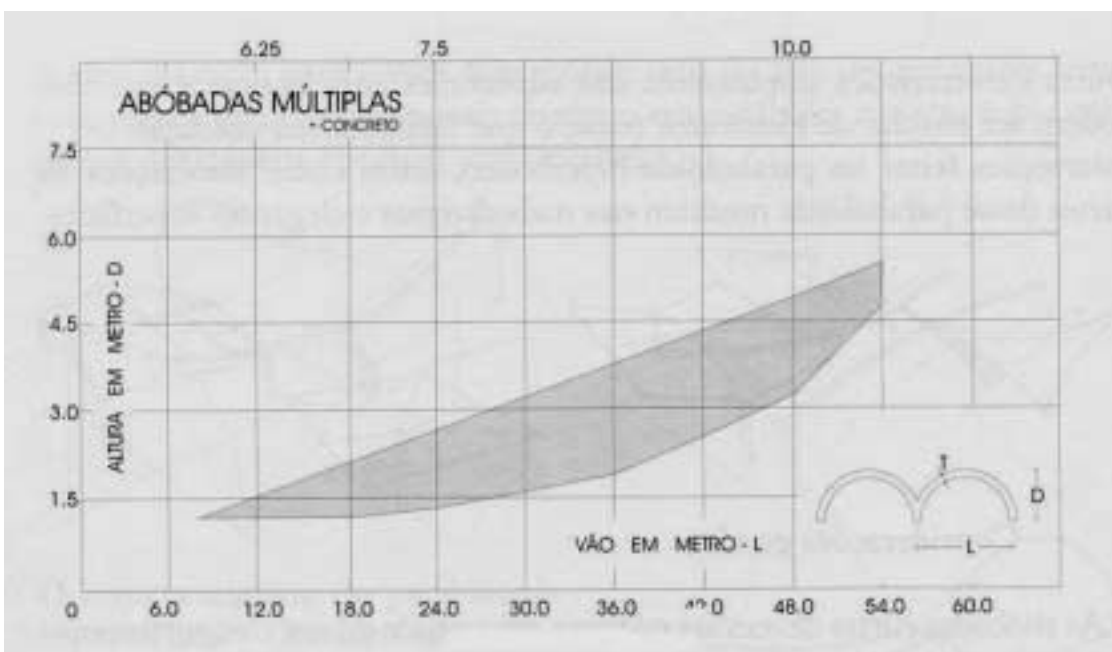
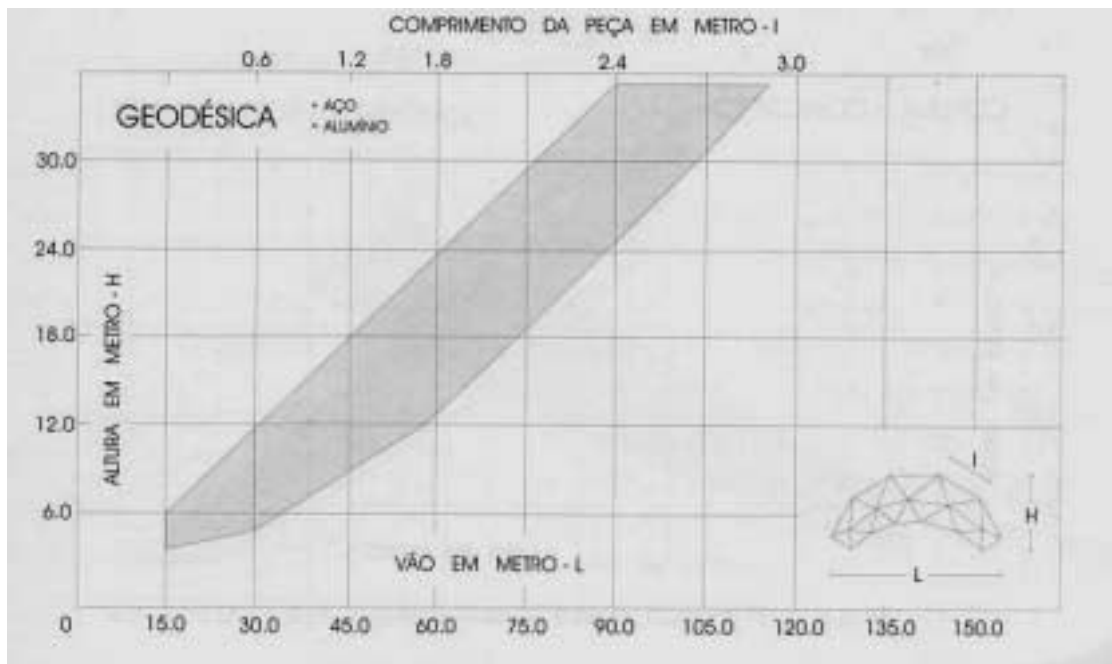


