

Universidade Estadual de Campinas
Faculdade de Engenharia Agrícola

Diretrizes Gerais para o Projeto Estrutural de Construções Rurais

Eng. Maria Luiza Romano Maciel Camargo

Campinas, dezembro de 2001

Universidade Estadual de Campinas
Faculdade de Engenharia Agrícola

Diretrizes Gerais para o Projeto Estrutural de Construções Rurais

Eng. Maria Luiza Romano Maciel Camargo

Orientadora: Profa. Dra. Maria Cecília Amorim Teixeira da Silva

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Agrícola da Universidade Estadual de Campinas para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Agrícola.

Área de Concentração:
Construções Rurais e Ambiente

Campinas, dezembro de 2001

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

C14d

Camargo, Maria Luiza Romano Maciel

Diretrizes gerais para o projeto estrutural de
construções rurais / Maria Luiza Romano Maciel
Camargo.--Campinas, SP: [s.n.], 2001.

Orientador: Maria Cecília Amorim Teixeira da Silva.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola.

1. Projeto estrutural. 2. Animais - Instalações. I.
Silva, Maria Cecília Amorim Teixeira da. II.
Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de
Engenharia Agrícola. III. Título.

Dedico este trabalho aos meus pais

*Maria Gabriela e Orlando,
e aos meus queridos filhos,*

Gustavo e Rodrigo.

AGRADECIMENTOS

A Profa. Dra. Maria Cecília Amorim Teixeira da Silva por ter compreensão e firmeza ao mesmo tempo.

A Profa Dra. Raquel Gonçalves por toda colaboração.

A minha amiga Vânia Alves, por sermos companheiras neste período.

As funcionárias Ana Paula Montagner e Marta R. Vechi pela ajuda.

Ao CNPq, pela bolsa de estudos.

Ao CAPES, pela bolsa de estudos.

SUMÁRIO

Lista de figuras.....	viii
Lista de tabelas.....	xi
Lista de símbolos.....	xiii
Resumo.....	xix
Abstract.....	xx
1. Introdução.....	1
2. Objetivo.....	3
3. Revisão bibliográfica.....	4
3.1. Arquitetura rural.....	4
3.1.1. Aspectos gerais.....	4
3.1.2. Tipos de instalações rurais e suas especificidades.....	6
3.2. Materiais construtivos.....	13
4. Fundamentos.....	17
4.1. Arranjo estrutural.....	17
4.1.1. Conceitos gerais.....	17
4.1.2. Classificação geométrica de peças estruturais.....	18
4.1.3. Vinculação dos sistemas estruturais planos	21
4.2. Materiais construtivos.....	25
4.2.1. Informações gerais.....	25
4.2.2. Madeira.....	25
4.2.3. Concreto armado.....	26
4.3. Ações.....	34
4.3.1. Definição.....	34
4.3.2. Classificação.....	34
4.4. Verificação da segurança estrutural: Método dos Estados Limites.....	35
4.4.1. Conceitos gerais.....	35
4.4.2. O Método dos Estados Limites.....	37
4.4.3. Valores representativos das ações.....	40
4.4.4. Valores da resistência dos materiais.....	51

5. Desenvolvimento do projeto estrutural para uma construção rural	54
5.1. Dados preliminares.....	54
5.2. Delineamento estrutural.....	55
5.3. Carregamento e combinações das ações.....	56
5.4. Cálculo e dimensionamento da estrutura.....	56
5.5. Treliza de madeira	
5.5.1. Pré-dimensionamento das peças estruturais.....	57
5.5.2. Definição geométrica da treliza.....	58
5.5.3. Carregamentos e combinações das ações.....	62
5.5.4. Cálculo dos esforços.....	68
5.5.5. Verificação da estrutura.....	68
5.5.6. Ligações.....	75
5.6. Peças de concreto armado	
5.6.1. Lajes.....	82
5.6.2. Vigas.....	118
5.6.3. Pilares.....	135
5.6.4. Fundações.....	143
6. Projeto de uma construção rural.....	155
6.1. Dados preliminares.....	155
6.2. Delineamento estrutural.....	155
6.3. Materiais construtivos.....	156
6.4. Treliza de madeira.....	160
6.4.1. Pré-dimensionamento.....	160
6.4.2. Definição geométrica da treliza.....	161
6.4.3. Carregamentos e combinações.....	163
6.4.4. Esforços.....	175
6.4.5. Verificação da estrutura.....	176
6.5. Dimensionamento das lajes.....	186
6.6. Dimensionamento das vigas.....	199
6.7. Dimensionamento do pilar P1.....	214
6.8. Dimensionamento da sapata.....	219

7. Conclusões e sugestões para trabalhos futuros.....	226
Referências bibliográficas.....	227
Anexo.....	231

LISTA DE FIGURAS

Figuras	Descrição	pág.
3.1 -	Modelo de instalação para suínos - corte transversal.....	8
3.2 -	Modelo de instalação para bezerros – corte transversal.....	8
3.3 -	Modelo de instalação para coelhos – corte transversal.....	9
3.4 -	Modelo de construção para eqüinos – corte transversal.....	10
3.5 -	Modelo de instalação para aves – corte transversal.....	10
4.1 -	Elemento linear.....	19
4.2 -	Folha – elemento plano.....	20
4.3 -	Bloco.....	20
4.4 -	Graus de liberdade no plano.....	22
4.5 -	Tipos de Apoio móvel.....	22
4.6 -	Tipos de Apoio fixo.....	23
4.7 -	Tipos de Engaste.....	24
4.8 -	Deformação relativa do aço e do concreto.....	27
4.9 -	Diagramas tensão-deformação do concreto.....	30
4.10 -	Diagramas tensão-deformação dos aços para valores característicos.	32
4.11 -	Diagramas tensão-deformação dos aços para valores de cálculo.....	33
4.12 -	Dimensionamento segundo o Método dos Estados Limites.....	39
5.1 -	Esquema da treliça.....	57
5.2 -	Definição geométrica da treliça.....	59
5.3 -	Detalhe do comprimento x da cumeeira.....	60
5.4 -	Comprimento a ser coberto pelas telhas.....	61
5.5 -	Espaçamento e entre tesouras.....	61
5.6 -	Espaçamento <i>a</i> entre terças.....	62
5.7 -	Área de influência do nó da treliça.....	63
5.8 -	Ligações por penetração.....	76
5.9 -	Tipos de ligações.....	76

5.10 -	Espessura convencional “t”- ligações com uma seção de corte.....	76
5.11 -	Espessura convencional “t”- ligações com duas seção de corte.....	78
5.12 -	Flechas Δx e Δy	100
5.13 -	Compatibilização dos momentos vão extremo	105
5.14 -	Compatibilização dos momentos vão intermediário.....	106
5.15 -	Configurações para a determinação de reações de apoio de lajes.....	107
5.16 -	Distribuição das armaduras positivas.....	112
5.17 -	Distribuição das armaduras positivas (outra possibilidade).....	113
5.18 -	Diagrama triangular para o cobrimento do momento fletor negativo.....	115
5.19 -	Diagrama triangular para o cobrimento do momento fletor negativo: laje armada em duas direções.....	116
5.20 -	Diagrama triangular para o cobrimento do momento fletor: laje armada em uma direção.....	117
5.21 -	Possíveis distribuições de deformação na seção.....	119
5.22 -	Domínio 1.....	120
5.23 -	Domínio 2.....	121
5.24 -	Domínio 3.....	122
5.25 -	Domínio 4.....	123
5.26 -	Domínio 4a.....	123
5.27 -	Domínio 5.....	124
5.28 -	Diagrama parábola - retângulo.....	125
5.29 -	Diagrama retangular simplificado.....	125
5.30 -	Seção de viga com armadura dupla.....	129
5.31 -	Esquema de “treliça”após fissuração do concreto(estribo à 90°).....	132
5.32 -	Comprimento de flambagem.....	136
5.33 -	Compressão uniforme.....	137
5.34 -	Angulo formado entre a biela e o eixo horizontal	144
5.35 -	Aplicação da força normal.....	145
5.36 -	Geometria da sapata.....	148
5.37-	Detalhe da forma.....	149

5.38 -	Geometria da base da sapata e locação do centro de gravidade.....	150
5.39 -	Posição da armadura.....	152
5.40 -	Perímetro onde pode haver cisalhamento.....	153
6.1 -	Projeto arquitetônico – planta baixa.....	157
6.2 -	Projeto arquitetônico – corte A-A.....	158
6.3 -	Projeto arquitetônico – corte B-B.....	158
6.4 -	Delineamento estrutural – forma.....	159
6.5 -	Delineamento estrutural – corte C-C.....	159
6.6 -	Esquema da treliça projetada.....	162
6.7 -	Área de influência.....	163
6.8 -	Coeficiente de pressão interna – abertura a barlavento e a sotavento..	167
6.9.-	Carregamento total na tesoura para o vento com carregamento I.....	173
6.10-	Carregamento total na tesoura para o vento com carregamento II.....	174
6.11-	Numeração das barras da treliça.....	176
6.12 -	Vinculação entre as lajes.....	186
6.13 -	Vinculação para a laje 1.....	186
6.14 -	Vinculação para a laje 2.....	188
6.15 -	Compatibilização dos momentos corte A-A.....	194
6.16 -	Compatibilização dos momentos corte B-B.....	195
6.17 -	Compatibilização dos momentos corte C-C.....	195
6.18 -	Localização das vigas.....	201
6.19 -	Geometria da sapata.....	221
6.20 -	Geometria da base da sapata e locação do centro de gravidade.....	223
6.21 -	Posição da armadura.....	225
A.1 -	Isopletras da velocidade básica.....	239
A.2 -	Fator S_1 taludes e morros.....	240

LISTA DE TABELAS

Tabela	Descrição	pág.
4.1 -	Valores de γ_g para Ações permanentes de grande variabilidade.....	47
4.2 -	Valores de γ_g para Ações permanentes de pequena variabilidade....	48
4.3 -	Efeitos de recalque e de retração dos materiais.....	48
4.4 -	Coeficientes de ponderação para ações variáveis.....	49
4.5 -	Valores dos fatores de combinação e dos fatores de utilização.....	51
5.1 -	Relação de áreas à barlavento.....	66
5.2 -	Relação de áreas a sotavento.....	67
5.3 -	Diâmetro do pino.....	79
5.4 -	Valores de ψ_2 para lajes armadas em 2 direções.....	86
5.5 -	Valores de ψ_2 para lajes armadas em 1 direção.....	87
5.6 -	Valores de ψ_3	87
5.7 -	Peso específico aparente dos materiais de construção.....	89
5.8 -	Valores mínimos das cargas verticais.....	90
5.9 -	Características dos materiais de armazenagem.....	91
5.10 -	Tensão no aço para $\varepsilon_s = 2 \%$	137
5.11 -	Tensões admissíveis básicas sobre o terreno das fundações.....	146
6.1 -	Cargas permanentes nos nós.....	164
6.2 -	Cargas nos nós para pressão.....	172
6.3 -	Cargas nos nós para sucção.....	173
6.4 -	Esforços internos obtidos pelo arquivo de saída F3F do sap-90...	175
6.5 -	Barras mais solicitadas.....	176
6.6 -	Barras mais críticas e seu índice de esbeltez.....	178
6.7 -	Verificação da estabilidade.....	179
6.8 -	Barras mais solicitadas e seus respectivos N_{gk} e N_{qk}	180
6.9 -	Verificação da estabilidade.....	180
6.10 -	Verificação para a flexo-compressão.....	181
6.11 -	Verificação para a tração.....	181

6.12 -	Seções super-dimensionadas.....	181
6.13 -	Barras mais críticas e seu índice de esbeltez.....	182
6.14 -	Barras mais críticas e seus respectivos N_{gk} e N_{qk}	184
6.15 -	Verificação para a estabilidade.....	184
6.16 -	Verificação para a flexo-compressão.....	185
6.17 -	Alturas úteis e com recobrimento.....	188
6.18 -	Cálculo das cargas nas lajes.....	189
6.19 -	Momentos nas lajes.....	190
6.20 -	Reações de apoio.....	193
6.21 -	Momentos compatibilizados.....	195
6.22 -	Armaduras positivas.....	198
6.23 -	Armaduras positivas calculadas.....	198
6.24 -	Armaduras negativas.....	199
6.25 -	Armaduras negativas calculadas.....	199
6.26 -	Reações de apoio.....	199
A .1 -	Valores médios de madeiras dicotiledôneas.....	231
A .2 -	Valores médios de madeiras cotiledôneas.....	232
A .3 -	Valores de $K_{mod,1}$	233
A .4 -	Valores de $K_{mod,2}$	233
A .5 -	Classes de umidade.....	233
A .6 -	Fator S_2	241
A .7 -	Valores mínimos para o Fator S_3	242
A .8 -	Coeficiente de pressão e de forma, externos, para telhados tipo duas águas.....	243
A .9 -	Tabela de Marcus para 3 lados livres e 1 engastado.....	263
A .10 -	Área da seção de armadura por metro de largura para lajes.....	268
A .11 -	Área da seção de fios e barras redondas.....	269
A .12 -	Flexão simples e flexão composta com grande excentricidade.....	270
A .13 -	K_c e K_s	271
A .14 -	Diagrama de interação adimensional.....	272

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras maiúsculas

- A – área da seção transversal
- $A_{\text{influência}}$ – área de influência do nó da treliça
- A_w – área da seção transversal bruta da peça de madeira
- A_c – área da seção transversal geométrica da peça
- A'_c – área da parte comprimida de A_c
- A'_s – área da seção transversal da armadura longitudinal comprimida
- A_s – área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
- A_t – área total da armadura do pilar
- A_{sw} – armadura transversal dopilar
- CG – centro de gravidade
- C_e – coeficiente de forma externo
- C_i – coeficiente de forma interno
- c_p – coeficiente de pressão
- c_{pe} – coeficiente de pressão externa
- c_{pi} – coeficiente de pressão interna
- C_{perm} – ação permanente
- D – comprimento do banzo superior da tesoura
- E – módulo de elasticidade, módulo de deformação longitudinal
- E_c – módulo de deformação longitudinal do concreto
- E_s – módulo de deformação longitudinal do aço
- F – ações, forças
- F_i – força resultante
- F_v – para vento, é a força em uma superfície plana de área A , perpendicular à respectiva superfície
- F_x – componente da força do vento na direção x
- F_y – componente da força do vento na direção y
- F_d – valor de cálculo das ações

F_{Gk} – valores característico da ação permanente
 F_{Qk} – valores característico da ação variável
 F_k – valor característico das ações
 F_v – valor médio da ação
 G – peso próprio da sapata
 G_d – valor de cálculo da ação permanente
 G_k – valor característico da ação permanente
 H – reação de apoio na direção horizontal
 I – momento de inércia
 K – coeficiente utilizado no cálculo de α
 L – vão; comprimento do banzo inferior da treliça
 L_0 – comprimento de referência da barra
 $L_{\text{influência}}$ – comprimento de influência
 M – momento fletor, reação de apoio
 M_d – Valor de cálculo do momento
 M_k – valor característico do momento
 N – força normal
 N_d – valor de cálculo da força normal
 P – probabilidade; carga estimada para a sapata
 P' – carga do pilar sobre a sapata
 P_f – peso das ferragens
 P_p – peso próprio
 P_{telhas} – peso das telhas
 $P_{\text{terças}}$ – peso das terças
 R – resultante; reação de apoio
 R_{cc} – resultante da força de compressão no concreto
 R_d – valor de cálculo da resistência
 R_{st} – resultante da força de tração
 R_{vd} – valor de cálculo da resistência de um pilar

S – solicitação
S_d – valor de cálculo das solicitações
S₁ – fator topográfico
S₂ – rugosidade do terreno
S₃ – probabilístico
V – força cortante; reação de apoio na direção vertical
V_d – força cortante de cálculo
V_o – velocidade básica do vento
V_k – velocidade característica do vento
X – momento negativo; comprimento da cumeeira

Letras minúsculas

a – espaçamento entre terças
b – largura da seção
b_w – largura da alma das vigas
c – cobrimento da armadura
d – comprimento efetivo da cobertura da treliça; diâmetro do pino; alma útil da laje;
altura útil da viga
d' – distância de armadura à borda mais próxima d seção transversal
d_{ef} – diâmetro efetivo de um prego
e – excentricidade; espaçamento entre tesouras
e_a – excentricidade acidental
e₂ – excentricidade de 2º ordem
f – resistência de um material
f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto
f_{cd} – resistência de cálculo à compressão
f_{cj} – resistência média à compressão do concreto , prevista para a idade de j dias
f_d – valor de cálculo da resistência de um material
f_e – resistência de embutimento da madeira
f_k – valor característico da resistência de um material
f_m – valor médio da resistência do material

f_{td} – resistência de cálculo à tração paralela às fibras
 f_{tk} – resistência característica à tração do concreto
 f_y – resistência de escoamento do aço à tração
 f_{ycd} – resistência de escoamento de cálculo à compressão do aço
 f_{yd} – resistência de escoamento de cálculo à tração do aço
 f_{yck} – resistência característica do escoamento do aço à compressão
 f_{yk} – resistência característica do escoamento do aço à tração
 g – carga distribuída permanente
 h – altura da treliça; altura da seção transversal; altura da laje; altura da sapata
 i – raio de giração
 k_{mod} – coeficiente de modificação
 ℓ – vão, comprimento
 ℓ_b – comprimento de ancoragem
 ℓ_e – comprimento de flambagem
 ℓ_o – vão livre
 n – número efetivo de pinos (para ligações)
 n_0 – número convencional de pinos
 p_p – peso próprio
 p_{adm} – tensão admissível do solo
 q – carga acidental distribuída; pressão dinâmica do vento
 s – desvio padrão da amostra; espaçamento
 r – raio de giração
 t – espessura convencional da madeira (para ligações)
 $u(p\%)$ – valor correspondente à uma dada probabilidade ($\%P$) de ocorrência; espaçamento
 v – força cortante por unidade de largura
 Z – braço de alavanca

Letras gregas minúsculas

- α – ângulo; coeficiente de majoração da força normal
- β – coeficiente em função dos vínculos externos da barra
- γ – peso específico do material
- γ_c – coeficiente de minoração da resistência do concreto
- γ_e – coeficiente de ponderação para efeitos de deformações impostas
- γ_f – coeficiente de ponderação das ações
- γ_g – coeficiente de ponderação das ações permanentes
- γ_m – coeficiente de ponderação das resistências dos materiais
- γ_q – coeficiente de ponderação das ações variáveis
- γ_s – coeficiente de minoração da resistência do aço
- γ_t – peso específico da telha
- γ_w – coeficiente de minoração da resistência da madeira
- ε – deformação específica; relação entre ℓ_x / ℓ_y
- ε_c – deformação específica do concreto
- ε_s – deformação específica do aço na tração
- ε'_s – deformação específica do aço na compressão
- η_b – coeficiente de conformação superficial das barras da armadura (suposto igual a 1 para barras lisas)
- λ – índice de esbeltez
- μ – momento adimensional; perímetro
- ν – coeficiente de Poisson; força normal adimensional; coeficiente de torção
- ρ – taxa geométrica da armadura longitudinal
- ρ_w – taxa geométrica da armadura transversal
- σ – tensão normal
- σ_c – tensão normal de compressão no concreto
- σ_{cd} – tensão de cálculo normal de compressão no concreto
- σ_F – desvio padrão para as ações

σ_{Nd} – valor de cálculo da tensão de compressão devido à N_d
 σ_{Md} – valor de cálculo da tensão de compressão devido à M_d
 σ_s – tensão normal de tração na armadura
 σ_{sd} – tensão normal de tração na armadura de cálculo
 τ_w – tensão convencional de cisalhamento (de referência) na alma da peça
 τ_{wd} – tensão τ_w de cálculo
 τ_{wu} – valor último de τ_w
 $\varnothing$ – diâmetro; fator de redução
 $\varnothing_\ell$ – diâmetro da armadura longitudinal
 $\varnothing_t$ – diâmetro do estribo
 ψ_o – fator de combinação
 ψ_1 – fator de utilização
 ψ_2 – fator de utilização
 ω – taxa mecânica da armadura

RESUMO

Os projetos de construções destinadas à zona rural em geral apresentam algumas especificidades próprias de suas finalidades de uso. Tais especificidades permitem, muitas vezes, estabelecer uma padronização do sistema estrutural a ser adotado. Assim acontece para construções cuja finalidade de uso seja de abrigo para animais de pequeno, médio ou grande porte. Nesses casos, o padrão a ser adotado é o de um galpão com cobertura de duas águas, composto de treliça para a cobertura, de elementos estruturais lineares - vigas e pilares, e eventualmente de elementos de placa, as denominadas lajes. O presente trabalho apresenta uma sistematização das etapas que envolvem a elaboração de um projeto estrutural para esse tipo de construção rural. O procedimento engloba desde o traçado arquitetônico até o dimensionamento dos elementos estruturais que compõem a edificação. A treliça é projetada em madeira e os demais elementos, lineares e de placa, em concreto armado. Como ferramenta para a análise estrutural das partes resistentes que compõem o sistema, é utilizado um programa computacional disponível comercialmente. Para o dimensionamento dos elementos estruturais, rotinas de cálculo são estabelecidas com base em documentos oficiais normativos. O presente trabalho tem como objetivo fornecer ao profissional da Engenharia Agrícola uma compilação das diretrizes gerais que se ajustam ao tipo de sistema estrutural no padrão proposto, resgatando da literatura corrente os aspectos que atendem especificamente esse tipo de construção.

ABSTRACT

Rural constructions designs in general present some particular features that allow standardizing their frameworks. That concept applies on shelters for small, medium or large animals. The standard adopted in those cases is a shed with two splinted-side-roof compounded of truss-frame for roof support, linear elements - beams and columns - and flagging. In this paper a procedure to systematize the steps of livestock building design is presented. The procedure takes into account the design of architecture, loads, load combinations, construction materials, and the evaluation of structural elements and frame. The main aim is to provide agricultural engineers with a tool to deal specifically with structural analysis of that type of building.

1. INTRODUÇÃO

O setor agropecuário brasileiro tem se desenvolvido muito, nas últimas décadas, com as culturas e criações alcançando índices de produtividade bastante promissores. No entanto, a oscilação de preço tem sido uma constante no dia a dia do produtor rural, dado a instabilidade da economia, bem como o processo de competitividade instalado entre os nossos produtos e os do mercado de países de primeiro mundo, decorrente da globalização.

SILVA & NÃÃS (1998) enfatizam que tem acelerado o ritmo de utilização de tecnologia, primeiramente atingindo o setor industrial urbano e agora o setor industrial agrícola. O manejo da informação está se tornando cada vez mais fácil, face aos avanços tecnológicos. O baixo custo dos computadores e a proliferação de softwares podem, contudo, levar a soluções questionáveis se estas ferramentas forem usadas sem critério e sem contar com os conhecimentos técnicos de um profissional da área.

A agricultura brasileira precisa estar sincronizada com esse cenário, para ter garantia de competitividade de modo a ocupar espaços no mercado agrícola mundial. Na formulação dos custos de produção, as instalações modernas, principalmente as destinadas à exploração tecnificada de rebanhos, apresentam custos de implantação que na maioria das vezes inviabilizam o acesso do pequeno e do médio produtor aos sistemas de criação mais produtivos, em que são associados aspectos fisiológicos, de conforto térmico, e de produtividade com os custos do produto final. Neste contexto, os custos de produção assumem papel fundamental no setor agrícola, exigindo do meio técnico científico soluções a curto, médio e longo prazo, que propiciem o maior rendimento com o menor custo.

No que diz respeito aos projetos de edificações destinadas à zona rural, observa-se que estes apresentam em geral especificidades que merecem tratamentos diferenciados tendo em vista suas finalidades de uso. Aspectos tais como o conforto térmico, os tipos de ações acidentais a serem considerados e o método construtivo ligado à escolha do sistema estrutural precisam ser analisados sob a ótica da Engenharia Agrícola. O planejamento funcional, a ser estabelecido por um profissional da área, deve nortear o delineamento estrutural. Tendo em vista a formação do engenheiro agrícola, verifica-se que esse profissional reúne condições para desenvolver as atividades do projeto arquitetônico e do projeto estrutural para as edificações freqüentemente encontradas no meio rural. Sob o

ponto de vista estrutural, há como uniformizar um procedimento de cálculo que pode fornecer a esse profissional os subsídios necessários para que ele trabalhe com autonomia na definição de uma forma estrutural segura e econômica e que, ao mesmo tempo, atenda as especificidades relativas a esse tipo de construção.

2. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo uniformizar um procedimento de cálculo que permita sistematizar as etapas que envolvem a elaboração de um projeto de construções rurais, cuja finalidade de uso seja de abrigo para animais. O procedimento engloba desde o traçado arquitetônico até o dimensionamento dos elementos estruturais que compõem a edificação, fornecendo ao engenheiro agrícola subsídios necessários para que ele trabalhe com autonomia na definição de uma forma estrutural segura e econômica e que, ao mesmo tempo atenda as especificidades relativas a esse tipo de construção.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As instalações rurais apresentam características diversas e exigências peculiares, de acordo com os requisitos necessários para cada função e tipo de rebanho a que se destina. Na perspectiva de se promover a sistematização de diretrizes gerais, inerentes ao desenvolvimento de projetos para construções rurais, faz-se necessário um levantamento bibliográfico que enfoque essas especificidades.

A seguir, são apresentados vários aspectos relativos às Construções Rurais, encontrados na literatura corrente.

3.1 Arquitetura rural

3.1.1 Aspectos gerais

PEREIRA (1987) observa que, para que um projeto de Construção Rural seja tratado de forma harmônica, são requeridos conhecimentos nas áreas de agronomia e veterinária, os quais, aliados à simplicidade e a economia de execução, podem proporcionar o desejável funcionamento das instalações. As construções para criação de animais apresentam bastante semelhança nas suas linhas construtivas, que são bem singelas, devendo, entretanto atender a requisitos mínimos necessários para um bom desempenho de seus usuários. A maioria dessas construções geralmente apresenta forma retangular em planta, telhado de duas águas, piso de concreto simples com revestimento em argamassa de cimento e areia, pequena mureta em alvenaria em todo o perímetro. A orientação da edificação e os beirais do telhado devem variar de acordo com o clima. Segundo o autor, a planta deve ser retangular por ser mais econômica, sendo que, para a largura do vão, se recomendam três a quatro metros em construção de meia-água e seis a dez metros em duas águas. Embora no artigo seja feita uma observação de que vãos maiores que dez metros devem ser evitados devido ao madeiramento do telhado, cabe esclarecer que hoje em dia, devido ao avanço nos estudos das características físicas e mecânicas da madeira, essa limitação não é mais procedente.

Segundo BAÊTA (1990), para instalações em regiões onde o verão é acompanhado de temperaturas e umidades elevadas, torna-se importante a instalação no sentido leste-oeste, ou seja, com a trajetória do sol paralela à cumeeira, com o objetivo de evitar insolação direta no interior das instalações. Quanto maior a latitude local, maior deverá ser o beiral para proteção solar que, para instalações de 3,0 m de altura, pode variar de meio metro para latitudes próximas à linha do equador a dois metros para estados da região sul. Segundo o autor, em regiões de temperaturas amenas e umidades elevadas, esta orientação poderá ser invertida com o objetivo de se obter insolação direta no interior da instalação nas primeiras e nas últimas horas do dia. Os ventos podem atuar em diversas direções, mas os ventos dominantes no verão e no inverno devem ser considerados na orientação das instalações e no planejamento de quebra-ventos. As instalações devem proteger os animais dos ventos frios do sul no inverno e tirar vantagem dos ventos dominantes do verão, de forma a obter controle sanitário e condições de conforto térmico. As condições locais e as próprias instalações projetadas podem alterar os ventos dominantes futuros, e, portanto, devem ser levados em conta.

HANAI & BALLARIN (1990) observam, em seu trabalho, que as condições climáticas brasileiras, variáveis em diferentes regiões geográficas, se transformam num fator limitante à transferência de tecnologia advinda de países desenvolvidos de clima temperado. Enfatizam que muitas vezes, a falta de soluções apropriadas ou alternativas promove o repasse inadequado da tecnologia urbana para a área rural. Segundo os autores, são inúmeras as necessidades de estudos e pesquisas no campo, não somente no Brasil, mas também em países de clima quente, e sugerem que um dos itens a ser investigado seja o desenvolvimento de estruturas de concreto de forma mais simples e eficiente.

Segundo LEAL (1990), para confinar animais vários aspectos devem ser levados em conta, desde que a produção proporcione lucro compatível com o investimento realizado. Temperatura, umidade, velocidade e direção do vento, irradiação solar e latitude são, de acordo com o autor, parâmetros primários a serem utilizados na determinação das condições para o projeto da edificação, orientação, pé direito, tipo de material e área de aberturas.

AKEMI (1998) apresenta um artigo com diferentes sistemas construtivos para edificações de madeira utilizando eucalipto, baseado na experiência de vários locais. A

autora enfatiza em seu trabalho que a utilização do eucalipto em construção de edificações é viável.

3.1.2 Tipos de instalações rurais e suas especificidades

O dimensionamento de edificações, de forma a se obter um ambiente térmico ideal dentro do prédio, deve ser feito levando-se em consideração a interação entre um número muito grande de variáveis que definem os componentes da construção, quais sejam, sua geometria, sua orientação, sua forma de ocupação, os materiais de construção utilizados, e o conforto térmico que o animal ocupante necessita para ter um desempenho ideal. A seguir, são apresentadas algumas especificações referentes a esses aspectos encontradas na literatura corrente e em catálogos de fabricantes.

Instalações para suínos

NÄÄS (1990) observa que estabelecer padrões que permitam comparações de desempenho entre diferentes modelos de instalações é uma tarefa difícil. Em primeiro lugar, por decorrência das diferentes características das edificações, isolamento, número e peso dos animais, fases que abrigam, localização e outros; em segundo, porque os suínos estão e continuarão a estar alojados nos mais diversos modos existentes, para várias regiões de diferentes características climáticas. De qualquer maneira, é importante, segundo a autora, que sejam observados, no planejamento da edificação, as restrições que levem ao maior conforto térmico e conseqüentemente a maior produtividade.

BONETT & MONTICELLI (1997) citam que as edificações para suínos devem ser projetadas de forma a aproveitar ao máximo os recursos naturais como ventilação. O local deve ser aberto, drenado, bem ventilado, plano, ensolarado, afastado de morro e outros obstáculos e com exposição Norte(em locais úmidos e quentes). A inclinação do telhado e a projeção dos beirais devem ser projetadas para reduzir os efeitos da insolação e da chuva. Os prédios devem ter orientação leste-oeste, no sentido do movimento do sol, a fim de reduzir o ganho de calor solar na construção. Os pisos devem ser construídos de forma a reduzir a abrasividade ou aspereza e facilitar a limpeza. Sugerem um contra piso de concreto com espessura de 5 cm de pedra britada número um ou dois em solo compactado, e um piso

(cimento e areia média peneirada) de espessura de três centímetros com acabamento desempenado. A altura de pé direito varia de acordo com as características dos materiais usados nas edificações e com o número de animais. Para edificações abertas, mal isoladas e estreitas (de 5 a 7 m), sugerem pé direito de no mínimo 2,50 m, de 2,80 m em edificações mediantemente largas (de 7 a 10 m), e de 3,0 m em edificações de maior largura (Figura 3.1).

Bezerreiros e estábulos

Segundo PEREIRA (1987), o bezerreiro pode variar na forma de construção, dimensões, materiais empregados e outros aspectos ligados à sua finalidade de uso. Esse tipo de construção pode ter trinta metros de comprimento por dez metros de largura com capacidade para oitenta bezerros, piso de concreto com os devidos caimentos, telhas de cimento amianto com inclinação de quinze graus, pé direito 3,0 m, estrutura do telhado plana de madeira, estrutura de concreto, alvenaria em todo o perímetro com altura de 1,50 m, piso de concreto com espessura igual a 10 cm (Figura 3.2).

Segundo BUENO (1990), pode-se confinar bovinos de corte todo o ano. Para isso usam-se galpões com capacidade para cinquenta animais com área de 4,0 m² por cabeça (8x25m ou 10x20m), e com beiral de 1,0 m. O galpão pode ter pé direito de 4,0 m. Pode-se usar galpão pré-moldado em concreto, com cobertura de duas águas.

Coelhos

O exemplo encontrado para esse tipo de instalação foi o de um galpão de 58,50 m de comprimento por 7,50 m de largura, com capacidade para 200 matrizes (ETERNIT, s/d). A cobertura é constituída de telhas de cimento amianto com ou sem lanternim, a inclinação do telhado a ser considerada é de 15°, e uma altura de 3,0 m é especificada para o pé direito. Para a estrutura de apoio da cobertura, a ser construída em madeira, deve ser prevista a carga das gaiolas que nela são presas. Os demais elementos estruturais são de concreto e os elementos de fechamento em alvenaria. Em todo o perímetro, são projetadas aberturas laterais. O tamanho destas aberturas varia de acordo com clima da região (Figura 3.3).

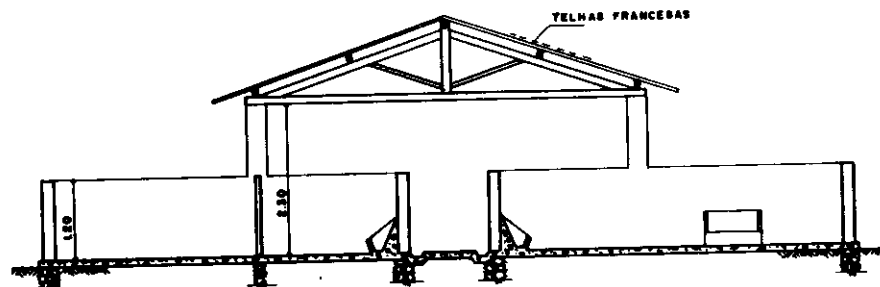


Figura 3.1 - Modelo de instalação para suínos - corte transversal
(Fonte: ETERNIT, s/d)

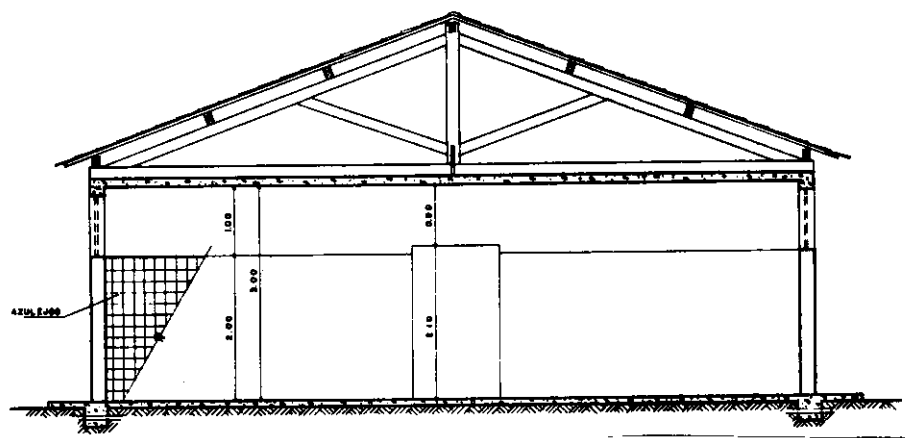


Figura 3.2 - Modelo de instalação para bezerros - corte transversal
(Fonte: ETERNIT, s/d)

Cavalariças

Os tipos de construções para abrigo de eqüinos podem variar dependendo da finalidade da instalação. Em haras, o garanhão deve ficar em piquetes individuais cujas dimensões mais utilizadas são de 100 por 100 m; a baia ocupa, em geral, uma área de 3 a 4m, totalmente fechada, tendo apenas uma abertura circular para ventilação a 2,20 m do chão, com diâmetro de 50 cm. Os cochos podem ser feitos em alvenaria ou telhas de

cimento amianto. As baias podem ser feitas de madeira ou chapa lisa prensada (Figura 3.4) (ETERNIT s/d).

Aviários

Um aviário pode conter uma estrutura de madeira para cobertura, uma mureta de alvenaria lateral com trinta centímetros de altura na qual é fixada uma tela de arame galvanizado com altura de 1,20 m. Acima desta tela são colocadas cortinas plásticas que podem ser abertas ou fechadas para permitir o controle da aeração ambiental. Recomenda-se o uso de telhas de fibrocimento, pé direito do galpão não inferior a 2,80 m, com duas águas e ventilação na cumeeira e orientação na linha da cumeeira no sentido leste-oeste, bem como inclinação da cobertura não inferior a 15°. Em regiões de clima quente, as cargas de ventiladores nas tesouras devem ser consideradas no projeto (ETERNIT s/d). Segundo PEREIRA (1987), a temperatura ideal para esse tipo de construção deve ser de 16,5 a 17,5°C (Figura 3.5).

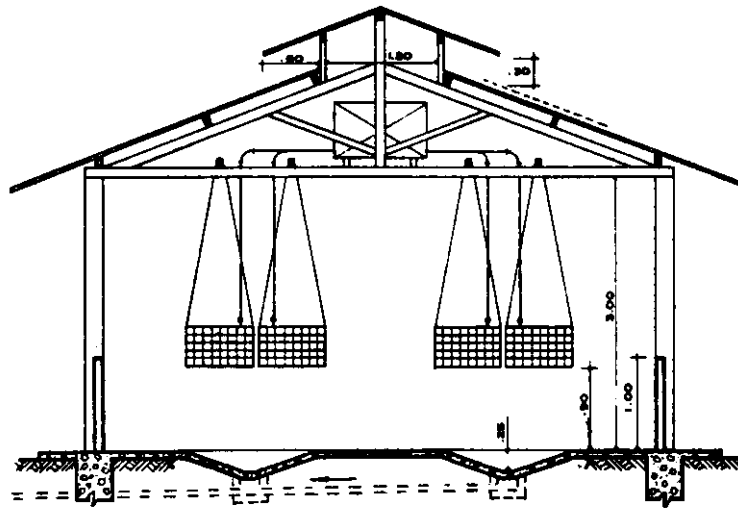


Figura 3.3 - Modelo de instalação para coelhos – corte transversal
(Fonte: ETERNIT, s/d)

Conforme PUCCINI (1997), os galpões encontrados nas propriedades rurais são de certa forma um tanto quanto parecidos, principalmente se analisados de forma técnica para a determinação dos esforços solicitantes nas estruturas. Geralmente o que diferencia estes galpões é a finalidade de uso, tendo, em sua maioria, características construtivas semelhantes. O autor fornece características das construções rurais para as diversas categorias:

- Pé-direito

Suínos / terminação: mínimo 2,80m

Suínos / matrizes: mínimo 3,00m

Suínos / reprodução: mínimo 3,20m

Aves / corte: mínimo 2,80m

Aves / poedeiras: mínimo 3,00m

Aves / matrizes: mínimo 3,80m

Gado de leite – alta produção/lactantes: mínimo 3,20m

Gado de leite – produção/matrizes: mínimo 3,20m

Gado de leite – produção média e baixa/lactantes: mínimo 3,00m

Gado de corte – produção/garrote/estrutura aberta: mínimo 2,80m

Gado de corte – produção/oi/estrutura aberta: mínimo 3,00m

Ovinos e caprinos: mínimo 2,80m

- Características arquitetônicas:

a) Galpões para aviário (orientação leste-oeste)

Tipo Corte (frango) – largura : 8m a 13m

comprimento : 60m a 120m

mureta : 30cm

tela/cortinado

Tipo Poedeira –	largura/comprimento :	muito variado
	mureta :	30cm
	tela/cortinado	

b) Suínos

Engorda/Terminação ($1\text{m}^2/\text{animal}$) –	largura :	5m a 14m
	comprimento :	25m a 100m
	mureta :	80cm a 120cm

Matrizes/Reprodução ($4\text{m}^2/\text{animal}$) – idem

Maternidade ($5\text{m}^2/\text{animal}$) – idem

c) Gado de leite

Produção – $5\text{m}^2/\text{animal}$ a $8\text{m}^2/\text{animal}$

Matrizes/Reprodução – $8\text{m}^2/\text{animal}$

CLARO (1998) diz que é comum encontrarmos nas propriedades agrícolas galpões com as mais diversas finalidades, seja para criação de animais, para armazenamento de produtos agropecuários, tais como: adubos, inseticidas e sementes; ou mesmo para depósitos de materiais e ferramentas. Os galpões mais comuns são os de forma retangular ou quadrada, vista em planta, com cobertura em duas águas. Praticamente o que irá diferenciar os galpões será a forma de fechamento, a ocupação interna ou ainda a estrutura de telhado.

3.2. Materiais construtivos

Cimento

É um material pulverulento proveniente de silicatos e aluminatos de cálcio, praticamente sem cal livre. É resultante da moagem de um produto denominado clínquer, obtido pelo cozimento até a fusão incipiente (aproximadamente 30% da fase líquida) de mistura de calcário e argila, convenientemente dosada e homogeneizada.

Os cimentos seguem a seguinte classificação:

- cimento de pega normal ou *portland* é aquele cujo teor de argila é alto, ou seja, com elevada porcentagem de aluminatos, onde os compostos reagem em primeiro lugar.
- cimento de pega rápida é aquele cujo teor de argila é alto, ou seja, com elevada porcentagem de aluminatos, onde os compostos reagem em primeiro lugar.
- cimento pozolânico é o cimento *Portland* adicionado uma certa proporção de pozolana.
- cimento de alto forno é um subproduto obtido no alto forno, resultante da combinação dos constituintes argilosos do minério de ferro com o calcário.
- cimento branco é um cimento de composição análoga ao do cimento comum, porém possuindo uma porcentagem menor de óxido de ferro (menos de 1%) o que lhe confere a cor branca característica. É um cimento de pega lenta, usado para o rejuntamento de azulejos, pastilhas, peças sanitárias, pisos pias, etc.

Argamassas

Segundo GAIDO *et al* (1986) argamassa é uma mistura homogênea de um ou mais aglomerantes com agregados.

As argamassas seguem a seguinte classificação:

- a argamassa de aderência tem a finalidade de proporcionar condições de aspereza em superfícies muito lisas e praticamente sem poros, como por

exemplo nos concretos, nas cerâmicas, nos tijolos laminados ou prensados, etc;

- a argamassa de junta tem o objetivo de unir elementos de construção;
- a argamassa de regularização tem o objetivo de regularizar painéis. Exemplo emboço ou massa grossa;
- a argamassa de acabamento tem a finalidade de proporcionar o acabamento dos painéis. Exemplo do reboco ou massa fina.

As argamassas são usadas para ligar dois elementos entre si, sejam eles homogêneos ou heterogêneos, bem como, para acabamento de regularização, para fundo ou base de assentamento de revestimentos e ainda para fazer acabamento de painéis divisórios ou estruturais.

As argamassas devem apresentar, de acordo com a finalidade a que se destinam, trabalhabilidade, plasticidade, resistência e granulometria adequadas.

Concreto

O concreto é uma mistura de cimento, água e materiais inertes (geralmente areia, pedregulho, pedra britada ou argila expandida) que empregado em estado plástico, endurece com o passar do tempo, devido à hidratação do cimento (GAIDO et al, 1986).

Os cuidados e exigências no preparo do concreto são quanto à dosagem, às tensões mínimas, ao padrão de qualidade, à consistência e ao amassamento.

O transporte, o lançamento, o adensamento, a cura e as juntas de concretagem são também considerados fatores importantes na aplicação do concreto.

Segundo SANTOS (1983), o concreto armado é um material composto, formado por concreto simples e armadura convenientemente colocada em posição e em quantidade, trabalhando os dois materiais de maneira a resistir tanto aos esforços de compressão quanto aos de tração. De fato, para que exista o concreto armado os dois materiais, concreto e aço, devem ser empregados em conjunto, e com real solidariedade entre ambos.

Concreto armado é, portanto, o material resultante da união do concreto e de um material resistente à tração, envolvido pelo primeiro com perfeita aderência entre os dois

materiais, de tal maneira que resistam ambos solidariamente aos esforços a que forem submetidos.

Segundo SÜSSEKIND (1987), o concreto é viável pelas três razões básicas listadas a seguir, todas elas individualmente indispensáveis, sendo o concreto considerado uma solução viável, durável e de enorme confiabilidade:

- o trabalho em conjunto do concreto e do aço, assegurado pela aderência entre os dois materiais.
- os coeficientes de dilatação térmica do aço e do concreto são praticamente iguais.
- o concreto protege de oxidação o aço da armadura, garantindo a durabilidade da estrutura.

O concreto é empregado em vários tipos de estruturas como: estruturas de edifícios residenciais, industriais, pontes, túneis, barragens, abóbodas, silos, reservatórios, cais, fundações, obras de contenção, galerias, galerias de metrô, etc.

Madeira para construção

Segundo LAHR (1983), é muito difundido o uso de estruturas treliçadas, como as tesouras de madeira, como tesoura de duas e quatro águas para residências e edifícios comerciais e as meia tesouras para instalações esportivas.

TANAAMI et al.(1992) citado por PUCCINI (1997) , alertam que o uso de espécies tradicionais é bastante difundido entre os engenheiros que trabalham com projetos. No entanto, o uso de espécies consideradas menos nobres deverá se tornar cada vez mais usual, visto se tratar de espécies de crescimento mais rápido, fácil reposição e, conseqüentemente de custo possivelmente mais acessíveis. Deste modo justifica-se o interesse de serem conduzidas pesquisas com o objetivo de determinar o consumo e o custo da madeira empregada na construção de estruturas, admitindo espécies alternativas viáveis para a substituição das espécies tradicionais.

TANAAMI (1995) citado por PUCCINI (1997), apresenta um estudo e discussão a respeito das dificuldades encontradas por aqueles que utilizam a madeira em seus projetos estruturais, diante das espécies hoje disponíveis comercialmente. Foram analisados estudos de casos de projetos executados com madeiras nativas e de reflorestamento, calculados

com a utilização de seções disponíveis comercialmente e com seções necessárias no projeto. Os resultados deste trabalho permitiram verificar a importância de serem repensadas as seções hoje disponíveis no mercado nacional, pois a seção está relacionada diretamente com o custo da estrutura.

4.FUNDAMENTOS

4.1. Arranjo Estrutural

Qualquer construção, para que possa cumprir suas finalidades, deve possuir um conjunto de partes resistentes. Este conjunto de partes resistentes é o que se entende por estrutura da construção (FUSCO, 1985).

O ponto de partida do projeto estrutural de uma construção consiste na idealização de um arranjo estrutural, estabelecido a partir de um projeto arquitetônico.

A estrutura resultante deste arranjo deve ser analisada com objetivo de garantir a segurança da construção contra a ruína, e conseqüentemente a segurança de seus elementos estruturais. Para isso, torna-se conveniente que esses elementos sejam classificados segundo o seu comportamento e que sejam analisados sob o ponto de vista estrutural. Antes, porém, alguns conceitos que servirão de base para esta análise devem ser previamente definidos. São eles: estrutura, ação, solicitação, capacidade resistente e segurança de uma estrutura.

4.1.1.Conceitos Gerais

Estrutura é um corpo ou conjunto de corpos adequado a resistir às ações. Como exemplos, podem ser mencionadas os seguintes tipos (FERNANDES, 1997):

- a estrutura de concreto de um edifício;
- a estrutura de aço de um galpão industrial;
- uma ponte de concreto, ou de aço;
- a arquibancada de concreto de um estádio de esportes;
- um reservatório de concreto para armazenar água;
- uma passarela de madeira.

Denomina-se ação, F , toda influência exercida sobre um corpo capaz de produzir um estado de tensão ou modificar o estado já existente. Considerando-se as estruturas das obras de Engenharia, as ações são as forças atuantes.

Denomina-se solicitação, S , todo esforço ou conjunto de esforços que, devido às ações, ocorra sobre uma ou mais seções de um elemento da estrutura. Entre as solicitações estão: força normal, momento fletor, força cortante, momento de torção e reações de apoio.

Daí decorre que as ações são as causa e as solicitações são os seus efeitos.

Resistência de uma estrutura pode ser entendida como o limite do nível de solicitação S , além do qual surgem desempenhos inaceitáveis.

Segurança de uma estrutura é a capacidade que ela apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante sua vida útil sem que ela perca a sua função.

Reunindo-se os conceitos acima apresentados, pode-se afirmar que toda estrutura ou elemento estrutural deve ser concebido e calculado de maneira a poder resistir, com uma segurança apropriada, a todas as forças e deformações previstas durante os períodos de execução e de utilização e apresentar uma durabilidade satisfatória durante toda a vida prevista para a construção.

4.1.2. Classificação geométrica de peças estruturais

A classificação geométrica de peças estruturais é feita em função dos três comprimentos que compõe o elemento estrutural: largura, comprimento e altura (FUSCO,1985). Para efeito prático, dois comprimentos principais são considerados da mesma ordem de grandeza quando estiverem na proporção de um para cinco (1:5). Três tipos fundamentais de peças estruturais são estabelecidos a partir da relação existente entre essas três medidas mencionadas: as barras, as folhas e os blocos, e que são caracterizados a seguir.

Barra

É o elemento estrutural que apresenta uma das dimensões (comprimento) relativamente maior do que as outras duas dimensões transversais (Figura 4.1.a), e seu estudo é feito através da Resistência dos Materiais e da Estática das Construções.

A classificação da barra está relacionada ao tipo de solicitação a que está sujeita.

A barra é classificada como tirante quando a força atuante é de tração axial; como pilar ou escora quando a força é de compressão axial; e é classificada como viga quando há flexão pura, flexo-tração ou flexo-compressão ou quando está sujeita a torção.

Existem ainda as barras delgadas (Figura 4.1.b): os três comprimentos principais são de diferentes ordens de grandeza, e são estudadas pela Teoria das Barras de Elementos Delgados.

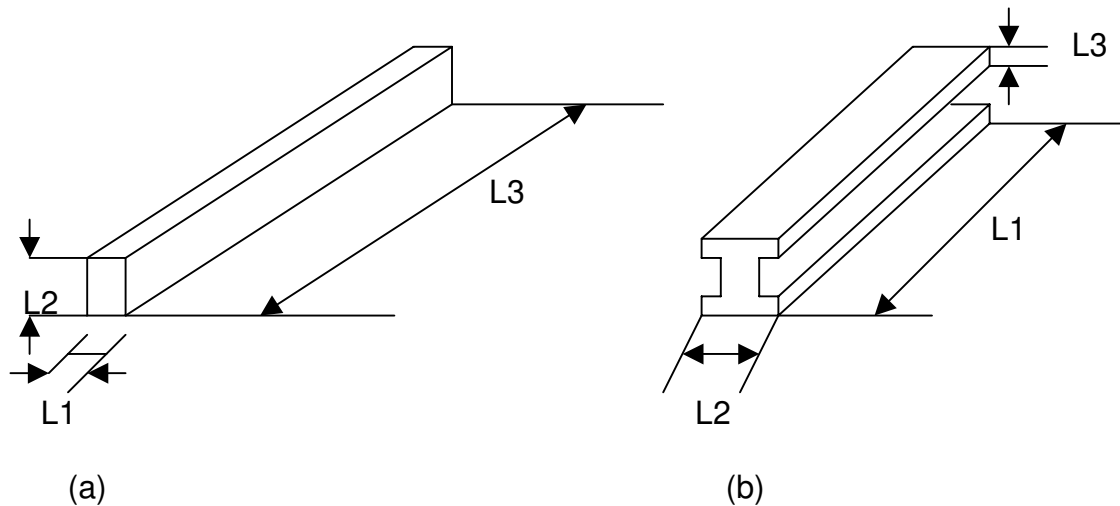


Figura 4.1 - Elemento linear: a) barra $[L1] = [L2] < [L3]$; b) barra de parede delgada $[L1] > [L2] > [L3]$ (Fonte: FUSCO, 1985)

Folhas

Esse elemento apresenta dois comprimentos principais da mesma ordem de grandeza, maior que a ordem de grandeza do terceiro comprimento principal, e é estudado por teorias particulares decorrentes da própria Teoria da Elasticidade, através da introdução de algumas hipóteses simplificadoras.

De acordo com a configuração de sua superfície média, as folhas podem ser classificadas em casca (Figura 4.2.a), quando a superfície é curva, placa (Figura.4.2.b) e chapa (Figura 4.2.c) quando a superfície média é plana. As placas têm carregamento predominantemente agindo perpendicularmente à sua superfície média e as chapas têm carregamento contido no próprio plano médio.

Nas estruturas de concreto, as placas ganham o nome de lajes e as chapas, quando verticais, de paredes.

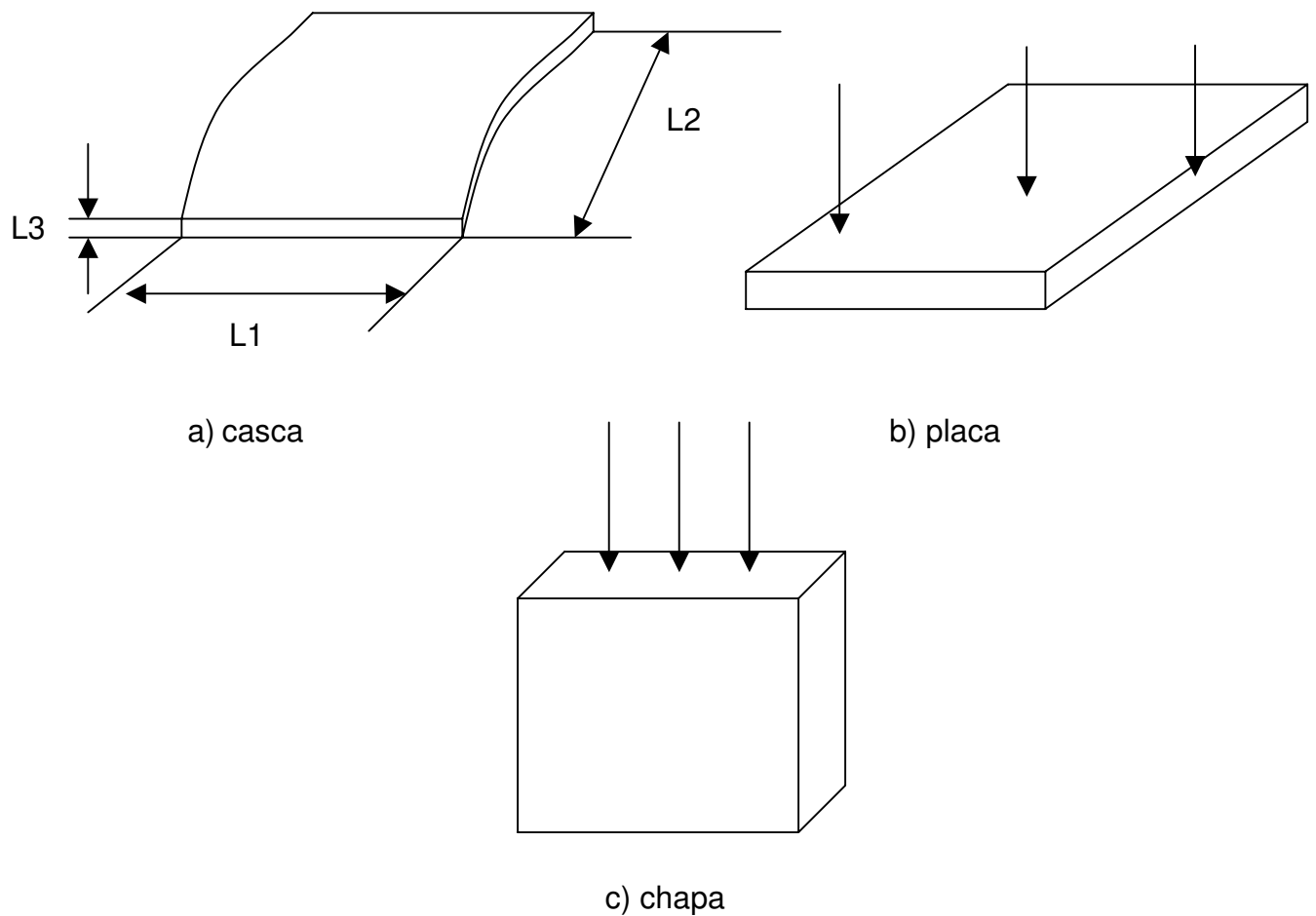


Figura 4.2 - Folha - elemento plano $[L1]=[L2]>[L3]$: a)casca; b)placa; c)chapa
(Fonte: FUSCO, 1985)

Blocos

Este elemento apresenta os três comprimentos principais da mesma ordem de grandeza, e é estudado pela Teoria da Elasticidade e pela Teoria da Plasticidade (Figura 4.3).

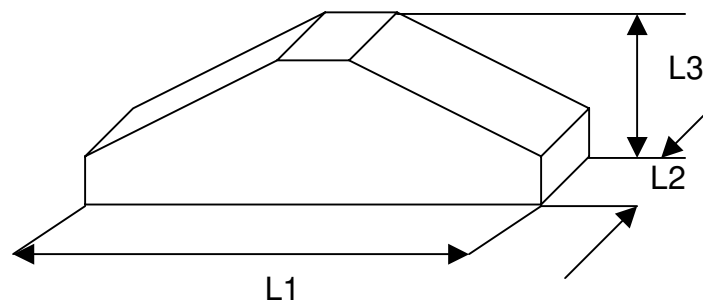


Figura 4.3 - Bloco $[L1]=[L2]=[L3]$
(Fonte: FUSCO, 1985)

4.1.3. Vinculação dos sistemas estruturais planos

Na definição do arranjo estrutural, é essencial a escolha dos tipos de apoios que serão empregados na ligação dos elementos estruturais entre si e na vinculação destes elementos à base de sustentação da construção (FUSCO, 1985).

A função dos apoios está associada ao conceito de grau de liberdade de uma estrutura apresentado a seguir.

Graus de Liberdade

A ação estática de um sistema de forças no espaço, em relação a um dado ponto, é igual à de sua resultante e à de seu momento resultante em relação àquele ponto, provocando, a primeira uma tendência de translação e, o segundo, uma tendência de rotação. Como, no espaço, uma translação pode ser expressa por suas componentes segundo 3 eixos ortogonais e, uma rotação, como a resultante de três rotações, cada uma em torno de um desses eixos, diz-se que uma estrutura no espaço possui um total de 6 graus de liberdade: 3 translações e 3 rotações, segundo 3 eixos ortogonais (SÜSSEKIND, 1991).

É evidente que estes 6 graus de liberdade precisam ser restringidos, de modo a evitar toda tendência de movimento da estrutura, a fim de ser possível seu equilíbrio. Esta restrição é dada por apoios, que devem impedir as diversas tendências possíveis de movimento, através do aparecimento de reações destes apoios sobre a estrutura, nas direções dos movimentos que eles impedem, isto é, dos graus de liberdade que eles restringem. Estas reações de apoio se oporão às cargas aplicadas à estrutura, formando um conjunto de cargas e reações.

Para o caso das estruturas planas carregadas no próprio plano, que é mais freqüente na análise estrutural, existem 3 graus de liberdade a combater.

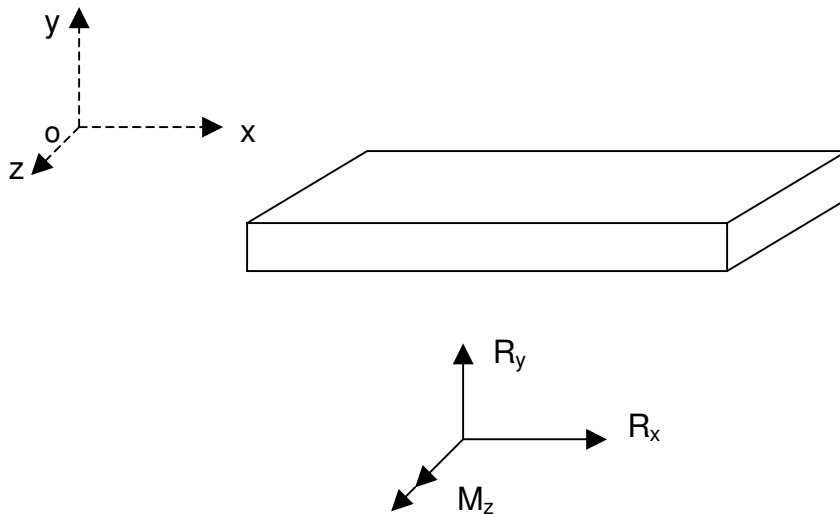


Figura 4.4 – Graus de liberdade no plano
(Fonte: SÜSSEKIND, 1991)

Supondo a estrutura situada no plano xy , conforme indicado na Figura 4.4, os graus de liberdade a combater são as translações nas direções ox e oy e a rotação em torno de um eixo perpendicular ao plano, (oz). Aparecem, assim, agindo sobre a estrutura, as reações R_x , R_y e M_z , que correspondem a cada um dos movimentos impedidos.

Tipos de apoios

Os apoios são classificados em função do número de graus de liberdade permitidos ou do número de movimentos impedidos. São divididos em 3 categorias: apoio móvel, apoio fixo e engaste.

Apoio móvel

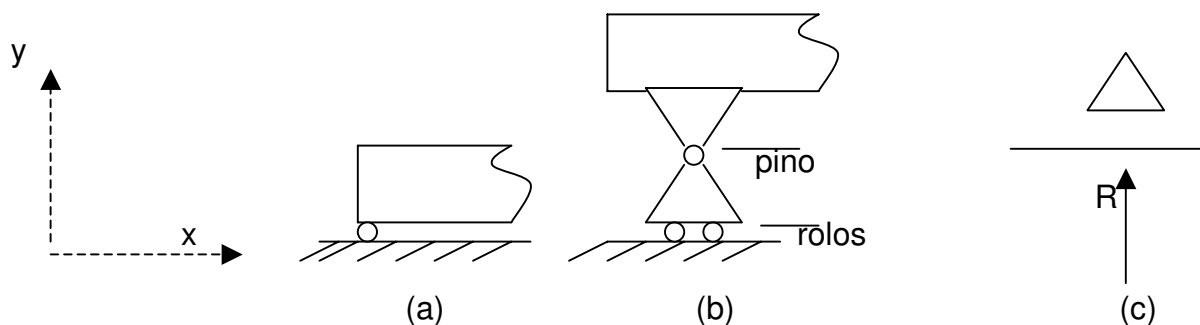


Figura 4.5 – Tipos de apoio móvel
(Fonte: SÜSSEKIND, 1991)

O apoio móvel, também denominado apoio do 1º gênero, pode ser obtido por uma das duas formas representadas nas figuras acima. Na primeira (Figura 4.5.a) a estrutura é apoiada sobre um rolo lubrificado que impede apenas o deslocamento na direção y , permitindo livre rotação em torno dele, assim como livre deslocamento na direção x ; na segunda (Figura 4.5.b), a rotação é assegurada por um pino sem atrito e a translação, na direção x , pelos rolos diretamente em contato com o plano que serve de apoio, continuando impedido o deslocamento na direção y . Na direção de um único movimento impedido aparecerá uma reação de apoio R (Figura 4.5.c).

Apoio Fixo

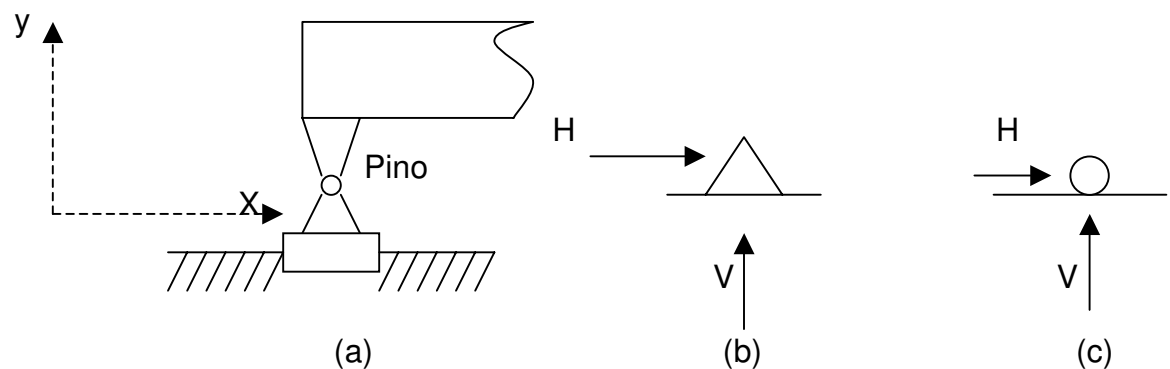


Figura 4.6 – Tipos de apoio fixo
(Fonte: SÜSSEKIND, 1991)

Se, no apoio da Figura 4.5.b, os rolos forem substituídos por uma chapa presa completamente ao plano-suporte, conforme indica Figura 4.6.a, todas as translações possíveis serão impedidas, permanecendo livre apenas a rotação, assegurada pelo pino lubrificado indicado na figura. Este apoio, capaz de restringir todas as translações possíveis no plano, é chamado apoio fixo ou ainda de apoio do 2º gênero. Ele será representado por uma das duas formas mostradas nas Figuras 4.6.b e 4.6.c. Na direção das translações impedidas, aparecerão as reações H e V indicadas nas figuras, cuja composição vetorial fornecerá a reação de apoio resultante no apoio fixo. Nesse tipo de apoio também se pode incluir o engaste móvel (Figura 4.6.d), onde dois movimentos são impedidos, uma rotação e uma translação, aparecendo as reações V e M .

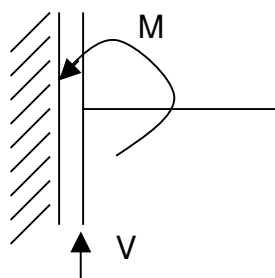


Figura 4.6 - Tipos de apoio fixo: (d) engaste móvel
(Fonte: SÜSSEKIND, 1991)

Engaste

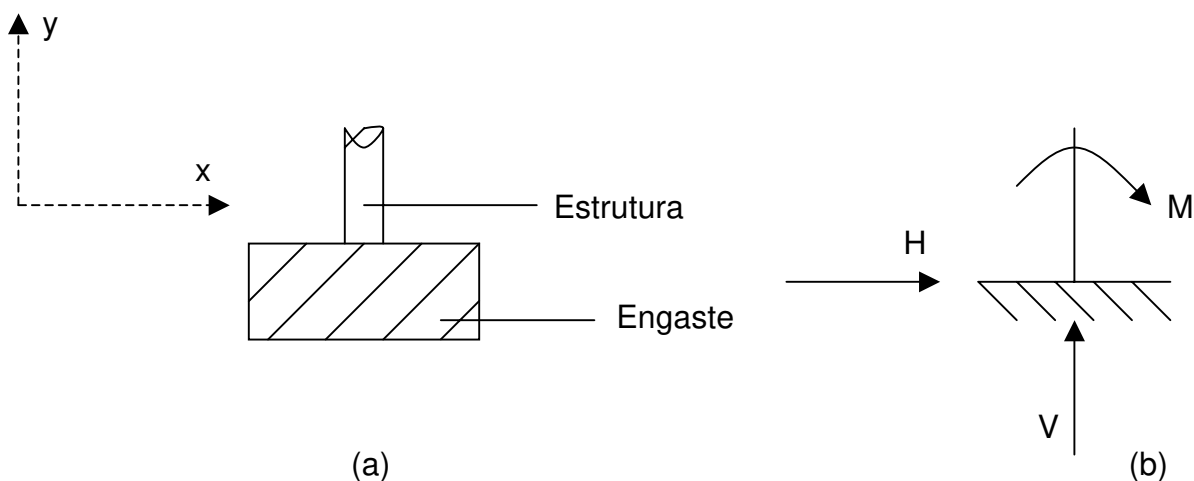


Figura 4.7 – Tipos de engaste
(Fonte: SÜSSEKIND, 1991)

Se a estrutura for ancorada num bloco de dimensões que possam ser consideradas infinitas em presença das dimensões da estrutura, conforme Figura 4.7.a, na seção de contato entre ambos o bloco estará impedindo, por sua enorme rigidez, todos os movimentos possíveis da estrutura e se diz então que ele engasta a estrutura. Um engaste será representado, esquematicamente, da forma indicada na Figura 4.7.b, aparecendo, na direção de cada um dos 3 movimentos impedidos (2 translações e 1 rotação), as reações de apoio H , V e M indicadas.

4.2. Materiais Construtivos

4.2.1. Informações gerais

Em qualquer que seja a obra, um conjunto de materiais de construção deve ser usado. O uso racional, adequado, tecnicamente aconselhável e economicamente viável, só é alcançado com o conhecimento tão perfeito quanto possível das propriedades dos materiais, suas vantagens e suas eventuais deficiências, de tal modo que entre várias soluções possíveis, escolhe-se a melhor tanto do ponto de vista técnico com o econômico (PETRUCCI,1982).

As propriedades básicas variam de material para material. Assim, para materiais de acabamento predominarão a cor, as dimensões e a manutenção da forma e aspecto com o tempo, ao passo que, para materiais estruturais, serão mais importantes as características mecânicas e a durabilidade.

No caso das construções rurais uma grande parte é executada em concreto, devido a facilidade de moldagem e a durabilidade, ou em madeira devido a facilidade de obtenção e adaptação.

No presente trabalho, os materiais construtivos a serem utilizados são a madeira para a cobertura e o concreto armado para as demais peças estruturais. Foram escolhidos os materiais construtivos convencionais para que a ênfase do trabalho recaia sobre o procedimento do cálculo em si, e não sobre aspectos específicos relativos ao uso de materiais alternativos.

O aço será utilizado apenas para armar o concreto. Não serão utilizadas estruturas metálicas.

Em vista do exposto, apenas a madeira e o concreto serão aqui apresentados.

4.2.2. Madeira

A madeira tem sido e é, sem dúvida, um dos materiais de emprego mais diversificado no mundo. Sempre que a suntuosidade ou a perenidade não seja fator essencial a exigir de uma obra, a madeira poderá impor-se como material adequado em um vasto campo de

aplicações, tanto por razões econômicas como por razões construtivas ou de facilidade de trabalho. Com esse material, podem ser fabricados ou construídos: estacas, pilares, casas, pontes, cimbres, formas para alvenaria ou concreto armado, escoramento para túneis, minas e poços, cobertura de pequenos e grandes vãos, etc. (PETRUCCI, 1982).

A madeira apresenta as seguintes vantagens: a) alta resistência aos esforços de tração e compressão em comparação com seu pequeno peso; b) praticamente insensível às variações de temperatura, não só no que se refere às alterações de dimensões como também à resistência e durabilidade; c) grande durabilidade, sem variação de resistência, se mantida permanentemente imersa ou seca; d) possibilidade de reaproveitamento do material; e) ótimo isolante do calor; f) não atacável por emanações em instalações industriais. PETRUCCI,(1982) citou outras vantagens como: g) pode ser produzida em peças com dimensões estruturais que podem ser rapidamente desdobradas em peças pequenas, de delicadeza excepcional; h) pode ser trabalhada com ferramentas simples e ser reempregada várias vezes. i) tem massa específica baixa e grande resistência mecânica, - apresenta a mesma resistência à compressão que o concreto de alta resistência, sendo superior ao mesmo na flexão (aproximadamente 45MPa para 4,5MPa) e no cisalhamento (aproximadamente 10MPa para 3,5MPa); j) permite fáceis ligações e emendas; l) não estilhaça quando golpeada - sua resistência permite absorver choques que romperiam ou fendilhariam outro material; m) no seu aspecto natural apresenta grande variabilidade de padrões.

As propriedades físicas e mecânicas da madeira estão especificadas no anexo B da norma NBR 7190/97-*Projetos de Estruturas de Madeira* (ABNT,1997).

4.2.3. Concreto armado

A idéia da utilização do concreto como material de construção deve provavelmente ter surgido da possibilidade de se aproveitar a grande resistência à compressão e as durabilidades oferecidas pela pedra e da vantagem de sua mistura com agregado miúdo, aglomerante e água resultar num material de boa trabalhabilidade, denominado concreto, que, antes de endurecer, pode ser moldado nas formas desejadas (FERNANDES, 1997).

O concreto simples é, porém, um material de aplicação restrita na construção porque apresenta baixa resistência à tração (8 a 12 vezes menor que sua resistência à compressão).

A associação do concreto com um material de boa resistência à tração convenientemente colocado na massa de concreto, permite que o conjunto concreto armado possa resistir. O material resistente à tração utilizado é o aço.

O concreto armado é, pois, o material de construção de natureza mista, constituído pela associação de concreto e barras de aço, estas chamadas de armaduras. Essa associação processa-se de tal modo que obriga os dois materiais a trabalharem solidariamente. A solidariedade é assegurada pela aderência que surge entre o concreto e as armaduras.

A solidariedade entre os dois materiais existe desde que a deformação específica ε_s da armadura (barras de aço) seja igual a deformação específica ε_c do concreto adjacente que a envolve (Figura 4.8). Para que isso ocorra é preciso que a ligação concreto-armadura possa resistir às tensões de cisalhamento que agem na interface dos materiais.

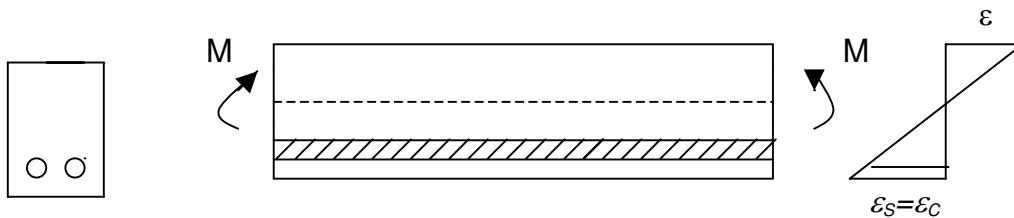


Figura 4.8 – Deformação relativa do aço e do concreto
(Fonte: SANTOS, 1983)

Nas armaduras correntes, usualmente de seção aproximadamente circular, além da ligação (contínua) dada pelo fenômeno físico-químico de aderência entre o concreto e a armadura, também é importante a ligação mecânica dada pela rugosidade natural das barras de aço, que é aumentada pela introdução de mossas ou saliências nas superfícies das barras.

Como vantagens o concreto armado apresenta a grande adaptabilidade às formas construtivas, ou seja, o monolitismo: elementos solidários entre si que podem ter a rigidez desejada; a rapidez de construção; poucos operários especializados; a economia na

construção; a economia de manutenção; a boa resistência aos esforços dinâmicos, menos sensível a esforços ritmados e ainda a segurança contra o fogo.

Os inconvenientes no emprego do concreto armado são o peso próprio elevado, e a formação fissuras na região de tração.

A seguir serão apresentadas separadamente as propriedades dos materiais concreto e aço.

Propriedades do concreto

Concreto é um material de construção resultante da mistura, em quantidades racionais de um aglomerante, agregados, e água. Logo após a mistura, o concreto deve possuir plasticidade suficiente de maneira a facilitar as operações de manuseio, transporte e lançamento em formas, adquirindo coesão e resistência com o passar do tempo, devido às reações que se processam entre aglomerante e a água (FUSCO,1985).

O concreto é constituído pelos materiais cimento, agregado graúdo, agregado miúdo e água, podendo ainda ser utilizados aditivos que conferem propriedades especiais ao concreto.

A grande resistência a esforços de compressão do concreto é o principal fator responsável pela enorme utilização do mesmo como material de construção.

A resistência à compressão do concreto é obtida através de uma análise estatística dos valores de tensão de ruptura relativos a um número determinado de corpos de prova, ensaiados em laboratório. É denominada resistência característica do concreto à compressão e sua notação é f_{ck} .

A resistência característica do concreto é admitida como sendo o valor que tem apenas cinco por cento de probabilidade de não ser atingido no sentido desfavorável da

segurança, pelos elementos de um dado lote de material suportar a tensão que pode ser aplicada até o aparecimento de fenômenos de ruptura ou de deformação excessiva. Os valores característicos são apresentados em MPa: 9; 13; 15; 18; 21; 25; 30.

A resistência de cálculo (f_{cd}) é o valor da resistência a ser utilizada no cálculo de uma estrutura de concreto armado e corresponde a uma fração da resistência característica:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

onde γ_c é coeficiente de minoração, cujo valor é estabelecido pela norma NBR 6118/80 - *Cálculo e execução de obras de concreto armado* (ABNT,1980).

Efeito Rusch (minoração da resistência de cálculo de concreto)

A ruptura dos corpos de prova em laboratório é um ensaio rápido ou de curta duração. A resistência do concreto sob a ação de esforços de longa duração é menor. Assim a NBR 6118, para levar em conta a queda de resistência do concreto, impõe um valor minorado da resistência de cálculo f_{cd} que é indicado por σ_{cd} :

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd} \quad (2)$$

Resistência do concreto à tração

A resistência do concreto à tração é obtida de forma análoga à resistência do concreto à compressão. É denominada resistência característica do concreto à tração e indicada por f_{tk} . Quando não houver determinação experimental, a NBR 6118 permite adotar os seguintes valores:

$$f_{tk} = \frac{f_{ck}}{10} \quad \text{para} \quad f_{ck} \leq 18 \text{ MPa} \quad (3)$$

e

$$f_{tk} = 0,06f_{ck} + 0,7 \text{ Mpa} \quad \text{para} \quad f_{ck} > 18 \text{ MPa} \quad (4)$$

Os diagramas tensão deformação do concreto podem ser traçados de acordo com seu valor característico ou de acordo com seu valor de cálculo, como mostrado na Figura 4.9.

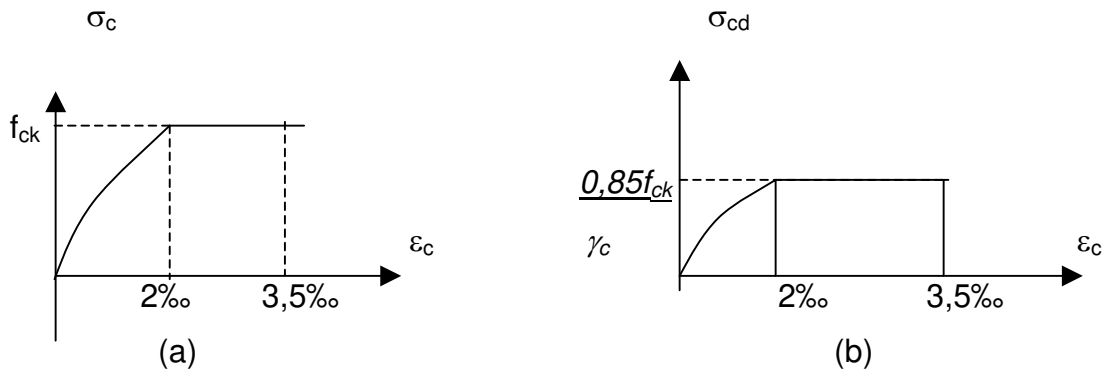


Figura 4.9 – Diagramas tensão-deformação do concreto: a) valores característicos; b) valores de cálculo (Fonte: SÜSSEKIND, 1987)

Os parâmetros do concreto são definidos a seguir:

a) módulo de deformação longitudinal à compressão (E_c):

$$E_c = 6600 f_{cj}^{1/2} \text{ (MPa)} \quad (5)$$

$$\text{onde } f_{cj} = f_{ck} + 3,5 \text{ MPa} \quad (6)$$

Este módulo é utilizado no cálculo de esforços hiperestáticos em regime elástico.

b) coeficiente de Poisson (relação entre deformações transversal e longitudinal): $\nu = 0,2$

c) coeficiente de dilatação térmica: $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Aço para o concreto armado

Os aços para concreto armado são fornecidos sob a forma de barras redondas com propriedades e dimensões padronizadas pela especificação NBR 7480 – *Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado* (ABNT, 1985).

Tipos de Barras para armadura (FERNANDES, 1980)

Os aços CA de fabricação nacional podem ser classificados em dois grupos principais: os de dureza natural, e os deformados a frio.

Os aços de dureza natural (classe A) são os aços laminados a quente e não sofrem tratamento algum após a laminação. Suas características elásticas são alcançadas unicamente por sua composição química, que é adequada, resultando num aumento nas características mecânicas. Como são laminados a quente, não perdem suas propriedades de resistência quando aquecidos e resfriados em seguida (condicionalmente até 1100 a 1200°C). Com isso, podem ser soldados com eletrodos comerciais e não sofrem demasiadamente a ação de chamas moderadas em caso de incêndios. Pertencem aos aços comuns utilizados no concreto armado, e possuem saliências para o aumento da aderência.

Os aços deformados a frio ou por encruamento (classe B), são aços submetidos a um trabalho mecânico, no qual são deformados e permanecem assim, então diz-se que o material está encruado. O encruamento altera as propriedades do material, aumenta a resistência, o escoamento, a dureza, a fragilidade e diminui o alongamento, a resistência à corrosão, etc. Os aços podem ser encruados por tração, compressão ou torção, para alterar certas propriedades, tais como tensões de escoamento e ruptura mais elevadas. Uma das grandes vantagens dos aços encruados é que, pelo aumento da aderência, podem ser usadas tensões de trabalho, sem perigo de fissuração prejudicial. Neste tipo estão as malhas soldadas para laje.

Os aços são definidos por sua resistência característica e pelo processo empregado em sua fabricação, do qual decorre a configuração do diagrama tensão-deformação, conforme Figura 4.10.

A resistência característica de um aço f_{yk} é o valor da tensão de escoamento cuja probabilidade de ser ultrapassados é de 95%. O valor de f_{yk} é o mesmo para tração e para compressão. Sua designação é feita pelo prefixo CA seguido de um número que indica o valor de f_{yk} em kgf/mm² ou kN/cm² e finalizado por uma letra que serve para distinguir o processo empregado na fabricação.

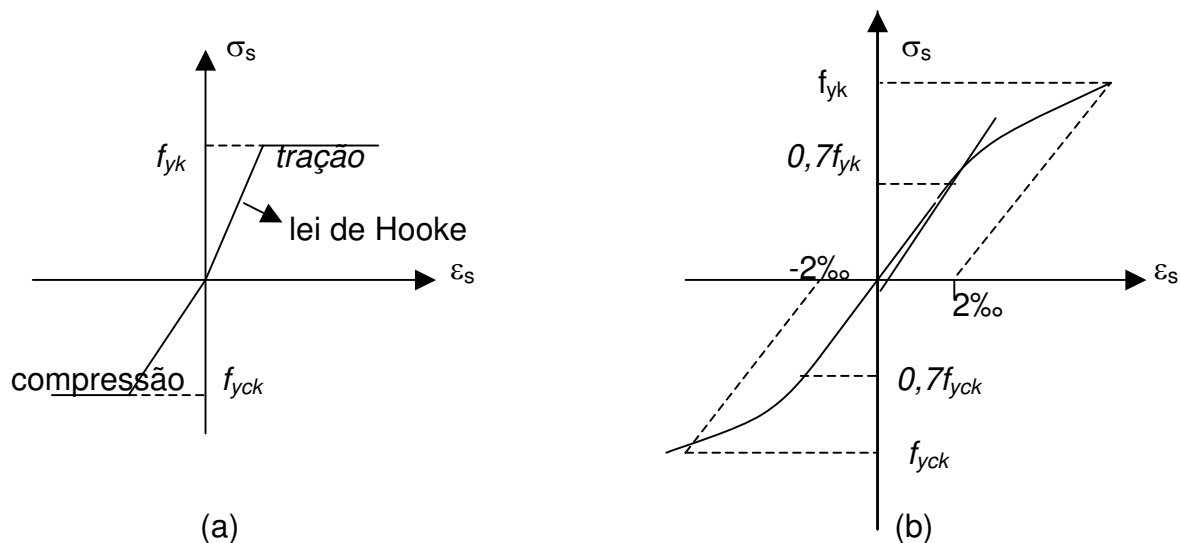


Figura 4.10 - Diagramas tensão-deformação dos aços para valores característicos:
a) Classe A; b) Classe B (Fonte: SÜSSEKIND, 1987)

Os aços classe A apresentam patamar de escoamento.

Os aços classe B não apresentam patamar de escoamento. Define-se, neste caso, a tensão de escoamento como sendo a que corresponde à deformação residual de 2‰. A tensão correspondente ao limite de proporcionalidade é de $0,7f_{yk}$.

Os valores utilizados no cálculo são as resistências de cálculo do aço, indicadas por f_{yd} (tração) e f_{ycd} (compressão), obtidos pelas expressões:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (7) \quad e \quad f_{ycd} = \frac{f_{yck}}{\gamma_s} \quad (8)$$

onde γ_s é o coeficiente de minoração da resistência do aço, e é fornecido pela NBR 6118/80 - *Projeto e execução de obras de concreto armado* (ABNT, 1980).

Os diagramas tensão-deformação de cálculo do aço são mostrados na Figura 4.11.

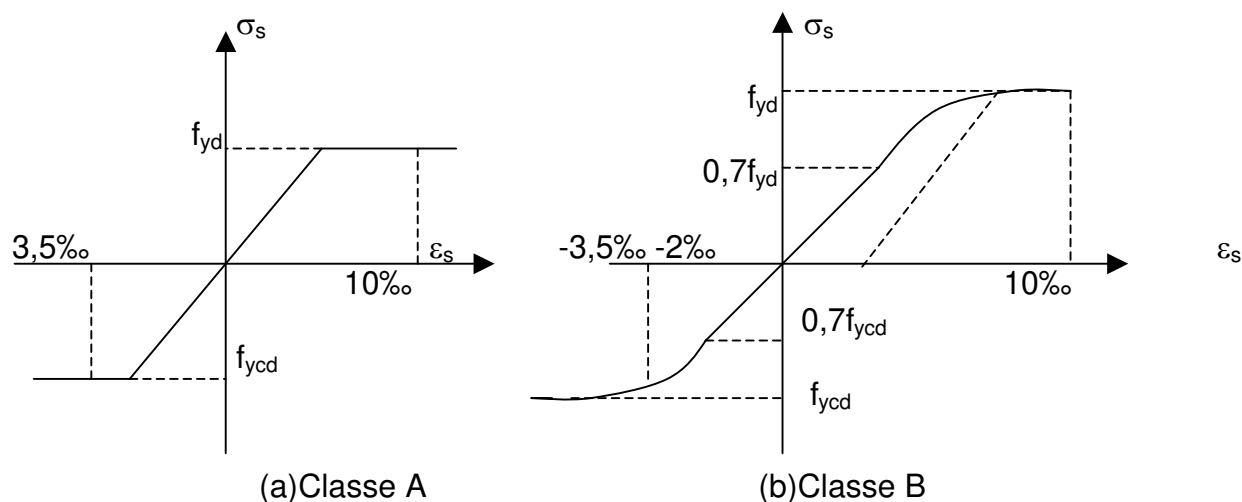


Figura 4.11 – Diagramas tensão-deformação dos aços para valores de cálculo:
a) Classe A ; b) Classe B (Fonte: SÜSSEKIND, 1987)

Embora o aço tipo B não apresente patamar de escoamento, no diagrama de cálculo admite-se que a partir do escoamento (convencional) a tensão se mantenha constante e igual a esse valor (Figura 4.11.b). O alongamento unitário é limitado ao máximo de 10‰ para evitar deformação plástica excessiva nas armaduras tracionadas. O encurtamento é limitado a 3,5‰ por corresponder ao máximo valor absoluto do encurtamento unitário do concreto comprimido.

O módulo de deformação longitudinal do aço (E_s) corresponde ao valor de 210.000MPa.

A classificação dos aços quanto à resistência mecânica se dá em três categorias, conforme o valor de f_{yk} : CA-25, CA-50 e CA-60 (NBR 7480 - ABNT, 1996).

Os aços CA-25 só são fornecidos laminados a quente (não recebem letra), os aços CA-50 podem ser classe A ou classe B e os aços CA-60 são em geral fabricados na classe B, embora alguns fabricantes produzam o aço CA-60A (NBR 7480 - ABNT, 1996). Eles são fabricados nos diâmetros (em milímetros):

CA-25: 5,0mm; 6,3mm; 8,0mm; 10,0mm; 12,5mm; 16mm; 20mm; 25mm e 32mm;

CA-50A, CA-50B e CA-60A: os mesmos diâmetros mas a partir de 6,3mm;

CA-60B: fornecidos em barras, rolos ou na forma de telas soldadas, com diâmetros em mm: 3,4mm; 4,2mm; 4,6mm; 5,0mm; 5,5mm; 6,0mm; 6,4mm; 7,0mm; 8,0mm; 9,0mm; 9,5mm.

Cabe observar que, na norma NBR 6118/80, outros dois tipos de aço são citados, a saber, o aço CA-32 e o aço CA-40 (A e B). Esses aços, contudo, já não são mais fabricados e por isso não foram incluídos na relação dos tipos de aços existentes, apresentados na parágrafo anterior.

4.3. Ações (NBR 8681 - ABNT,1984)

4.3.1. Definição

Ações são as causa que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.

4.3.2. Classificação

As ações a serem consideradas na determinação das solicitações podem ser classificadas, segundo a NBR 8681 – *Ações e Segurança nas estruturas* (ABNT, 1984):

- a) ações permanentes: aquelas de longa duração e para as quais as variações de intensidade são raras ou desprezíveis em relação ao seu valor médio;
- b) ações variáveis: aquelas para as quais as variações de intensidade são freqüentes e não desprezíveis em relação ao seu valor médio;
- c) ações excepcionais: aquelas que tem duração extremamente curta e probabilidade muito pequena de que atuem com intensidade significativa sobre uma estrutura durante sua vida útil, mas que devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas.

Cargas acidentais, também chamadas sobrecargas, são as ações variáveis que atuam nas construções em função do seu uso: pessoas, móveis, veículos, materiais diversos, etc.

Segundo a resposta da estrutura, as ações podem ser:

a)ações estáticas: aquelas que não imprimem aceleração significativa sobre a estrutura ou sobre seus elementos;

b)ações dinâmicas: aquelas que provocam aceleração significativa sobre a estrutura ou sobre suas partes.

Conforme sua natureza, as ações podem ser classificadas em:

a) ações diretas: as forças, compreendendo as cargas permanentes, cargas variáveis e cargas excepcionais.

b) ações indiretas: as deformações impostas, compreendendo efeito térmico, retração, fluência, protensão, deslocamento de apoios, etc.

No cálculo dos esforços solicitantes deve ser considerada a influência das ações permanentes e acidentais e de todas as ações que possam produzir esforços importantes.

Essas ações devem ser consideradas de acordo com as normas e condições peculiares de cada obra e incluem a ação do vento, variação de temperatura, retração, deformação lenta, choques, vibrações, fadiga, influência do processo de construção e deslocamento de apoio.

4.4. Verificação da segurança estrutural: Método dos Estados Limites (ZAGOTTIS,1981; FERNANDES, 1997)

4.4.1. Conceitos gerais

Segurança de uma estrutura é a capacidade que ela apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil, continuando a preencher as condições funcionais a que se destina a construção.

Uma vez introduzido o conceito de segurança, que é puramente qualitativo, é necessário definir métodos que conduzam à construção de estruturas que apresentem segurança.

Com o desenvolvimento da Mecânica das Estruturas, foram sendo criadas teorias quantitativas que reproduziram, cada vez melhor, os diversos comportamentos estruturais, quer na definição do comportamento reológico dos materiais, quer na determinação dos

esforços internos, deformações e deslocamentos produzidos por um dado carregamento, quer na definição dos critérios de resistência dos materiais.

Através dessas teorias, por meio de processos analíticos, numéricos ou gráficos, podem ser determinados, com vários graus de realismo, os esforços internos, as deformações e os deslocamentos nas estruturas, permitindo a sua comparação com os critérios da resistência.

Estabelecido esse arcabouço quantitativo, surge o problema de como deve ser introduzida a segurança no projeto estrutural. Isto leva à necessidade de se estabelecer uma medida da segurança, ou seja, de quantificar a segurança (ZAGOTTIS,1981).

Na verdade, muitos dos parâmetros que devem ser considerados nos cálculos estão sujeitos a dispersões e ao acaso. A intensidade das cargas e sobrecargas que atuam sobre uma estrutura durante sua utilização está sujeita a dispersões. Outras influências exercidas sobre ela por agentes externos, como vento variação da temperatura, etc, estão sujeitas a acasos, bem como seus valores máximos desconhecidos aparecem por mera casualidade em grandes intervalos de tempo. Defeitos casuais dos materiais ou ocorridos durante a execução da estrutura podem levá-la à ruína prematura. Por outro lado, outros fatores fora de controle podem também afetar a segurança, como imprecisões inevitáveis ou cometidas por engano nas hipóteses de carga, aproximações introduzidas nas hipóteses de cálculo, imprecisões, aproximações ou erros cometidos por engano nos cálculos, erros inevitáveis cometidos na execução da estrutura, desvio do comportamento real do sistema estrutural em comparação com aquele suposto nos cálculos, etc.(FERNANDES, 1997).

Segundo o critério probabilístico, cada uma dessas influências sobre a segurança deve ser considerada e coberta por um coeficiente adequado. Em vista disso a idéia que se apresenta é a de substituir o conceito de segurança por probabilidade de ruína.

O risco sempre existe. No entanto, deve-se fazer distinção entre um insucesso aleatório e um desastre por imperícia, negligência ou irresponsabilidade. Segundo o ponto de vista probabilístico, não se adota um coeficiente de segurança, e sim assume-se um risco. Diz-se então que uma determinada estrutura apresenta uma probabilidade de 10^{-4} ou 10^{-5} de ruir. Isto significa que, entre 10.000 ou 1.000.000 de estruturas de mesmo tipo e construídas segundo os mesmos padrões, apenas uma pode atingir a ruína, ou ainda, que uma

determinada estrutura projetada e construída tem apenas uma chance em 10.000 ou 1.000.000 de sofrer colapso.

No estado atual do conhecimento não se conhece ainda o comportamento estrutural com perfeição suficiente e não se tem informações estatísticas completas sobre os fatores que influem na segurança das estruturas para que se possa determinar com precisão a probabilidade de ruína. Os métodos probabilísticos são ainda temas de pesquisas relativamente recentes e não oferecem conclusão definitivas que permitam sua aplicação prática profissional.