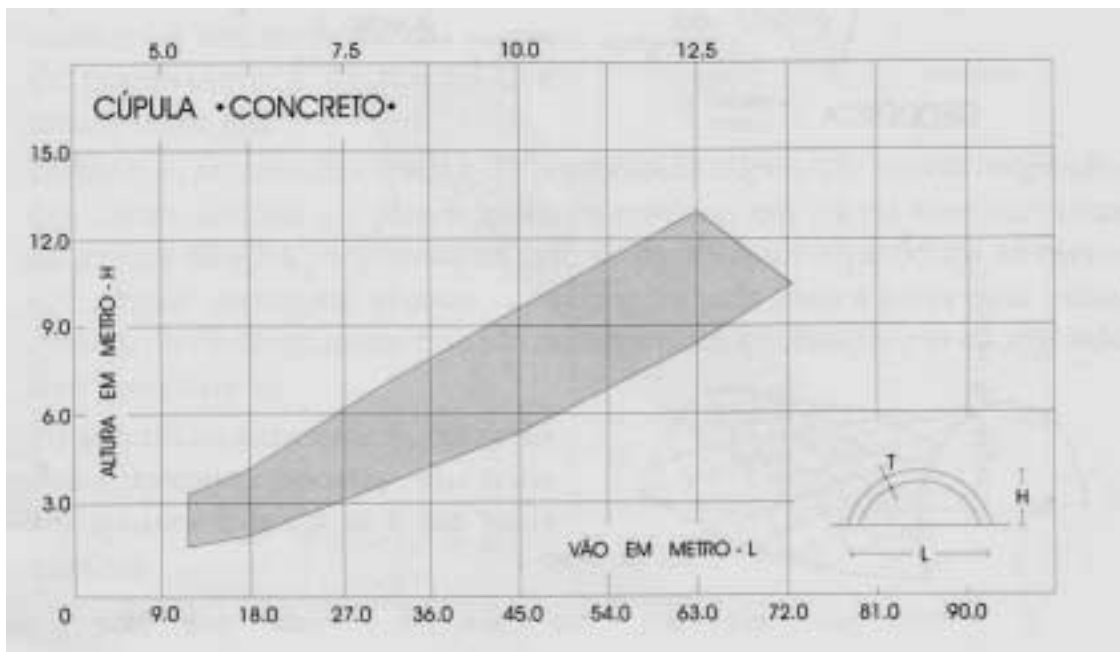
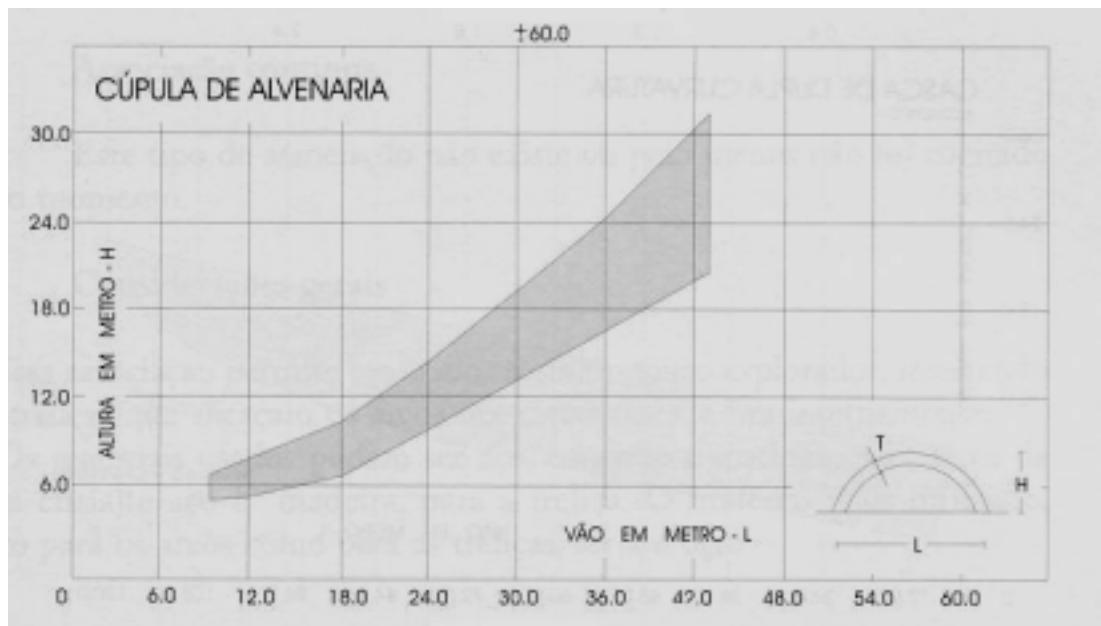