Até há alguns anos, o cálculo de estruturas se fazia por métodos determinísticos em que as influências sobre a segurança de uma estrutura eram cobertas por um coeficiente de segurança único. Modernamente, porém, desenvolveu-se o método dos estados limites, que deriva de uma combinação de método de cálculo na ruptura, determinístico, e do método probabilístico. É, por isso, um método híbrido, considerado como semi-probabilístico.

O método dos estados limites é o que de mais perfeito se pode fazer atualmente no campo da aplicação prática. A idéia dos métodos determinísticos, de majorar as cargas e reduzir a resistência dos materiais através de coeficientes, ainda permanece, mas recorre-se, na medida do possível, a dados estatísticos e conceitos probabilísticos. Ainda assim, não se pode determinar o coeficiente de segurança real ou a probabilidade de ruína, mas em compensação, desfez-se a ilusão que se tinha: que a segurança de uma estrutura era conhecida e medida (FERNANDES, 1997).

4.4.2. O Método dos Estados Limites (FERNANDES,1997)

Para que um cálculo probabilístico possa ser desenvolvido com o rigor necessário, torna-se indispensável conhecer as leis das distribuições estatísticas correspondentes às cargas, sobrecargas e outras ações sobre as estruturas e à resistência dos materiais de que são constituídas e de todas as variáveis envolvidas na questão.

No que se refere às resistências dos materiais, os dados estatísticos de que se dispõe são satisfatórios. Contudo, a respeito das ações em geral e deformações impostas as estruturas, as informações disponíveis até o estágio atual do conhecimento são insuficientes para um estudo dessa natureza. Além disso, vários outros fatores exercem influência sobre a

segurança e a seu respeito não se dispõe ainda de dados estatísticos suficientes que permitam a elaboração de uma teoria probabilística. E mais, se lhes fosse também conferido um tratamento probabilístico, tornariam o cálculo estrutural enormemente complexo. Por isso, parece difícil se conseguir uma aplicação rigorosa da teoria das probabilidades que conduza a uma forma prática e confiável da verificação da segurança das estruturas.

Esta dificuldade levou as instituições que elaboram as normas para o projeto de estruturas a adotar um método semi-probabilístico de cálculo aceito em quase todos os países denominado método dos estados limites.

Quando uma estrutura ou uma das suas partes torna-se imprópria para o uso normal, de modo efetivo ou convencional, porque deixa de cumprir suas funções ou não satisfaz mais as condições para as quais ela foi concebida, diz-se que ela atingiu um estado particular chamado estado limite. Por isso, denominam-se estados limites aquelas situações tais que, ao serem ultrapassadas por uma estrutura ou por uma de suas partes, colocam essa estrutura fora de utilização normal, de forma efetiva ou convencional.

Os estados limites são classificados em duas categorias:

- a) limites últimos: aqueles correspondentes ao valor máximo da capacidade portante de uma estrutura.
- b) estado limite de utilização: aqueles correspondentes aos diferentes critérios de desempenho para assegurar utilização normal e durabilidade de uma estrutura.

Entre os estados limites últimos incluem-se os seguintes:

- perda da estabilidade de uma parte ou toda a estrutura;
- ruptura das seções críticas da estrutura;
- transformação da estrutura em um mecanismo;
- instabilidade por deformação;
- deterioração por efeito de fadiga;
- deformação excessiva.

Entre os estados limites de utilização incluem-se os seguintes:

- deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura;
- fissuração prematura ou excessiva;
- corrosão;
- deslocamentos excessivos, sem perda de equilíbrio;

-vibrações excessivas.

O método dos estados limites, em princípio consiste em:

a) tomar valores característicos para as resistências dos materiais e valores característicos para as cargas, sobrecargas e outras ações, fixando-se a priori a probabilidade de seus valores efetivos ultrapassarem, no sentido mais desfavorável, aqueles escolhidos como característicos;

b) utilizar como base de cálculo:

- valores de cálculo para a resistências dos materiais, iguais aos seus valores característicos divididos por um coeficiente γ_m ;

- valores de cálculo para as cargas, sobrecargas e outras ações, iguais aos seus valores característicos multiplicados por um coeficiente γ_f .

Desta forma, o dimensionamento é feito em um nível intermediário, reduzindo-se as resistências e majorando-se as ações e as solicitações (Figura 4.12).

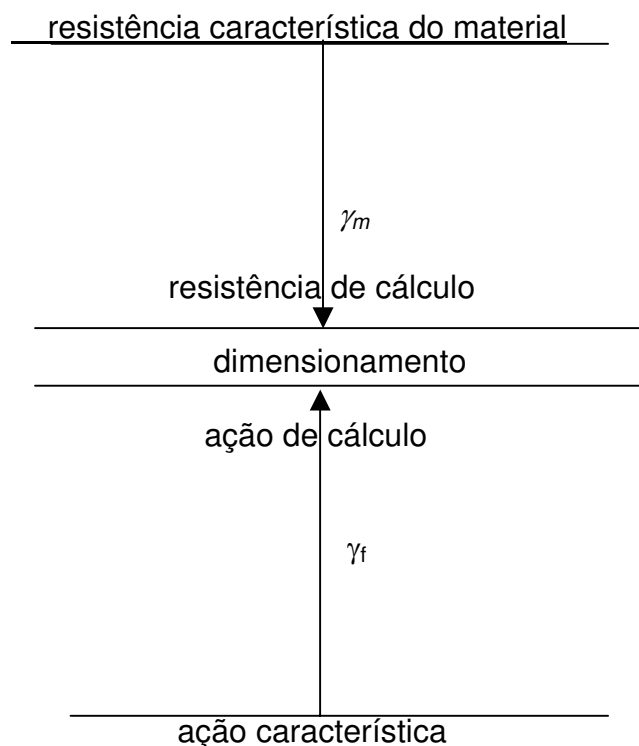


Figura 4.12 – Dimensionamento segundo o Método dos Estados Limites
(Fonte: FERNANDES, 1997)

A Norma Brasileira NBR-8681/84 *Ações e Segurança das Estruturas* (ABNT, 1984) fixa as condições exigíveis na verificação da segurança das estruturas usuais na Construção Civil e estabelece as definições relativas aos valores característicos e aos valores de cálculo para as ações e para a resistência, adotados no Método dos Estados Limites. A referida norma define o valor característico dentro de uma classificação mais ampla denominado *valor representativo*.

4.4.3. Valores representativos das ações

Segundo a norma NBR-8681/84 (ABNT,1984), as ações são quantificadas por seus valores representativos, classificados de acordo com o tipo de estado limite a ser considerado.

Valores representativos para os estados limites últimos

Valores característicos

a) *Ações permanentes*: para as ações permanentes que produzam efeitos favoráveis nas estruturas, o valor característico corresponde ao quantil de 5% de suas distribuições, ou seja, 5% de probabilidade de não ser alcançado.

$$[F_k = F_m - u (P\%) \sigma_F] \quad (9)$$

onde:

F_k é a ação característica; F_m é o valor médio da ação; $u (P\%)$ é um valor correspondente à uma dada probabilidade($p\%$) de ocorrência; e σ_F é o desvio padrão.

Para as ações permanentes que produzam efeitos desfavoráveis nas estruturas, o valor característico corresponde ao quantil de 95% da sua respectiva distribuição de probabilidade, ou seja, 95% de probabilidade de não ser alcançado.

$$[F_k = F_m + u (P\%) \sigma_F] \quad (10)$$

b) *Ações variáveis*: os valores característicos das ações variáveis, estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, correspondem a valores que tem 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos.

As ações variáveis que produzam efeitos favoráveis não são consideradas como atuantes na estrutura.

Valores característicos nominais: são utilizados para as ações que não tenham sua variabilidade adequadamente expressa por distribuições de probabilidade ou quando não há dados experimentais suficientes para estabelecer a distribuição de probabilidade. Os valores característicos F_k são substituídos por valores nominais convenientemente escolhidos.

Valores reduzidos de combinação: os valores reduzidos de combinação são determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$ e são empregados quando existem ações variáveis de diferentes naturezas.

A probabilidade de atuação simultânea de duas ações diferentes, com seus valores característicos, é muito baixa. O dimensionamento de estruturas considerando-se eventos dessa natureza leva a exageros inúteis, com grande desperdício de recursos, sem que fique melhorada a qualidade real das construções.

Valores convencionais excepcionais: São valores arbitrados para as ações excepcionais, estes valores devem ser estabelecidos por consenso entre o proprietário da construção e as autoridades governamentais que nela tenham interesse.

Valores representativos para o estado limite de utilização

Valores reduzidos de utilização: os valores reduzidos de utilização são determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$ e são empregados na verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização, decorrentes respectivamente de ações que se repetem muitas vezes e de ações de longa duração.

Os valores reduzidos $\psi_1 F_k$ são designados por valores freqüentes e os valores reduzidos $\psi_2 F_k$ por valores quase-permanentes das ações variáveis.

Valores raros de utilização (F_k): os valores raros de utilização quantificam as ações que podem acarretar estados limites de utilização, mesmo que atuem com duração muito curta sobre a estrutura.

Valores de cálculo

Os valores de cálculo são definidos como aqueles a serem adotados para o cálculo no estado limite.

Os valores de cálculo F_d das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

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, resultando os símbolos γ_g , γ_q , γ_p e γ_e , respectivamente para as ações permanentes, para as ações diretas variáveis, para a protensão e para os efeitos de deformações impostas (ações indiretas).

Os valores dos coeficientes de ponderação das ações serão apresentados em maiores detalhes no item *Combinações últimas das ações*.

Quando se considerar estados limites de utilização, os coeficientes de ponderação das ações são tomados com valor $\gamma_f = 1,0$, salvo exigência em contrário expressa em norma especial.

Carregamentos (NBR - 8681, 1984)

Carregamento é o conjunto de ações que tem probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre uma estrutura.

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.

Tipos de carregamento

Durante o período de vida da construção, podem ocorrer os seguintes tipos de carregamento: carregamento normal, carregamento especial e carregamento excepcional.

Além destes, em casos particulares, também pode ser necessária a consideração do carregamento de construção.

Os tipos de carregamento podem ser de longa duração ou transitórios, conforme seu tempo de duração.

Carregamento normal: o carregamento normal decorre do uso previsto para a construção. Admite-se que o carregamento normal possa ter duração igual ao período de referência da estrutura, e sempre deve ser considerado na verificação da segurança, tanto em relação a estados limites últimos quanto em relação a estados limites de utilização.

Carregamento especial: um carregamento especial decorre da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas no carregamento normal. Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de referência da estrutura.

Os carregamentos especiais são em geral considerados apenas na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, não se observando exigências referentes aos estados limites de utilização. A cada carregamento especial, corresponde uma única combinação última especial de ações.

Em casos particulares, pode ser necessário considerar o carregamento especial na verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização.

Carregamento excepcional: um carregamento excepcional decorre da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. Os carregamentos excepcionais somente devem ser considerados no projeto de estruturas de determinados tipos de construção, para os quais a ocorrência de ações excepcionais não possa ser desprezada e que, além disso, na concepção estrutural, não possam ser tomadas medidas que anulem ou atenuem a gravidade das conseqüências dos efeitos dessas ações.

O carregamento excepcional é transitório, com duração extremamente curta. Com um carregamento de tipo excepcional considera-se apenas a verificação da segurança em relação a estados limites últimos, através de uma única combinação última excepcional de ações.

Carregamento de construção: o carregamento de construção é considerado apenas nas estruturas em que haja risco de ocorrência de estados limites, já durante a fase de construção. O carregamento de construção é transitório e sua duração deve ser definida em cada caso particular.

Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas sejam necessárias para a verificação das condições de segurança em relação a todos os estados limites que são de se temer durante a fase de construção.

Combinações das ações

Aspectos gerais

Para a verificação da segurança em relação aos possíveis estados limites, para cada tipo de carregamento devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura.

As ações permanentes são consideradas em sua totalidade. Das ações variáveis, são consideradas apenas as parcelas que produzam efeitos desfavoráveis para a segurança.

A aplicação de ações variáveis ao longo da estrutura pode ser feita de acordo com regras simplificadas, estabelecidas em normas que considerem determinados tipos particulares de construção.

As ações incluídas em cada uma destas combinações devem ser consideradas com seus valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação das ações.

Critérios de combinação

Devem ser considerados os seguintes critérios:

a) ações permanentes

- as ações permanentes devem figurar em todas as combinações de ações;

b) ações variáveis nas combinações últimas normais

-em cada combinação última, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico F_k ; as demais ações variáveis são consideradas como secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores reduzidos de combinação $\psi_0 F_k$;

c) ações variáveis nas combinações últimas especiais

- nas combinações últimas especiais, quando existirem, a ação variável especial deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma probabilidade não desprezível de atuação simultânea com a ação variável especial;

d) ações variáveis nas combinações últimas excepcionais

- nas combinações últimas excepcionais, a ação excepcional deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma grande probabilidade de atuação simultânea com a ação variável excepcional.

Combinações últimas das ações

a) *Combinações últimas normais*

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_g F_{G1,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (11)$$

onde $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação e $\psi_{0j} F_{Q1,k}$ o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

b) *Combinações últimas especiais ou de construção*

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}] \quad (12)$$

onde $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ representa o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada e $\psi_{0j,ef}$ o fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória.

O fator $\psi_{0j,ef}$ é igual ao fator ψ_{0j} adotado nas combinações normais, salvo quando a ação principal F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\psi_{0j,ef}$ pode ser tomado com o correspondente ψ_{2j} .

c) *Combinações últimas excepcionais*

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (13)$$

onde $F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional e os demais termos são os que já foram definidos anteriormente.

Coeficientes de ponderação para combinações últimas

Coeficientes de ponderação para as ações permanentes (γ_g)

Os coeficientes de ponderação γ_g majoram os valores representativos das ações permanentes que provocam efeitos desfavoráveis e minoram os valores representativos daquelas que provocam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura.

Para uma dada ação permanente, todas as suas parcelas são ponderadas pelo mesmo coeficiente γ_g , não se admitindo que algumas de suas partes possam ser majoradas e outras minoradas.

Os coeficientes de ponderação γ_g relativos às ações permanentes que figuram nas combinações últimas, salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de material considerados, devem ser tomados com os valores básicos a seguir indicados:

a) ações permanentes de grande variabilidade:
quando o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade de suas ações permanentes. Nesses casos, para o coeficiente γ_g , adotam-se os valores indicados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Valores de γ_g para ações permanentes de grande variabilidade
(Fonte: NBR 8681/84)

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$
Especiais ou de construção	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 0,9$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 0,9$

b) ações permanentes de pequena variabilidade:
quando o peso próprio da estrutura supera 75% da sua totalidade de suas ações permanentes. Nesses casos, para o coeficiente γ_g , adotam-se os valores indicados na Tabela 4.2.

c) efeitos de recalque de apoio e de retração dos materiais:
neste caso adotam-se os valores indicados na Tabela 4.3.

Tabela 4.2 – Valores de γ_g para ações permanentes de pequena variabilidade
(Fonte: NBR 8681/84)

Combinações	Para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$
Especiais ou de construção	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$

Tabela 4.3 – Valores de γ_ϵ para efeitos de recalque e de retração dos materiais
(Fonte: NBR 8681/84)

Combinações	Para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	$\gamma_\epsilon = 1,2$	$\gamma_\epsilon = 1,0$
Especiais ou de construção	$\gamma_\epsilon = 1,2$	$\gamma_\epsilon = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_\epsilon = 0$	$\gamma_\epsilon = 0$

Coeficientes de ponderação para as ações variáveis (γ_q)

Os coeficientes de ponderação γ_q das ações variáveis majoram os valores representativos das ações variáveis que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura.

As ações variáveis que provocam efeitos favoráveis não são consideradas nas combinações de ações, admitindo-se que sobre a estrutura atuem apenas as parcelas de ações variáveis que produzam efeitos desfavoráveis.

As ações variáveis que tenham parcelas favoráveis e desfavoráveis, que fisicamente não possam atuar separadamente, devem ser consideradas conjuntamente como uma ação única.

Os coeficientes de ponderação γ_q relativos às ações variáveis que figuram nas combinações últimas, salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de material considerados, devem ser tomados com os valores indicados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Coeficientes de ponderação para ações variáveis
(Fonte: NBR 8681/84)

Combinações	Ações variáveis em geral, incluída as cargas acidentais móveis	Efeitos de temperatura
Normais	$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_\varepsilon = 1,2$
Especiais ou de construção	$\gamma_q = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_q = 1,0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

Coeficiente de ponderação para as ações excepcionais

O coeficiente de ponderação γ_f relativo à ação excepcional que figura nas combinações últimas excepcionais, salvo indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de material considerados, deve ser tomado com o valor básico: $\gamma_f = 1,0$.

Combinação de utilização das ações

Nas combinações de utilização são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações, de acordo com o que é indicado a seguir. O coeficiente γ_f , nessas combinações, é sempre tomado como igual a 1,0.

a) Combinações quase permanentes de utilização

Nas combinações quase permanentes de utilização, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (14)$$

b) Combinações freqüentes de utilização

Nas combinações freqüentes de utilização, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (15)$$

c) Combinações raras de utilização

Nas combinações raras de utilização, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{Qk}$:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (16)$$

Fatores de combinação (Ψ_0) e de utilização (ψ_1 e ψ_2)

Os valores do fator de combinação ψ_0 para as combinações últimas e dos fatores para as combinações de utilização, ψ_1 para as combinações de grande freqüência e ψ_2 para as combinações quase-permanentes, são os indicados a seguir (Tabela 4.5). Estes valores são aplicáveis para as ações usualmente consideradas nas estruturas da Engenharia Civil, salvo indicações em contrário, expresso em norma relativa ao tipo de construção e de material considerados.

Tabela 4.5 – Valores dos fatores de combinação e dos fatores de utilização
(Fonte: NBR 8681/84)

Ações em geral	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,4	0,2	0
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em que a ação variável principal tem pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempo (exemplo: edifícios de habitação)	0,6	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Pontes de pedestres	0,4	0,6	0,2*
Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2*
Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas)	0,8	0,6	0,4*

* Admite-se $\Psi_2 = 0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico

4.4.4. Valores da Resistência dos Materiais

A resistência no método dos estados limites

Resistência dos materiais: a resistência é a aptidão da matéria de suportar tensões. Do ponto de vista prático, a medida dessa aptidão é considerada com a própria resistência.

A resistência é determinada convencionalmente pela máxima tensão que pode ser aplicada ao corpo-de-prova do material considerado, até o aparecimento de fenômenos particulares de comportamento além dos quais há restrições de emprego do material em elementos estruturais.

De modo geral estes fenômenos são os de ruptura ou de deformação específica excessiva. Para cada material particular, as normas correspondentes devem especificar quais os fenômenos que permitem determinar as resistências.

Valores representativos

Resistência média: a resistência média f_m é dada pela média aritmética das resistências dos elementos que compõem o lote considerado do material.

Resistências características: os valores característicos f_k das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido mais desfavorável para a segurança.

Usualmente é de interesse a resistência característica inferior $f_{k,inf}$, cujo valor é menor que a resistência média f_m , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior $f_{k,sup}$, cujo valor é maior que f_m .

Resistência característica inferior: a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.

Escolha do valor representativo: salvo exigência expressa em norma referente a determinado material ou tipo de construção, o valor representativo deve ser tomado como o da resistência característica inferior, sempre que a segurança dependa das porções menos resistentes do material da estrutura.

Valor representativo pode ser tomado como o da resistência média, quando a segurança é condicionada pela soma das resistências de muitas porções do material da estrutura, sem que cada uma delas individualmente tenha influência determinante.

Valores de cálculo

Resistência de cálculo: a resistência de cálculo é dada por

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (17)$$

onde f_k é a resistência característica inferior e γ_m o coeficiente de ponderação das resistências, sendo

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad (18)$$

onde γ_{m1} leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência, γ_{m2} considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos de prova padronizados e γ_{m3} considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos seja em virtude do método de cálculo empregado.

Tensões últimas resistentes: as tensões últimas resistentes σ_u ou τ_u são estabelecidas para a determinação das solicitações resistentes que não dependam diretamente das resistências medidas convencionalmente em ensaios de corpos-de-prova padronizados dos materiais empregados. Os valores de σ_u e τ_u são estabelecidos, em cada caso particular, a partir das teorias de resistência dos elementos estruturais considerados.

5. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ESTRUTURAL PARA UMA CONSTRUÇÃO RURAL

O projeto deve ser desenvolvido em quatro etapas: 1) dados preliminares; 2) delineamento estrutural; 3) carregamento e combinações das ações; 4) cálculo e dimensionamento da estrutura. O trabalho referente a cada etapa é apresentado a seguir.

5.1 Dados preliminares

Essa etapa congrega predominantemente aspectos ligados ao projeto arquitetônico da construção, mas nela também são incluídas informações técnicas a serem utilizadas nas etapas subseqüentes. Assim, são definidos nessa etapa:

1) a finalidade de uso da construção

A construção a ser projetada poderá ser utilizada como abrigo para animais de pequeno, médio ou grande porte. Não são considerados no presente trabalho os silos, as pontes de pequenos vãos e barragens de pequeno porte, tendo em vista suas especificidades estruturais e de carregamento, que fogem ao escopo do presente trabalho.

2) forma e dimensões da construção

A forma mais comum de uma construção rural é quadrada ou retangular em planta; sua dimensão geralmente varia de 2,80 a 3,20m para o pé direito, de 4 a 15m para a largura, de 25 a 120 m para o comprimento. A estrutura de cobertura é em geral treliçada com telhado de 2 águas. A maioria das construções rurais se constitui de instalações totalmente ou parcialmente abertas nas laterais (PUCCINI,1997).

3) inclinação do telhado

As coberturas com inclinações mais acentuadas ocasionam melhores condições de conforto térmico no interior da instalação. O beiral é um elemento arquitetônico que, devidamente projetado, permite controle eficiente da radiação solar nas paredes. Sugere-se o uso de beiras em torno de 2m, dimensão a partir da qual a melhoria do conforto térmico torna-se pouco significativa (PUCCINI,1997).

4) uso de lanternim

A grande maioria das construções rurais é construída sem lanternim (ETERNIT, s/d).

5) aberturas

Os galpões são totalmente ou parcialmente abertos, com uma mureta no seu perímetro variando de 30cm a 120cm (ETERNIT, s/d).

6) presença de equipamentos

Os equipamentos fixos na estrutura de madeira devem ser considerados no cálculo (ETERNIT, s/d).

7) os materiais construtivos

Os materiais construtivos utilizados no desenvolvimento do projeto estrutural do presente trabalho são a madeira para a cobertura e o concreto armado para as demais peças estruturais. Materiais construtivos convencionais foram escolhidos para que a ênfase do trabalho recaia sobre o procedimento de cálculo, e não sobre aspectos específicos relativos ao uso de materiais alternativos.

5.2. Delineamento estrutural

O esquema estrutural utilizado é constituído de treliça plana em madeira com telha de fibro-cimento para a cobertura, e de barras (vigas e pilares) e placas (lajes) em concreto armado. Esse esquema estrutural representa adequadamente os diversos tipos de construções rurais que são objeto do presente trabalho, variando apenas as dimensões a serem definidas para cada caso. A escolha de telha de fibro-cimento foi baseada em seu baixo peso próprio, comparativamente a telha de cerâmica, e à possibilidade que essa telha oferece de vencer grandes vãos, o que leva à economia de madeiramento.

5.3. Carregamento e combinações das ações

As ações a serem consideradas seguem a classificação apresentada na Norma NBR 8681-*Ações e Segurança das Estruturas* (ABNT,1984). Como ações permanentes são considerados: o peso próprio, os equipamentos fixos, e os elementos de fechamento da construção. As cargas acidentais são estabelecidas em função da utilização da construção, a saber, abrigo para animais, produtos armazenados, equipamentos móveis, etc. São seguidas as especificações apresentadas pela norma NBR 6120 - *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações* (ABNT, 1980). As ações devidas ao vento, que desempenham um importante papel no meio rural, são definidas de acordo com a norma NBR – 6123 *Forças devidas ao vento* em edificações (ABNT,1986), que apresenta recomendações detalhadas sobre o tema.

Nesta etapa também é definido o tipo de carregamento a ser adotado no projeto estrutural, seguindo as especificações da norma NBR - 7190 *Ações e Segurança nas Estruturas* (ABNT,1984).

Para a treliça, as combinações utilizadas atendem as especificações da Norma NBR - 7190 *Projetos de Estruturas de Madeira* (ABNT, 1997). Para os elementos estruturais de concreto armado, as combinações são estabelecidas de acordo com a norma NBR - 6118 *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado* (ABNT, 1980).

5.4. Cálculo e dimensionamento da estrutura

Para a cobertura da construção, o sistema estrutural adotado é o da treliça plana; o material construtivo utilizado é a madeira. O cálculo da treliça é feito de acordo com o proposto pela Resistência dos Materiais, utilizando como ferramenta de cálculo o pacote computacional SAP-90. A verificação das seções é feita de acordo com a norma NBR – 7190/97.

Para os elementos estruturais lajes, vigas e pilares, o material construtivo utilizado é o concreto armado. O cálculo dos elementos de barra (vigas e pilares) é feito de acordo com o proposto pela Resistência dos Materiais. Os esforços nos elementos de placa são obtidos de acordo com o proposto pela Teoria das Placas.

O dimensionamento dos elementos estruturais em concreto armado segue as especificações da norma NBR – 6118/80, e se apóia nos procedimentos de cálculo propostos por FUSCO (a-1981 e b-1995), MASSARO Jr. (1983) e COSTA & MORENO Jr. (1990).

No que diz respeito as fundações, são consideradas apenas as fundações rasas. Os procedimentos de cálculo e de dimensionamento em concreto armado são apresentados com base na teoria apresentada por LEONHART & MONNIG (1978).

5.5. Treliça de madeira

5.5.1. Pré-dimensionamento das peças estruturais

Num projeto de treliça de madeira, são usadas nomenclaturas usuais, definidas na Figura 5.1.

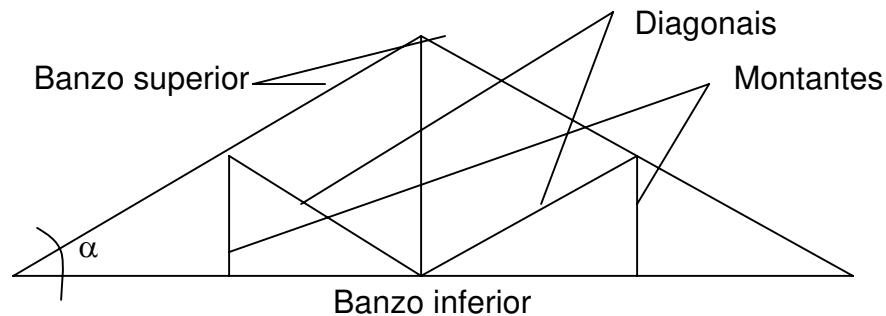


Figura 5.1 – Esquema da treliça (Fonte : MOLITERNO, 1998)

No projeto, as seções transversais são pré-estabelecidas com base em outras estruturas executadas e estas seções são, por sua vez, verificadas.

Sugestões para o pré-dimensionamento foram apresentadas por TANAAMI (s/d) e são, a seguir apresentadas:

a) Vão (L) até 20m e inclinação (α) até 25°

Neste caso as seções indicadas são:

$$0 < L < 15 \text{ m}$$

Banzo superior e inferior = 6 x 16 cm

Diagonais = 6 x 16 cm

Montantes = 2 de 3 x 16 cm

$15 < L < 20$ m

Banzo superior = 6 x 16 + 3 x 12 cm

Banzo inferior = 6 x 16 cm

Diagonais = 6 x 12 + 3 x 16 cm

Montantes = 2 de 3 x 12 cm

b) Vão (L) $20 < L < 35$ m – inclinação (α) até 20°

$20 < L < 27$ m

Banzo superior e inferior = 2 de 6 x 16 cm

Diagonais = 2 de 3 x 16 cm

Montantes = 6 x 16 + 3 x 16 cm

$27 < L < 35$ m

Banzo superior = 2 de 6 x 16 + 6 x 6 cm

Banzo inferior = 2 de 6 x 16 cm

Diagonais = 2 de 6 x 12 cm

Montantes = 6 x 16 + 2 de 3 x 12 cm

5.5.2 Definição geométrica da treliça

Para a definição geométrica da treliça (Figura 5.2.) são necessários alguns dados, a saber: o vão livre, a inclinação do telhado, a especificação da telha e da cumeeira, a espécie da madeira, a seção pré-dimensionada e o espaçamento entre as tesouras.

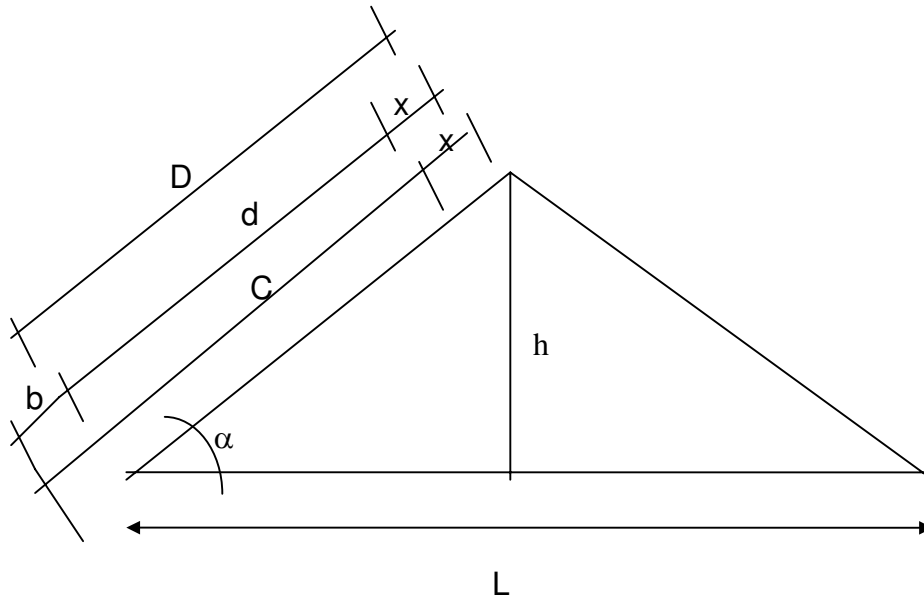


Figura 5.2 – Definição geométrica da treliça

A inclinação do telhado é calculada de acordo com a expressão:

$$\cos \alpha = (L/2)/D$$

onde α é a inclinação do telhado, L é o comprimento do banzo inferior da treliça e D é o comprimento do banzo superior.

A altura da treliça (h) é calculada conforme expressão abaixo:

$$h = D \sen \alpha$$

De acordo com catálogos de fabricantes, conforme o tipo de cumeeira utilizada, tem-se o comprimento X correspondente (Figura 5.3).

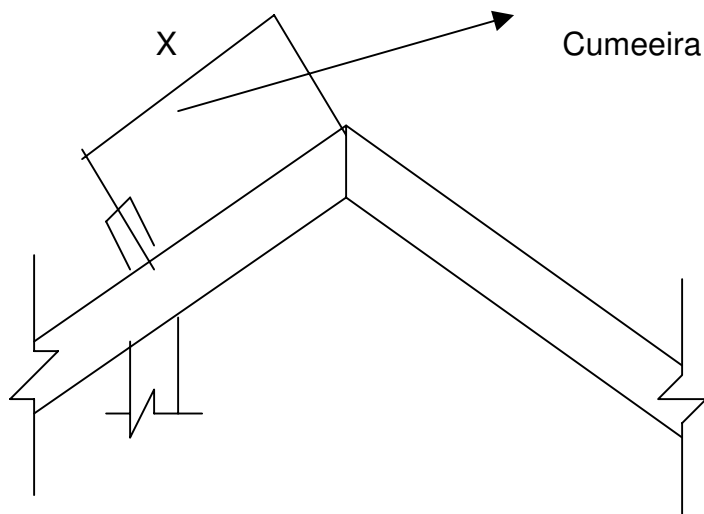


Figura 5.3 – Detalhe do comprimento X da cumeeira (Fonte: ETERNIT, s/d)

O comprimento efetivo da cobertura (d) é obtido pela expressão:

$$d = D - X$$

O número de telhas é definido em função do comprimento total (C), do recobrimento (r) e da inclinação do telhado (α).

O comprimento C é a soma do comprimento efetivo d com o comprimento do beiral b (Figura 5.2), e deverá ser igual à soma do comprimento total das telhas, descontando-se os recobrimentos r (Figura 5.4).

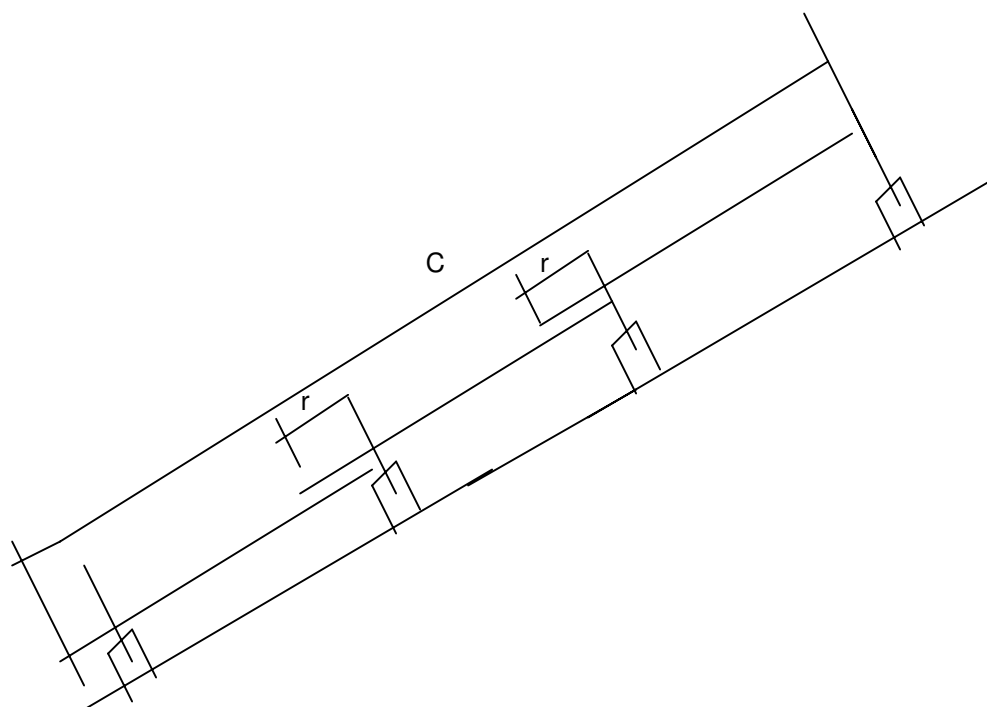


Figura 5.4 - Comprimento a ser coberto pelas telhas (Fonte: ETERNIT, s/d)

O comprimento do beiral é dado pela expressão:

$$b = C - d$$

Na ausência de calha o tamanho máximo do beiral é limitado pelo fabricante.

O espaçamento entre as tesouras depende do projeto, do tipo de ligação, da espécie de madeira etc.

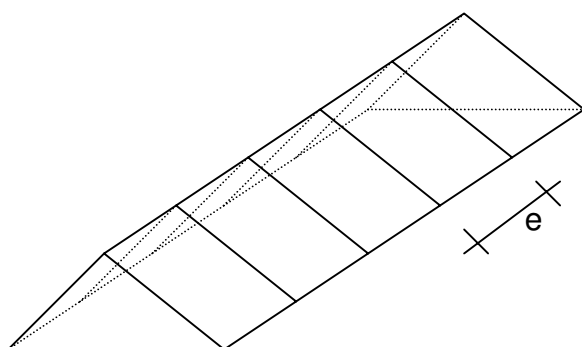


Figura 5.5 - Espaçamento e entre tesouras

O espaçamento máximo entre terças a (Figura 5.6) é fornecido pelo fabricante da telha.

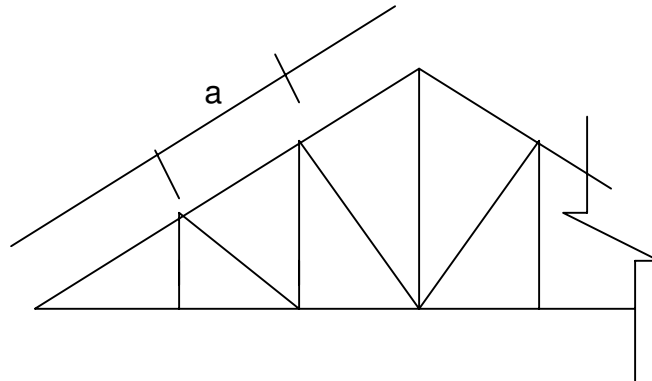


Figura 5.6 - Espaçamento a entre terças

Para a definição geométrica da tesoura, primeiramente posicionam-se as telhas. As terças são posicionadas a partir do comprimento útil das telhas. Os montantes são posicionados sob as terças, e a partir deles são definidos os nós.

5.5.3. Carregamentos e combinações das ações

O carregamento, composto da ação permanente e da ação variável, é considerado atuando nos nós do banzo superior da treliça. Para isto ele é calculado segundo a *área de influência* do nó ($A_{\text{influência}}$):

$$A_{\text{influência}} = L_{\text{influência}} \cdot e$$

onde $L_{\text{influência}}$ é o comprimento de influência do nó e e é o espaçamento entre tesouras (Figura 5.7).

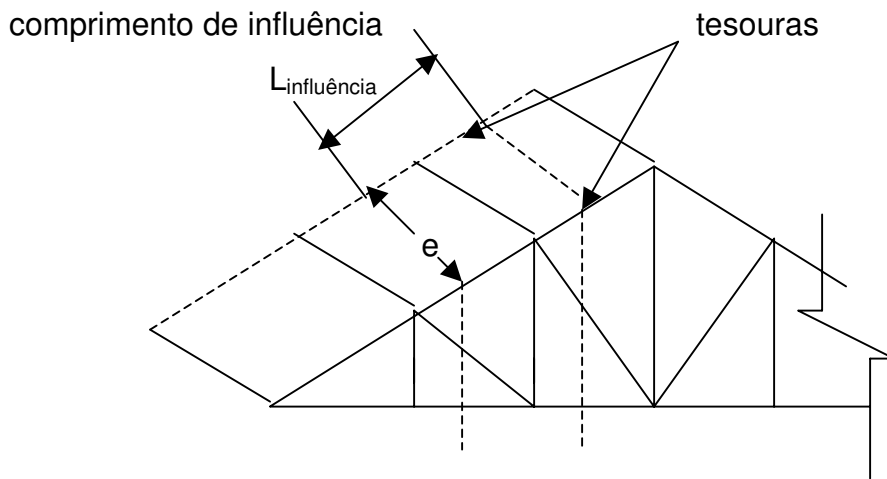


Figura 5.7 - Área de influência do nó da treliça

Ação Permanente

A ação permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso das partes fixas não estruturais (telhas, parafusos ou outros elementos de ligação). Na avaliação do peso próprio, admite-se a madeira com 12% de umidade. O peso próprio real, avaliado depois do dimensionamento final da estrutura, não deve diferir de mais de 10% do peso inicialmente admitido no cálculo.

Nas estruturas pregadas ou parafusadas, o peso próprio das peças metálicas de união podem ser estimados em 3% do peso próprio da madeira.

A ação permanente (C_{perm}) é igual ao peso próprio (P_p), o peso das telhas (P_{telhas}), o peso da terça ($P_{terças}$), o peso da ferragem (P_f) e no caso do nó central o peso da cumeeira, todos somados:

Ação permanente (C_{perm})

$$C_{perm} = P_p + P_{telhas} + P_{terças} + P_f \quad (19)$$

O peso próprio é o peso específico aparente da madeira (γ) em questão, multiplicada pela área da seção (A) em questão e pelo comprimento de influência do nó ($L_{influência}$):

$$P_p = \gamma * A * L_{influência} \quad (20)$$

O peso das telhas é o peso específico fornecido pelo fabricante da telha (γ_{telhas}), multiplicado pelo comprimento de influência no nó ($L_{influência}$) e multiplicado também pelo espaçamento entre as tesouras (e).

$$P_{telhas} = \gamma_{telha} \cdot e \cdot L_{influência} \quad (21)$$

O peso das terças é o produto entre o peso específico aparente da madeira (γ) em questão, a área da seção transversal da terça (A) e o espaçamento entre as tesouras (e):

$$P_{terças} = \gamma \cdot A \cdot e \quad (22)$$

O peso da ferragem (P_f) é admitido como sendo 3% do valor do peso próprio do nó (P_p).

$$P_f = 0,03 \cdot P_p \quad (23)$$

Ação do vento

Para se determinar as ações devidas ao vento que agem na estrutura, são seguidas as etapas apresentadas na norma NBR 6123/97.

1) Cálculo da velocidade característica

Baseado nos dados do projeto e das características da região em que se localiza a estrutura, determina-se a velocidade característica (V_k) onde:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (V_k \text{ e } V_o \text{ em m/s}) \quad (24)$$

sendo V_o a velocidade básica (rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno em campo aberto e plano) – determinada pelo gráfico das Isopletras da norma NBR 6123/97 (ver anexo).

Os coeficientes S_1 , S_2 e S_3 são relacionados à topografia, rugosidade do terreno e estatística de segurança, respectivamente, e são tabelados conforme a norma NBR 6123/97 (ver anexo).

2) Pressão de obstrução(q)

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica (q) pela expressão:

$$q = 0,613.V_k^2 \quad (V_k \text{ em m/s ; } q \text{ em N/m}^2) \quad (25)$$

3) Determinação dos coeficientes de forma externos

4) Determinação dos coeficientes de pressão internos (c_{pi})

5) Combinação dos coeficientes de forma externo C_e e interno C_i (casos críticos).

Descrevem-se, a seguir, os principais tópicos referentes ao coeficiente de pressão interna (c_{pi}) prescritos na NBR 6123/97.

Definições

- a) elementos impermeáveis: lajes e cortinas de concreto, paredes de alvenaria, blocos ou pedras sem abertura;
- b) índice de permeabilidade: é a relação entre áreas das aberturas e a área total da superfície a ser considerada;
- c) abertura dominante: abertura com área igual ou superior à soma das áreas das outras aberturas da edificação.
- d) a pressão interna é considerada uniforme e atua sobre todas as faces;
- e) o sinal positivo de c_{pi} indica sobrepressão interna;
- f) o sinal negativo de c_{pi} indica sucção interna.

Valores de c_{pi}

- a) duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras impermeáveis:
 - vento perpendicular a face permeável $c_{pi} = + 0,2$
 - vento perpendicular a face impermeável $c_{pi} = - 0,3$

b) quatro faces igualmente permeáveis: adotar $c_{pi} = -0,3$ ou $c_{pi} = 0$

c) abertura dominante na face de barlavento:

c.1) abertura dominante na face de barlavento – os valores dos coeficientes c_{pi} são fornecidos pela Tabela 5.1, de acordo com a relação entre a área da abertura dominante e a área total das aberturas em todas as faces submetidas a sucções externas;

Tabela 5.1 – Relação entre áreas a barlavento (Fonte: NBR 6123/97)

Relação de áreas	c_{pi}
1,0	+ 0,1
1,5	+ 0,3
2,0	+ 0,5
3,0	+ 0,6
6,0	+ 0,8

c.2) abertura dominante na face de sotavento: adotar o valor do coeficiente de forma C_e corresponde a esta face;

c.3) abertura dominante nas faces paralelas ao vento:

c.3.1) não situada em zona de alta sucção externa – adotar o valor do coeficiente de forma C_e corresponde ao local da abertura nesta face;

c.3.2) situada em zona de alta sucção externa: adotar o valor do coeficiente c_{pi} da Tabela 5.2, de acordo com a relação entre a área da abertura dominante e a área total das outras aberturas situadas em todas as faces submetidas a sucções externas.

Tabela 5.2 – Relação entre áreas a sotavento (Fonte: NBR 6123/97)

Relação entre áreas	C_{pi}
0,25	- 0,4
0,50	- 0,5
0,75	- 0,6
1,0	- 0,7
1,5	- 0,8
$\geq 3,0$	- 0,9

6) Resultado das combinações críticas

7) Ações devidas ao vento

As forças devidas ao vento são calculadas pela expressão:

$$F_i = q.(C_e - C_i) . A_i \quad (q \text{ em N/m}^2 ; A \text{ em m}^2 ; F_i \text{ em N}) \quad (26)$$

sendo, F_i a força resultante, C_e o coeficiente de forma externo, C_i o coeficiente de forma interno e A_i a área de influência.

Deve-se observar que, para edifícios, a pressão interna é considerada uniformemente distribuída no interior da edificação, o que permite adotar para o coeficiente de forma interno (C_i) o valor atribuído pela norma ao coeficiente de pressão interno correspondente (C_{pi}).

Combinações das ações

As ações permanentes, são consideradas de “grande variabilidade”, quando , o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade da carga permanente. Nesse caso o coeficiente de ponderação γ_g recebe os seguintes valores: $\gamma_g = 1,4$ (situação onde a carga permanente é desfavorável) a $0,9$ (situação onde a carga permanente é favorável).

As ações permanentes são consideradas de pequena variabilidade, quando o peso próprio da estrutura supera 75% da sua totalidade da carga permanentes. Nesse caso o

coeficiente de ponderação γ_g assume os seguintes valores: $\gamma_g = 1,3$ (situação onde a carga permanente é desfavorável) e $\gamma_g = 1,0$ (situação onde a carga permanente é favorável).

Para levar em consideração a maior resistência da madeira sob a ação das cargas de curta duração, e quando o vento for a ação variável principal, às solicitações nas peças de madeira devida ao vento poderão ser multiplicada por $\psi_0 = 0,75$. O coeficiente γ_q para ações variáveis é adotado com o valor 1,4.

No dimensionamento, o conjunto das ações nas estruturas de madeira é considerado como carregamento normal, que inclui apenas ações previstas em projeto. Essas ações devem ser combinadas de acordo com a formulação estabelecidas para as combinações últimas normais, a saber:

$$F_d = \gamma_g F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (27)$$

onde $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação e $\psi_{0j} F_{Qj,k}$ o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

5.5.4. Cálculo dos esforços

No presente trabalho o pacote computacional SAP – 90 é usado como ferramenta de cálculo para obtenção dos esforços na treliça.

Os esforços N_d abrangem todos os tipos de ações de cálculo usadas no programa, à saber N_{gd} , N_{gvdI} , N_{gvdII} , N_{vdl} , N_{vdII} . Nas ações permanentes o esforço correspondente é o N_{gd} , nas permanentes mais vento I é N_{gvdI} , nas permanentes mais ventol II é N_{gvdII} , e no vento é N_{vd} .