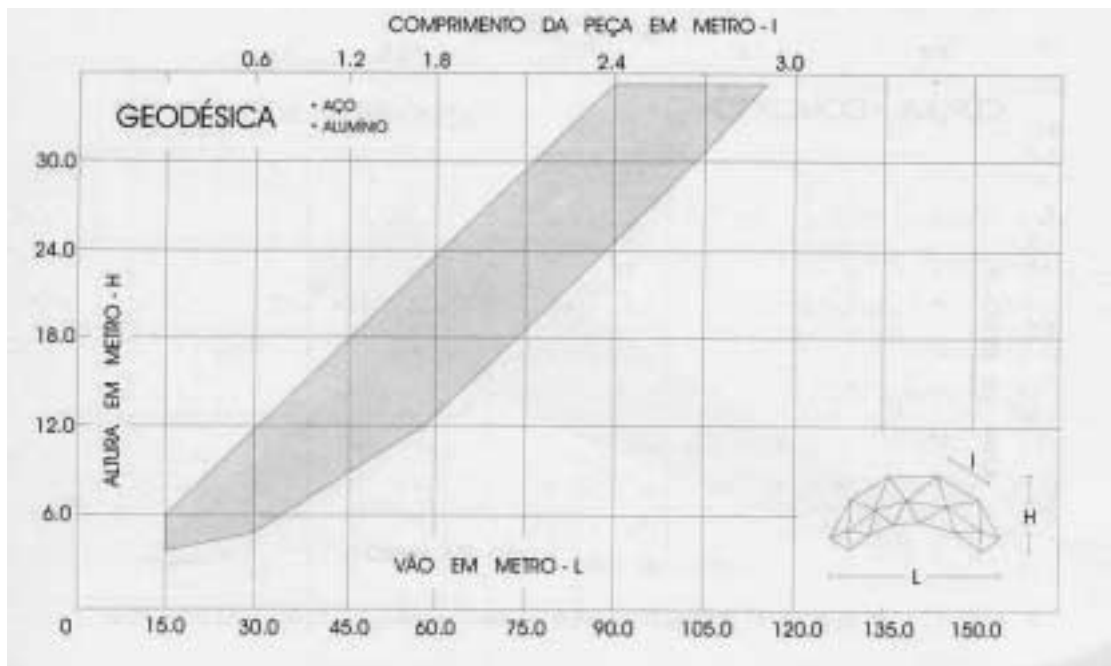
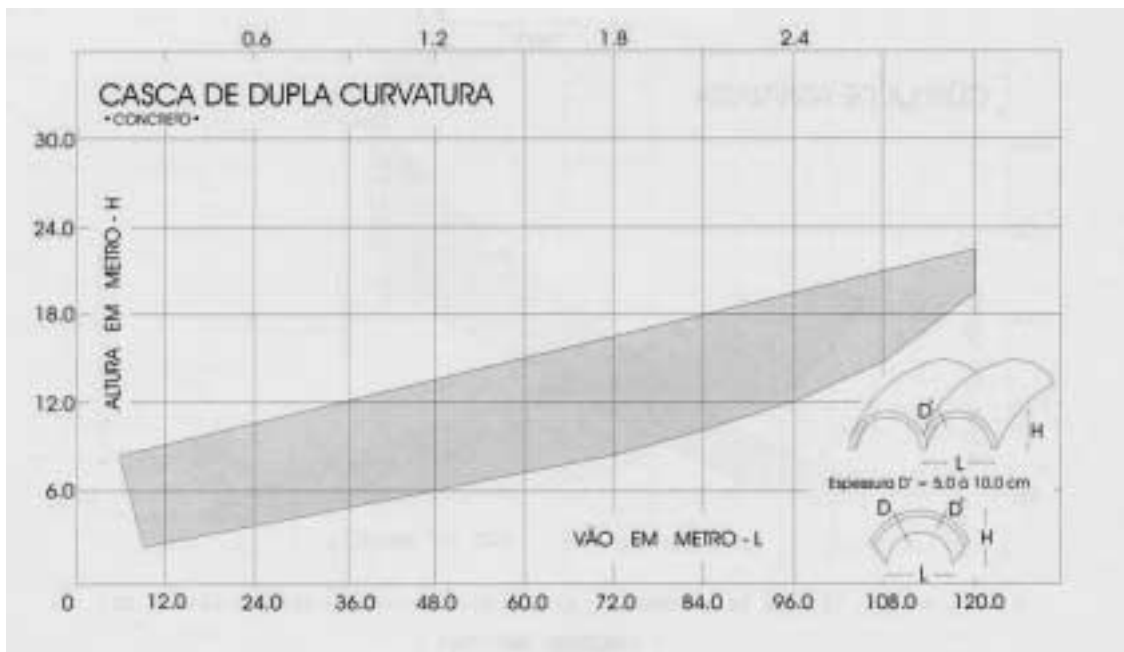


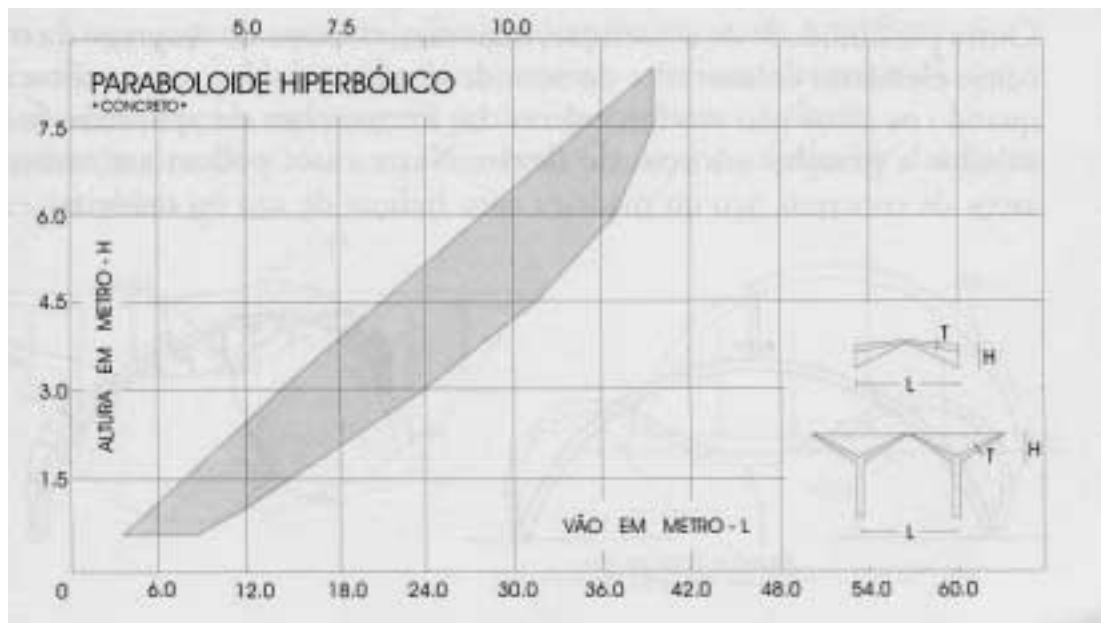
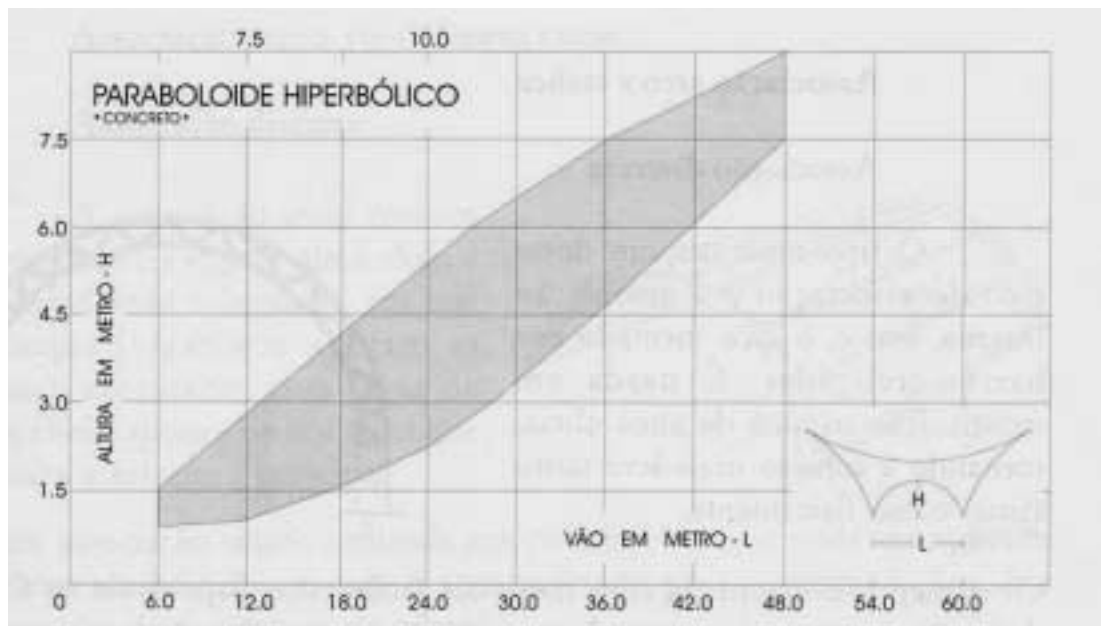