5.5.5. Verificação da estrutura

Valores representativos da Resistência da madeira

O valor médio (f_m) é determinado pela média aritmética dos valores correspondentes ao lote de madeira ensaiado. O valor característico (f_k) é o valor que tem apenas 5% de

chance de ser ultrapassado. Se a função densidade de probabilidade da resistência tiver distribuição normal, então seu valor característico (f_k) pode ser expresso como:

$$f_k = f_m - 1,65 s \quad (28)$$

onde s é o desvio-padrão da amostra.

Simplificadamente: $f_k = 0,7 \cdot f_m$

O valor de cálculo f_d é obtido a partir do valor característico: $f_d = f_k \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_w}$

onde γ_w é o coeficiente de minoração da resistência que depende do tipo de solicitação e do material. O coeficiente de modificação K_{mod} adapta os valores de ensaio às condições de projeto: $K_{mod} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3}$

O coeficiente K_{mod1} leva em conta o tipo de carregamento principal e o tipo de material utilizado. O coeficiente K_{mod2} leva em conta as condições de umidade da madeira. O coeficiente K_{mod3} leva em conta se a madeira é de primeira ou de segunda categoria. Os valores de K_{mod1} , K_{mod2} , K_{mod3} são estabelecidos pela norma NBR 7190 e, no presente, trabalho são apresentados no anexo.

Verificação à compressão carga centrada

O procedimento de verificação a seguir apresentado foi descrito por SORIANO e GONÇALVES (2000).

Verificação para a Estabilidade

As peças que na situação de projeto são admitidas como solicitadas apenas à compressão simples, em princípio devem ser dimensionadas admitindo-se uma excentricidade accidental do esforço de compressão, em virtude das imperfeições geométricas das peças e das excentricidades inevitáveis dos carregamentos, levando-se

ainda em conta os acréscimos destas excentricidades em decorrência dos efeitos de segunda ordem e, nas peças esbeltas, da fluência da madeira.

O nível de exigência imposta ao dimensionamento depende da esbeltez (λ) da peça:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$\lambda = L_0 / i$$

$$i = (I_{menor} / A)^{1/2}$$

onde I é o momento de inércia, b é a largura da seção transversal, h é a altura da seção transversal, L_0 é o comprimento de referência da barra, λ é o índice de esbeltez da peça, i é o raio de giração mínimo de sua seção transversal, A é a área da seção, I_{menor} é o menor momento de inércia, tomando a seção nos dois sentidos.

Para as peças de comprimento efetivo L_0 engastadas em uma extremidade e livre da outra, adota-se um comprimento de flambagem $L_0 = 2L$.

Para as peças de comprimento efetivo L em que ambas as extremidades sejam indeslocáveis por flexão, adota-se $L_0 = L$, não se considerando qualquer redução em virtude da eventual continuidade estrutural da peça.

Dependendo do valor do índice de esbeltez as peças são classificadas como curtas, medianamente esbeltas e esbeltas.

a) Compressão de peças curtas: $\lambda < 40$

Para as peças curtas, definidas pelo índice de esbeltez $\lambda < 40$, que na situação de projeto são admitidas como solicitadas apenas à compressão simples, dispensa-se a consideração de eventuais efeitos de flexão. Assim:

$$\sigma_{cd} \leq f_{cd}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A} \quad (29)$$

onde σ_{cd} é a tensão atuante de cálculo que é igual ao carregamento crítico de compressão dividido pela área da seção transversal da peça; f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão paralela; A é a área da seção transversal.

b) Compressão de peças medianamente esbeltas: $40 < \lambda \leq 80$

Para as peças medianamente esbeltas $40 < \lambda \leq 80$ submetidas na situação de projeto à flexo-compressão com os esforços de cálculo N_d e M_d , a verificação a segurança em relação ao estado limite último de instabilidade, por meio de teoria de validade comprovada experimentalmente. Considera-se atendida se no ponto mais comprimido da seção transversal for respeitada a condição:

$$\left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}} \right) + \left(\frac{\sigma M_d}{f_{cd}} \right) \leq 1 \quad (30)$$

A verificação deve ser feita para os planos de rigidez mínima e máxima da peça. Nesta verificação consideram-se σN_d o valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão considerando o carregamento axial; σM_d o valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d calculado pela expressão

$$M_d = N_d \cdot e_d \quad (31)$$

com

$$e_d = e_1 \left[\frac{F_E}{F_E - N_d} \right] ; \quad e_1 = e_i + e_a ; \quad e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} \quad (32)$$

onde M_d é o valor de cálculo do momento; N_d é o valor de cálculo a força normal; e_d é a excentricidade de cálculo; a excentricidade e_1 é efetiva de 1ª ordem; e_i é a excentricidade decorrente da situação de projeto, não se tomando um valor inferior a $h/20$ para a carga excêntrica, sendo h a altura da seção transversal referente ao plano de verificação e igual a zero, se a carga for centrada. $M_{1d} = M_{1gd} + M_{1qd}$ onde M_{1gd} e M_{1qd} são os valores de cálculo,

na situação de projeto , dos momentos devidos às cargas permanentes e as cargas variáveis, respectivamente.

A excentricidade e_a leva em conta os erros construtivos: $e_a = L_0/300 \geq h/20$ onde L_0 é o comprimento teórico de referência.

$$\text{A força } F_E \text{ é a carga de Euler: } F_E = \frac{\pi^2 \times E_{coef} \times I_{menor}}{L_0^2} \quad (33)$$

onde E_{coef} é o valor efetivo do módulo de elasticidade paralelamente às fibras:

$$E_{coef} = K_{mod1} * K_{mod2} * K_{mod3} * E_{co,m}$$

$E_{co,m}$ é o valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras e I_{menor} é o momento de inércia da seção transversal da peça relativo ao plano de flexão em que se está verificando a segurança.

Ainda deve ser verificada a resistência da peça à flexo-compressão, no entanto esta situação não é crítica para o caso de barras de treliça.

c) *Peças esbeltas* : $80 < \lambda < 140$

Para peças esbeltas a verificação deve ser feita como em peças medianamente esbeltas.

$$\left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}} \right) + \left(\frac{\sigma M_d}{f_{cd}} \right) \leq 1 \quad (34)$$

onde σN_d é o valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão considerando o carregamento axial; σM_d é o valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d calculado pela expressão:

$$M_d = N_d * e_{lef} * \left[\frac{F_E}{F_E - N_d} \right] \quad (35)$$

A carga de Euler F_E tem o mesmo valor dado em peças medianamente esbeltas e e_{1ef} é a excentricidade efetiva de primeira ordem:

$$e_{1ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c$$

onde e_i é a excentricidade de primeira ordem decorrente da situação de projeto, e_a é a excentricidade acidental mínima e e_c é uma excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira, calculada de acordo com o seguinte procedimento:

$$e_c = e_{ig} + e_a \left\{ \exp \left[\frac{\phi (N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk})}{FE - (N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk})} \right] - 1 \right\} \quad (36)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}} \quad (37)$$

onde $M_{1g,d}$ e $N_{1g,d}$ são respectivamente os valores de cálculo do momento fletor e da força normal devidos apenas às ações permanentes.

$\phi = 0,8$ (segundo a NBR 7190/97).

$\psi_1 = 0,2$ (fator de utilização segundo a NBR 7190/97)

$\psi_2 = 0$ (fator de utilização segundo a NBR 7190/97)

N_{gk} e N_{qk} são valores característicos da força normal devidos às ações permanentes e variáveis, respectivamente.

Ainda deve ser verificada a resistência da peça à flexo-compressão.

Verificação para a flexo-compressão

Além da verificação da estabilidade a ser feita, a condição de segurança relativa à resistência das seções transversais relativas à flexo-compressão é expressa pela mais rigorosa das duas expressões, aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais comprimida, considerando-se uma função quadrática para a influência das tensões devidas à força normal de compressão:

$$\begin{aligned} \left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma M_{xd}}{f_{cd}}\right) + k_m \times \left(\frac{\sigma M_{yd}}{f_{cd}}\right) &\leq 1 \\ \left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}}\right)^2 + k_m \times \left(\frac{\sigma M_{xd}}{f_{cd}}\right) + \left(\frac{\sigma M_{yd}}{f_{cd}}\right) &\leq 1 \end{aligned} \quad (38)$$

sendo

$$\sigma N_d = N_d / S \quad (39)$$

$$M_d = N_d * e_a \quad (40)$$

$$e_a = L/300 \quad (41)$$

$$\sigma M_d = (M_d * y) / I \quad (42)$$

onde σN_d é o valor de cálculo da parcela de tensão normal; f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão paralela às fibras; $\sigma M_{x,d}$ e $\sigma M_{y,d}$ são as tensões máximas devidas as componentes de flexão atuantes segundo as direções principais; k_m é o coeficiente de correção sendo $k_m = 0,5$ (seção retangular) e $k_m = 1,0$ (outras seções transversais); y é a distância da borda até o CG da seção transversal.

Verificação para a tração paralela

Nas barras tracionadas axialmente a condição de segurança é expressa por

$$\sigma_{td} \leq f_{td} \quad (43)$$

onde σ_{td} é a tensão de cálculo à tração que é igual ao carregamento crítico de tração dividido pela área transversal da peça; f_{td} é a resistência de cálculo à tração paralela às fibras da madeira.

Após as verificações, as seções transversais deverão atender dimensões mínimas construtivas:

- vigas: área mínima de 50cm^2 e espessura mínima de 5cm;
- barras de treliça: área mínima de 18cm^2 e espessura mínima de 2,5cm;
- nas seções múltiplas a área mínima de cada elemento é de 18cm^2 e a espessura mínima de 1,8cm.

5.5.6 Ligações

As informações apresentadas neste item foram extraídas da publicação de CALIL JÚNIOR (2000).

Generalidades

As ligações nas estruturas de madeira, excluindo as sambladuras, constituem os pontos mais perigosos, pois a simples falha de uma única conexão poderá ser responsável pelo colapso de todo um conjunto de elementos estruturais.

Além da impossibilidade de se conhecerem as deformações localizadas teoricamente, outros aspectos tem influência na eficiência das ligações, tais como: o tipo de ligação, o comportamento elasto-plástico da madeira e a qualidade do projeto e da mão-de-obra.

Devido à limitação no comprimento das peças de madeira, principalmente no caso de madeira serrada, que são encontradas em comprimentos de 4 a 5 metros, para viabilizar a execução das estruturas é necessária a execução de ligações.

Nas regiões de ligação devem ser evitados lascamentos, nós, rachaduras ou outros defeitos que possam comprometer a resistência da ligação, no caso de pinos ou cavilhas.

Existem dois tipos principais de ligações: por aderência ou por penetração. As ligações por penetração se caracterizam pela utilização de elementos de ligação. As forças transmitidas de uma peça para outra convergem geralmente para uma pequena área (parafusos, pregos, anéis, etc.), como mostra a Figura 5.8.

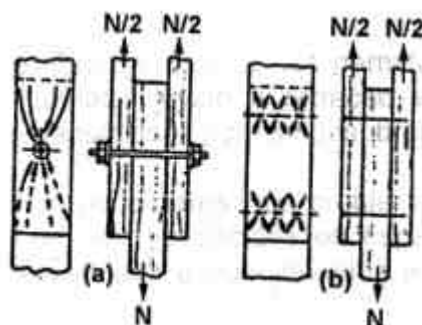


Figura 5.8 - Ligações por penetração (Fonte: CALIL JUNIOR, 2000)

As ligações por aderência são estabelecidas por meio de uma película de adesivo (Figura 5.9).

Para a execução das ligações em estruturas de madeira, os principais tipos de dispositivos utilizados são (Figura 5.9):

os pinos metálicos, que podem ser constituídos de pregos e parafusos;

os conectores, que podem ser constituídos por chapas com dentes estampados e anéis metálicos.

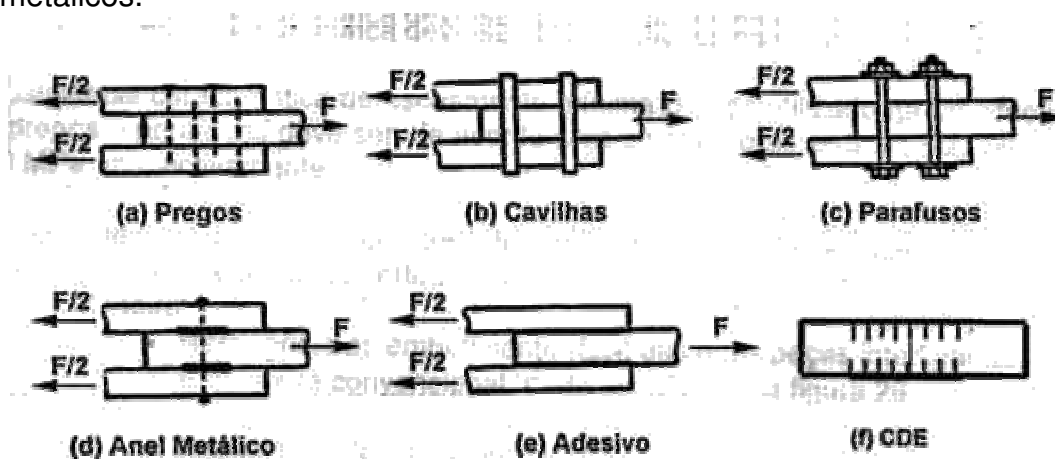


Figura 5.9 – Tipos de ligações (Fonte: CALIL JUNIOR, 2000)

No cálculo das ligações, a norma brasileira não permite a consideração do atrito entre as superfícies de contato devido à retração e à deformação lenta da madeira, nem de esforços transmitidos por estribos, braçadeiras ou grampos.

Devem ser respeitados os espaçamentos e a pré-furação especificados pela norma brasileira para evitar o fendilhamento da madeira em virtude da presença dos elementos de união.

O estado limite último de uma ligação é atingido por deficiência de resistência da madeira ou do elemento de ligação. O dimensionamento da ligação é feito pela seguinte condição de segurança:

$$S_d \leq R_d$$

onde S_d é o valor de cálculo das solicitações; R_d é o valor de cálculo da resistência.

Ligações com pinos metálicos

Os pinos são elementos de grande utilização nas ligações de peças de madeira, principalmente nas tracionadas.

A norma brasileira define a resistência total de um pino como sendo a soma das resistências correspondentes às diferentes seções de corte.

Nas ligações com até 8 pinos em linha, dispostos paralelamente ao esforço a ser transmitido, a resistência total é dada pela soma das resistências de cada um dos pinos.

Outra observação importante refere-se ao número de pinos utilizados na ligação. Caso existam mais de oito pinos em linha, dispostos paralelamente ao esforço a ser transmitido, os pinos suplementares devem ser considerados com apenas 2/3 de sua resistência individual. Assim sendo, o número total de pinos será:

$$n_0 = 8 + 2/3 (n - 8) \quad (44)$$

onde n_0 é igual o número convencional de pinos e n o número efetivo de pinos.

Cabe ainda ressaltar que nunca se deve utilizar ligações com um único pino. A resistência característica de escoamento mínima do aço utilizado na fabricação de pregos e parafusos deve ser, de acordo com a norma brasileira, de 600 MPa e 240 MPa, respectivamente.

No cálculo da resistência de um pino as seguintes propriedades são consideradas: em uma dada seção de corte entre duas peças de madeira, é determinada em função das resistências de embutimento f_{ed} das duas madeiras interligadas, da resistência de

escoamento f_{yd} do pino metálico, do diâmetro d do pino e de uma espessura convencional t , tomada com a menor das espessuras t_1 e t_2 de penetração do pino em cada um dos elementos ligados conforme Figura 5.10.

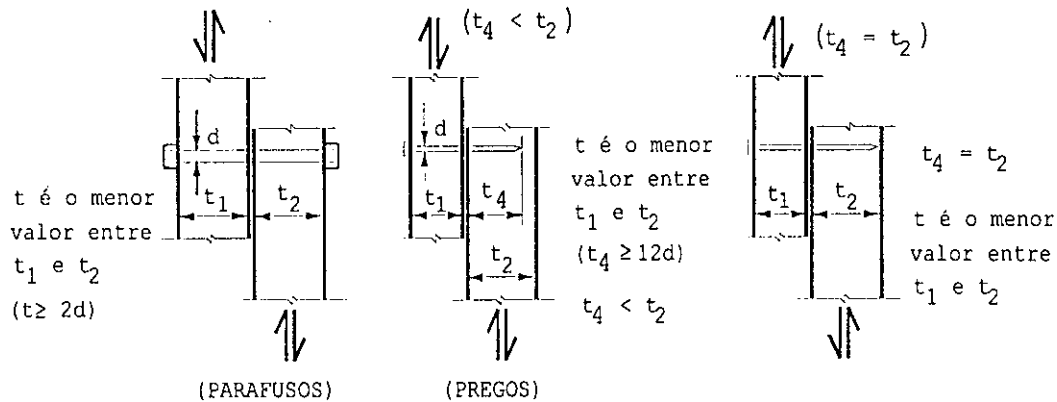


Figura 5.10 – Espessura convencional (t) – ligações com uma seção de corte
(Fonte: NBR 7190/97)

No dimensionamento das ligações de estruturas de madeira por pinos duas situações podem ocorrer: o embutimento da madeira ou a flexão do pino. Estes dois fenômenos são função da relação entre a espessura da peça de madeira e o diâmetro do pino, dada pela seguinte expressão:

$$\beta = \frac{t}{d} \quad (45)$$

onde t é a espessura convencional da madeira; d é o diâmetro do pino.

O coeficiente β deve ser comparado com um valor limite, β_{lim} , determinado pela seguinte expressão:

$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{e,d}}} \quad (46)$$

sendo f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento do pino metálico, podendo ser admitida como igual à resistência nominal característica de escoamento minorada pelo coeficiente γ_s

igual a 1,1; f_{ed} é o valor de cálculo da resistência ao embutimento da madeira. A resistência de embutimento (f_e) é um valor convencional adotado para descrever a resistência à solicitação de compressão perpendicular ao eixo de pinos embutidos em orifícios de madeira. O valor de cálculo $R_{vd,1}$ da resistência de um pino, correspondente a uma única seção de corte, é dada pelas expressões seguintes:

$$1) \beta \leq \beta_{lim} \text{ (embutimento da madeira):} \quad R_{vd,1} = 0,40 \frac{f^2}{\beta} \cdot f_{ed} \quad (47)$$

$$2) \beta > \beta_{lim} \text{ (flexão do pino):} \quad R_{vd,1} = 0,625 \frac{d^2}{\beta_{lim}} \cdot f_{yd} \quad (48)$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad \text{com} \quad \gamma_s = 1,1 \quad \text{e} \quad f_{e\alpha,d} = \frac{f_{e0,d} * f_{e90,d}}{f_{e0,d} * \sin^2 \alpha + f_{e90,d} * \cos^2 \alpha} \quad (49)$$

$f_{e\alpha,d}$ é a resistência ao embutimento a tensões normais inclinadas em relação às fibras da madeira, $f_{e0,d}$ é o valor de cálculo da resistência ao embutimento à compressão paralela, $f_{e90,d}$ é o valor de cálculo da resistência ao embutimento à compressão normal, sendo:

$$f_{e90,d} = 0,25 * f_{c0,d} * \alpha_e, \text{ com } \alpha_e \text{ dado na Tabela 5.3.} \quad (50)$$

Tabela 5.3 - Diâmetro do pino

Diâmetro do pino	≤ 0,62	0,95	1,25	1,6	1,9	2,2	2,5	3,1	3,8	4,4	5,0	≥ 7,5
α_e	2,5	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33	1,27	1,19	1,14	1,1	1,07	1,0

Caso sejam utilizadas chapas de aço nas ligações, são necessárias as seguintes verificações: a primeira delas do pino metálico com a madeira como visto anteriormente; e a segunda, do pino com a chapa metálica de acordo com os critérios apresentados pela norma NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios.

No caso de pinos em corte duplo, como mostrado na Figura 5.11, aplicam-se os mesmos critérios apresentados anteriormente, para cada seção de corte.

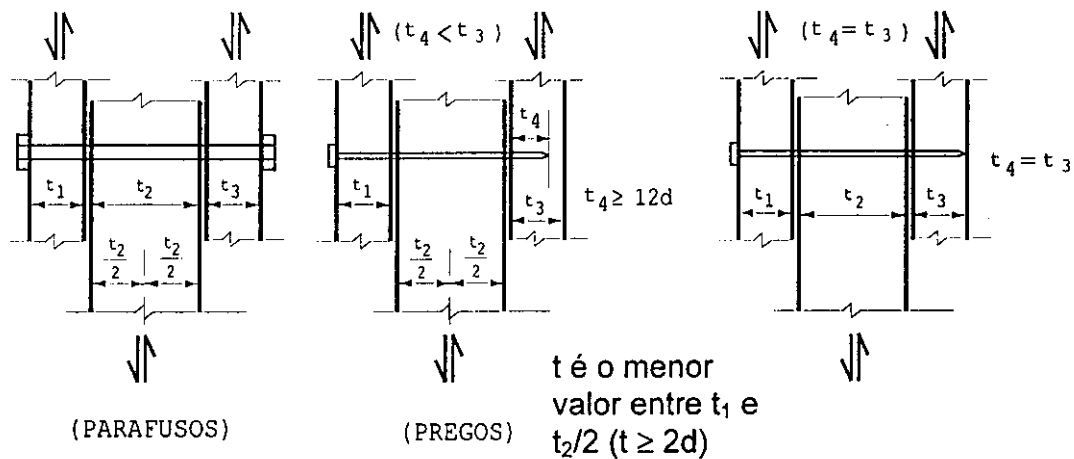


Figura 5.11 – Espessura convencional (t) – ligações com duas seções de corte
(Fonte: NBR 7190/97)

Para peças múltiplas, em pares, em corte duplo ou quádruplo, considera-se t o menor valor entre t_1 e t_2 .

Ligações pregadas

É obrigatória a execução de pré-furação na madeira para ligações pregadas, obedecendo-se os seguintes valores:

dicotiledôneas: $0,95 d_{ef}$

coníferas: $0,85 d_{ef}$

sendo d_{ef} o diâmetro efetivo medido nos pregos a serem usados.

Para a execução das estruturas provisórias pode-se dispensar a pré-furação desde que sejam observados os seguintes critérios:

- utilização de madeira de baixa densidade (menor que 6 KN/m^3);
- diâmetro máximo de $1/6$ da espessura da peça de madeira mais delgada;
- espaçamento mínimo entre pregos de 10 vezes o diâmetro.

Ligações parafusadas

Duas situações podem ocorrer neste caso:

- pré-furação não maior que o diâmetro mais 0,5mm, para consideração de ligação rígida;
- valores maiores que o anterior com consideração de ligação deformável.

Entende-se por ligação rígida aquela que obedece aos critérios de pré-furação e utiliza no mínimo 4 pinos.

Diâmetros mínimos

- Pregos : 3 mm
- Parafusos: 10 mm

Ligações com chapas com dentes estampados

As chapas com dentes estampados somente podem ser empregadas em ligações estruturais quando a eficiência da cravação for garantida por seu executor.

Os valores da resistência de cálculo que podem ser atribuídos às chapas com dentes estampados, correspondentes a uma única seção de corte, devem ser garantidos pelo respectivo fabricante, de acordo com a legislação brasileira.

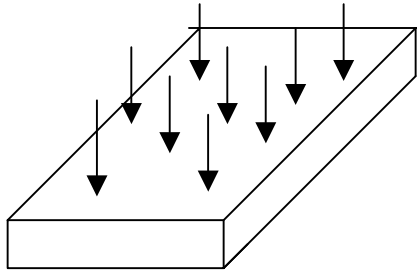
A norma NBR 7190/97 estabelece métodos de ensaios e valores de resistência para estas ligações e recomenda a determinação da resistência das chapas metálicas de dentes estampados através de ensaios de corpos-de-prova padronizados, sendo definida, ou pelo escoamento da chapa metálica, ou pelo início de seu arrancamento, ou por qualquer fenômeno de ruptura da madeira.

5.6. Peças de concreto armado (NBR 6118/80)

5.6.1. Lajes

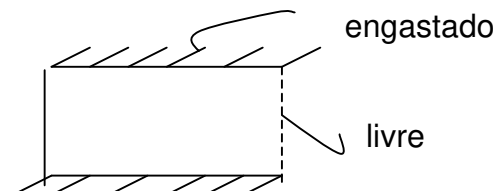
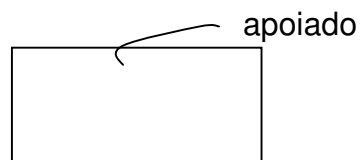
Lajes maciças

As lajes são consideradas placas, ou seja, elementos planos com uma dimensão desprezível em relação às outras duas, que recebe carga perpendicularmente ao plano.



Para se determinar a vinculação das bordas entre as lajes, os seguintes aspectos devem ser considerados:

- se as lajes apresentam rigidez semelhante, ou seja, têm espessuras iguais, considera-se que uma está engastada na outra;
- se a espessura de uma laje é muito maior que a espessura de outra laje, apenas a segunda está engastada;
- não pode haver engastamento nos lados correspondentes a direção do menor rigidez, para lajes armadas numa só direção - laje retangular em que uma das dimensões é maior que o dobro da outra.
- na laje em balanço, qualquer que seja a rigidez da laje ou da viga, a laje será sempre engastada
- não é indicado haver engastamento nos lados correspondentes a direção de menor rigidez.

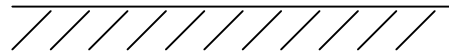


A convenção adotada para representar as bordas apoiadas é a seguinte:

borda articulada (permite livre rotação):



borda engastada (rotação impedida):



borda livre



Classificação das lajes

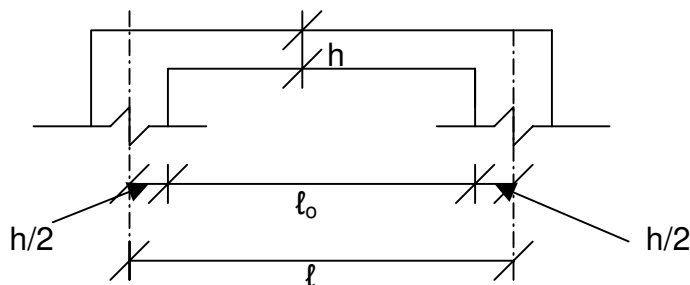
Quanto ao funcionamento estrutural, as lajes maciças podem ser classificadas em:

- lajes armadas em uma direção: são aquelas em que se admite que a carga se transmita somente em uma direção, e a relação entre o vão maior e o vão menor é maior que dois;
- lajes armadas em duas direções: são aquelas em que se admite que a carga se transmita nas duas direções, e a relação entre o vão maior e o vão menor é menor que dois.

Vão Teórico em relação a geometria das lajes

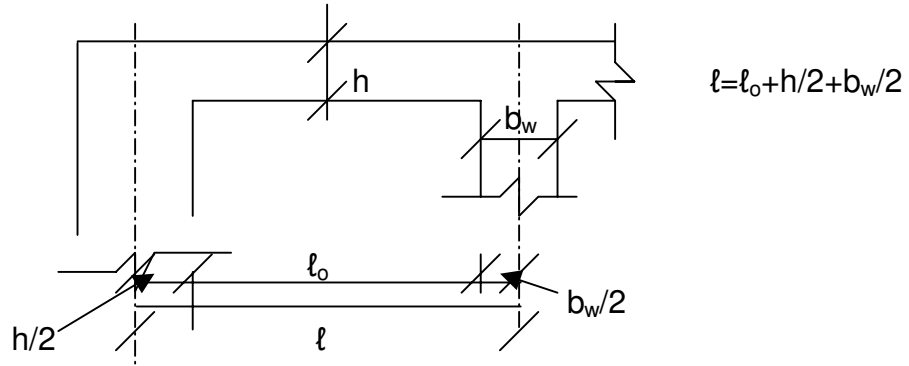
O vão teórico é a distância entre os centros dos apoios, não sendo necessário adotar valores maiores que:

- laje isolada

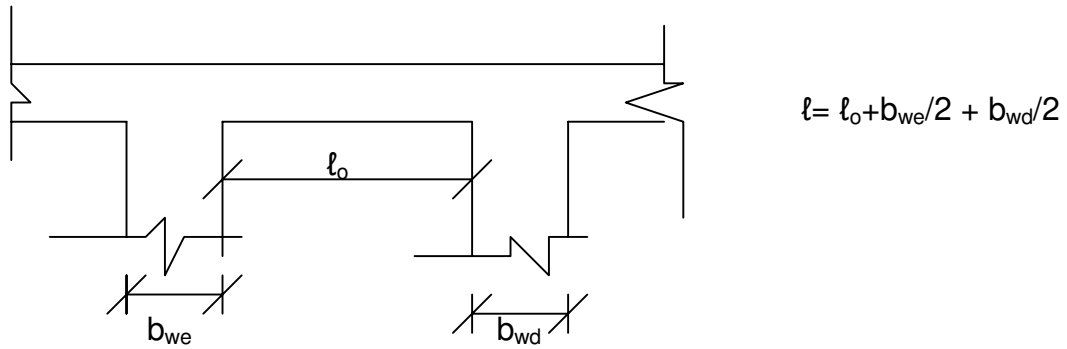


$$l = l_0 + h$$

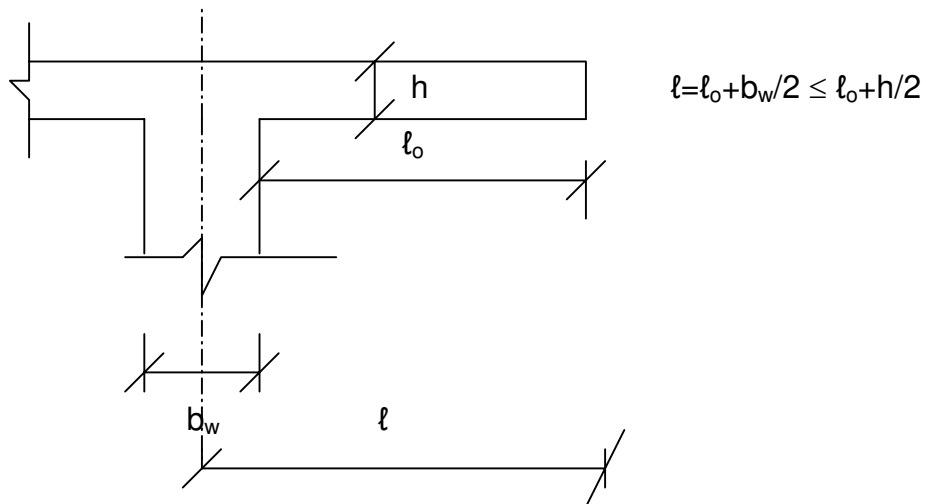
- laje contínua - vão extremo



- laje contínua - vão interno



- laje em balanço



Espessuras das lajes

Segundo a NBR 6118/80, as lajes maciças devem ter espessuras não inferiores a:

- 5 cm para lajes de cobertura não em balanço;
- 7 cm para lajes de piso e lajes em balanço;
- 12 cm para lajes destinadas a passagem de veículos.

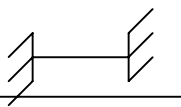
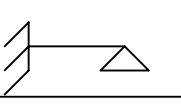
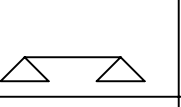
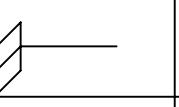
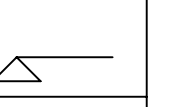
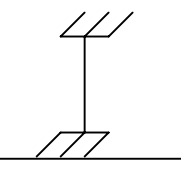
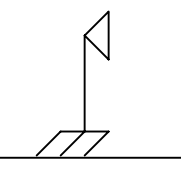
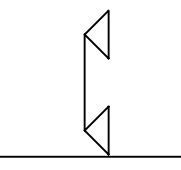
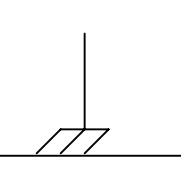
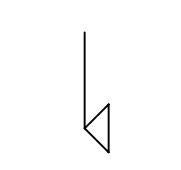
Determinação da altura útil das lajes

Será dispensado o cálculo das flechas em vigas de seção retangular ou T e em lajes maciças retangulares quando o valor de d (altura útil) respeitar a condição abaixo:

$$d \geq \frac{\ell_x}{\psi_2 \psi_3} \quad (51)$$

onde d é a altura útil da laje; ℓ_x é o menor vão da laje. Para laje armada em duas direções, o coeficiente ψ_2 depende das condições de apoio e da relação entre os vãos. Os valores de ψ_2 para lajes armadas em duas direções, são fornecidos pela norma NBR-6118/80 e apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Valores de ψ_2 para lajes armadas em 2 direções
(Fonte: NBR 6118/80)

$\ell_x \backslash \ell_y$					
	2,2 1,7	2,0 1,7	1,9 1,7	1,7 1,7	1,7 1,7
	2,0 1,4	1,8 1,4	1,7 1,4	1,4 1,3	1,3 1,3
	1,9 1,2	1,7 1,1	1,5 1,1	1,1 1,0	1,0 1,0
	1,7 0,5	1,4 0,5	1,1 0,5	0,7 0,5	0,6 0,5
	1,7 0,5 *	1,3 0,5*	1,0 0,5*	0,6 0,5*	0,5 0,3*

ℓ_x = menor vão da laje; ℓ_y = maior vão da laje.

número superior: ψ_2 para $\ell_x/\ell_y = 1$

número inferior: ψ_2 para $\ell_x/\ell_y = 2$, podendo usar-se para razão entre lados maior que 2, exceto nos casos assinalados com asterisco.

Para $1 < \ell_x/\ell_y < 2$: interpolar linearmente

Os valores de ψ_2 para vigas e lajes armadas em 1 direção ($\ell_y/\ell_x > 2$), são fornecidos pela Norma NBR- 6118/80 em função do tipo de vinculação, e estão apresentadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Valores de ψ_2 para lajes armadas em 1 direção
(Fonte: NBR 6118/80)

Vigas e lajes armadas em uma direção	Valores de ψ_2
simplesmente apoiadas	1,0
contínuas	1,2
duplamente engastadas	1,7
em balanço	0,5

O coeficiente ψ_3 está associado ao valor da tensão de cálculo das armaduras e é apresentado na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Valores de ψ_3 (Fonte: NBR 6118/80)

Tensão na armadura para a Solicitação de cálculo (σ_{sd})	Valores para ψ_3	
	Em vigas e lajes nervuradas	Em lajes maciças
250 MPa	25	35
280 MPa	22	33
350 MPa	20	30
435 MPa	17	25
520 MPa	15	20

Para as lajes, com mais de 4m de vão teórico, que suportarem paredes na direção do vão suscetíveis a fissuração, as alturas úteis mínimas calculadas por este item deverão ser multiplicadas por $\ell/4$ (ℓ em metros), onde ℓ é o vão teórico considerado.

Cálculo dos carregamentos nas lajes

Carga por metro quadrado

A primeira operação do cálculo de uma laje é a determinação da carga que atua em cada metro quadrado, a qual se compõe das seguintes parcelas:

- a) peso próprio - determinado a partir da altura da laje. Esta altura, que varia entre 5 a 12 centímetros, deve ser multiplicada pelo peso específico do concreto armado $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$;
- b) revestimento de piso - na falta de determinação experimental, devem-se utilizar os valores fornecidos pela norma NBR – 6120/80 que fornece os pesos específicos aparentes dos materiais de construção mais freqüentes. Esses dados são reproduzidos na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Peso específico aparente dos materiais de construção
(Fonte: NBR 6120/80)

Materiais		Peso específico aparente (KN/m ³)
Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e Calcáreo	28
Blocos Artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
Revestimentos E concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriúva, ipê róseo	10
Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro Fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
Materiais Diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro Plano	26

- c) ação accidental: é toda ação que pode atuar sobre a estrutura de edificação em função do seu uso : pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.

Os valores a serem utilizados são apresentados pela norma NBR - 6120, e reproduzidos na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Valores mínimos das cargas verticais
(Fonte: NBR 6120/80)

	Local	Carga KN/m ²
Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
Corredores	Com acesso ao público sem acesso ao público	3 2
Cozinhas não Residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com O mínimo de	3
Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro Despensa, área de serviço e lavanderia	1,5 2
Escadas	Com acesso ao público sem acesso ao público	3 2,5
Escolas	Anfiteatro com assentos fixos Corredor e sala de aula Outras salas	3 2
Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
Garagens e Tacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 KN por veículo.	3
Laboratórios	incluindo equipamentos, a ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
Lavanderias	incluindo equipamentos	3
Lojas		4
Terraços	Sem acesso ao público Com acesso ao público Inacessível a pessoas	2 3 0,5

No caso de armazém em depósitos e na falta de valores experimentais, o peso dos materiais armazenados pode ser obtido através dos pesos específicos aparentes que constam na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Características dos materiais de armazenagem
(Fonte: NBR 6120/80)

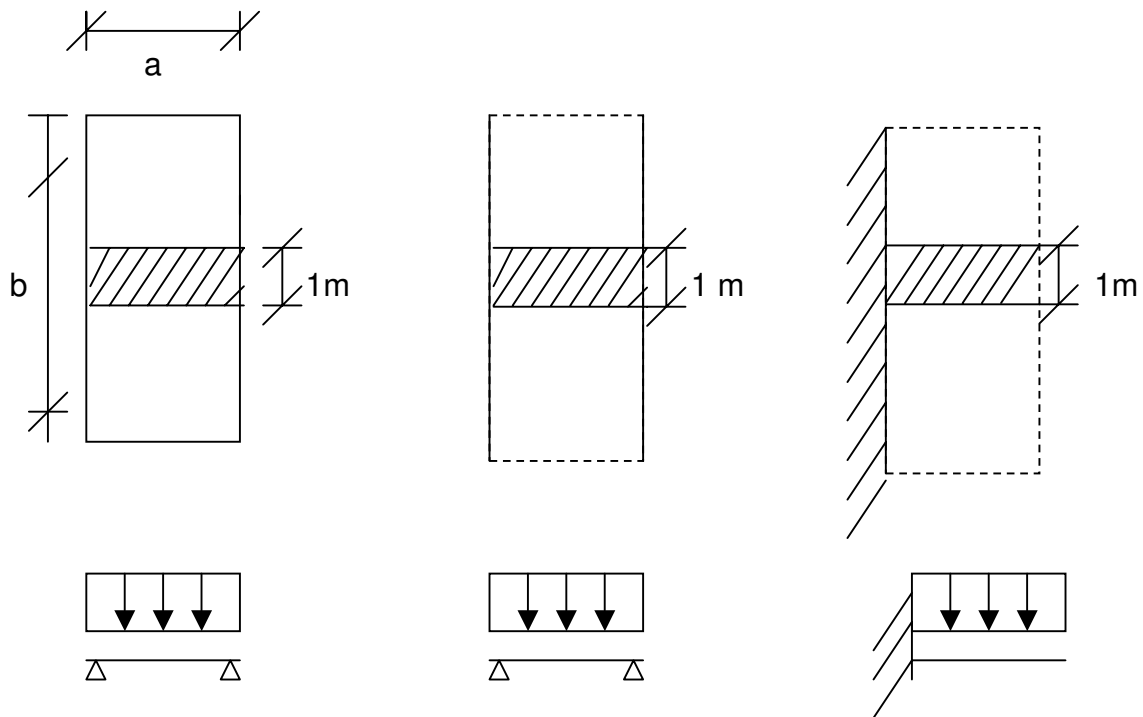
Material		Peso específico aparente (KN/M ³)
Materiais de Construção	Areia com umidade natural	17
	Argila arenosa	18
	Cal em pó	10
	Cal em pedra	10
	Caliça	13
	Cimento	14
	Clinker de cimento	15
	Pedra ritada	18
	Seixo	19
Combustíveis	Carvão mineral (pó)	7
	Carvão vegetal	4
	Carvão em pedra	8,5
	Lenha	5
Produtos Agrícolas	Açúcar	7,5
	Arroz com casca	5,5
	Aveia	5
	Batatas	7,5
	Café	3,5
	Centeio	7
	Cevada	7
	Farinha	5
	Feijão	7,5
	Feno prensado	1,7
	Frutas	3,5
	Fumo	3,5
	Milho	7,5
	Soja	7
	Trigo	7,8

Determinação dos esforços solicitantes

Lajes armadas em uma direção

As solicitações e reações para as lajes armadas numa só direção são calculadas exatamente como se fosse um conjunto de vigas paralelas, cuja distância entre apoios será tomada na direção do menor vão teórico da laje.

São consideradas armadas em uma só direção as lajes do seguintes tipos:



Condição: $b/a > 2$

Nomenclatura que será usada para os momentos nas lajes:

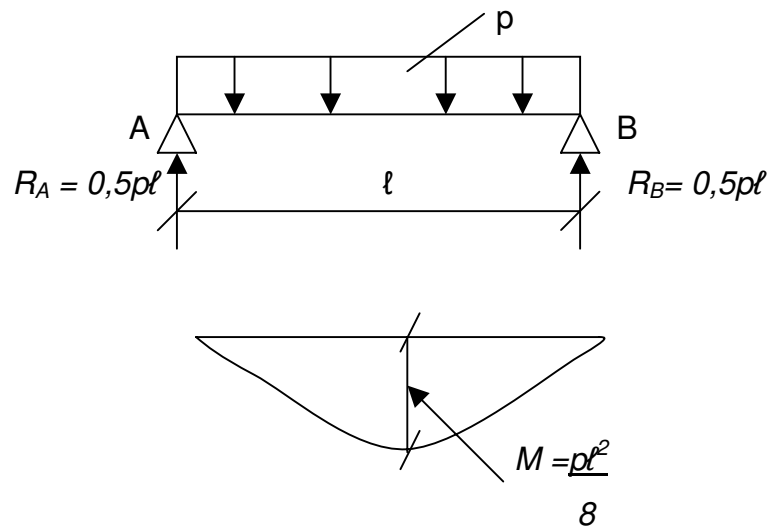
M- momento positivo no meio do vão

X- momento negativo nos apoios

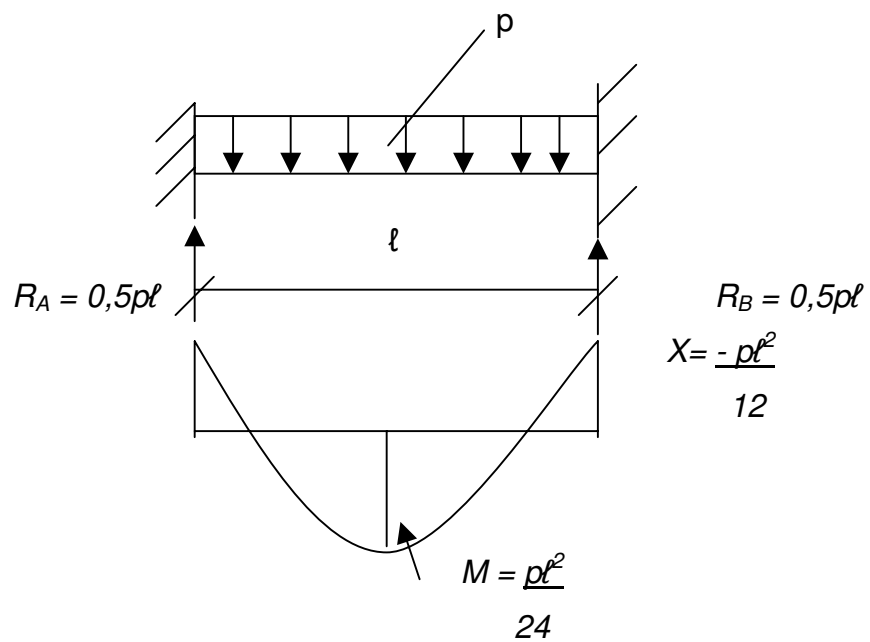
R_A - reação de apoio em A

R_B - reação de apoio em B

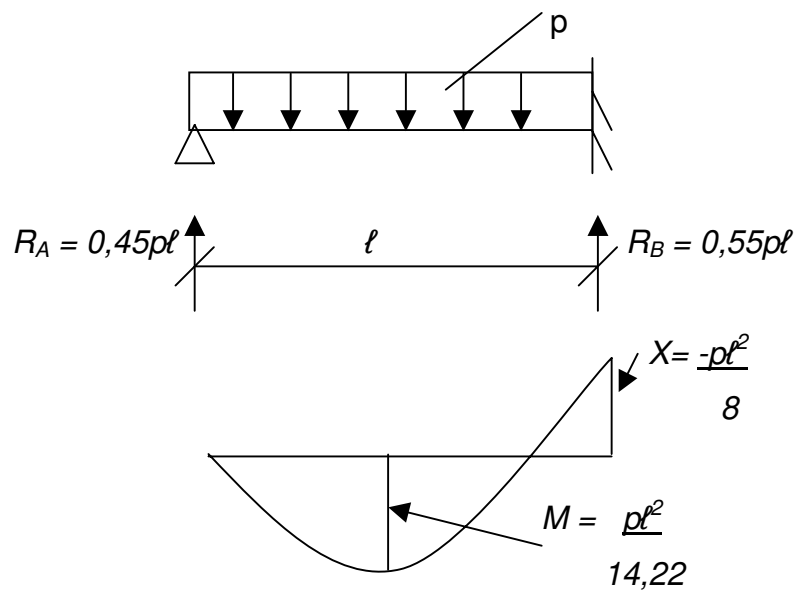
a) lajes isoladas



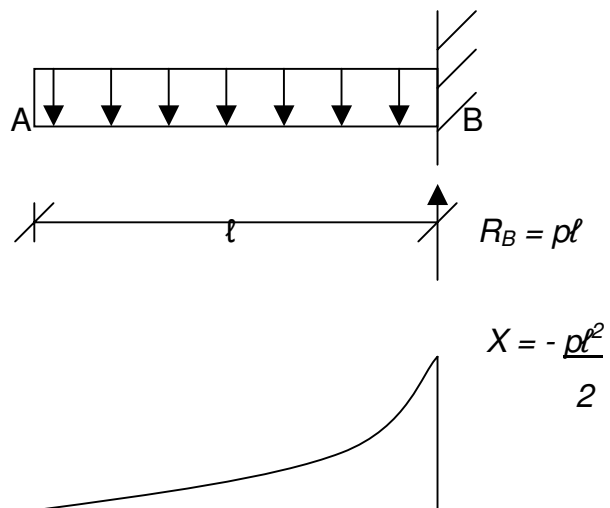
b) engaste nas duas bordas



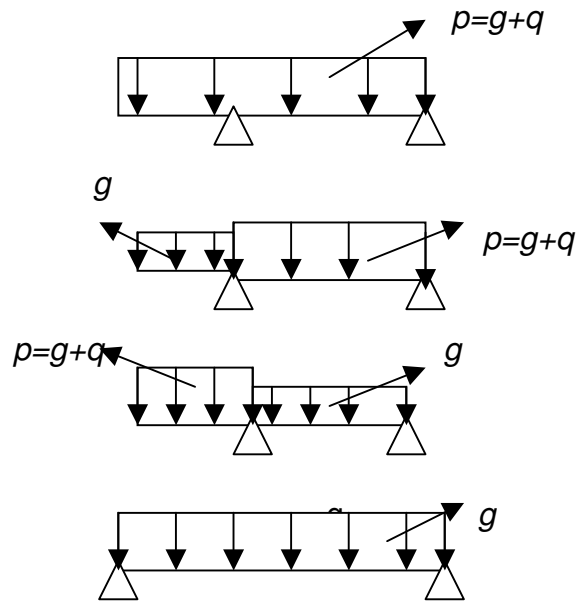
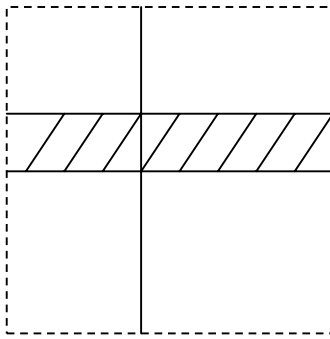
c) engaste em uma borda



d) laje em balanço



e) balanço e carga accidental



Nesse caso deverão ser pesquisadas as posições mais desfavoráveis da carga accidental para a obtenção dos valores extremos das solicitações e reações.