ANEXO 3

Valores de sobrecarga, NBR 6120 (ABNT, 1980)

LOCAL		CARGA KN/M2
Bancos	Escritórios e banheiros	2
	Salas de diretoria e gerência	1,5
Bibliotecas	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livros	4
	Salas com estantes de livros **	6
Casas de Máquinas	Incluindo equipamentos **	7,5
Cinemas e Teatros	Banheiro	2
	Platéia com assentos fixos	3
	Estúdio e platéia com assentos móveis	4
	Palco	5
Clubes	Sala de bilhar e banheiro	2
	Salas de refeições e assembleia com assentos fixos	3
		4
	Sala de assembleia com assentos móveis	5
Corredores e Escadas *	Sem acesso ao público (para escadas, usar 2,5 *)	2
	Com acesso ao público	3
Edifícios Residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
Escolas, Escritórios e Hospitais	Salas de uso geral, banheiro, dormitórios, enfermarias, salas de cirurgia e raio x.	2
	Corredor e sala de aula	3
Laboratórios e Lavanderias	Incluindo equipamentos *	3
Terraços * e Vestíbulos	Inacessível a pessoas (somente para forros)	0,5
	Sem acesso ao público (para vestíbulos, usar 1,5)	2
	Com acesso ao público	3
Arquibancadas e lojas		4
Cozinhas não residenciais, Restaurantes, Galerias de arte e galerias de lojas **, Garagens e Estacionamentos ***		3
Outros		

ANEXO 4

Pesos específicos de materiais construtivos.

TIPO DE PISO	PESO (KN/M3)
Pinho (madeira)	5
Imbuia (madeira)	6.5
Grápia (madeira)	8
Ipê (madeira)	10
Arenito	26
Mármore/Granito	28
Cerâmicas	40
Piso elevado	15
PAREDE	PESO (KN/M3)
Bloco cerâmico	13
Bloco de concreto	15
Bloco de concreto duplo	18
Bloco CCA 25 (concreto celular autoclavado)	5
Bloco CCA 45 (concreto celular autoclavado)	7
Bloco de gesso	10
Tijolo maciço	18
Tijolo 21 furos	15
Tijolo de vidro	10
Painel alveolar (concreto)	12
Painel alveolar (gesso)	8
Chapas perfiladas (metálicas)	2
Painel de concreto	25
Painel CCA	7.5
Painel GFRC (concr. c/ fibra de vidro)	10
Painel de alumínio (tipo alucobond)	1