Lajes contínuas armadas em uma só direção

Poderão ser calculadas como vigas contínuas, verificando as posições mais desfavoráveis da carga accidental para a obtenção dos valores extremos das solicitações e reações.

Não serão considerados, nos tramos internos, momentos positivos menores do que aqueles que se obteriam considerando engastamento nas extremidades desses tramos e, nos tramos externos, momentos positivos menores do que os que se obteriam considerando engastamento na extremidade interna desses tramos.

Cálculo simplificado

Válido quando as cargas nas lajes são uniformemente distribuídas e os vãos são todos iguais ou, se eles forem diferentes, o menor deles não for inferior a 80% do maior deles.

$$M = \frac{p\ell^2}{\beta}$$

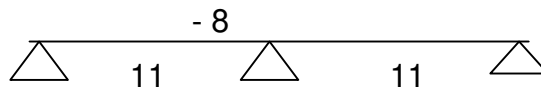
p é a carga uniformemente distribuída em cada tramo; composta pela carga permanente (g) e pela carga acidental (q);

ℓ é o vão de cada tramo para momento positivo e a média dos vãos adjacentes para momento negativo;

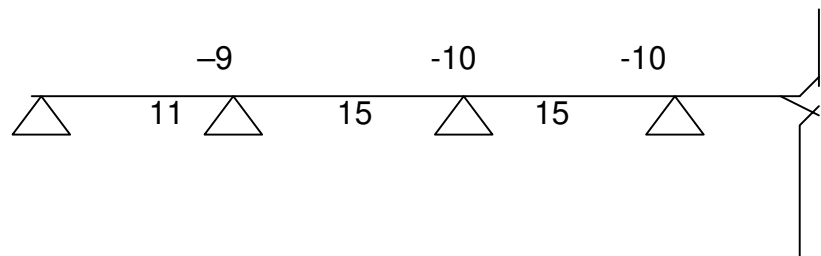
β é o coeficiente dado pela NBR 6118/80 e que são apresentados à seguir.

Valores de β

a) para 2 vãos.



b) para mais de 2 vãos.



Lajes armadas em cruz

As lajes armadas em cruz podem ser calculadas de três formas:

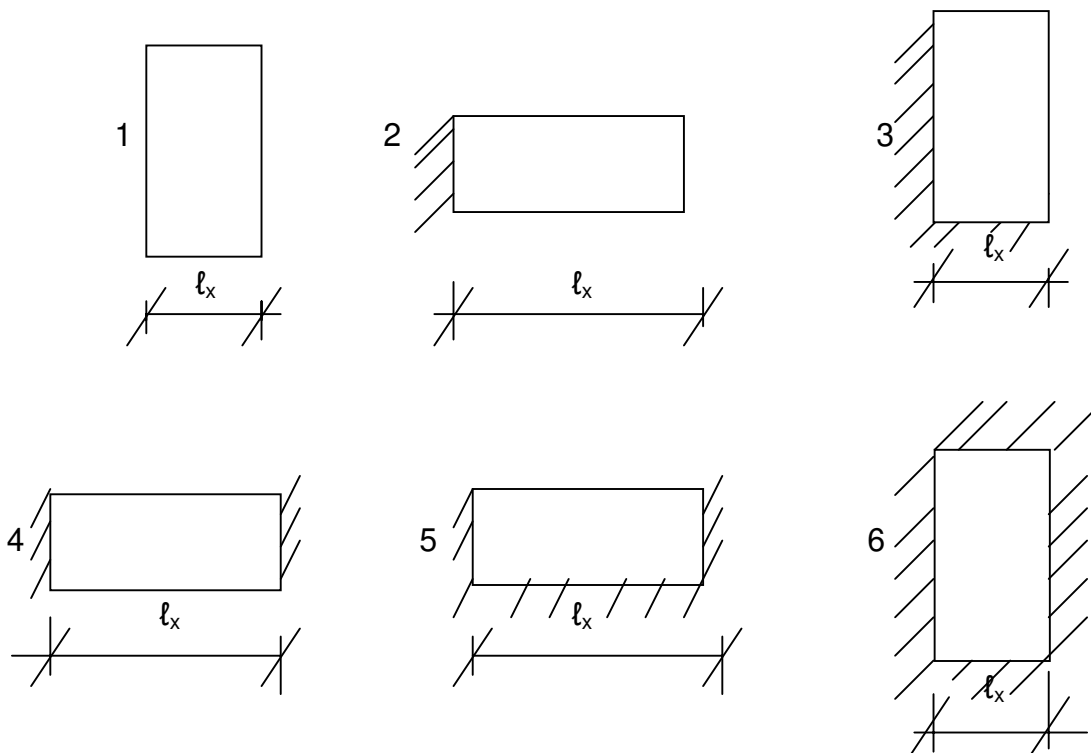
- pela teoria da Elasticidade onde se incluem a teoria das placas ou utilização de tabelas, a saber, teoria das placas elásticas, tabelas de Kalmanok, tabelas de Bars ou tabelas de Czerny
- por processos aproximados devidamente justificados tais como o processo de Marcus
- em regime de Ruptura

No presente trabalho será apresentado o cálculo de lajes armadas em duas direções adotando-se o processo aproximado de Marcus, que é um processo simplificado de cálculo aceito pela NBR 6118/80. O processo consiste em considerar uma laje maciça de espessura constante, com formato retangular, suportada continuamente ao longo das quatro bordas e submetida à carga p uniformemente distribuída por unidade de área. A carga p é composta pela carga permanente (g) e pela carga acidental por (q). Essa carga é, por sua vez, dividida

em duas partes, uma em cada direção, e são empregados coeficientes práticos de redução para o cálculo dos momentos no centro e nas duas direções da laje.

Cada uma das quatro bordas apoiadas poderá ser articulada ou perfeitamente engastada.

Considerando todas as combinações de bordas articuladas e engastadas, chega-se aos seis casos de condições de contorno:



A convenção para a escolha do vão de comprimento l_y é:

- a) nos casos 1, 3 e 6 l_y é o comprimento do maior vão.
- b) Nos casos 2 e 4 l_y é comprimento do vão na direção do engastamento.
- c) No caso 5 l_y é o comprimento do vão na direção dos dois engastamentos paralelos.

Abaixo segue as expressões de flecha máxima e dos momentos fletores máximo positivo e mínimo negativo para uma viga de seção constante com vão ℓ submetida a uma carga p uniformemente distribuída:

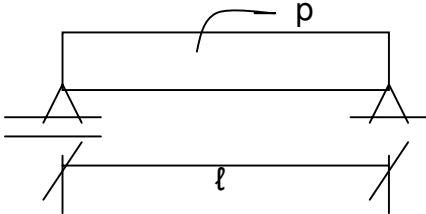
$$\text{Flecha máxima} \quad \Delta = \frac{\alpha p \ell^4}{384 EI} \quad (52)$$

$$\text{Momento máximo positivo} = M' = \frac{+ p \ell^2}{\beta} \quad (53)$$

$$\text{Momento Mínimo negativo} = X = \frac{- p \ell^2}{\gamma} \quad (54)$$

Os coeficientes α , β e γ dependem das condições de apoio e seus valores para cada caso são os seguintes:

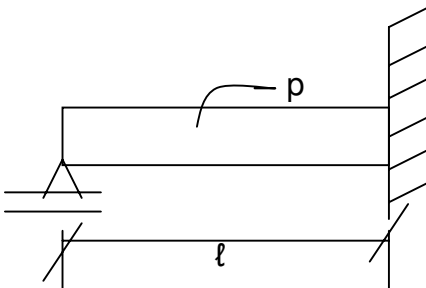
a) viga simplesmente apoiada:



$$\alpha = 5$$

$$\beta = 8$$

b) viga articulada-engastada:

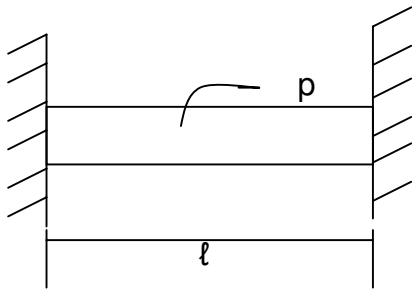


$$\alpha = 2$$

$$\beta = 14,22$$

$$\gamma = 8$$

c) viga bi-engastada



$$\alpha = 1$$

$$\beta = 24$$

$$\gamma = 12$$

Em sua primeira teoria, Marcus associou as lajes isoladas a um tecido de malhas retangulares, chegando a fórmulas teóricas muito complexas, fora portanto da prática.

(MASSARO JÚNIOR, 1983)

Marcus estabeleceu, então, sua segunda teoria aproximada, muito prática e que, sendo mais precisa do que a teoria das grelhas, fornece resultados mais econômicos e com pouco dispêndio de tempo.

A diferença dessa teoria para a chamada teoria das grelhas consiste na introdução de um coeficiente α mais na fórmula de momento fletor positivo, chamado de ν_x e ν_y . Este coeficiente, sempre menor que a unidade, vem diminuir os valores dos momentos fletores dados pela teoria das grelhas.

Em continuação a sua segunda teoria Marcus considera na laje duas faixas de largura unitária, paralelas aos lados ℓ_x e ℓ_y e se cruzando no centro da laje.

A carga p uniformemente distribuída será repartida em duas parcelas p_x e p_y que agirão respectivamente sobre as faixas de vãos ℓ_x e ℓ_y .

Pela condição de repartição a carga deverá ser: $p_x + p_y = p$

As flechas Δ_x e Δ_y nos centros das faixas de vãos ℓ_x e ℓ_y (Figura 5.12) serão respectivamente:

$$\Delta_x = \frac{\alpha_x p_x \ell_x^4}{384 E I_x}$$

$$\Delta_y = \frac{\alpha_y p_y \ell_y^4}{384 E I_y}$$

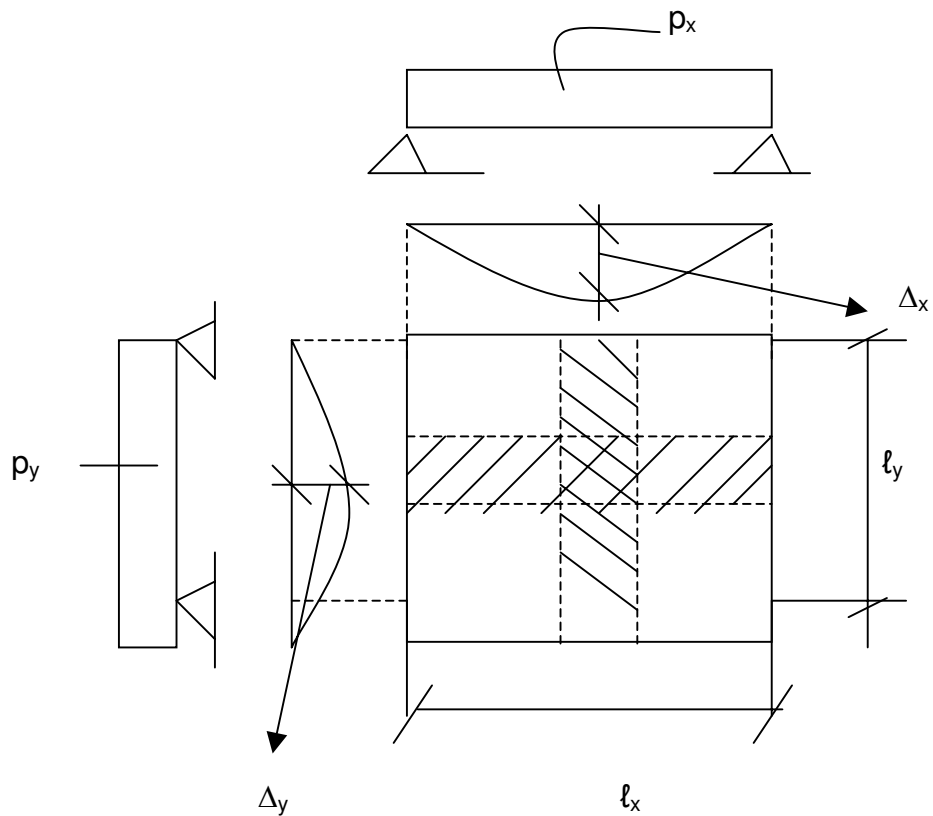


Figura 5.12 – Flechas Δ_x e Δ_y

Como as duas faixas perpendiculares possuem largura unitária, o momento de inércia será calculado pela expressão:

$$I_x = I_y = \frac{h^3}{12}$$

Por compatibilidade geométrica de deformações, as flechas Δ_x e Δ_y nos centros das duas faixas (centro da laje) deverão ser iguais:

$$\Delta_x = \Delta_y$$

Portanto:

$$\alpha_x p_x l_x^4 = \alpha_y p_y l_y^4$$

Substituindo p_y por $(p - p_x)$ e chamando de ε a relação ℓ_y/ℓ_x , calcular-se-á o valor de p_x :

$$p_x = \left[\frac{\alpha_y \varepsilon^4}{\alpha_x + \alpha_y \varepsilon^4} \right] p$$

Chamando a expressão entre parêntesis de k_x pode-se escrever:

$$p_x = k_x p$$

Note que k_x depende da relação $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ e das condições de contorno da laje definidas pelos coeficientes α_x e α_y . Assim os valores de K_x poderão ser tabelados em função de $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ para as várias condições de contorno.

O momento fletor máximo na direção x será:

$$M'_x = \frac{p_x \ell_x^2}{\beta_x}$$

O momento de engastamento na direção x (se houver), será:

$$X_x = \frac{-p_x \ell_x^2}{\gamma_x} = \frac{-k_x p \ell_x^2}{\gamma_x} = \frac{-p \ell_x^2}{n_x}$$

$$\text{onde } n_x = \frac{\gamma_x}{K_x}$$

Os valores de n_x dependem de γ_x (condições de contorno) e de K_x (relação $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ e condições de contorno). Desta forma, os valores de n_x poderão ser tabelados em função de $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ para as várias condições de contorno.

Similarmente:

$$p_y = \left[\frac{\alpha_x \varepsilon^4}{\alpha_x + \alpha_y \varepsilon^4} \right] p$$

Chamando a expressão entre parêntesis de k_y pode-se escrever: $p_y = k_y p$

Como $p_x + p_y = p$ conseqüentemente $K_x + K_y = 1$. Os valores de K_y poderão ser tabelados em função de $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ para as várias condições de contorno.

O momento fletor máximo na direção y será:

$$M'_y = \frac{p_y \ell_y^2}{\beta_y}$$

O momento de engastamento na direção y (se houver), será:

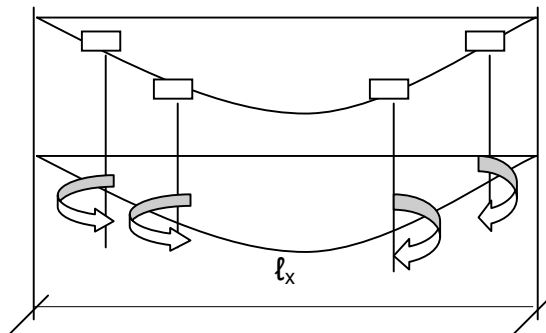
$$X_y = \frac{-p_y \ell_y^2}{\gamma_y} = \frac{-k_y \left[\frac{\ell_y}{\ell_x} \right]^2 p \ell_x^2}{\gamma_y} = \frac{-k_y \varepsilon^2}{\gamma_y} p \ell_x^2$$

onde
$$n_y = \frac{\gamma_y}{K_y \varepsilon^2}$$

Os valores de n_y dependem de γ_y (condições de contorno) e de K_x (relação $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ e condições de contorno). Assim, os valores de n_y poderão ser tabelados em função de $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ para as várias condições de contorno.

Os máximos momentos positivos apresentarão valores menores, em decorrência dos momentos torsores que surgem nas faixas laterais perpendiculares à faixa central considerada.

Analisando, por exemplo, a linha elástica da faixa central na direção x vê-se que as faixas laterais na direção y encontram-se torcidas.



A resistência à torção das faixas laterais na direção y provoca momentos que atenuam a curvatura da elástica da faixa central na direção x e conseqüentemente o valor de M'_x diminuirá para $M_x < M'_x$.

O mesmo ocorre na direção y e analogamente pode-se afirmar que o momento fletor máximo nessa direção diminuirá para $M_y < M'_y$. Pode-se então escrever:

$$M_x = \nu_x M'_x \text{ e } M_y = \nu_y M'_y$$

Sendo ν_x e ν_y coeficientes menores que a unidade denominados coeficientes de torção.

São os seguintes valores os coeficientes de torção:

$$\nu_x = \frac{1 - 20 K_x}{3\beta_x \varepsilon^2}$$

$$\nu_y = \frac{1 - 20 K_x \varepsilon^2}{3\beta_y}$$

Vê-se que os coeficientes de torção dependem da relação $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ e das condições de contorno.

Portanto, os valores finais dos momentos máximos positivos serão:

$$M_x = \nu_x M'_x = \nu_x \frac{p_x \ell_x^2}{\beta_x} = \nu_x \frac{K_x p \ell_x^2}{\beta_x} = \frac{p \ell_x^2}{m_x}$$

sendo $m_x = \frac{\beta_x}{\nu_x K_x}$

$$M_y = \nu_y M'_y = \nu_y \frac{p_y \ell_y^2}{\beta_y} = \frac{\nu_y K_y \left[\frac{\ell_y}{\ell_x} \right]^2 p \ell_x^2}{\beta_y}$$

$$\frac{\nu_y K_y \varepsilon^2}{\beta_y} p \ell_x^2 = \frac{p \ell_x^2}{m_y}$$

$$\text{sendo } m_y = \frac{\beta_y}{\nu_y K_y \varepsilon^2}$$

O exame das expressões dos coeficientes m_x e m_y mostra que os mesmos dependem da relação $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ e das condições de contorno.

Logo, esses coeficientes também poderão ser tabelados em função de $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$ para as várias condições de contorno.

Assim com o auxílio das tabelas com base na teoria simplificada de Marcus, uma vez conhecidas as condições de contorno e a relação $\varepsilon = \ell_y/\ell_x$, pode-se obter os coeficientes m_x , m_y , n_x e n_y que permitirão calcular os valores extremos dos momentos fletores por unidade de largura nas duas direções x e y .

$$M_x = \frac{p \ell_x^2}{m_x} \quad (55)$$

$$M_y = \frac{p \ell_x^2}{m_y} \quad (56)$$

$$X_x = \frac{-p \ell_x^2}{n_x} \quad (57)$$

$$X_y = \frac{-p \ell_x^2}{n_y} \quad (58)$$

onde p o é carregamento total na laje, em KN/m²; ℓ_x é vão mais engastado, em metros; m_y , m_x , n_x , n_y são constantes tabeladas que dependem do tipo de laje e da relação ℓ_y/ℓ_x .

Compatibilização de momentos

O cálculo dos momentos num painel de laje, é feito como se cada laje fosse isolada. Surgem então dois valores diferentes para os momentos negativos (X_1 e X_2) em cada apoio engastado onde houver sido admitida a continuidade da laje. Torna-se necessário compatibilizá-los, isto é, deve-se adotar um valor de momento negativo (X) para o dimensionamento da correspondente armadura negativa que assegurará a continuidade entre duas lajes, procedendo da seguinte maneira:

sendo X_1 e X_2 os momentos obtidos na primeira fase dos cálculos para cada lado do mesmo apoio, o momento final X será o maior dos seguintes valores:

$$X = \frac{X_1 + X_2}{2} \quad \text{ou} \quad X = 0,8 X_1 \quad \text{ou} \quad X = 0,8 X_2$$

Devido à correção dos momentos negativos os momentos positivos também sofrerão alteração devendo ser corrigidos. Há dois casos a considerar.

Vão extremo

Deve-se somar ao momento positivo M , a metade da variação havida no momento negativo dessa laje de extremidade (Figura 5.13).

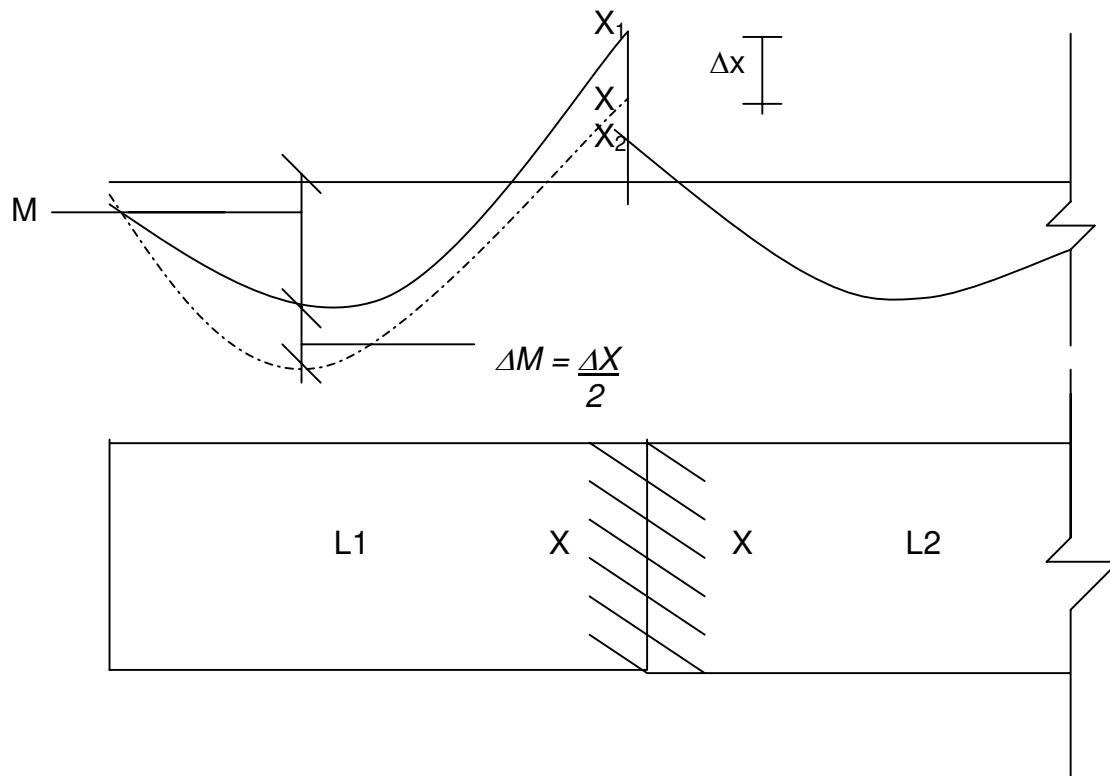


Figura 5.13 – Compatibilização dos momentos no vão extremo
(Fonte: ANDRADE, 1982)

Vão intermediário

Deve-se somar ao momento positivo M a média das variações havidas nos momentos negativos dessa laje (Figura 5.14).

$$M = M_2 + \left[\frac{\Delta X_e + \Delta X_d}{2} \right]$$

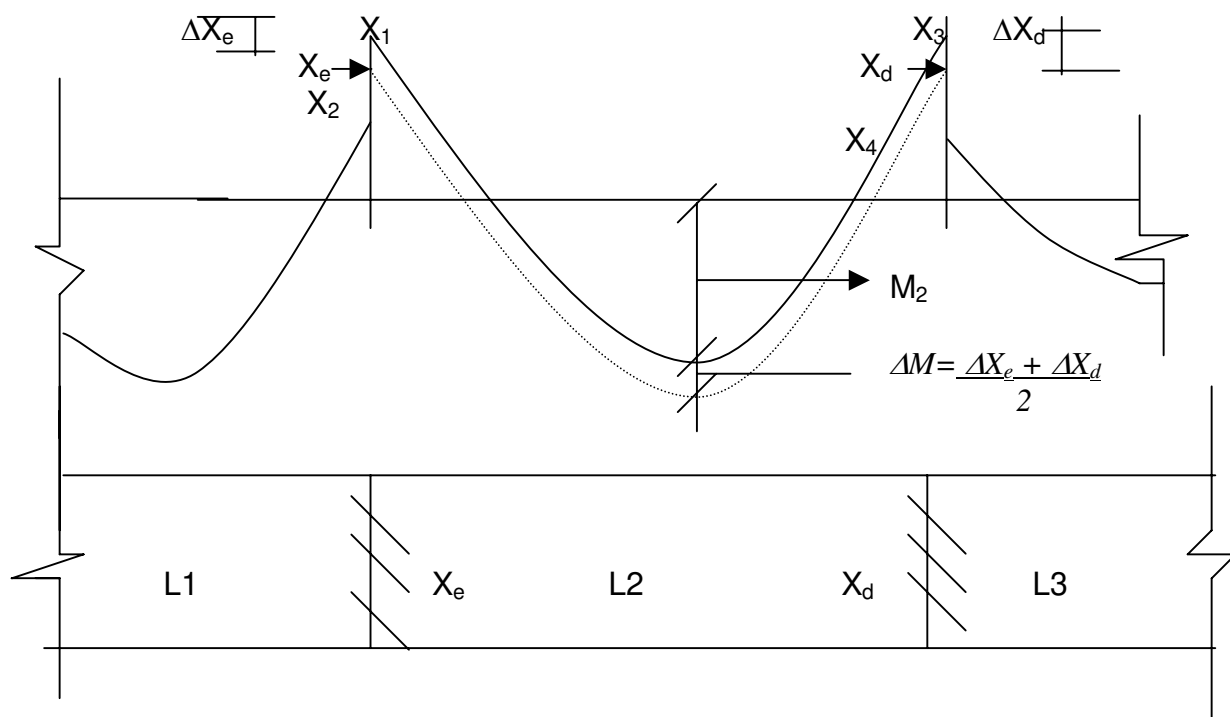


Figura 5.14 – Compatibilização dos momentos no vão intermediário
(Fonte: ANDRADE, 1982)

M_2 representa o momento fletor positivo inicial, a ser corrigido. X_e e X_d são os momentos fletor negativos compatibilizados nas bordas esquerda e direita, respectivamente.

Estas correções são feitas contudo, somente quando resultarem em acréscimo. A favor da segurança, possíveis alívios não serão considerados.

Cálculo alternativo das reações de apoio nas lajes armadas em 2 direções apresentado pela norma NBR – 6118/80.

Para as lajes maciças retangulares apoiadas continuamente ao longo das quatro bordas e submetidas a cargas uniformemente distribuídas, inclusive quando o maior vão é superior ao dobro do menor (comportamento como laje armada numa direção), a NB-6118/80 permite que as reações de apoio sejam determinadas (Figura 5.15) tomando-se para cada apoio as cargas correspondentes aos triângulos ou trapézios obtidos traçando-se na planta da laje, a partir dos vértices, retas inclinadas de:

- 1) 45° entre dois apoios do mesmo tipo
- 2) 60° a partir do apoio engastado quando o outro for articulado.

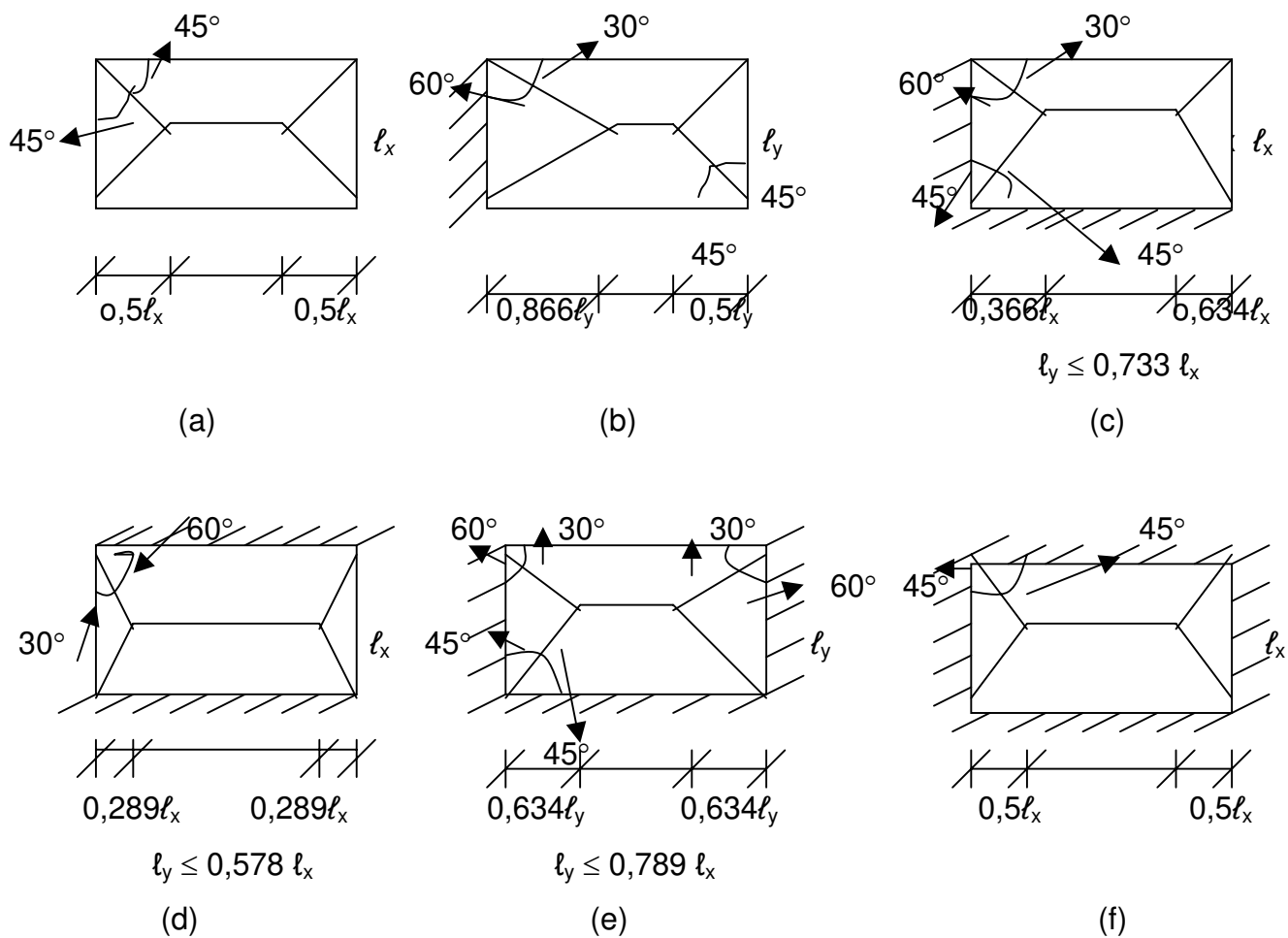
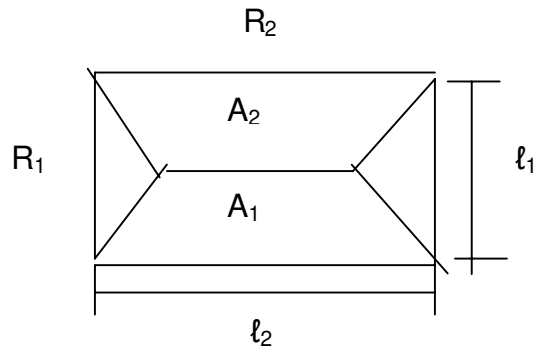


Figura 5.15 – Configurações para a determinação de reações de apoio de lajes

Por exemplo, para o caso (a) :



$$R_1 = \frac{P \cdot A_1}{l_1} \quad R_2 = \frac{P \cdot A_2}{l_2}$$

onde p é o carregamento que atua sobre a laje, l_1 e l_2 são os vãos teóricos nas 2 direções.

Verificação do cisalhamento em lajes

A armadura transversal (estribos) é calculada para resistir os esforços de cisalhamento provenientes da força cortante (MORENO, 1993).

No caso de lajes, devido às pequenas espessuras e aos baixos níveis de solicitações desses elementos estruturais, é possível se dispensar o uso de armadura transversal quando $\tau_{wd} \leq \tau_{wu1}$ e pelo menos metade da armadura longitudinal máxima de tração no vão é prolongada, sem dobrar, até os apoios e aí corretamente ancorada, sendo τ_{wd} a tensão de cálculo convencional de cisalhamento (de referência) na alma da peça; τ_{wu1} é valor último de tensão convencional de cisalhamento; V_d é a força cortante máxima no apoio de cálculo; b_w é a largura da faixa da laje (1 metro); d é a altura útil da laje. A tensão de cisalhamento é calculada pela expressão:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d}$$

Para lajes sem armadura transversal:

τ_{wu1} é igual a $\psi_4 \sqrt{f_{ck}}$ (em MPa) e menor que 1,0 MPa

f_{ck} é a resistência característica do concreto; e ψ_4 que depende da situação de carregamento e da espessura da laje, tem os seguintes valores:

- para cargas distribuídas quando $d > L/20$, ψ_4 é igual a $\frac{0,12 \cdot \alpha \cdot K}{1 - 3d/L}$

- para cargas distribuídas quando $d \leq L/20$, ψ_4 é igual a $0,14 \cdot \alpha \cdot K$

- para cargas lineares paralelas ao apoio, permitindo-se a redução, na proporção $a/2d$, da parcela de força cortante decorrente de cargas cujo afastamento a do eixo do apoio seja inferior ao dobro da altura útil d . ψ_4 é igual a $0,08 \cdot \alpha \cdot K$

onde d é a altura útil e L é o menor vão teórico da laje ou o dobro do comprimento teórico no caso de lajes em balanço.

Quando há cargas distribuídas e cargas lineares paralelas ao apoio, ψ_4 é obtido por interpolação, proporcionalmente às parcelas de força cortante decorrente desses dois tipos de carregamento.

Os coeficientes k e α são dados pelas expressões:

$$K = 1,6 - d \geq 1,0, \text{ com } d \text{ em metros.}$$

$$\alpha = 1 + 50 \rho_1 \leq 1,5$$

limitando-se o produto $\alpha \cdot K$ ao valor 1,75.

ρ_1 é a taxa de armadura longitudinal de tração na seção afastada de $2h$ da face interna do apoio, considerando-se apenas as barras de aço prolongadas até o apoio e aí corretamente ancoradas.

Comparação do valor de τ_{wd} com o valor τ_{wu1}

Obtido o valor de τ_{wu1} resta compara-lo ao valor de τ_{wd} :

a) se $\tau_{wu1} \leq \tau_{wd}$; é necessária armadura de cisalhamento.

b) se $\tau_{wu1} > \tau_{wd}$; não é necessária a armadura de cisalhamento.

Dimensionamento das armaduras de flexão das lajes

Obtidos os valores dos momentos nas lajes expressos para faixas com largura de 1 metro, o dimensionamento à flexão das lajes é idêntico ao das vigas de seção retangular submetidas à flexão simples (ver item 5.6.2) onde a altura da seção corresponde à espessura da laje, a largura é tomada como 1 metro e o vão é o vão de cálculo da laje (MORENO, 1993).

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{100 * d^2}{M_d} \quad (59)$$

Em função da resistência do concreto e das características do aço, a tabela fornecerá o valor de K_s , com esse valor é determinada a área da armadura necessária para uma faixa unitária da laje:

$$A_s = \frac{K_s * M_d}{d} \text{ (cm}^2\text{/m)} \quad (60)$$

As tabelas de K_c e K_s são apresentadas no anexo .

A nomenclatura usada para momento fletor negativo é X. Neste caso, nas expressões acima tem-se $M_d = X_d$.

Devem-se verificar as seguintes prescrições de armaduras mínimas e disposições construtivas da NBR 6118/80:

armadura mínima de tração:

0,25% de $(b_w * h)$ (aços CA-25);

0,15% de $(b_w * h)$ (aços CA-50 e CA60).

Espaçamento das barras da armadura principal

Na região dos maiores momentos nos vãos das lajes (centro das lajes), o espaçamento das barras da armadura principal não deve ser maior que 20 cm. Nas lajes

armadas em uma única direção esse espaçamento não deve, também, ser maior que duas vezes a espessura (h) da laje.

Armadura de distribuição (na direção secundária) das lajes armadas em uma só direção

Deve ser disposta uma armadura perpendicular à direção de cálculo denominada armadura de distribuição, esta armadura – por metro de laje – deve ter seção igual ou superior a $1/5$ da armadura principal; $0,9\text{cm}^2/\text{m}$; no mínimo três barras por metro (espaçamento de no máximo 33 cm).

Diâmetro máximo das armaduras

O diâmetro das barras da armadura de flexão não deve ultrapassar $1/10$ da espessura da laje.

Armadura de borda (perimetral)

Nos bordos das lajes calculados como perfeitamente apoiados em vigas, deverá ser disposta uma armadura superior (negativa), perpendicularmente ao bordo, com área da seção transversal não inferior a $0,10h$ (cm^2/m), com h em cm.

Distribuição das barras da armadura positiva

A distribuição das armaduras deve ser feita de modo a cobrir a superfície onde atuam os momentos fletores. Como em geral as tabelas para a determinação de tais momentos só fornecem valores correspondentes às faixas centrais, uma distribuição rigorosa torna-se impraticável. Em vista disso, existem processos simplificados para efetuar aquela distribuição, e que para os casos correntes, resultam bastante eficientes.

Nos casos de lajes de dimensões comuns, não há necessidade de tal variação na armadura. A distribuição, para os vários casos de vinculação, pode ser esquematizada como mostra a Figura 5.16 (em cada faixa lateral apenas uma armadura é reduzida à metade, exceto nos cantos da laje).

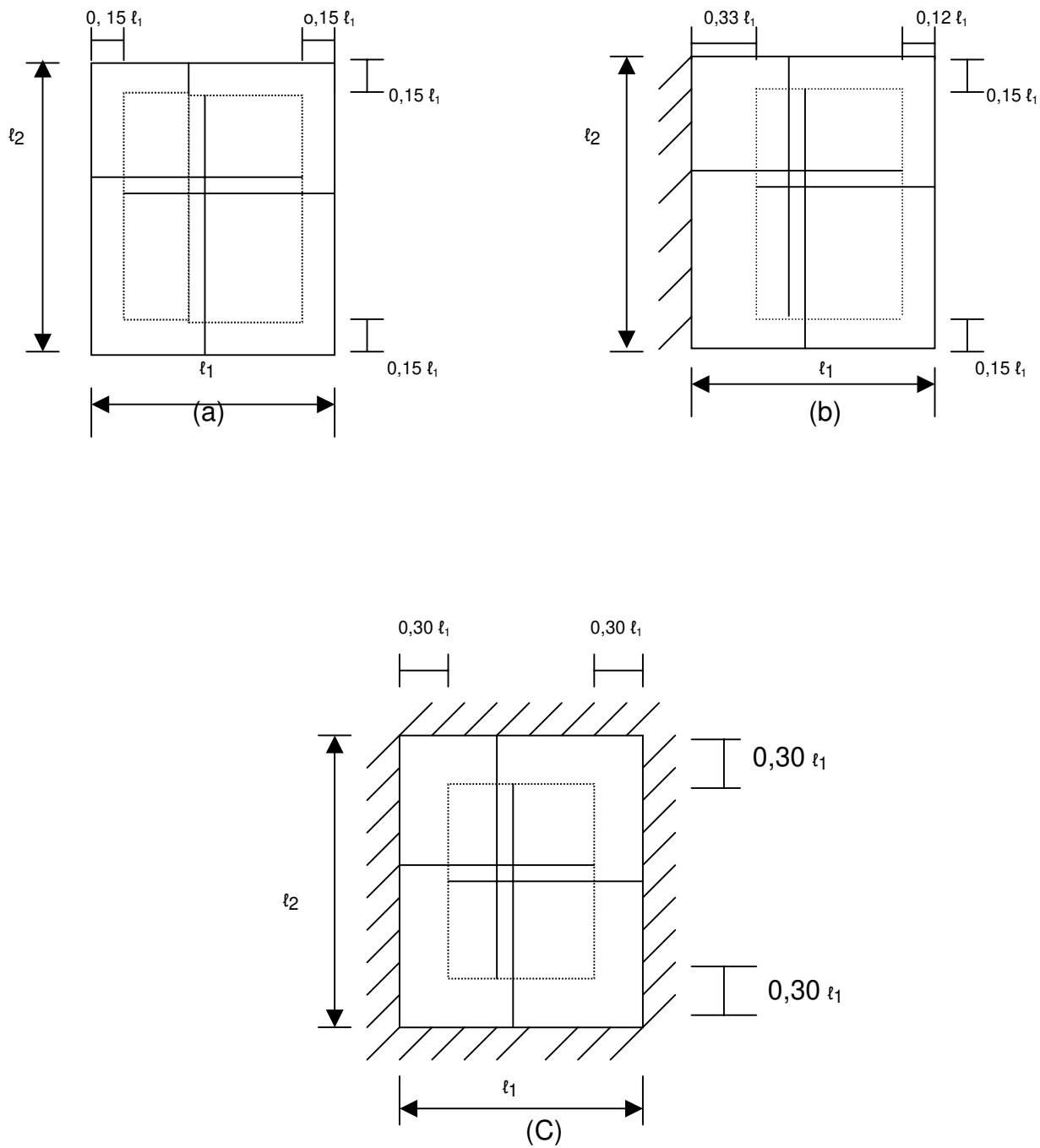


Figura 5.16- Distribuição das armaduras positivas
(Fonte: ANDRADE, 1982)

Outra possibilidade, também consagrada pela prática é a da Figura 5.17.

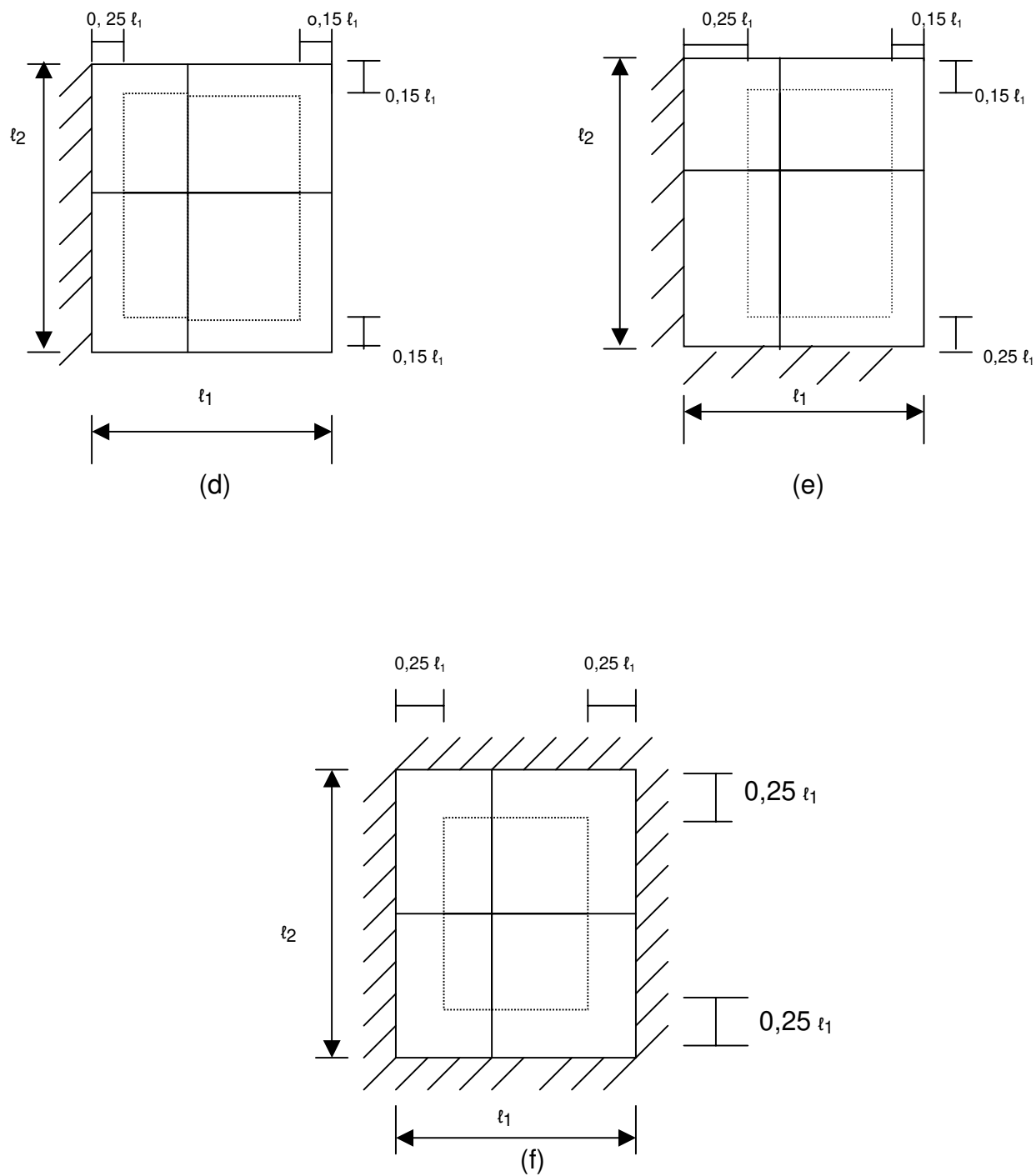


Figura 5.17- Distribuição das armaduras positivas (outra possibilidade)
(Fonte: ANDRADE, 1982)

Também aqui a zona central fica armada com A_s , enquanto as zonas laterais ficam armadas com $A_s/2$, apenas em uma direção.

Em todos os esquemas anteriores já estão incluídos os comprimentos de ancoragem das barras da armadura.

Distribuição de barras da armadura negativa

As barras da armadura negativa devem ser dispostas com um comprimento que cubra o diagrama de momento fletor negativo deslocado de um valor a_t e mais um comprimento de ancoragem.