Painel de gesso acartonado	8
Painel EPS (poliestireno expandido)	8.5
Pele de vidro (laminado)	15
TIPO DE LAJE	PESO (KN/M3)
Nervurada (vigas em concreto e enchimento de CCA)	12
Nervurada (vigas em concreto e enchimento de Isopor)	12
Nervurada (vigas em concreto e enchimento de tijolo)	12
Nervurada (vigas em CCA e enchimento de CCA)	12
Nervurada (vigas em CCA e enchimento de Isopor)	12
Nervurada (vigas em CCA e enchimento de tijolo)	12
Nervurada (vigas em protendida e enchimento de CCA)	12
Nervurada (vigas em protendida e enchimento de Isopor)	12
Nervurada (vigas em protendida e enchimento de tijolo)	12
Steel-deck	20
Maciça	25
Protendida	18
Painel Alveolar	15
Painel CCA	7.7
Painel EPS	5
Painel de concreto (Precon)	20

ANEXO 5


**UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS**

Departamento de Engenharia Civil – DECIV
Programa de Pós-Graduação em Construção Metálica



Nome:

*Profissão:

*Tempo de atuação profissional:

Empresa:

E-mail (s):

Tels:

Site:

Obs: Os campos com “ * “ deverão ser preenchidos obrigatoriamente

1. Você trabalha ou já trabalhou com estrutura metálica?

- Trabalho Não trabalho
 Já trabalhei Não trabalho, mas tenho interesse

2. Qual a sua experiência em projetos de estrutura metálica?

- Nenhuma Pequena (até 10 obras) Média (de 10 a 50 obras) Grande (+ de 50 obras)

3. Você gostaria de aperfeiçoar seu conhecimento sobre o assunto?

- Sim Não Talvez

4. Como é a sua participação no projeto arquitetônico em relação à estrutura?

- Faço lançamento estrutural Não faço lançamento estrutural Faço, mas nem sempre

5. Existe detalhamento desta estrutura?

- Sim Não Às vezes Só se o cliente exigir

6. Caso exista, qual o tipo de detalhamento desta estrutura?

- Tipo de Perfis Tipo de ligações Tipo de Lajes
 Tipo de sistemas de fechamento (paredes, painéis, divisórias, etc.) Outros:

7. Existe contato com fornecedores?

- Sim: Em fase de projeto Não Às vezes
 Na execução da obra

8. Existe acompanhamento da obra?

Nenhum Esporádico Total Só se o cliente exigir

9. Existe contato com fabricante/montador da estrutura metálica?

Sim: Em fase de projeto Não Às vezes
 Na execução da obra

10. Existe contato com o construtor?

Sim: Em fase de projeto Não Às vezes
 Na execução da obra

11. Existe contato com o empreendedor?

Sim: Em fase de projeto Não Às vezes
 Na execução da obra

12. Existe contato entre o arquiteto e o engenheiro calculista?

Sim: Em fase de projeto Não Às vezes
 Na execução da obra

13. Você já utilizou alguma ferramenta computacional como auxílio na especificação ou pré-dimensionamento de perfis metálicos?

Não Sim: Qual? _____
 Está satisfeito? _____

14. Você acharia interessante a criação de um programa de fácil compreensão e manuseio?

Não Sim Talvez

15. Que características este programa deveria conter?

Observação:

O dados coletados neste questionário serão utilizados para o desenvolvimento da dissertação de mestrado da Arquiteta *Luciana Cotta Mancini*, intitulada "*Parametrização de Fatores para Seleção de Seções Econômicas de Vigas Constituídas por Perfis Laminados*", sob a orientação do *Prof. Luiz Fernando L. Ribeiro* (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Estruturas Metálicas, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto).

Solicito a gentileza de encaminhar o mesmo ao endereço ou correio eletrônico abaixo citados.

Antecipadamente agradeço sua atenção,

Luciana Cotta Mancini

PROPEC – DECIV – Escola de Minas/UFOP
 Campus Universitário – Morro do Cruzeiro
 35400-000 – Ouro Preto – MG

E-mail: lu@em.ufop.br - Tels: (31) 9143-9923 – (31) 3552-0210 – (31) 3559-1538