Para essas barras a NBR 6118/80 apresenta o seguinte critério: quando não se determinar o diagrama exato dos momentos fletores negativos, em lajes retangulares de edifícios com carga distribuída e $q \leq g$, as barras da armadura principal sobre apoios deverão estender-se de acordo com o diagrama triangular de momento fletores (considerado já deslocado) de base igual ao valor adiante indicado:

a) em lajes atuando em duas direções ortogonais

a.1) em uma borda engastada, sendo cada uma das outras três bordas livremente apoiada ou engastada, 0,25 do menor vão (Figura 5.18)

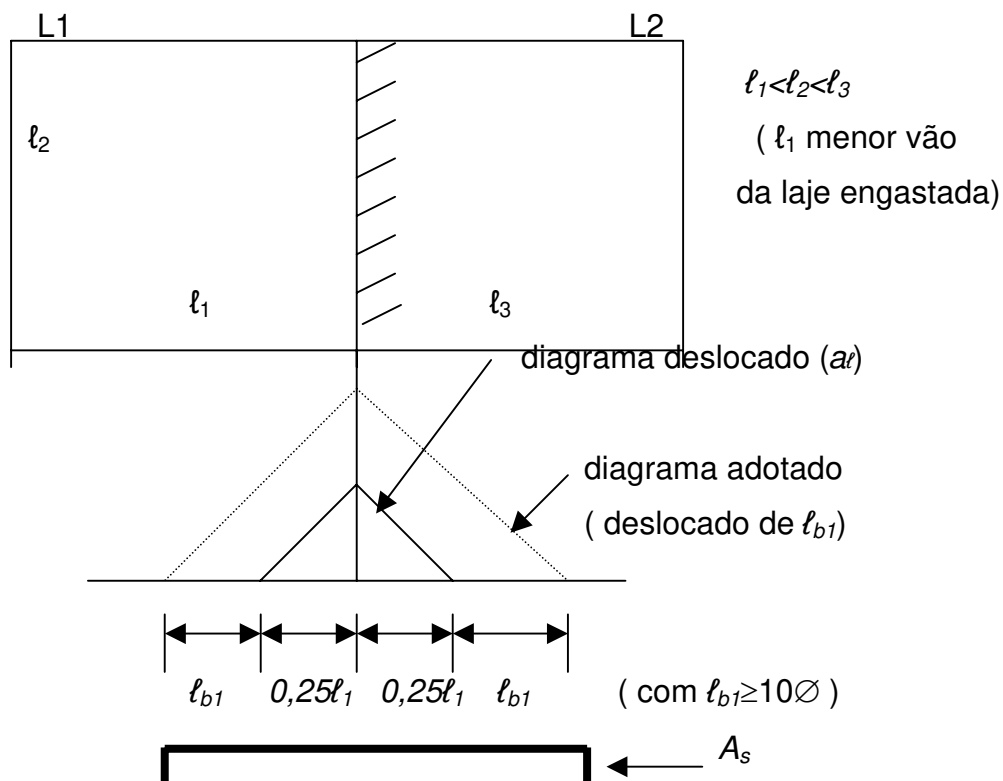


Figura 5.18 - Diagrama triangular para o cobrimento do momento fletor negativo
(Fonte: ANDRADE, 1982)

Quando se emprega uma seção de armadura igual a calculada ($A_{s,efetivo} = A_{s,calc}$), o comprimento de ancoragem, l_{b1} , é dado por:

$$l_{b1} = \frac{\varnothing}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \quad (61)$$

onde $\varnothing$ é o diâmetro da barra; f_{yd} é a tensão de cálculo do aço; τ_{bu} é o valor último de aderência, de cálculo, entre barra de aço e concreto igual a $0,28\sqrt{f_{cd}}$ (MPa) para aço CA - 25; τ_{bu} é $0,42\sqrt[3]{(f_{cd})^2}$ (MPa) p/ demais aços.

Se a área $A_{s,e}$ da armadura existente for maior que a área $A_{s,cal}$ da armadura determinada pelo cálculo, o comprimento de ancoragem reta da barra tracionada poderá ser reduzido para l_b , dado por:

$$\frac{\ell_b}{A_{s, cal}} = \frac{\ell_{b1}}{A_{s, ef}} \quad (62)$$

sendo que ℓ_b deverá ser maior ou igual a 1/3 de ℓ_{b1} , ou 10 vezes o diâmetro da barra, ou ainda 10cm.

a.2.) nos dois lados de um apoio de laje contínua, 0,25 do maior dos vãos menores das lajes contíguas (Figura 5.19)

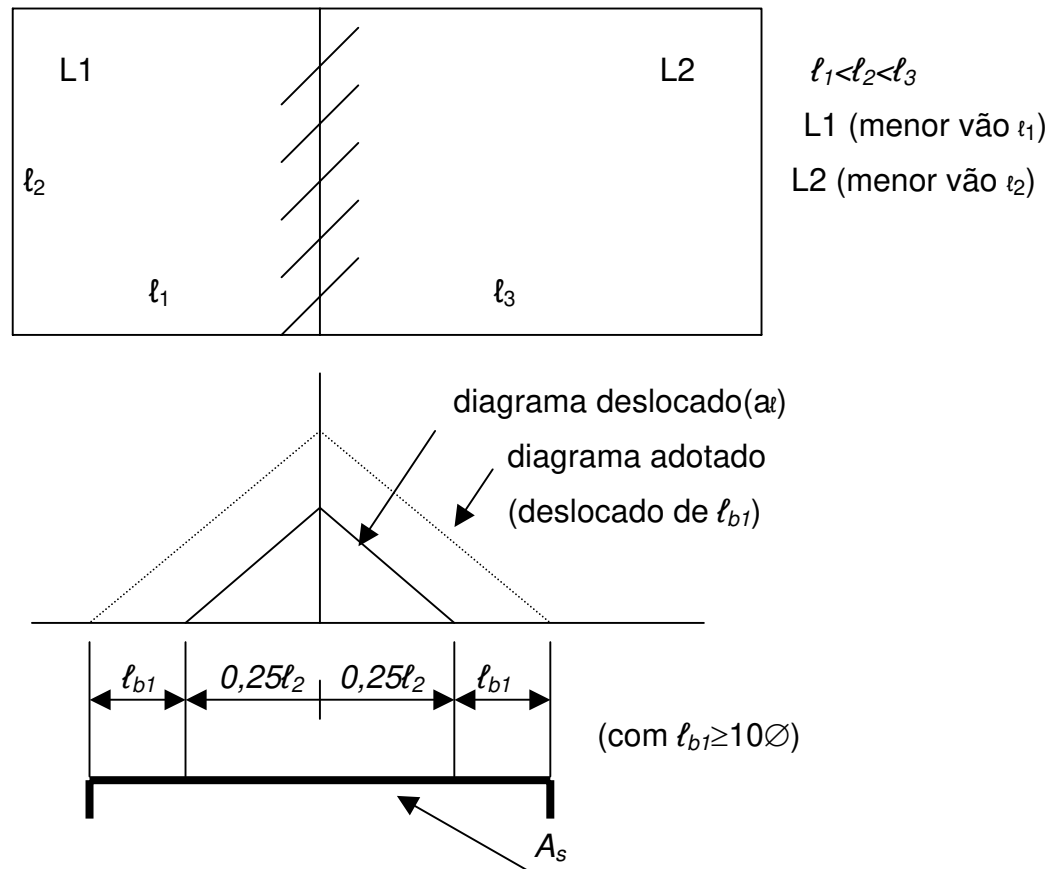


Figura 5.19 –Diagrama triangular para o cobrimento do momento fletor negativo:
laje armada em duas direções (Fonte: ANDRADE, 1982)

b) em lajes atuando numa só direção

b.1.) em uma borda engastada, 0,25 do vão (Figura 5.20)

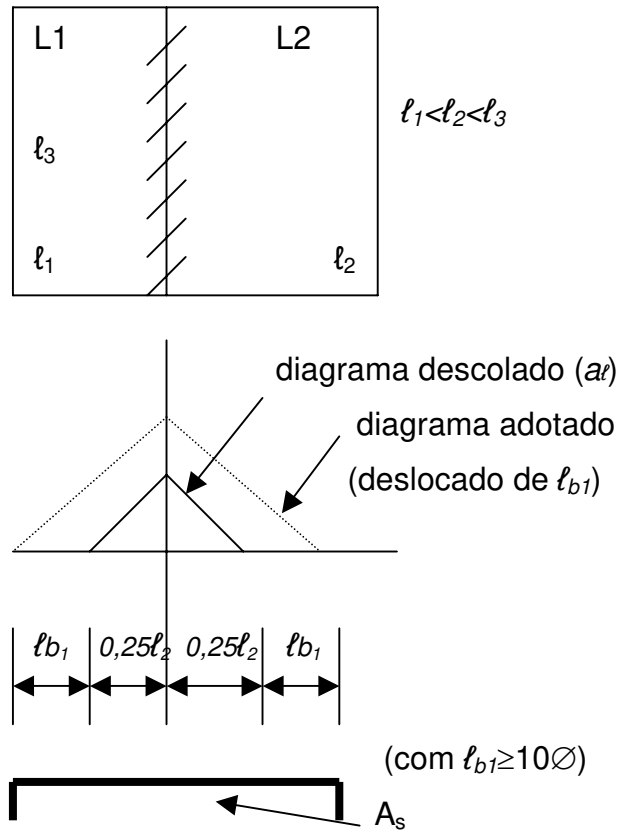


Figura 5.20 – Diagrama triangular para o cobrimento do momento fletor negativo: laje armada em uma direção (Fonte: ANDRADE, 1982)

Para as lajes sem armadura transversal, tem-se o valor de a_t igual a $1,5 d$, cujo valor será empregado somente quando o diagrama de momento fletor for determinado por um processo exato.

O comprimento necessário de ancoragem retilínea (sem ganchos) das barras tradicionais é novamente o valor de ℓ_b , calculado conforme expressão já apresentada.

5.6.2. Vigas

Vigas são consideradas como barras (2 dimensões desprezíveis em relação a uma terceira), e são estudadas pela Resistência dos Materiais e pela Estática das Estruturas.

Nas vigas de concreto armado, o peso próprio (p_p) é calculado pela expressão:

$$p_p = \gamma_c \cdot b_w \cdot h \quad (63)$$

onde γ_c é o peso específico do concreto armado ($\gamma_c = 25\text{KN/m}^3$); b_w e h são, respectivamente, a largura e altura da seção transversal da viga.

O cálculo e o dimensionamento de vigas de concreto armado são feitos em duas etapas:

- considerando o estado limite último para as solicitações normais;
- considerando o estado limite último para o cisalhamento.

Os fundamentos teóricos relativos a cada uma dessas etapas são descritos a seguir.

Estado limite último para solicitações normais

A expressão “solicitações normais” foi introduzida pelo CEB para designar os esforços solicitantes normal N e momento M , adotando como hipótese que o plano de ação do momento é normal à seção transversal.

As hipóteses fundamentais de cálculo para o dimensionamento e a verificação de seções sob solicitações normais, no estado limite último relativo à ruptura convencional do concreto ou à deformação plástica excessiva do aço (as duas verificações são feitas em conjunto) são apresentadas a seguir. As hipóteses são válidas para flexão simples ou composta, normal ou oblíqua, compressão ou tração uniformes, e se aplicam às peças de concreto armado em geral, exclusão feita para as vigas-parede. O limite da relação altura/vão para caracterizar o comportamento de viga-parede é dado pelo item 3.3.1.2 da norma NBR-6118: $h \geq (0,4 \text{ a } 0,5) L$, onde h é a altura total da seção e L é o vão (SANTOS,1983).

- a) As seções transversais planas antes do carregamento permanecem planas até a ruptura (distribuição linear das deformações na seção).
- b) A deformação de cada barra é a mesma do concreto adjacente (perfeita aderência entre o aço e o concreto não fissurado).
- c) Despreza-se a resistência do concreto à tração.
- d) O encurtamento de ruptura convencional do concreto nas seções não inteiramente comprimidas é de 3,5‰ (domínios 3,4 e 4a da Figura 5.21). Nas seções inteiramente comprimidas (domínio 5 da Figura 5.21), o encurtamento da borda mais comprimida, na ocasião da ruptura, varia de 3,5‰ a 2‰, mantendo-se inalterada e igual a 2‰ a deformação a uma distância igual a 3/7 da altura total da seção, contada a partir da borda mais comprimida (giro em torno do ponto A dos diagramas de deformações da Figura 5.21). A Figura 5.21 indica todas as possíveis distribuições de deformações na seção.

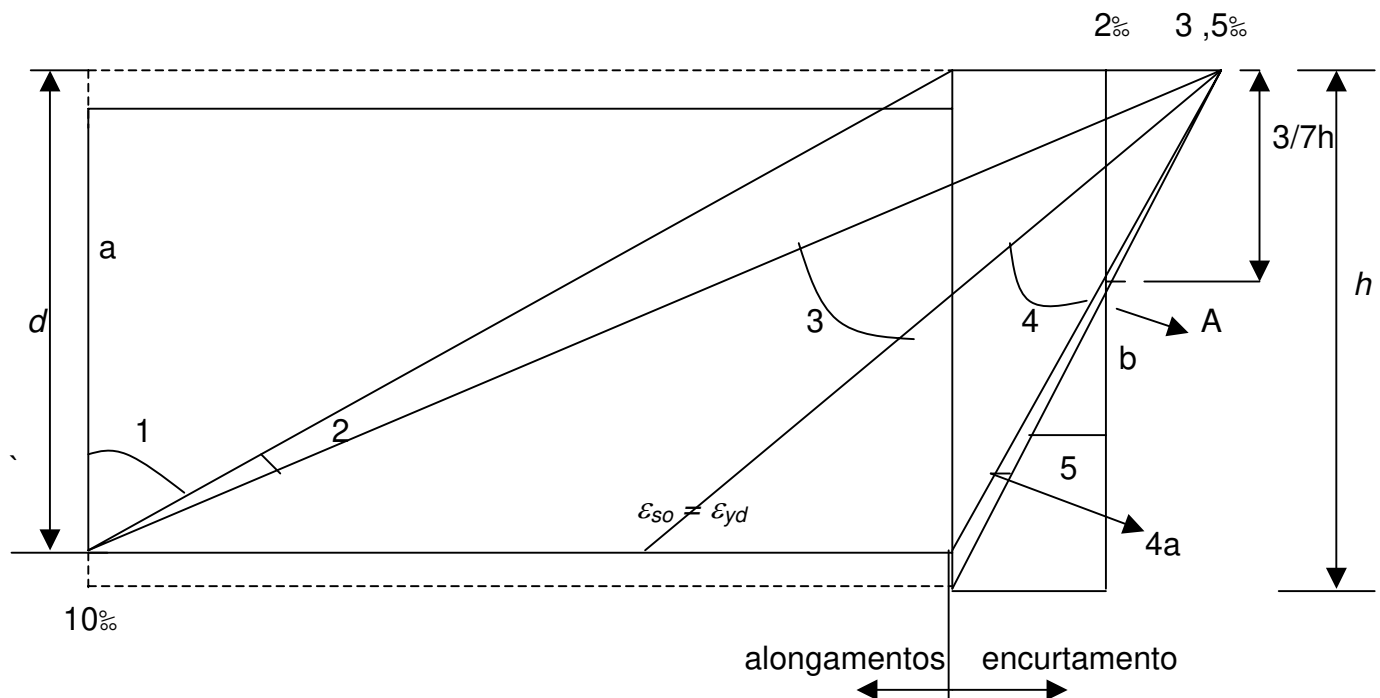


Figura 5.21 – Possíveis distribuições de deformações na seção
(Fonte: SÜSSEKIND, 1987).

Em função das características dos esforços solicitantes, a ruína de uma peça em concreto armado pode ocorrer pela deformação plástica excessiva da armadura e/ou pela ruptura do concreto, conforme os seguintes domínios:

Reta a: tração uniforme

Domínio 1 (Figura 5.22)

Ocorrência: tração não uniforme (tração excêntrica ou flexo-tração) sem tensões de compressão.

Dos esforços solicitantes resulta somente tração sobre a seção. A linha neutra encontra-se posicionada fora da seção ($-\infty < x < 0$). A ruína dar-se-á devido ao alongamento plástico excessivo da armadura, ε_s é o alongamento unitário da armadura tracionada. A tensão no aço σ_s será igual a tensão de escoamento de cálculo f_{yd} .

Deformação no aço: (ε_s)

$$\varepsilon_s = 10\% \quad (\sigma_s = f_{yd})$$

Linha neutra: $-\infty < x < 0$

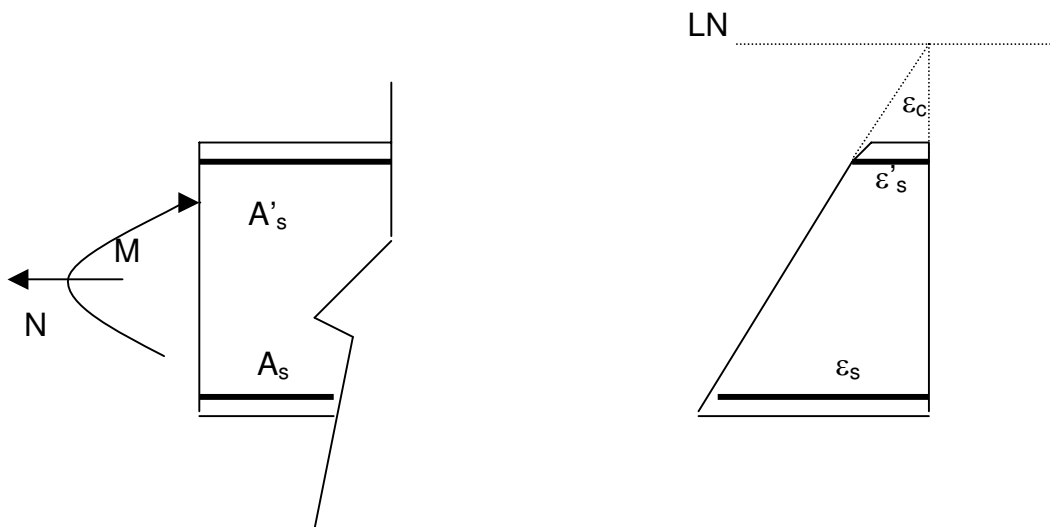


Figura 5.22 – Domínio 1 (Fonte: FUSCO, 1981)

Domínio 2 (Figura 5.23)

Ocorrência: flexão simples ou composta.

A linha neutra está posicionada na seção da peça, que é solicitada tanto a tração quanto à compressão. Não há ruptura à compressão do concreto ($\varepsilon_c < 3,5\%$) e ocorre o máximo

alongamento permitido na armadura ($\varepsilon_s = 10\%$). A ruína será decorrente da deformação plástica excessiva da armadura.

Deformação no concreto: $0 < \varepsilon_c < 3,5\%$ (encurtamento)

Deformação no aço: $\varepsilon_s = 10\%$ ($\sigma_s = f_{yd}$)

Linha Neutra: $0 < x < X_{23}$ sendo x a distância da linha neutra até a fibra de maior encurtamento e X_{23} corresponde ao limite entre o domínio 2 e o domínio 3.

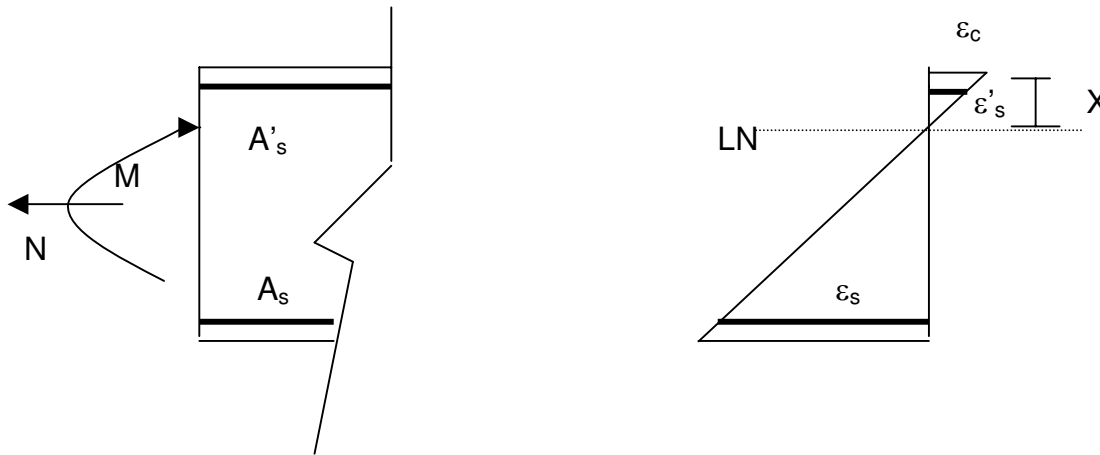


Figura 5.23 – Domínio 2 (Fonte: FUSCO, 1981)

Domínio 3 (Figura 5.24)

Ocorrência: flexão simples (seção normalmente armada) ou composta, com simultaneidade de escoamento do aço tracionado com tensão de ruptura no concreto.

Neste domínio, a linha neutra também está posicionada na seção da peça. A ruína caracteriza-se pela ruptura do concreto $\varepsilon_c = 3,5\%$ e quando o aço está em escoamento $\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s < 10\%$. Por esta razão, ocorre o aproveitamento máximo dos dois materiais. As peças assim dimensionadas são chamadas de sub-armadas.

Deformação do concreto: $\varepsilon_c = 3,5\%$ (deformação de ruptura do concreto)

Deformação do aço: $\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s < 10\%$ ($\sigma_s = f_{yd}$)

ε_{yd} é a deformação que corresponde a tensão de escoamento do aço.

Linha Neutra: $x_{23} < x < x_{34}$.

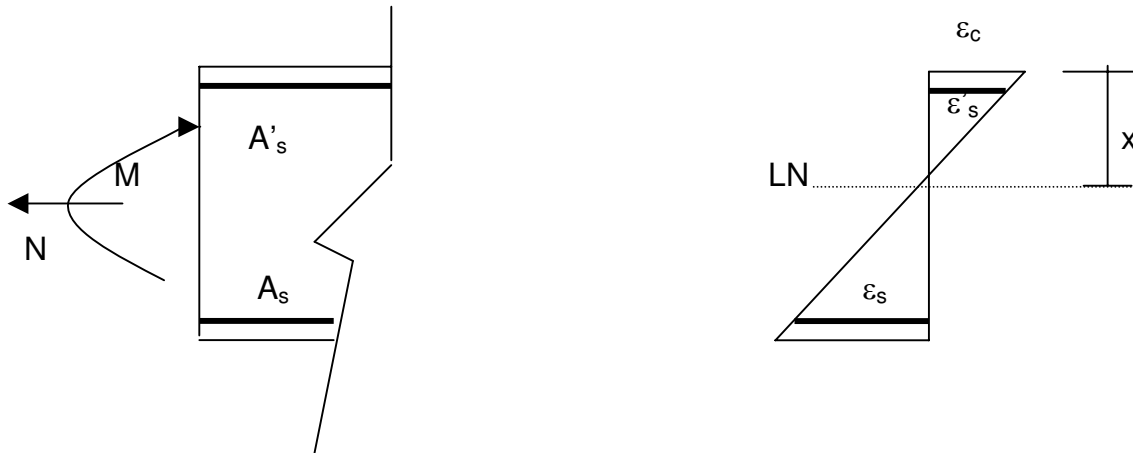


Figura 5.24 – Domínio 3 (Fonte: FUSCO, 1981)

Domínio 4 (Figura 5.25)

Ocorrência: flexão simples (seção super-armada) ou composta, sem escoamento do aço ($\varepsilon_{sd} < \varepsilon_{yd}$), ruptura por esmagamento sem aparecimento de fissuras.

A linha neutra corta a seção da peça. Ocorre a ruptura do concreto por esmagamento com o aparecimento eventual de fissuras muito finas, a armadura não alcança o escoamento. Nessa situação somente o concreto é bem aproveitado. A peça assim dimensionada é denominada de super-armada, devendo ser evitada pelo mal aproveitamento da armadura, e do lado da segurança, pela razão de ruína sem aviso.

Deformação do concreto: $\varepsilon_c = 3,5\%$

Deformação do aço: $0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$ ($\sigma_s < f_{yd}$)

Linha neutra: $x_{34} < x < d$

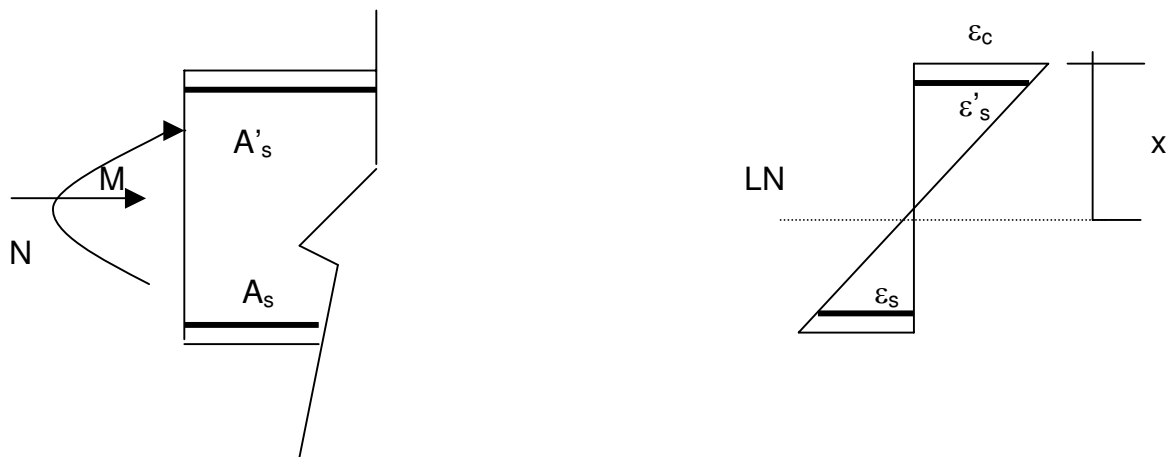


Figura 5.25 – Domínio 4 (Fonte: FUSCO, 1981)

Domínio 4a (Figura 5.26)

Ocorrência: flexão composta com armaduras comprimidas.

Deformação do concreto: $\epsilon_c = 3,5\%$

Deformação do aço: $\epsilon_{sd} < \epsilon_{yd}$

Linha neutra: $d < x < h$

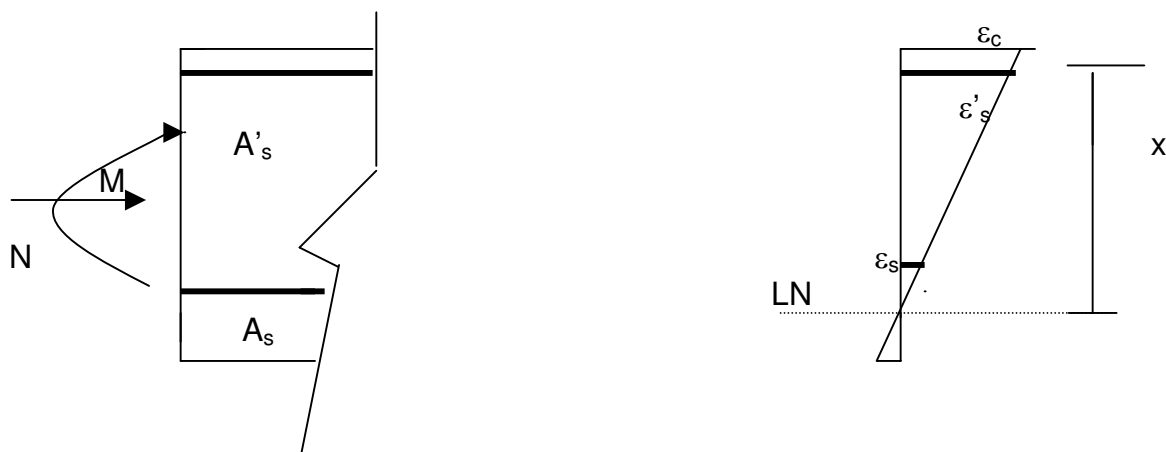


Figura 5.26 – Domínio 4a (Fonte: FUSCO, 1981)

Domínio 5 (Figura 5.27)

Ocorrência: compressão não uniforme, sem tensões de tração.

A linha neutra encontra-se posicionada fora da seção. A ruína se dá pela ruptura do concreto. A deformação no concreto permanece constante e igual a $2‰$ à $3h/7$ da borda mais comprimida. $2‰ < \varepsilon_c < 3,5‰$ (deformação de ruptura do concreto)

Deformação do concreto: $\varepsilon_c = 2‰$ à $3h/7$ da borda mais comprimida. $2‰ < \varepsilon_c < 3,5‰$ (deformação de ruptura do concreto)

Deformação do aço: $0 < \varepsilon_s < 2‰$ ($\sigma_s < f_{yd}$)

Linha neutra: $h < x < \infty$.

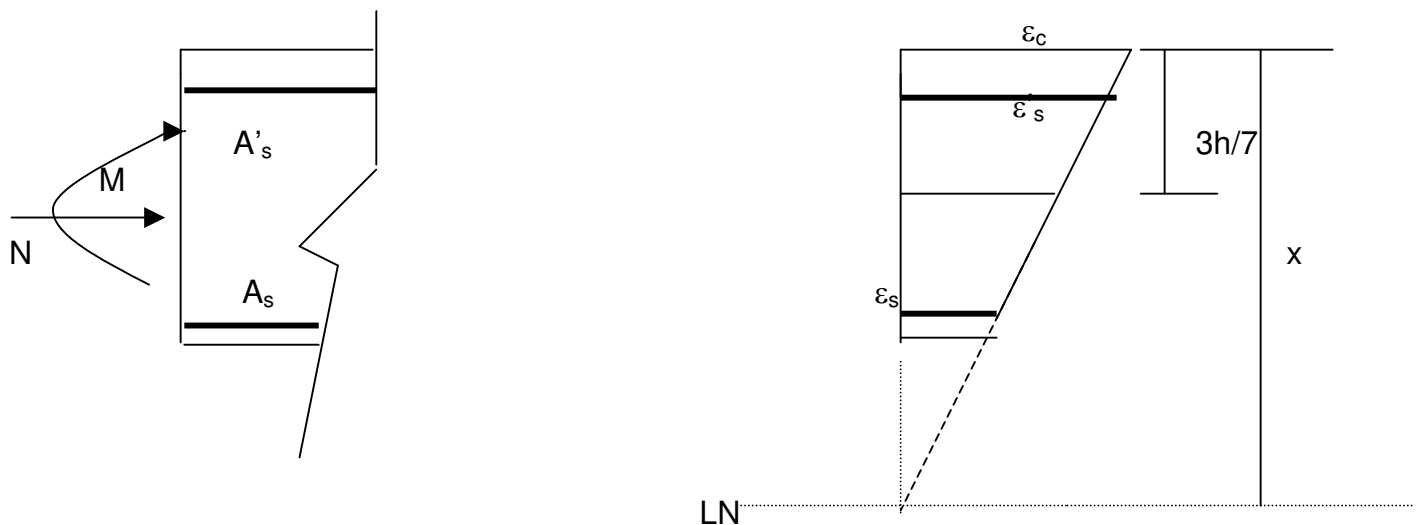


Figura 5.27 – Domínio 5 (Fonte: FUSCO, 1981)

Reta b: compressão uniforme.

Cálculo da armadura na viga

As principais cargas que se distribuem sobre as vigas, determinadas por metro linear, são: cargas transmitidas pela laje, cargas de paredes e peso próprio. Além destas, pode haver ocorrência de cargas concentradas provenientes da ação de outras vigas ou pilares (ROCHA, 1976).

Da mesma forma que as lajes maciças, as vigas devem, preferencialmente, ser dimensionada dentro do domínio 3.

Dimensionamento de seções retangulares

O problema do dimensionamento consiste em montar e resolver um sistema de equações constituído de duas equações de equilíbrio e uma equação de compatibilidade geométrica de deformações. Nesse sistema de equações pode-se adotar, para a distribuição das tensões de compressão no concreto, o diagrama parábola-retângulo (Figura 5.28) ou o diagrama retangular simplificado (Figura 5.29).

Seção retangular com armadura simples

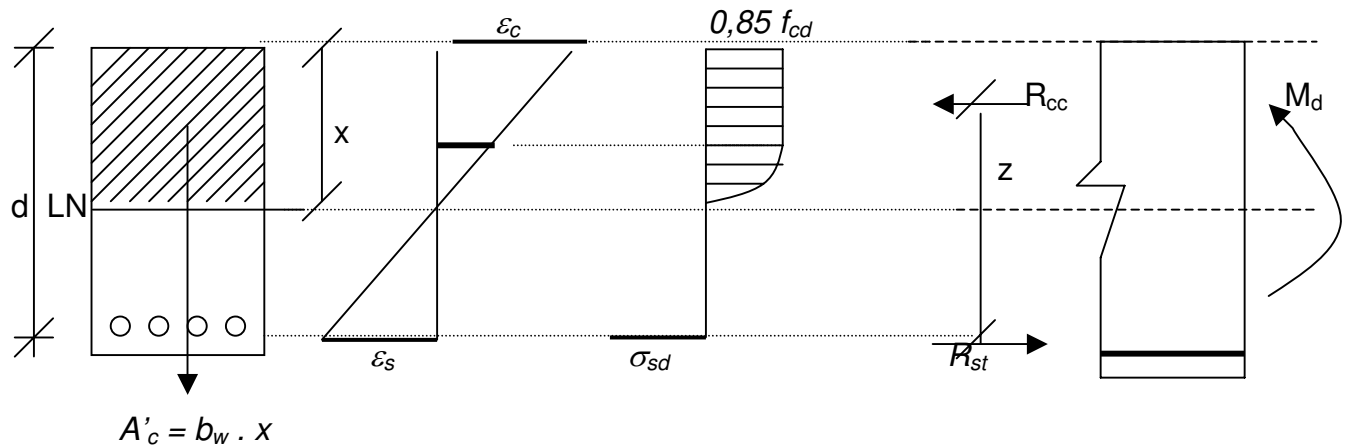


Figura 5.28 - Diagrama parábola-retângulo
(Fonte: MASSARO Jr., 1983)

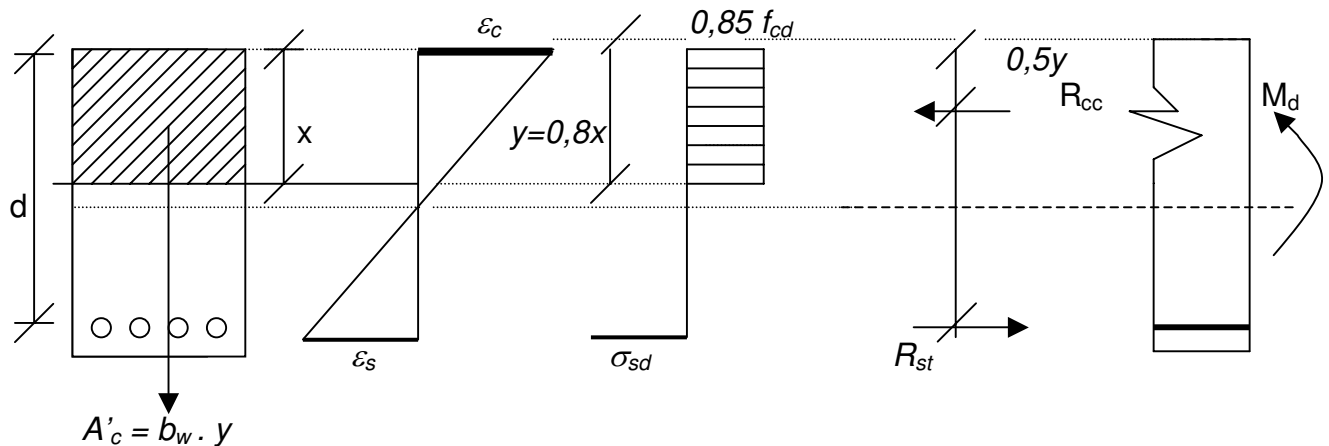


Figura 5.29 - Diagrama retangular simplificado
(Fonte: MASSARO Jr., 1983)

No dimensionamento da viga, para o caso de flexão simples, é necessário resolver um sistema de 3 equações.

De acordo com o diagrama retangular simplificado (Figura 5.29), são obtidas duas equações de equilíbrio:

$$R_{cc} = R_{st}$$

$$\gamma_f \cdot M_k = M_d = z \cdot R_{cc}$$

e uma equação de compatibilidade (relação de triângulos) :

$$\frac{x}{d-x} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} \implies \frac{x}{d} = K_x = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c}}$$

O diagrama simplificado retangular para a distribuição das tensões de compressão é adotado por ser permitido pela norma NBR- 6118/80, e porque simplifica a elaboração das tabelas para o dimensionamento visto ser imediato o cálculo da resultante R_{cc} e do braço de alavanca z :

$$R_{cc} = 0,85 f_{cd} b_w 0,8x$$

$$Z = d - 0,5y = d - 0,4x$$

O emprego do diagrama parábola-retângulo exige que o cálculo da resultante R_{cc} e de seu ponto de aplicação seja feito por integração.

As tabelas para dimensionamento, elaboradas com o diagrama simplificado retangular, são aplicáveis indistintamente às seções retangulares e às seções T com a linha neutra cortando a nervura, ao passo que as tabelas baseadas no diagrama parábola-retângulo não são aplicáveis às seções T quando o trecho parabólico do diagrama atinge simultaneamente a nervura e a mesa.

Definição dos coeficientes K_C e K_S

Adotando o diagrama simplificado, é possível estabelecer as expressões para os coeficientes K_C e K_S , como segue.

Coeficiente K_C

$$R_{cc} = 0,85 f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8x$$

$$Z = d - 0,5 y = d - 0,4x$$

$$\text{Considerando: } \gamma_f \cdot M_k = z \cdot R_{cc} \quad (64)$$

$$z = d - 0,4x = d - 0,4K_x d = (1 - 0,4K_x)d \quad (65)$$

$$R_{cc} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot 0,8x = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot 0,8K_x \cdot d$$

$$R_{cc} = 0,68 K_x \cdot f_{ck} / \gamma_c \cdot b_w \cdot d \quad (66)$$

Substituindo (65) e (66) em (64) :

$$\gamma_f \cdot M_k = (1 - 0,4 K_x) \cdot 0,68 K_x \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d^2 \quad (67)$$

$$\text{ou } \frac{b_w \cdot d^2}{\gamma_f \cdot M_k} = \frac{\gamma_c}{(1 - 0,4) \cdot 0,68 \cdot f_{ck}}$$

$$K_C = \frac{b_w \cdot d^2}{\gamma_f \cdot M_k} \quad (68)$$

Coeficiente K_S

$$\text{Considerando : } \gamma_f \cdot M_k = z \cdot R_{st} \quad (69)$$

$$z = (1 - 0,4 k_x) d \quad (70)$$

$$e \quad R_{st} = \sigma_{sd} A_s \quad (71)$$

onde σ_{sd} é a tensão correspondente ao alongamento unitário ε_s .

Substituindo (65) e (71) em (69):

$$\gamma_f \cdot M_k = (1 - 0,4 k_x) d \cdot \sigma_{sd} \cdot A_s$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_{sd} (1 - 0,4 k_x)} \cdot \frac{\gamma_f M_k}{d}$$

$$\text{Definindo } K_S = \frac{1}{\sigma_{sd} (1 - 0,4 k_x)}$$

$$\text{temos: } A_s = K_S \frac{\gamma_f \cdot M_k}{d} \implies A_s = K_S \frac{M_d}{d} \quad (72)$$

Os valores de K_C e K_S podem ser encontrados em tabelas no anexo : o coeficiente K_C é fornecido em função de f_{ck} e k_x e o coeficiente K_S é fornecido em função de k_x e do aço adotado. Deve-se observar as unidades para as quais as tabelas de K_C e K_S foram elaboradas, e também se o momento fletor a ser considerado será o valor característico M_k , ou o valor de cálculo M_d .

As tabelas utilizadas no presente trabalho foram elaboradas para valores do momento de cálculo M_d e com as unidades do Sistema Internacional de medidas.

Seção retangular com armadura dupla

O valor K_{clim} corresponde ao coeficiente K_C para a altura da linha neutra igual x_{34} . Quando, no dimensionamento de uma viga, o coeficiente K_C for menor que K_{clim} não se deve utilizar armadura simples. Isso significa que $x > x_{lim}$ ou $(K_x > K_{xlim})$, e a seção neste caso será super-armada (domínio 4).

Para evitar as seções super-armadas há dois recursos: ou aumentar as dimensões da seção de modo que o novo valor de K_C não seja inferior a K_{clim} , ou utilizar armadura de

compressão para auxiliar o concreto (Figura 5.30), tornando assim possível o aumento da tensão de cálculo na armadura de tração σ_{sd} até que a mesma se iguale à resistência de cálculo do aço f_{yd} (MASSARO Jr., 1983).

$$\text{Uma vez constatado que } K_c = \frac{b_w d^2}{M_d} < K_{clim} \quad (73)$$

considera-se a seção inicialmente com armadura simples e calcula-se o máximo valor do momento fletor que a mesma pode resistir sem se tornar super-armada:

$$M_{dlim} = \frac{b_w d^2}{K_{clim}} \quad (74)$$

$$M_{d1} = \gamma_f M_{k1} = \gamma_f M_{klim} = \frac{b_w d^2}{K_{clim}}$$

Com o valor tabelado de K_{slim} , calcula-se a armadura A_{s1} . Para resistir a essa parcela de momento, a armadura necessária é:

$$A_{s1} = K_{slim} \frac{M_{dlim}}{d} \quad (75)$$

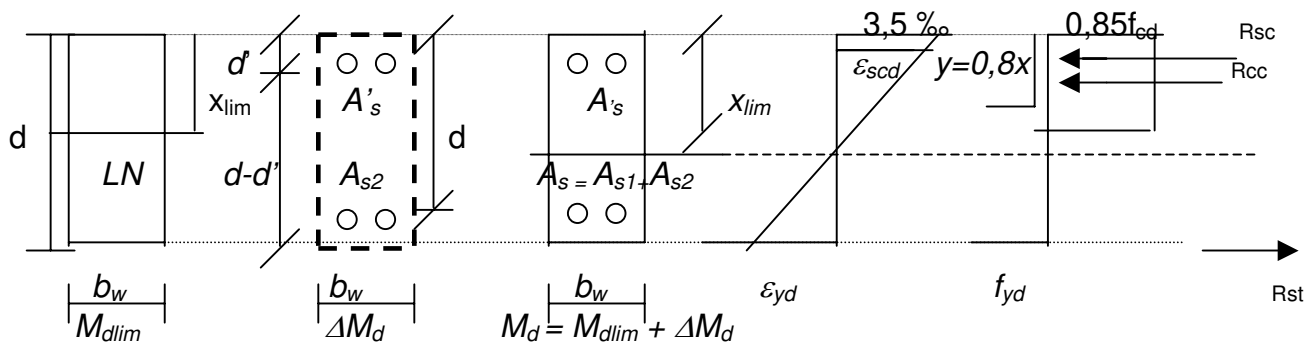


Figura 5.30 – Seção de viga com armadura dupla
Fonte: (MASSARO Jr., 1983)

Considera-se a diferença do momento fletor $\Delta M_d = M_d - M_{dlim}$ não resistido pela seção “metálica” constituída de duas armaduras, A_{s2} de tração e A'_s de compressão, trabalhando com o braço $(d - d')$.

$$\Delta M_d = M_d - M_{dlim}$$

$$\Delta M_d = R_{s2} (d-d') = R'_s (d-d')$$

$$\Delta M_d = A_{s2} * f_{yd} (d-d') = A'_s * \sigma'_{sd} (d-d')$$

As armaduras para ΔM_d são:

$$A_{s2} = \frac{\Delta M_d}{d - d'} \frac{1}{f_{yd}} \longrightarrow \frac{1}{f_{yd}} = k_{s2} \quad (76)$$

$$A'_s = \frac{\Delta M_d}{d - d'} \frac{1}{\sigma'_{sd}} \longrightarrow \frac{1}{\sigma'_{sd}} = k'_s \quad (77)$$

Deve-se então armar a viga com:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (\text{na região tracionada})$$

$$A'_s \quad (\text{na região comprimida})$$

Taxa geométrica de armadura longitudinal

A taxa geométrica de armadura longitudinal ρ é uma relação entre a área da seção transversal de aço, A_s , e a área total da seção de concreto.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w * h} \quad (78)$$

Quando houver armadura dupla, a taxa de armadura se refere a armadura de tração.

Disposições Construtivas para a armadura longitudinal

1. A largura das vigas (b_w) não poderá ser inferior a 8 cm.
2. Não é permitida a utilização de uma só barra tanto na zona tracionada quanto na zona comprimida.
3. A armadura mínima de tração não pode ser inferior a:
 - a) 0,25% de ($b_w * h$) para os aços CA-25
 - b) 0,15% de ($b_w * h$) para os aços CA-50 e CA-60
4. Vigas com altura superior a 60cm exigem o cálculo de armadura de pele.
5. É obrigatório prolongar até cada um dos apoios das vigas, a seguinte fração da área de armadura calculada para o momento máximo:
 - 1/3 se o momento no apoio considerado for nulo ou negativo de valor absoluto inferior a 50% do momento positivo máximo;
 - 1/4 se o momento negativo for maior que 50% do momento máximo positivo do vão.

Cobrimento

Segundo a norma NBR 6118/80 armadura deve ter um cobrimento de concreto de no mínimo uma espessura igual ao seu diâmetro, e não menor que:

para concreto revestido com argamassa de espessura mínima de 1 cm:

em lajes no interior de edifícios0,5 cm;
em paredes no interior de edifícios.....1,0 cm;
em lajes e paredes ao ar livre.....1,5 cm;
em vigas, pilares e arcos no interior de edifícios ..2,0 cm.

para concreto aparente:

no interior de edifícios..... 2,0 cm;
ao ar livre.....2,5 cm.

para o concreto em contato com o solo..... 3,0 cm.
para o concreto em meio fortemente agressivo.....4,0 cm.

Cisalhamento

O estudo da resistência à força cortante baseia-se na teoria clássica de Mörsch, pela qual as peças de concreto armado submetidas à flexão simples ou composta são assimiladas a treliças. Na analogia de treliça concebida por Mörsch (Figura 5.31), a armadura longitudinal de tração faz o papel de banzo tracionado, o concreto (e eventual armadura) sob compressão faz o papel do banzo comprimido, a armadura transversal (estribos e barras dobradas) faz o papel das diagonais tracionadas e as bielas inclinadas a 45° de compressão fazem o papel das diagonais comprimidas (MASSARO JR., 1983).

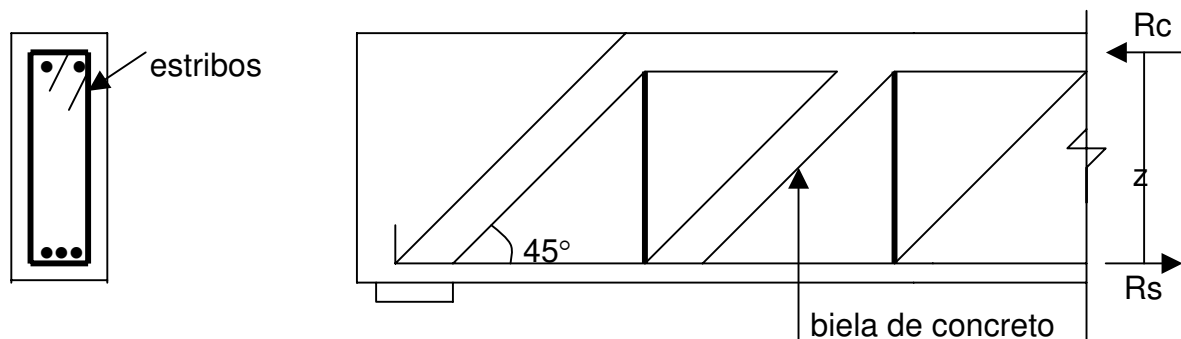


Figura 5.31 – Esquema de “treliça” após fissuração do concreto (com estribo à 90°)
Fonte: (MASSARO Jr., 1983).

Como, na prática, a armadura de cisalhamento é em geral formada por estribos verticais, o procedimento de cálculo a seguir apresentado se aplica a esse tipo de armadura.

Cabe esclarecer que as especificações normativas para o cálculo da armadura de cisalhamento a serem seguidas são aquelas apresentadas no anexo A da norma NBR 7197 – *Projeto de Estruturas de Concreto Protendido* (ABNT, 1989) que em 1989 substituíram as especificações da norma NBR 6118 – *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado* (ABNT, 1980), até então utilizadas.

A tensão convencional de cisalhamento (de cálculo) provocada na seção pela força cortante V é:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \quad (79)$$

onde: V_d é o esforço cortante de cálculo; b_w é a largura da alma, que no caso de peças retangulares é a própria largura da viga e d é a altura útil da seção.

A tensão de cisalhamento de cálculo nas bielas comprimidas de concreto, não deve superar o valor da tensão última de cisalhamento, isto é: $\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$

Segundo o anexo A da norma NBR 7197 (ABNT, 1989), quando se empregam estribos dispostos verticalmente, a tensão última a ser considerada é:

$$\tau_{wu} = 0,30f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa} \quad (80)$$

A armadura transversal deve ser calculada com base na seguinte tensão:

$$\tau_d = 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c > 0 \text{ MPa} \quad (81)$$

com τ_c , definido na flexão simples, por:

$$\tau_c = 0,15 \sqrt{f_{ck}} \text{ MPa} \quad (82)$$

A armadura transversal por unidade de comprimento da viga é obtida pela expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \cdot b_w \quad (83)$$

com

$$\rho_w = \frac{1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c}{f_{yd}} \quad (84)$$

onde:

ρ_w - taxa geométrica de armadura transversal;

b_w - largura da seção transversal da viga ;

f_{yd} - tensão de escoamento de cálculo do aço.

Para a largura b_w em centímetros, a expressão $\frac{A_{sw}}{s}$ é fornecida em cm^2/cm para os dois os ramos do estribo. Para que o valor seja fornecido em cm^2/m e para um ramo de estribo, a expressão deve ser ajustada para:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \cdot b_w \cdot \frac{100}{2} \quad (\text{cm}^2/\text{m por face}) \quad (85)$$

Disposições construtivas para a armadura de cisalhamento

Armadura Mínima para estribos

$(A_{sw})_{min} = 0,07 \cdot b_w$; em $(\text{cm}^2/\text{m por face})$

- b_w é a largura da viga em (cm)

Bitolas permitidas para os Estribos ($\varnothing_{estr}$)

$$5\text{mm} \leq \varnothing_{estr} \leq b_w/12$$

As armaduras de porta-estribos devem ter diâmetro nunca inferior ao diâmetro dos estribos.

Espaçamento permitido para os Estribos (s)

$$2 \varnothing_{agr} \leq s \leq d/2 \text{ ou } 30\text{cm}$$

com: $\varnothing_{agr}$ é a dimensão máxima do agregado e d altura útil da viga.

Havendo armadura longitudinal de compressão, além das duas condições acima, uma terceira condição deve ser atendida:

12 vezes o diâmetro da armadura de compressão (CA-50 e CA-60);

21 vezes o diâmetro da armadura de compressão (CA-25).

5.6.3. Pilares

Pilares são peças submetidas à compressão uniforme ou não uniforme ou à flexão composta (SÜSSEKIND, 1987).

A maior parte dos pilares que são calculados na prática tem seu índice de esbeltez $\lambda \leq 80$ o que torna possível dimensioná-los segundo critérios simplificados. Para pilares com $\lambda > 80$, de ocorrência pouco freqüente, o tratamento é mais complexo e trabalhoso.

No dimensionamento de pilares, os mesmos podem ser divididos, com relação ao grau de importância dos efeitos de 2º ordem, em 3 grupos (MORENO, 1989):

primeiro grupo – pilares curtos: são aqueles com índice de esbeltez (λ) menor ou igual a 40; para os quais não há necessidade de consideração do efeito de segunda ordem (em função da insignificância do resultado numérico);

segundo grupo – pilares médios: são a grande maioria dos casos na prática, tem índice de esbeltez compreendidos entre 40 e 80 ($40 < \lambda < 80$), para os quais há necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem (deformações). Esta consideração pode ser feita a favor da segurança, segundo o processo simplificado proposto pela NBR 6118/80;

terceiro grupo – pilares esbeltos: são de pouca ocorrência na prática; tem índice de esbeltez superior a 80 ($\lambda > 80$), para os quais é indispensável a análise de sua estabilidade elástica (flambagem) e a consideração dos efeitos de segunda ordem: sem simplificação como para os do segundo grupo.

Determinação do índice de esbeltez λ dos pilares

O comprimento de flambagem l_e de uma haste reta, com inércia constante, uniformemente comprimida e de seção constante é dado pelo valor: $l_e = (\beta \cdot l)$ em que l é o comprimento da barra e β um coeficiente em função dos vínculos extremos, tal como indicado na Figura 5.32.

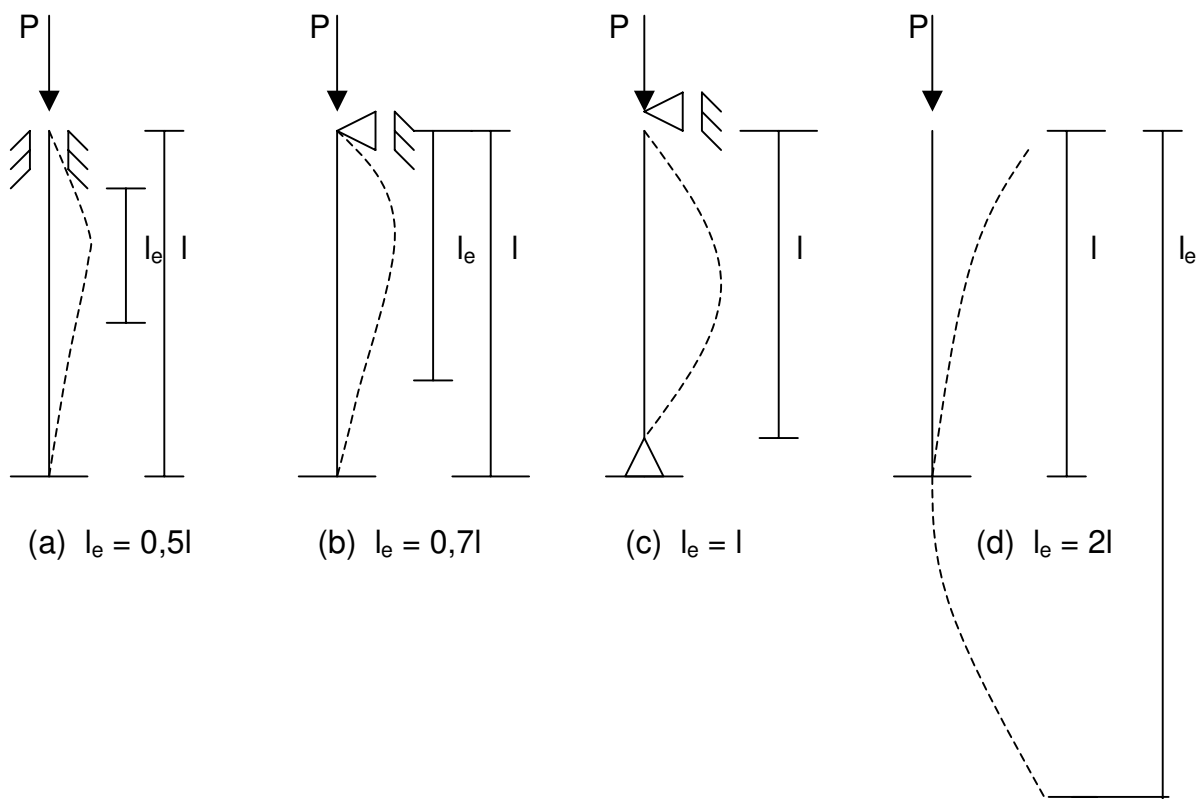


Figura 5.32 – Comprimento de flambagem: (a) barra bi-engastada; (b) barra engastada e rotulada; (c) barra bi-rotulada; (d) barra engastada e livre
(Fonte: SUSSEKIND, 1991)

O índice de esbeltez é obtido pela razão entre o comprimento de flambagem (l_e) e o raio de giração i :

$$\lambda = l_e/i$$

onde $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ (86)

A variável I é o momento de inércia e a variável A é a seção transversal do pilar.

Dimensionamento de Pilares segundo a NBR 6118/80

No presente trabalho são abordados apenas os pilares com índice de esbeltez, λ , menor que 80, com carregamento centrado, não existindo, portanto, excentricidade inicial.

Duas formas de cálculo podem ser empregadas, nestes casos: o cálculo simplificado e o cálculo não simplificado. Esses dois procedimentos são apresentados a seguir.

Cálculo simplificado

No cálculo simplificado, o pilar é calculado à compressão uniforme com majoração do esforço normal de cálculo (Figura 5.33):

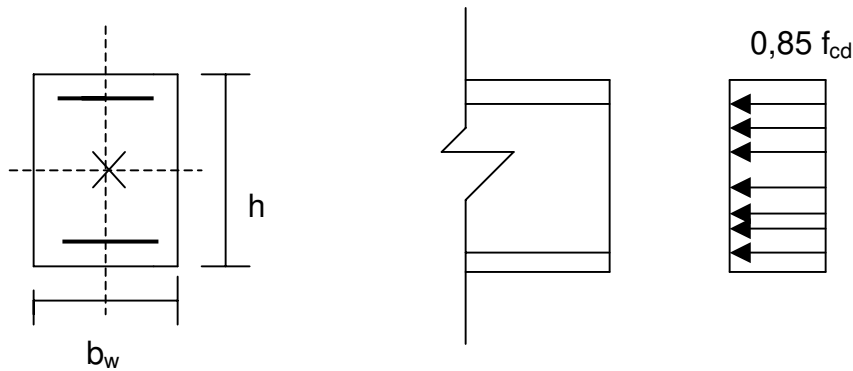


Figura 5.33– Compressão uniforme (Fonte: MASSARO Jr., 1983)

$$\alpha N_d = (A_c - A_s) * 0,85 + A_s \sigma_{sd} \quad (87)$$

onde α é o coeficiente de majoração da força normal, A_s é a área total das seções transversais das barras da armadura, A_c é a área da seção do concreto ($A_c = b_w * h$) e $N_d = \gamma_f \cdot N_K$ é a força normal de cálculo.

Os valores de σ_{sd} para os aços comerciais são apresentados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Tensão no aço para $\varepsilon_s = 2 \text{ ‰}$ (Fonte: PINHEIRO, 1986)

Aço	σ_{sd} (MPa)
CA 25	215
CA 50	420
CA 60	400

Esse procedimento de cálculo pode ser utilizado para pilares curtos ($\lambda \leq 40$) e para algumas situações de pilares intermediários ($40 < \lambda < 80$), a saber:

1º caso: ($\lambda \leq 40$)

$$\alpha = 1 + \frac{6}{h} \geq 1,1 \quad (88)$$

onde h é o menor lado da seção retangular do pilar.

2º caso: ($40 < \lambda < 80$)

Este caso só se aplica se atendidas as seguintes condições: pilares com seção transversal retangular ou circular (cheia ou vazada) constante (inclusive armadura); com

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \geq 0,7 \quad (89)$$

Neste caso, o valor de α é obtido pela expressão:

$$\alpha = \frac{1 + K \cdot e}{h} \geq 1,1 \quad (90)$$

$K = 3$ para as seções retangulares com pelo menos 2/3 da armadura disposta ao longo dos lados perpendiculares ao lado da altura h .

$K = 4$ para as demais seções retangulares e seções circulares.

$e = e_a + e_2$, sendo e_a a excentricidade accidental e e_2 a excentricidade de 2º ordem.

$$e_a = h/30 \geq 2,0\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{0,0035 + f_{yd}/E_s}{(\nu + 0,5) h} \quad (91)$$

l_e é o comprimento de flambagem; f_{yd} é a resistência de cálculo do aço; E_s é o módulo de deformação longitudinal do aço e vale 210.000 MPa; h e e_a são medidos na direção correspondente à maior esbeltez.

Cálculo não simplificado

Para N_d centrada e $40 \leq \lambda \leq 80$, e outras situações que não a anterior, é utilizado o cálculo não simplificado que consiste em trabalhar com coeficientes adimensionais e ábacos para armaduras dispostas simetricamente. Cada lado perpendicular à direção da excentricidade considerada e_{ax} e e_{ay} , receberá a metade da armadura calculada, não se somando as armaduras.

$$M_d = M_{d1} + M_{d2}$$

onde

$$M_{d1} = N_d \cdot e_a$$
$$M_{d2} = N_d \cdot e_2$$
$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$
$$\frac{1}{r} = \frac{0,0035 + f_{yd}/E_s}{(\nu + 0,5) h} \quad \text{com } \nu + 0,5 \geq 1$$
$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

h é o lado paralelo à excentricidade acidental considerada na seção.

Para as seções retangulares, se encontra na literatura corrente uma série de ábacos que fornecem a taxa mecânica de armadura (ω) a partir dos valores reduzidos da força normal de cálculo (ν_d) e do momento de cálculo (μ_d).

Para a utilização do ábaco deve-se fixar o tipo de aço a ser adotado e definir a relação d'/h . Com o par de valores adimensionais ν_d e μ_d , calculados conforme as expressões:

$$\nu_d = \frac{N_d}{b_w h f_{cd}} \quad (92)$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w h^2 f_{cd}} \quad (93)$$

obtem-se do ábaco a taxa mecânica de armadura ω . A partir desse valor é possível calcular a armadura longitudinal, usando-se a seguinte expressão:

$$A_t = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} \quad (94)$$

$$\frac{A_t}{2} = A_s = A'_s \text{ (simétrica)}$$

Disposições referentes às dimensões e armaduras dos pilares não cintados (NBR 6118/80)

Dimensões

A menor dimensão da seção transversal deve ser maior ou igual à 20 cm, e não inferior a 1/25 da altura livre desse pilar. Com essas recomendações, deve-se utilizar um coeficiente de majoração do carregamento, γ_f igual a 1,4.

A NBR 6118/80 permite a redução de uma das dimensões mínimas para 12 cm, devendo a dimensão na outra dimensão não ultrapassar 60cm. Neste caso de redução da dimensão mínima, o coeficiente de majoração das cargas deve ser $\gamma_f = 1,8$.

Taxa geométrica para a armadura longitudinal (ρ)

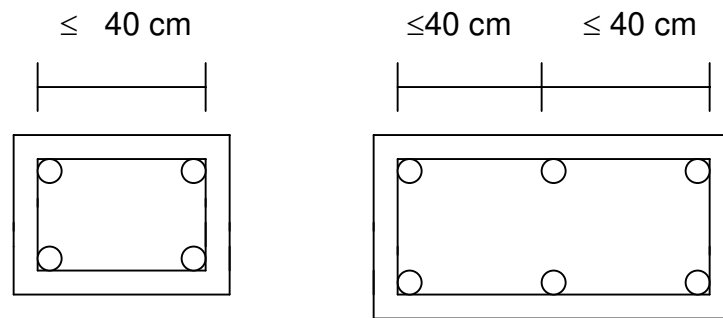
Sendo $\rho = A_s/A_c$, onde A_s é a armadura longitudinal e A_c área da seção geométrica, a taxa geométrica ρ deve atender aos seguintes critérios:

$$0,8\% \leq \rho \leq 6\% \text{ para } \lambda > 30$$

$$0,5\% \leq \rho \leq 6\% \text{ para } \lambda \leq 30$$

Nos pilares que tenham dimensões superiores às exigidas pelo cálculo, a seção a considerar para os fins deste item é apenas a teoricamente necessária, porém ρ não deve ser inferior a 5% da seção total do concreto.

No contorno das peças comprimidas, deve haver, em qualquer seção transversal, barras longitudinais espaçadas no máximo de 40 cm, conforme a figura abaixo.



O diâmetro ϕ_l das armaduras longitudinais dos pilares não poderá ser inferior a 10mm.

O espaçamento entre as barras longitudinais não pode ser menor que: 2cm, $1\phi_l$ e $1,2 \phi_{agregado}$. Na região de traspasse o segundo limite mínimo deve ser $2\phi_l$.

Cobrimento

Concreto revestido com argamassa de espessura mínima de 1cm:

-pilares no interior de edifícios.....1,5cm;

-pilares ao ar livre.....2,0cm;

Concreto aparente

-pilares no interior de edifícios.....2,0cm;

-pilares ao ar livre.....2,5cm;

Concreto em contato com o solo.....3,0cm.

Armadura transversal

O espaçamento máximo entre estribos não deve superar os seguintes valores:

-30cm;

-a menor dimensão externa da seção transversal da peça;

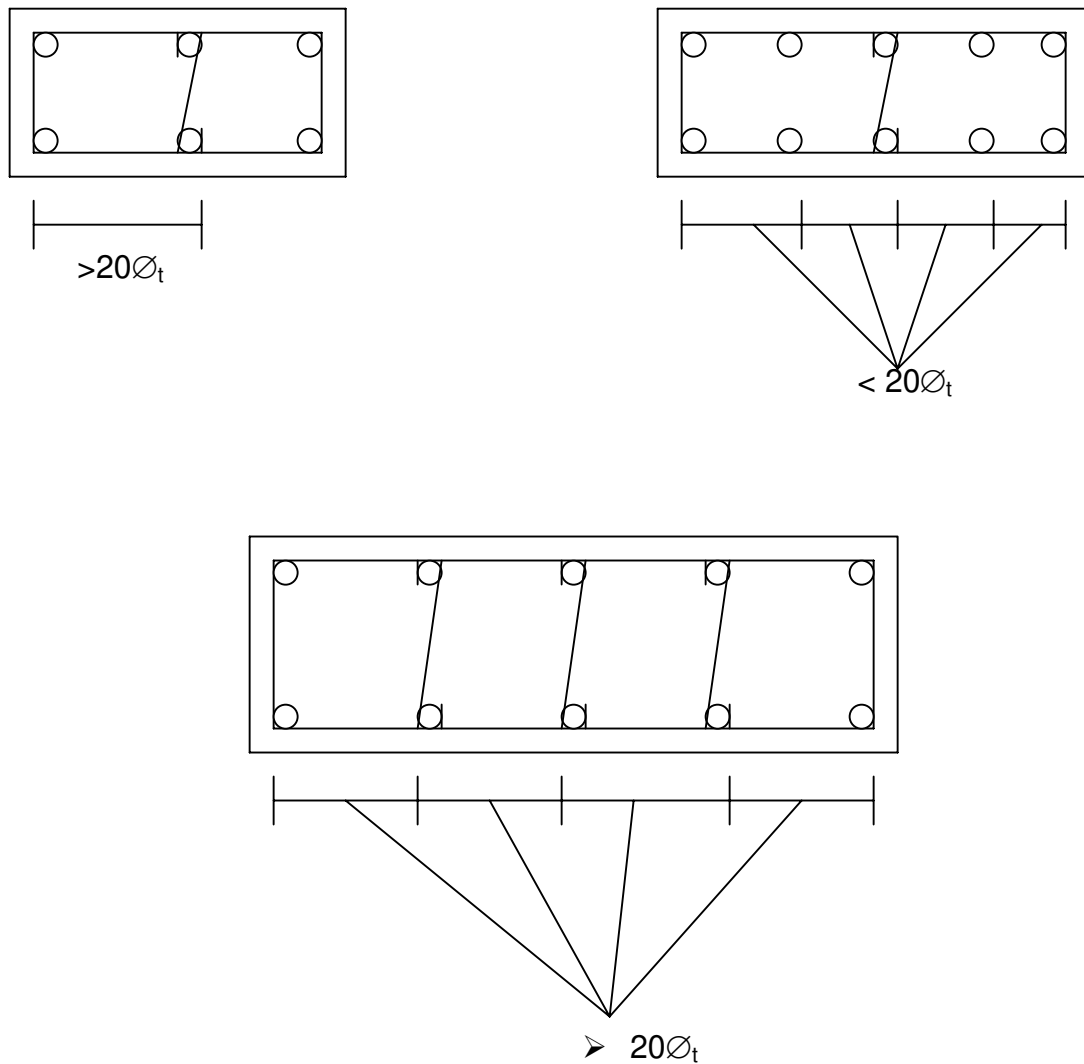
- $21\phi_l$ e $340 \frac{\phi_t^2}{\phi_l}$ para CA-25 e $12\phi_l$ e $190 \frac{\phi_t^2}{\phi_l}$ para CA-50 e CA-60.

onde ϕ_t é o diâmetro do estribo e ϕ_l é o diâmetro da armadura longitudinal.

Esses valores são válidos quando f_{yk} do estribo é maior ou igual f_{yk} da armadura longitudinal; caso contrário, os limites serão reduzidos na proporção dos valores de f_{yk} .

O diâmetro do estribo (ϕ_t) deve ser no mínimo igual a 5mm. Costuma-se adotar $\phi_t = \phi_l/4$.

No caso de seções alongadas, pode ser necessária uma amarração intermediária, além dos estribos. Essa amarração é feita por meio de ganchos que devem ser posicionados de acordo com a figura abaixo:



5.6.4. Fundações

Segundo MORAES (1976), para a escolha e elaboração de um projeto de fundação, é necessário e fundamental o conhecimento das características do solo onde ela vai acomodar-se e também dos carregamentos que serão transferidos pelos elementos da fundação ao solo.

O projetista de fundação para melhorar ou mesmo adotar a melhor solução deve procurar informar-se sobre: características do solo, carregamentos atuantes, características da superestrutura, recalques provocados no solo de apoio e as repercussões na superestrutura, efeitos sobre as fundações vizinhas ou mesmo nos prédios vizinhos.

A fundação direta é caracterizada como rasa quando está assentada a uma profundidade considerada como pequena em relação a sua maior dimensão, variando entre 1,5m e 3,0m. Ela pode ser em forma de bloco, de sapata, ou de *radier*.

A fundação direta é caracterizada como profunda quando está assentada a uma profundidade considerada apreciável em relação a sua maior dimensão, além de 6,0m.

Regras Gerais para os Casos mais comuns

No solo constituído por uma camada superficial espessa compacta ou muito consistente adota-se uma fundação direta e rasa.

No solo constituído por uma camada ou camadas moles, existindo porém camada resistente, usam-se estacas ou tubulões. A escolha do tipo de fundação pode constituir um problema aleatório devido à série de parâmetros a serem considerados. A experiência tem mostrado que não se deve utilizar sob uma mesma estrutura dois tipos diferentes de fundação.

Sapata isolada

Tem-se uma sapata isolada quando ela não tem associação com nenhuma outra sapata, sendo dimensionada em função dos esforços provenientes de um só pilar (MORENO,1993).

Sapata rígida

Na sapata rígida, as pressões e deformações são uniformes impondo ao solo um recalque por igual, ou seja, a fundação é indeformável (Figura 5.34).

Para ser enquadrada como rígida, a biela na diagonal mais inclinada da sapata deve fazer um ângulo maior que 30° com a horizontal.

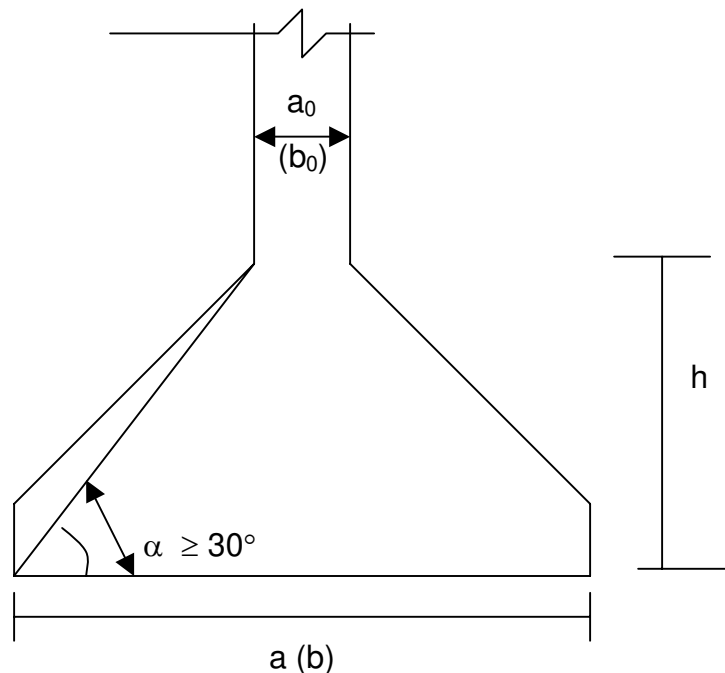


Figura 5.34 - Ângulo formado entre a biela e o eixo horizontal

O dimensionamento da sapata isolada é feito de acordo com o procedimento apresentado a seguir.

O carregamento da sapata (P) é a força normal proveniente do pilar mais o peso próprio da sapata. A carga do pilar sobre a sapata é designada como P' (Figura 5.35) e G é o peso próprio da sapata. Assim:

$$P = P' + G \quad (95)$$

Estima-se o peso próprio da sapata como sendo 5% da carga do pilar. Portanto, a carga estimada sobre a sapata pode ser calculada pela expressão:

$$P = 1,05 P' \quad (96)$$

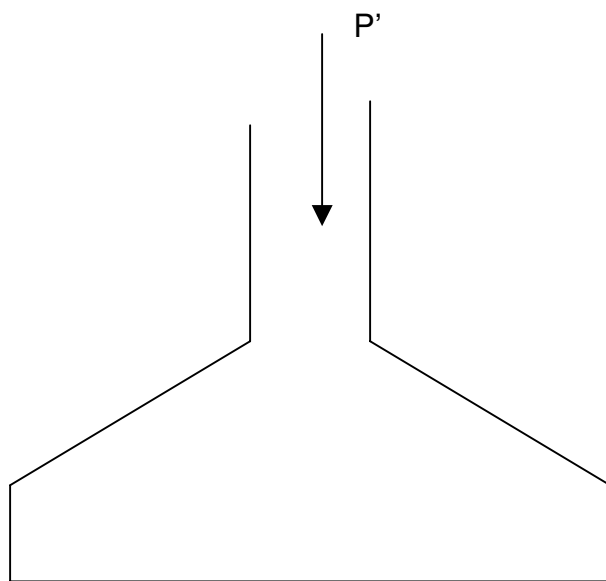


Figura 5.35 – Aplicação da força normal

Geometria da Sapata

Para definição da geometria da sapata faz-se necessário o conhecimento da tensão admissível do solo (p_{adm}). A tensão máxima aplicada no solo tem que ser menor do que a tensão admissível para aquele tipo de solo. Alguns valores são apresentados na Tabela 5.11.

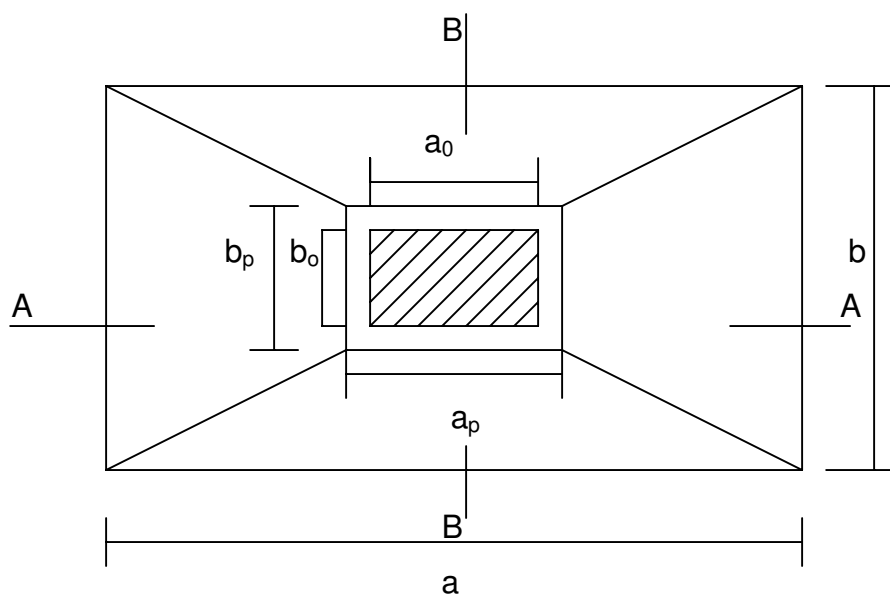
A tensão no solo (p) é igual a carga estimada (P), dividida pela área da sapata (A_{sapata}) e esta relação tem que ser menor ou igual a tensão admissível no solo (p_{adm}):

$$p = \frac{P}{A_{sapata}} \leq p_{adm} \quad (97)$$

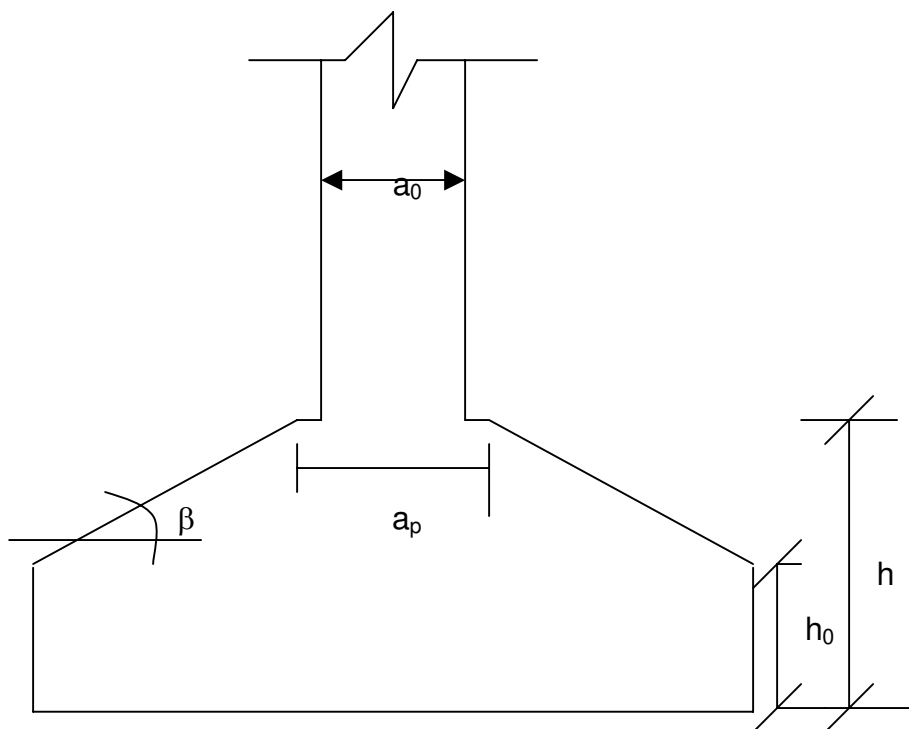
Com o valor da área da sapata adotam-se as dimensões a e b .

Tabela 5.11 - Pressões admissíveis básicas sobre o terreno das fundações
(Fonte:MORAES, 1976)

Rocha viva maciça sem laminações, fissuras ou sinal de decomposição, tais como:	
Gnaiss,granito,diábase, basalto	10 MPa
Rochas laminadas, com pequenas fissuras estratificadas, tais como: xistos e ardósias	2,5 MPa
Depósitos compactos e contínuos de matações e pedras de várias rochas	1,0 MPa
Solo concrecionado	0,8 MPa
Pedregulhos compactos, e misturas compactas de areia e pedregulho	0,5 MPa
Pedregulho fofos e misturas de areia e pedregulho. Areia grossa, compacta	0,3 MPa
Areia grossa fofa, e areia fina compacta	0,2 MPa
Areia fina fofa	0,1 MPa
Argila dura	0,3 MPa
Argila rija	0,3 MPa
Argila média	0,1 MPa
Argila mole, argila muito mole e aterros são exigidos estudos especiais ou experiência local.	

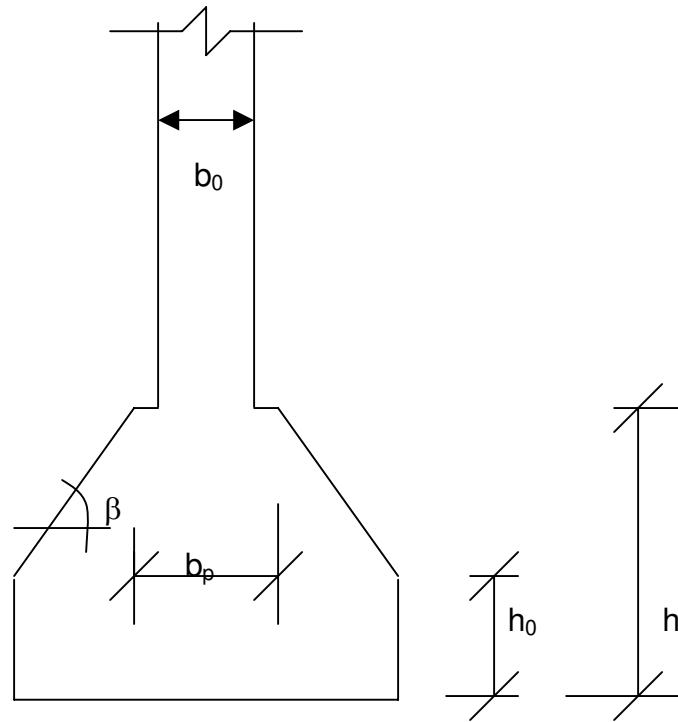


(a) planta



(b) corte A-A

Figura 5.36 – Geometria da sapata: a) planta; b) corte A-A



(c) corte B-B

Figura 5.36 – Geometria da sapata: c) corte B-B

sendo a, b as dimensões da sapata, em planta, na base; h a altura da sapata; h_0 a altura da base da sapata; β inclinação das laterais da sapata; a_0, b_0 as dimensões do pilar e a_p, b_p as dimensões, em planta, da sapata na região de ligação com o pilar (Figura 5.36).

Desta maneira consideram-se então como rígidas as sapatas cuja altura (h) satisfaz as seguintes condições:

$$h \geq \frac{a - a_0}{3} \quad e \quad h \geq \frac{b - b_0}{3} \quad (98)$$

Estas condições implicam em α maior ou igual a $33,7^\circ$ (ver Figura 5.34).

A altura da base da sapata, h_0 , por recomendação de norma, deve ser:

$$h_0 \geq 20 \text{ cm}$$

$$h/4 \leq h_0 \leq h/3$$

Dimensionamento da armadura da sapata a partir de a e b

$$a_p = a_0 + 5\text{cm}$$

$$b_p = b_0 + 5\text{cm}$$

As dimensões a_0 e b_0 são acrescidas de 2,5cm de cada lado para levar em conta a forma do pilar, conforme Figura 5.37.

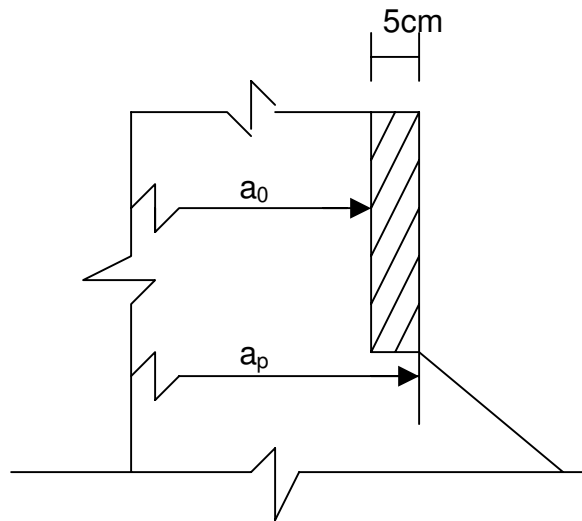


Figura 5.37 – Detalhe da forma

A altura do trapézio em projeção é denominada a' ou b' : (fig.5.38):

$$a' = \frac{a - a_0}{2} \quad \text{e} \quad b' = \frac{b - b_0}{2} \quad (99)$$

As áreas dos trapézios na base são estabelecidas pelas expressões:

$$A_1 = \frac{b + b_0}{2} \cdot a' \quad \text{e} \quad A_2 = \frac{a + a_0}{2} \cdot b' \quad (100)$$

Os quinhões de carga nas áreas projetadas A_1 e A_2 são, respectivamente, P_1 e P_2 :

$$P_1 = p \cdot A_1 \quad \text{e} \quad P_2 = p \cdot A_2 \quad (101)$$

As forças P_1 e P_2 são consideradas aplicadas no centro de gravidade (CG) de cada trapézio.

A distância g do CG de cada trapézio até a face do pilar é calculada pelas expressões:

$$g_1 = \frac{a'}{3} \cdot \frac{2b + b_0}{a + a_0} \quad \text{e} \quad g_2 = \frac{b'}{3} \cdot \frac{2a + a_0}{b + b_0} \quad (102)$$

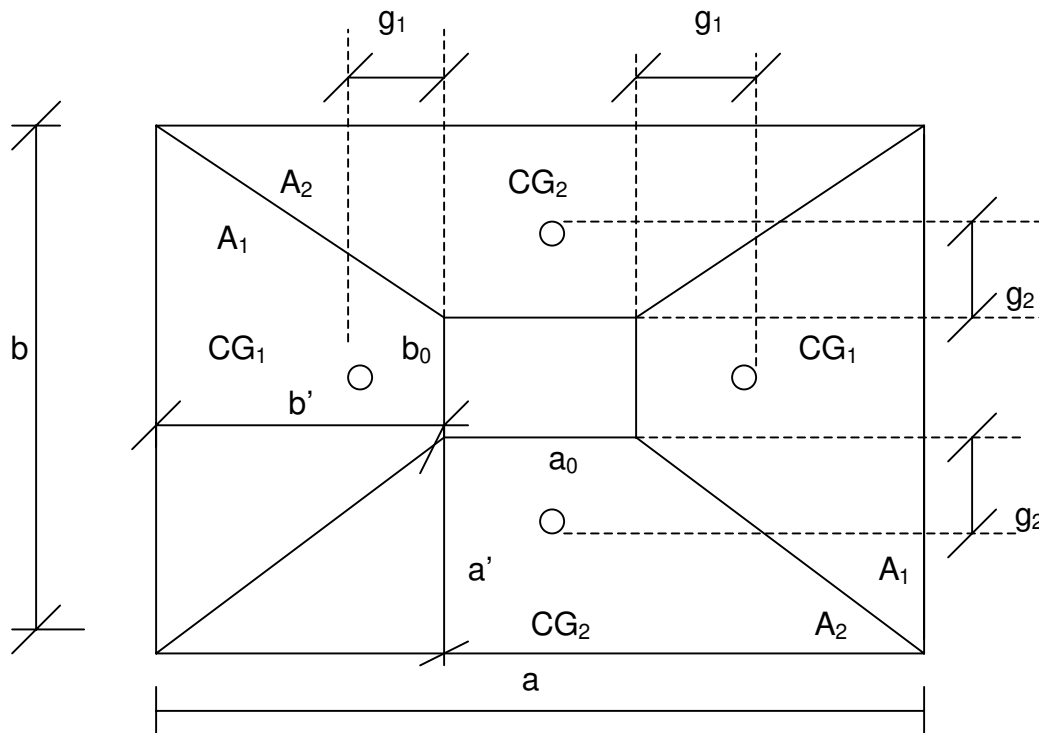


Figura 5.38 – Geometria da base da sapata e locação do centro de gravidade

Os momentos fletores nas abas são calculados pelas expressões:

$$m_1 = P_1 \cdot g_1 \quad \text{e} \quad m_2 = P_2 \cdot g_2$$

$$m_1 = p \cdot \frac{b + b_0}{2} \cdot a' \cdot \frac{a'}{3} \cdot \frac{2b + b_0}{b + b_0}$$

$$m_2 = p \frac{a + a_0}{3} \cdot b' \frac{b'}{2} \frac{2a + a_0}{a + a_0}$$

$$m_1 = p \cdot \frac{(a')^2}{6} (2b + b_0) \quad (103)$$

$$m_2 = p \frac{(b')^2}{6} \cdot (2a + a_0) \quad (104)$$

A armadura da sapata é obtida considerando-se uma faixa de largura b_w , que será igual a b_p ou a_p , dependendo da faixa de referência. A barra da armadura estará disposta perpendicular a b_p ou a_p , conforme Figura 5.39, sendo dimensionada pelo mesmo processo utilizado para viga:

$$m_d = \gamma_f \cdot m$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{m_d} \quad (105)$$

$$A_s = \frac{k_s m_d}{d} \quad (106)$$

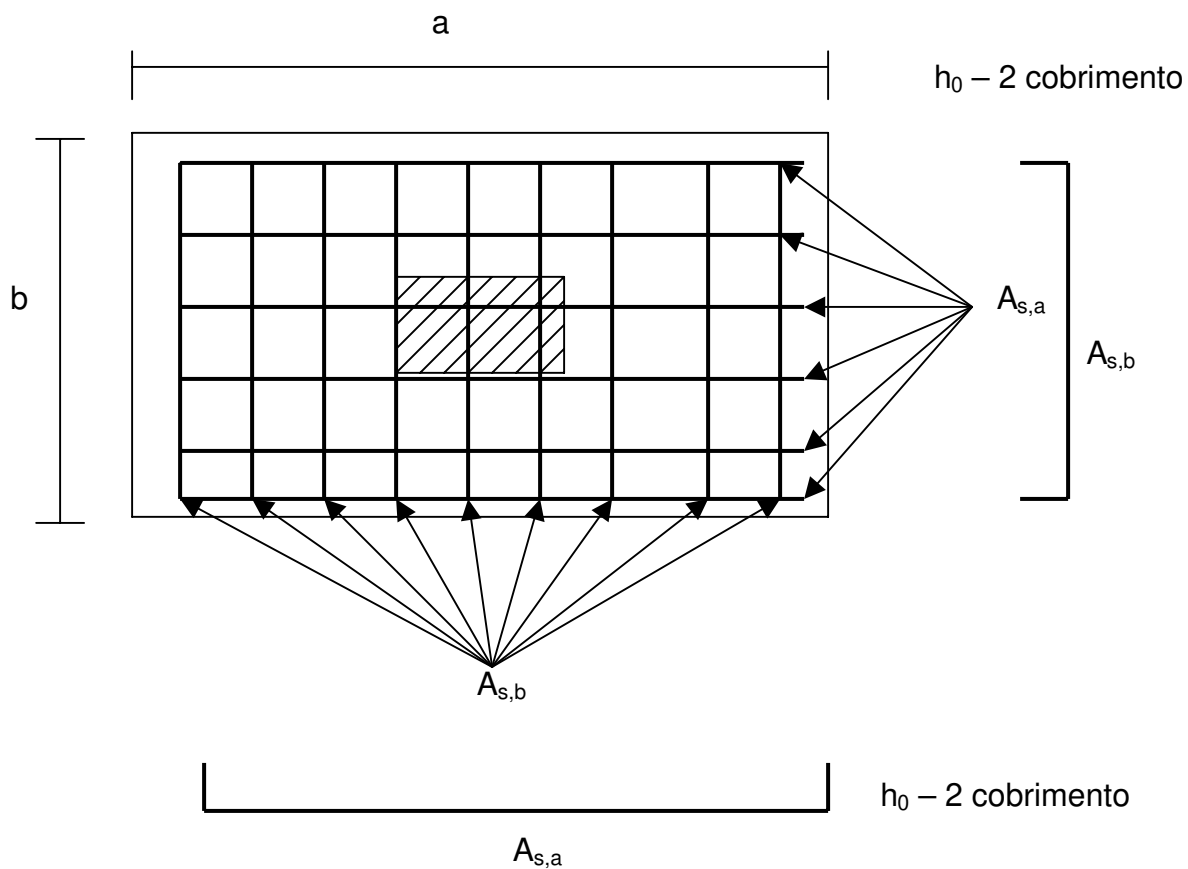


Figura 5.39 – Posição da armadura

Na armadura de sapatas devem-se utilizar barras de no mínimo 10mm, e espaçamento de no máximo 33cm.

É necessária a verificação ao puncionamento:

$$P'_d = \gamma_f \cdot P'$$

$$\tau_{wd} = \frac{P'_d}{\mu \cdot d} \leq \tau_{wu} \quad (107)$$

$$\tau_{wu} = 0,63 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (MPa) \quad (108)$$

sendo P'_d a força total de cálculo proveniente do pilar incluindo o peso próprio da sapata; γ_f é o coeficiente de segurança; P' é a força do pilar sobre a sapata; τ_{wu} é o valor último da tensão convencional de cisalhamento fornecida pela norma NBR 6118; f_{ck} é a resistência característica do concreto; γ_c é o coeficiente de minoração da resistência do concreto; d é altura útil da sapata

Quando $\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$ não é necessário o uso de armadura.

O perímetro μ do contorno c' (Figura 5.40), onde há possibilidade de ocorrer o cisalhamento, é igual a:

$$c' = 2 (a_0 + d + b_0 + d)$$

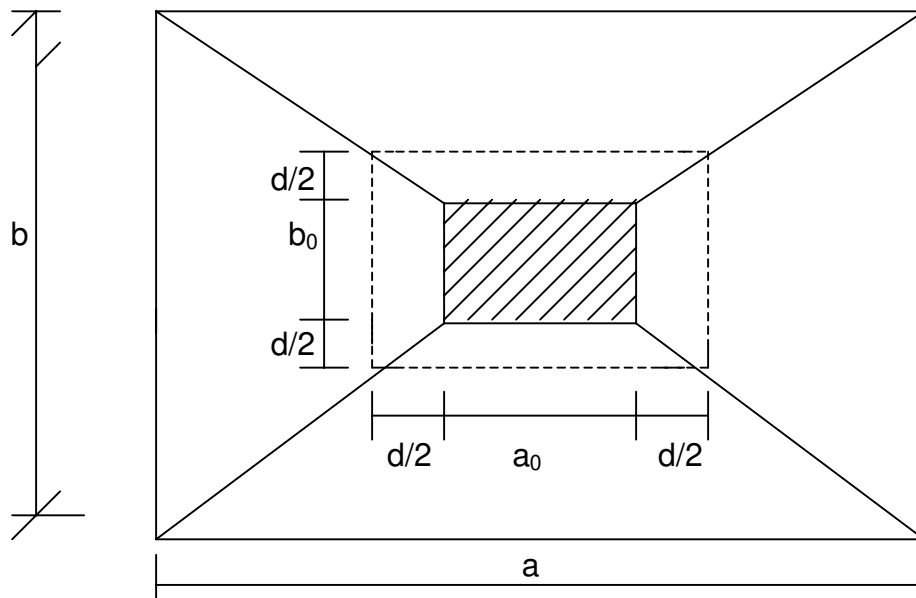


Figura 5.40 – Perímetro onde pode haver cisalhamento

Disposições Construtivas para a sapata

Armadura mínima

$$A_{s,amin} = 0,10\% \, b \cdot h \, (cm^2/b)$$

$$A_{s,bmin} = 0,10\% \, a \cdot h \, (cm^2/a)$$

Espaçamento das barras (e)

$$10 \leq e \leq 20 \text{ cm}$$

Cobrimento das armaduras (c)

Para armadura com diâmetro ϕ não superior a 20mm, usa-se um cobrimento $c \geq 2,0\text{cm}$. Para armadura com diâmetro superior a 20mm mas não superior a 32 mm, usa-se um cobrimento $c \geq 4,0\text{cm}$.

6. PROJETO DE UMA CONSTRUÇÃO RURAL

6.1. Dados Preliminares

Galpão rural para abrigo de animais

Planta e cortes, conforme Figuras 6.1, 6.2 e 6.3

Dimensões de galpão

- Vão Livre a ser coberto no projeto arquitetônico = 15,0 m

- Comprimento do galpão = 30,0 m

- Pé direito = 4,20 m

- Sistema estrutural

Cobertura em madeira da espécie jatobá

Vigas, pilares e laje em concreto armado

6.2 Delineamento estrutural

O arranjo estrutural é estabelecido a partir do projeto arquitetônico da construção. Tomando como base o galpão com cobertura de duas águas, adotado para a construção-padrão, o arranjo estrutural pode ser definido como um conjunto de elementos lineares - vigas e pilares - associado a um conjunto de treliças que serve de sustentação ao telhado. O delineamento estrutural pode ser visualizado nas Figuras 6.4 e 6.5. As vinculações da treliça são definidas como apoios fixos. Todas as vigas apresentam apoios fixos nas extremidades e apoios móveis nos vínculos intermediários. As vinculações nas extremidades dos pilares são adotadas como apoios fixos.

O arranjo estrutural e as formas de vinculação ora apresentados foram propostos tendo em vista a formulação de um modelo de cálculo que leve a uma solução simples sob o ponto de vista estrutural. Outras soluções mais complexas poderão ser, contudo, adotadas a partir do conhecimento e da familiaridade do profissional com as formas de cálculo e de dimensionamento dos elementos estruturais que venham a ser sugeridos.

6.3 Materiais Construtivos

Madeira adotada

Espécie: jatobá (*Hymenaea spp*)

Da Norma Brasileira NBR 7190 – Projetos de Estruturas de Madeira são extraídas as seguintes características (conforme consta no anexo):

- ρ_{AP} (12%) = massa específica aparente = 10,7 kN/m³
- E_{CO} = módulo de elasticidade longitudinal = 23607 MPa
- f_{CO} = resistência à compressão paralela às fibras = 93,3 MPa
- f_{T0} = resistência à tração paralela às fibras = 157,5 MPa
- f_{F90} = resistência à tração normal às fibras = 3,2 MPa
- f_v = resistência ao cisalhamento = 15,7 MPa

Telhas

- telhas onduladas de fibrocimento.

Do catálogo das telhas tem-se (conforme catálogo anexo):

- peso específico da telha = 1,75 N/m²
- beiral máximo = 40 cm (sem calha)

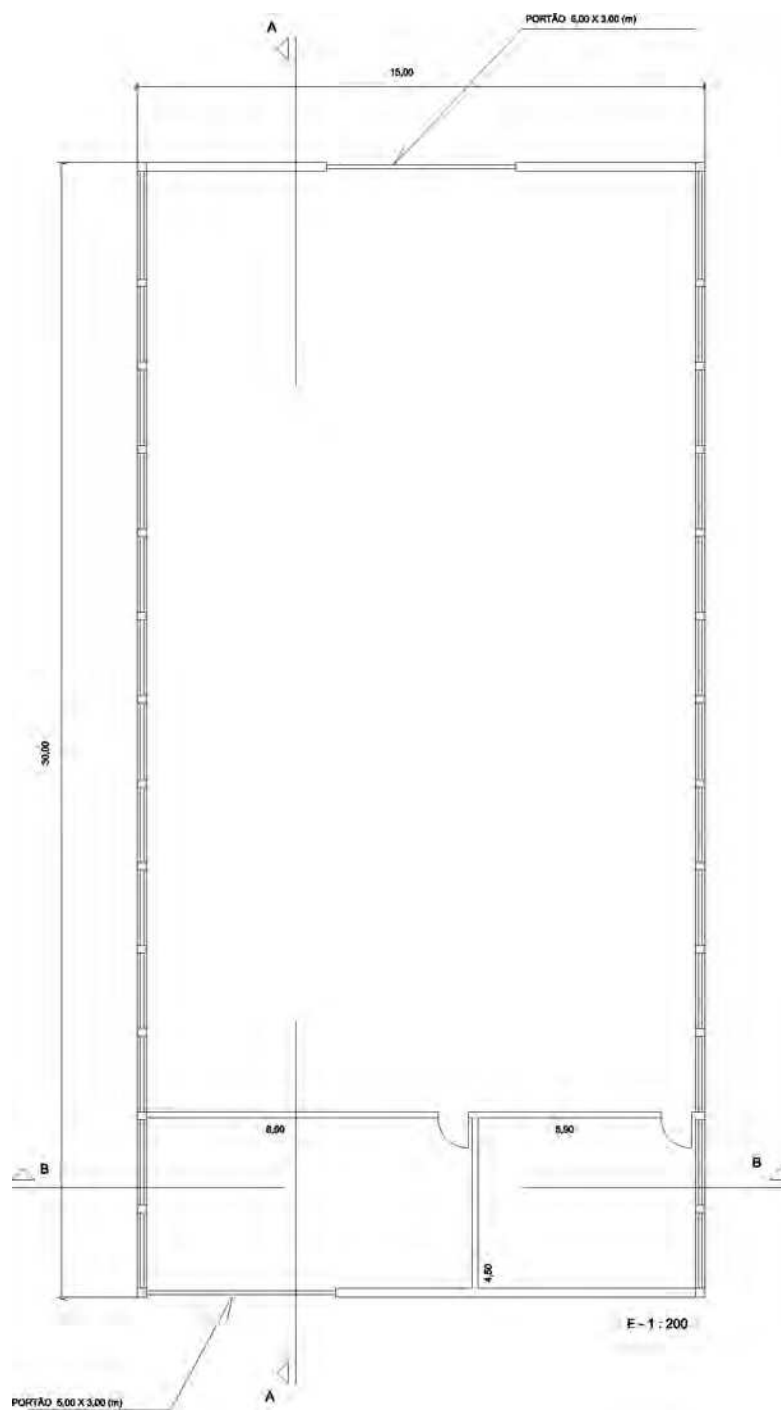


Figura 6.1 - Projeto arquitetônico – planta baixa

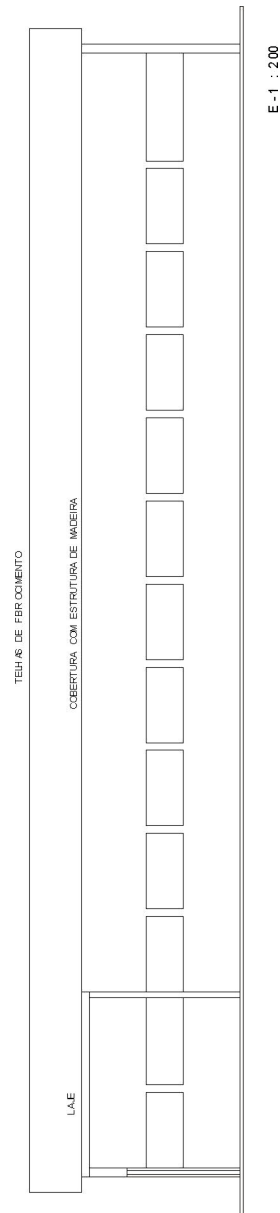


Figura 6.2 - Projeto arquitetônico corte A-A

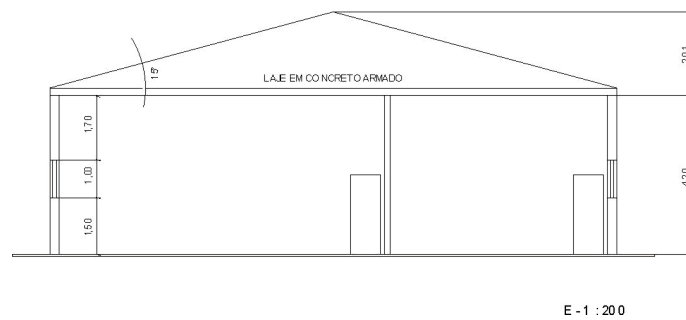


Figura 6.3 - Projeto arquitetônico corte B-B

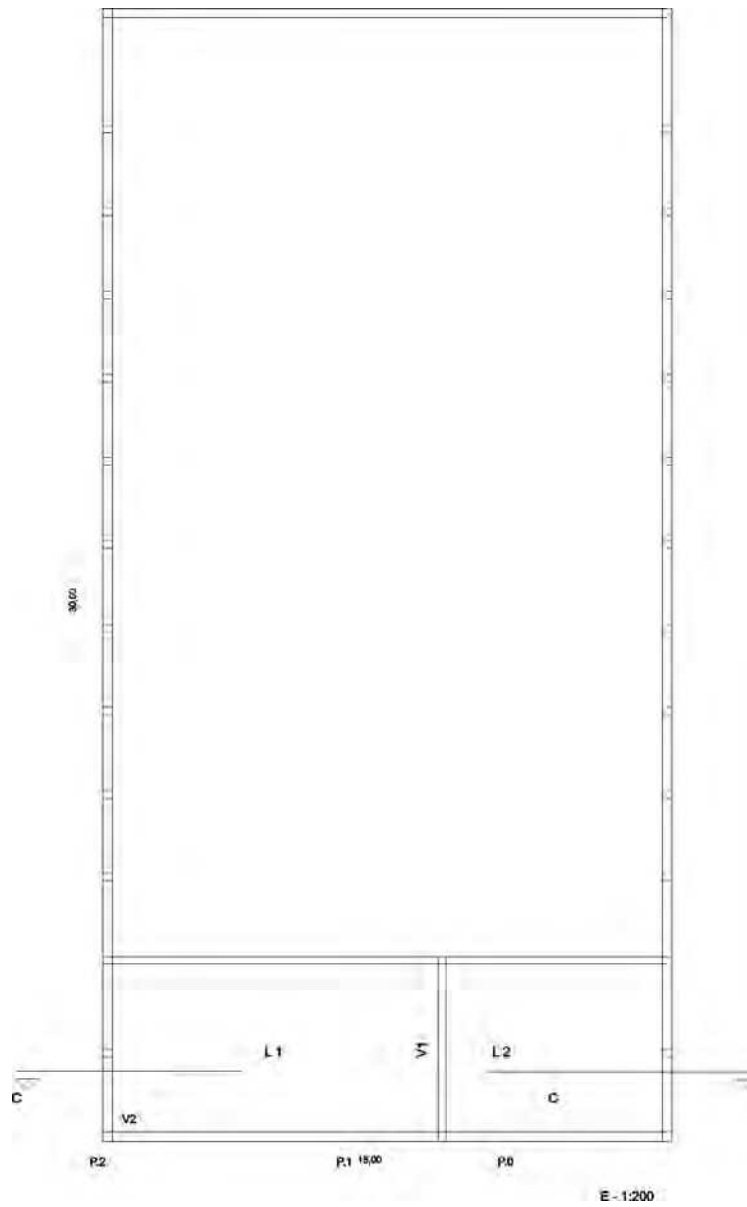


Figura 6.4 - Delineamento estrutural – forma

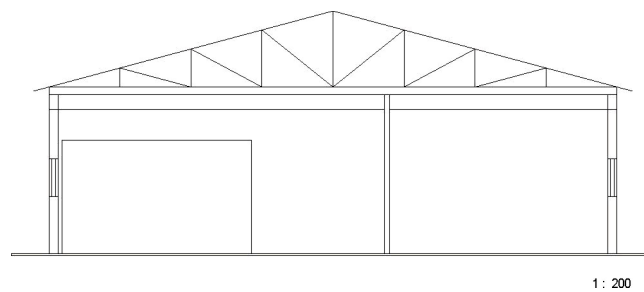


Figura 6.5 - Delineamento estrutural corte c-c

- beiral mínimo = 25 cm (sem calha)
- espessura da telha = 8 mm
- largura da chapa = 1,1 m
- largura útil = 1,05 m
- comprimento nominal da telha = 2,13 m
- inclinação do telhado = 15°

Cumeeira adotada (conforme catálogo anexo):

- cumeeira universal
- peso da cumeeira = 0,95 N
- largura da aba = 280 mm
- comprimento = 1,10 m
- espessura = 6,0 mm

Elementos Estruturais em concreto armado

f_{ck} : 15 MPa

aço: CA – 50 A

6.4 Treliza de madeira

6.4.1 Pré-dimensionamento

Banzo superior e inferior = seção (12x8) cm²

Diagonais = (12x8) cm²

Montantes = (12x8) cm²

Terças adotadas = (12x8)cm²

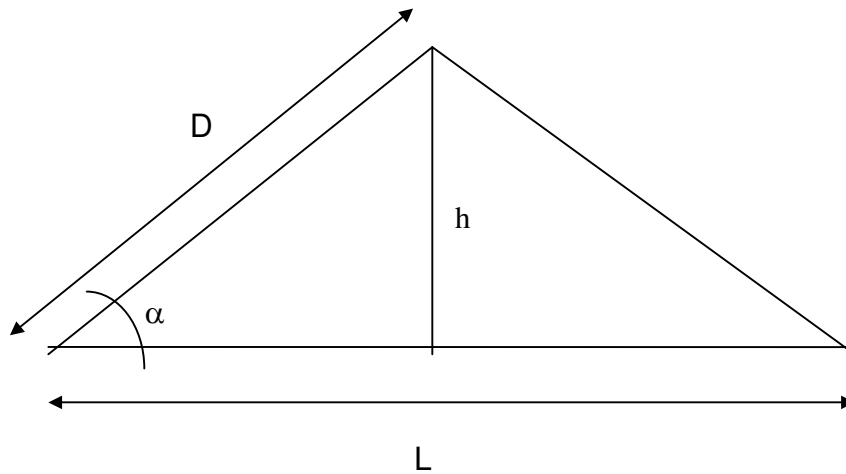
Espaçamento máximo entre as tesouras em função da espessura da telha (8 mm), o espaçamento máximo será de 1,99 m.

As ligações das barras serão feitas com Gang Nail.

6.4.2 Definição geométrica da treliça

$$\alpha = 15^{\circ}$$

$$L = 15,0 \text{ m}$$



$$\cos \alpha = (L/2)/D$$

$$D = 7,5 / \cos 15^{\circ}$$

$$D = 7,76 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = h/(L/2)$$

$$h = \operatorname{tg} 15^{\circ} * 7,5$$

$$h = 2,01 \text{ m}$$

Pelo catálogo da brasilit conforme anexo, utilizando-se a cumeeira do tipo universal, tem-se:

$$X = 11,5 \text{ cm}$$

$$d = D - X = 776 \text{ cm} - 11,5 \text{ cm} = 764,5 \text{ cm}$$

- telha adotada: L útil (comp. útil) = 199 cm com recobrimento de 14cm (inclinação 15°)

- n° de telhas = 4 telhas de 1,99m (comprimento total de cada telha = 2,13m)

- comprimento (C) total de telhas = 7,96 cm

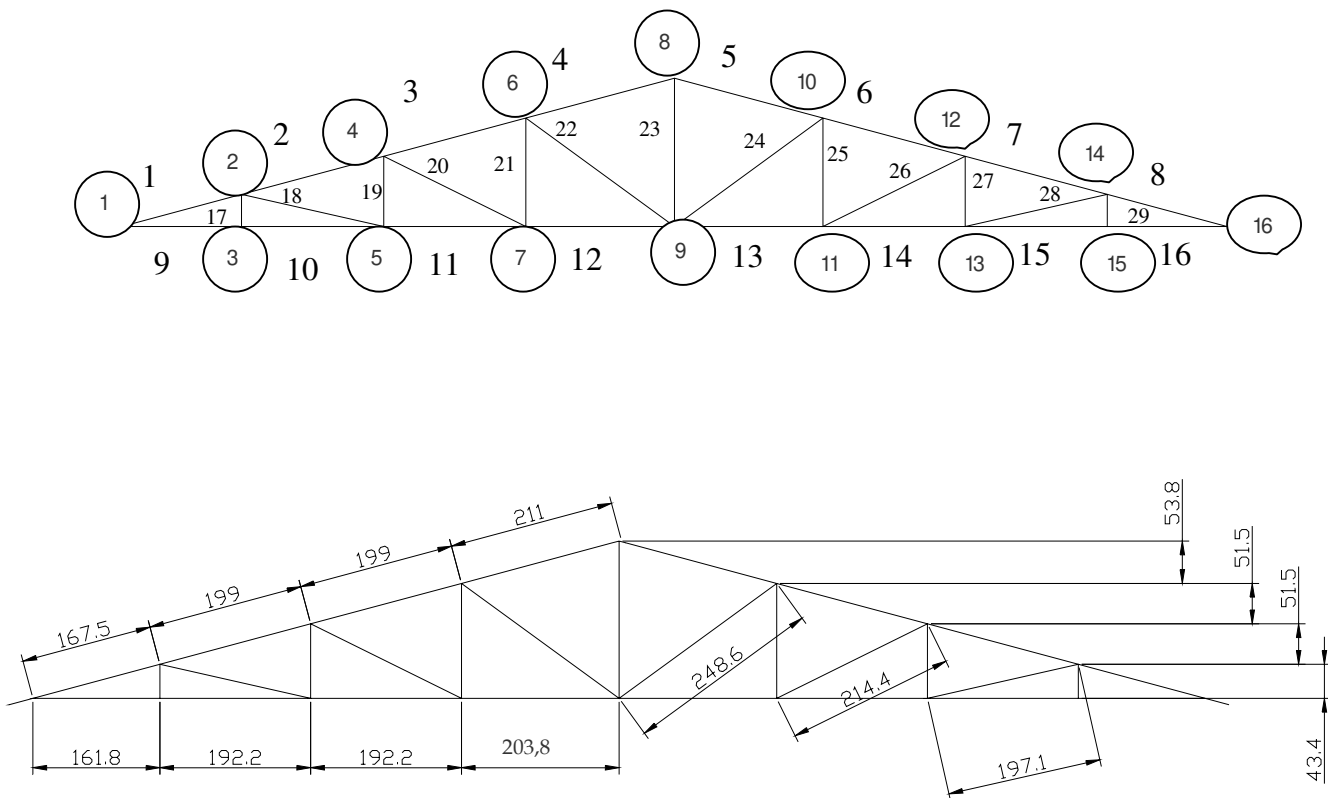
- Beiral: $b = C - d$

$$b = 796 - 764,5 = 31,5 \text{ cm}$$

Como o beiral máximo sem calha é de 40 cm, então será adotado beiral = 31,5 cm sem calha.

Como serão utilizadas 4 telhas, o número de montantes na treliça será de 7, o número de diagonais 6, o número de barras no banzo superior de 8 e no banzo inferior de 8, dando um total de 29 barras (fig.6.5).

As barras de 1 a 8 foram determinadas através da forma como foram distribuídas as telhas no telhado. Sendo feito da seguinte forma: de baixo para cima, telha de 199cm (deixando 33cm para o beiral) mais três telhas de 199cm e 9cm da cumeeira.



(medidas em cm)
Figura 6.6 Esquema da treliça projetada

6.4.3. Carregamentos e combinações

Cálculo da carga permanente (C_{perm})

$$C_{perm} = \text{Peso Próprio} + \text{Peso das Telhas} + \text{Peso da Terças} + \text{Peso da Ferragem} + \text{Peso da Cumeeira}$$

O peso da cumeeira só será somado no Nó 8.

Peso Próprio (P_P)

$$P_P = \gamma * a * L \text{ influência do nó}$$

γ = peso específico.

Para a madeira jatobá tem-se: $\gamma = 10,7 \text{ kN/m}^3$

Área da seção: $12 * 8 \text{ cm}$

Os carregamentos serão considerados atuando nos nós do banzo superior da treliça.

Para isto o carregamento será calculado segundo a “área de influência” do nó.

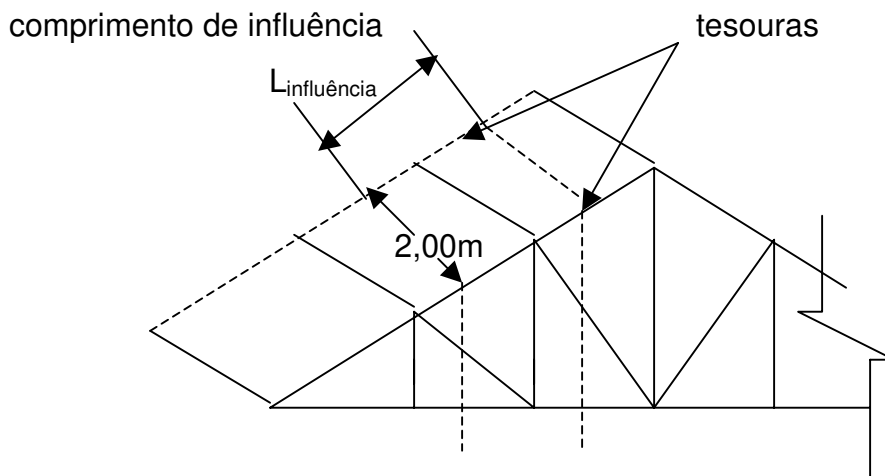


Figura 6.7 - Área de influência

Peso das telhas (P_{telhas})

$$P_{telhas} = \text{Peso específico do catálogo} * e * L \text{ influência do nó}$$

Para os nós 1 e 16 será acrescentado o comprimento do beiral.

e = espaçamento entre treliças = 2,0 m

Pelo catálogo da brasilit conforme anexo , o peso específico da telha é $1,75 \text{ N/m}^2$

Peso das terças ($P_{\text{terças}}$)

O peso de uma só terça por nó, é dado por:

$$P_{\text{terças}} = \gamma * A * e$$

Peso da ferragem (P_f)

A Norma admite 3% do valor do Peso Próprio

$$P_f = 0,03 * P_P \text{ do Nó}$$

Tabela 6.1 – Cargas permanentes nos nós em N (C_{perm}).

Nó	P_P	P_{telhas}	$P_{\text{terças}}$	P_f	C_{perm}
1 e 16	0,49	4,03	0,64	0,01	5,17
2 e 14	1,51	6,41	0,64	0,05	8,72
4 e 12	2,08	6,97	0,64	0,06	8,62
6 e 10	2,34	7,18	0,64	0,07	10,23
8	2,58	7,39	0,64+0,64	0,08	11,33

Carregamento devido ao vento no nó (F_{vi})

h = altura da parede

a = comprimento da edificação

b = largura da edificação

V_o , S_1 , S_2 , S_3 e C_e conforme anexo

$$F_{vi} = (C_e - C_i) * q * e * L \text{ influência (nó do banzo superior)}$$

α = ângulo de incidência do vento sobre a estrutura

C_e é o coeficiente de pressão externo

C_i é o coeficiente de pressão interno

pé direito: $h = 4,20 \text{ m}$

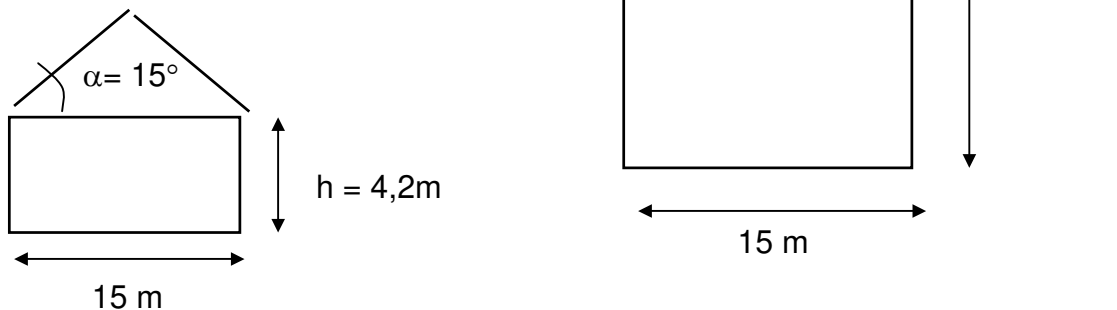
vão livre: $b = 15,0 \text{ m}$

$\theta = 15^\circ =$ inclinação do telhado

$L = 30 \text{ m}$

$h / b = 4,2 / 15,0 = 0,28$

$h / b = 0,28 < 1 / 2$



Para a região de Campinas, tem-se:

- Cálculo da velocidade característica (V_k)

$V_o = 45 \text{ m/s}$ (anexo)

Fator S_1 : $S_1 = 1,0$ (para terreno plano) (anexo)

Fator S_2 : categoria III, altura das obstruções = 3m

classe B, dimensão horizontal ou vertical excede 20m

$S_2 = 0,872$ (interpolando)

Fator S_3 : 0,95, baixo fator de ocupação (anexo)

$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3$

$V_k = 45 * 1,0 * 0,872 * 0,95 = 37,28 \text{ m/s}$

- Coeficientes de pressão e de forma

Coeficientes de pressão e de forma externos (C_e) são obtidos através das tabelas 4 e 5, para paredes e cobertura, respectivamente, em função da inclinação da estrutura e da relação h/b .

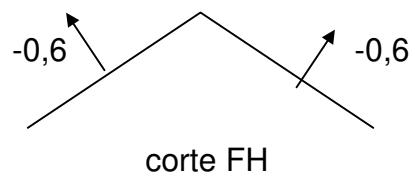
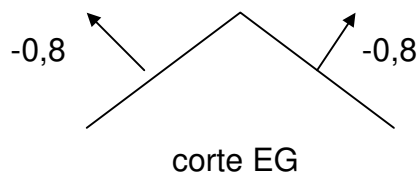
Como as construções rurais que estão sendo objetivo de análise deste trabalho são de pequena altura, e a estrutura sob a cobertura é composta de elementos em concreto armado, o efeito do vento nesses elementos não será considerado.

Para estruturas metálicas ou de madeira, esse efeito deverá ser incluído.

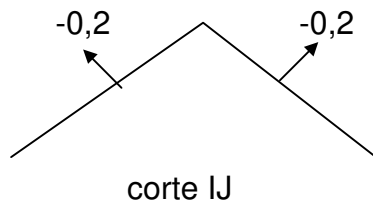
Os coeficientes de pressão e de forma externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular, para $h/b = 0,28 < 1/2$ e $\theta = 15^\circ$, tem-se:

para a cobertura:

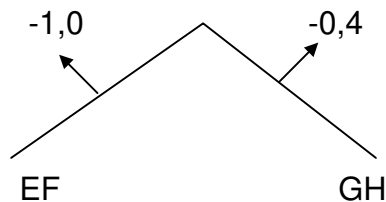
- Para $\alpha = 0^\circ$



- Para $\alpha = 0^\circ$



- Para $\alpha = 90^\circ$



E	G
F	H
I	J

Coeficiente de pressão interna (C_i):

a) abertura a barlavento



b) abertura a sotavento

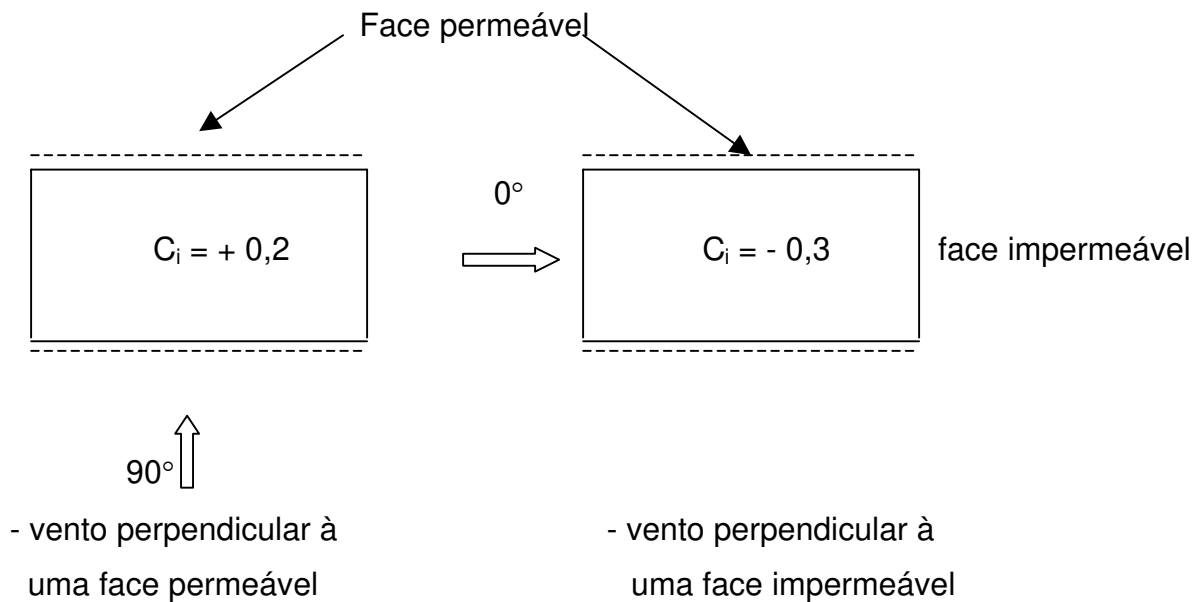


Figura 6.8- Coeficiente de Pressão interna – abertura a barlavento e a sotavento

a) Duas faces opostas igualmente permeáveis; as outras faces impermeáveis: Ocorre quando fechamos os dois portões. No caso em questão, para edificações com paredes internas

permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Devem ser adotados os seguintes valores para C_i :

a) duas faces apostas igualmente permeáveis; as outras impermeáveis



b) Quatro faces igualmente permeáveis

Para este caso temos que considerar os 2 portões abertos obtendo os seguintes C_i :
 $C_i = - 0,3$ e $C_i = 0$ (vento em qualquer direção).

c) Abertura dominante em uma face; as outras faces de igual permeabilidade.

à barlavento, proporção entre a área de todas as aberturas na face de barlavento e a área total das aberturas em todas as faces submetidas a sucção externa:

- para vento 0°

$$(\text{área de entrada})/(\text{área de saída}) = 1 \text{ portão} / 2 \text{ janelas} = 15/2 \cdot (30) = 0,25$$

como 0,25 é menor que um, não há abertura dominante à barlavento a 0° .

- para vento a 90° :

$$(\text{área de entrada})/(\text{área de saída}) = 1 \text{ janela} / 1 \text{ janelas} = 30/30 = 1$$

como 1 é igual a 1, há abertura dominante à barlavento 90° , será adotado $C_i = + 0,1$.

abertura dominante em uma face, as outras de igual permeabilidade:

à sotavento,

- para vento a 0° :

$(\text{área de saída})/(\text{área de entrada}) = 1 \text{ portão}/0 = 15/0$, como $15/0$ é muito maior que 1 (fechando o portão), há abertura dominante à sotavento 0° , deve-se adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e , correspondente a esta face: $C_i = C_e = -0,3$, observar que a situação é semelhante ao item a).

- para vento a 90° :

$(\text{área de saída})/(\text{área de entrada}) = 1 \text{ janela}/1 \text{ janela} = 1$, como 1 é igual a 1, há abertura dominante à sotavento 90° , adotamos $C_i = C_e = -0,6$ (igual ao C_e da face B). Observar que pode-se ter sucção em 2 portões abertos e nas janelas fixas à sotavento.

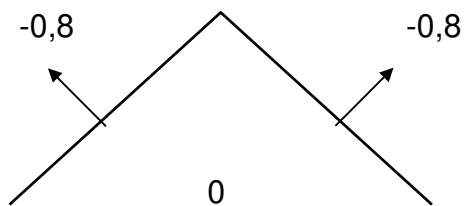
Coeficientes internos críticos:

Para vento 0° tem-se $C_i = -0,3$ e $C_i = 0$, como sendo críticos e para vento 90° tem-se $C_i = +0,2$ e $C_i = -0,6$

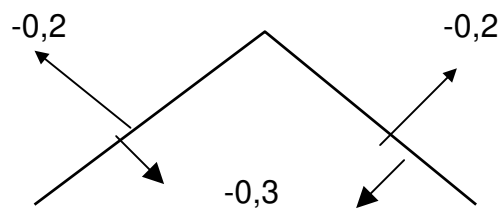
Cálculo de ΔC

$$\Delta C = C_e - C_i$$

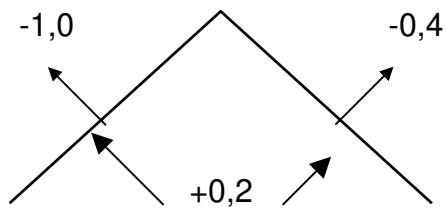
Primeira faixa EG para vento a 0°



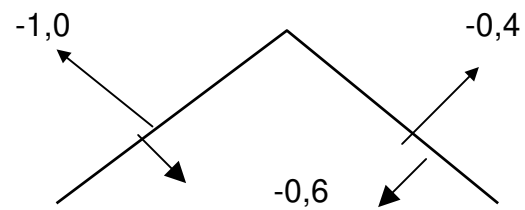
Terceira/quarta faixa IJ para vento 0°



Para vento a 90° :

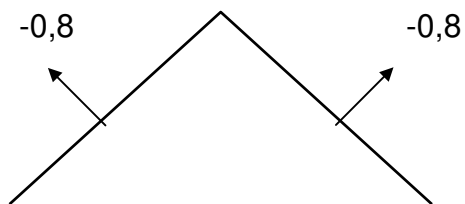


Para vento a 90°:

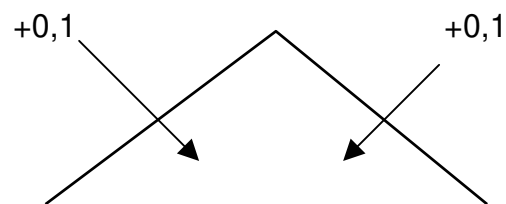


Resultado das combinações

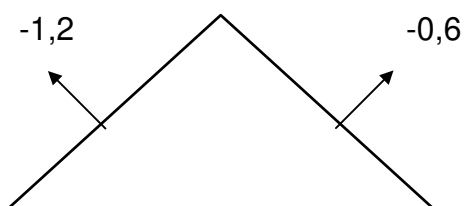
Para vento a 0° :



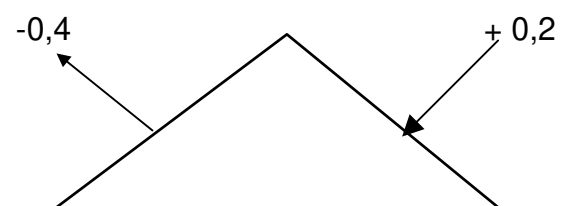
Para vento 0°



Para vento a 90° :



Para vento 90°



Dessas combinações foram escolhidas as mais críticas, quais sejam:

$\Delta C = -1,2$ (carregamento I)

$\Delta C = +0,2$ (carregamento II)

- Cálculo da pressão de obstrução (q)

$$q = 0,613 * V_k^2$$

$$q = 0,613 * (37,28)^2 = 851,95 \text{ N/m}^2 = 0,852 \text{ kN/m}^2$$

- Cálculo da Carga no Nó (F_{vi})

$$F_{vi} = q * (C_e - C_i) * A_i \text{ sendo } C_e - C_i = \Delta C$$

onde: F_{vi} é a força resultante; q é a pressão de obstrução; C_e é o coeficiente de pressão e forma externo; C_i é o coeficiente de pressão interno e A_i é a área de influência, isto é o produto o espaçamento entre as treliças pelo comprimento de influência.

Carregamento I para $\Delta C = -1,2$

- Nó 1 e Nó 16

$$C_{nó1} = C_{nó16} = 0,852 * -1,2 * 2,00 * (0,315 + 1,675/2)$$

$$C_{nó1} = C_{nó16} = - 2,36 \text{ KN}$$

- Nó 2 e Nó 14

$$C_{nó2} = C_{nó14} = 0,852 * -1,2 * 2,00 * (1,375/2 + 1,99/2)$$

$$C_{nó2} = C_{nó14} = - 3,44 \text{ KN}$$

- Nó 4 e Nó 12

$$C_{nó4} = 0,852 * -1,2 * 2,00 * (1,99/2 + 1,99/2)$$

$$C_{nó4} = - 4,07 \text{ KN}$$

- Nó 6 e Nó 10

$$C_{nó6} = 0,852 * -1,2 * 2,00 * (1,99/2 + 2,04/2)$$

$$C_{nó6} = - 4,12 \text{ KN}$$

- Nó 8

$$C_{nó8} = 0,852 * -1,2 * 2,00 * (2,04/2 + 2,04/2)$$

$$C_{nó8} = - 4,17 \text{ KN}$$

Carregamento II para $\Delta C = +0,2$

- Nó 1 e Nó 16

$$C_{nó1} = C_{nó16} = 0,852 * 0,2 * 2,00 * (0,315 + 1,675/2)$$

$$C_{nó1} = C_{nó16} = 0,39 \text{ KN}$$

- Nó 2 e Nó 14

$$C_{nó2} = C_{nó14} = 0,852 * 0,2 * 2,00 * (1,375/2 + 1,99/2)$$

$$C_{nó2} = C_{nó14} = 0,57 \text{ KN}$$

- Nó 4 e Nó 12

$$C_{nó4} = C_{nó12} = 0,852 * 0,2 * 2,00 * (1,99/2 + 1,99/2)$$

$$C_{nó4} = 0,68 \text{ KN}$$

- Nó 6 e Nó 10

$$C_{nó6} = C_{nó10} = 0,852 * 0,2 * 2,00 * (1,99/2 + 2,04/2)$$

$$C_{nó6} = 0,68 \text{ KN}$$

- Nó 8

$$C_{nó8} = 0,852 * 0,2 * 2,00 * (2,04/2 + 2,04/2)$$

$$C_{nó8} = 0,70 \text{ KN}$$

Tabela 6.2 . Cargas nos nós para pressão

Nó	$C_{perm} \text{ (kN)}$	F_{vento}		
		$F_v \text{ (kN)}$	$F_{vx} \text{ (kN)}$	$F_{vy} \text{ (kN)}$
1	0,52	-2,36	- 0,61	- 2,28
2	0,87	- 3,44	- 0,89	- 3,32
4	0,86	- 4,07	- 1,05	- 3,93
6	1,02	- 4,12	- 1,07	- 3,98
8	1,13	- 4,17	-----	- 4,17
10	1,02	- 4,12	1,07	- 3,98
12	0,86	- 4,07	1,05	- 3,93
14	0,87	- 3,44	0,89	- 3,32
16	0,52	- 2,36	0,61	- 2,28

Tabela 6.3 . Cargas nos nós para sucção

Nó	C_{perm} (kN)	F_{vento}		
		F_v (kN)	F_{vx} (kN)	F_{vy} (kN)
1	0,52	0,39	0,10	0,38
2	0,87	0,57	0,15	0,55
4	0,86	0,68	0,18	0,66
6	1,02	0,68	0,18	0,66
8	1,13	0,70	-----	0,70
10	1,02	0,68	-0,18	0,66
12	0,86	0,68	-0,18	0,66
14	0,87	0,57	-0,15	0,55
16	0,52	0,39	-0,10	0,38

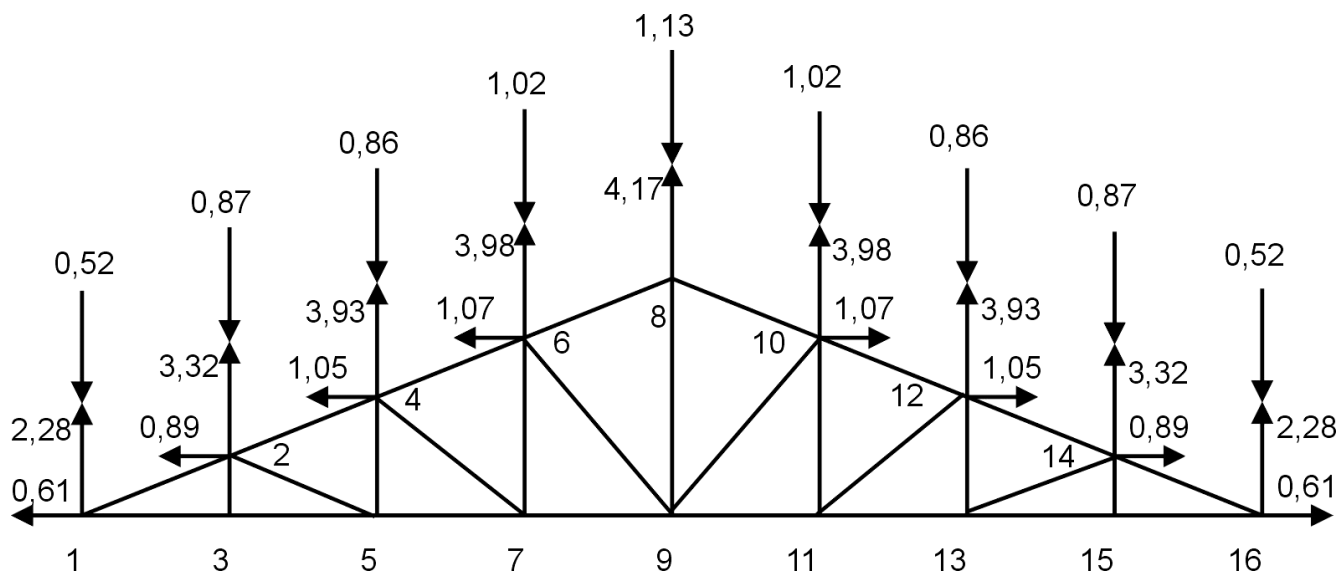


Figura 6.9 - Carregamento total na tesoura, para o vento com carregamento I
(valores em kN).

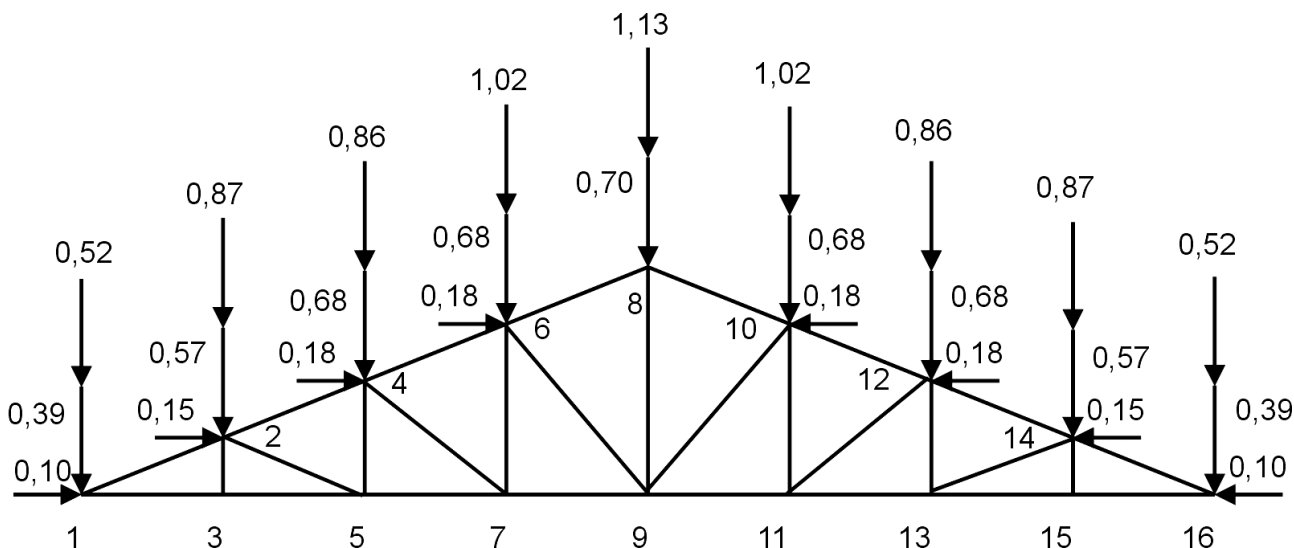


Figura 6.10 - Carregamento total na tesoura, para o vento com carregamento II (valores em KN).

Combinações das ações, conforme item 5.5.3.

As ações permanentes são de grande variabilidade, ou seja o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade da carga permanente. Conforme tabela 6.1, o peso próprio total é 15,42 N, menor que 75% de 63,43 N que é igual a 47,58 N.

$\gamma_g = 1,4$ (efeito desfavorável)

$\gamma_g = 0,9$ (efeito favorável).

O carregamento da estrutura é considerado normal. A expressão a ser utilizada para o valor de cálculo das ações é:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_g F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}]$$

onde:

$F_{Gi,k}$ é a carga permanente; $F_{Q1,k}$ é a ação variável principal e $F_{Qj,k}$ é a ação variável secundária.

No presente trabalho: $F_{Gi,k} = C_{perm}$ e $F_{Qj,k} = F_v$

Não foram incluídas ações variáveis secundárias.

6.4.4. Esforços

O programa SAP 90 foi utilizado p/ o cálculo dos esforços da treliça. Os resultados são apresentados na tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Esforços internos obtidos pelo arquivo de saída F3F do SAP-90.

barras	Carga permanente (N_{gd})(KN)	Carga permanente + ventol N_{gvdI} (KN)	Carga permanente + ventoll N_{gvdII} (KN)	Ventol Sucção N_{vdl} (KN)	Ventoll Pressão N_{vdII} (KN)
1	- 20,72	+ 70,95	- 31,14	+ 60,20	- 9,92
2	- 16,65	+ 58,17	- 25,22	+ 49,19	- 8,16
3	- 13,81	+ 53,67	- 17,48	+ 44,68	- 3,50
4	- 10,93	+ 38,98	- 16,67	+ 32,86	- 5,46
5	- 10,93	+ 38,98	- 16,67	+ 32,86	- 5,46
6	- 13,81	+ 48,29	- 20,93	+ 40,84	- 6,78
7	- 16,65	+ 58,17	- 25,22	+ 49,19	- 8,16
8	- 20,72	+ 70,95	- 31,14	+ 60,20	- 9,92
9	+ 20,02	- 68,53	+ 30,08	- 58,14	+ 9,58
10	+ 20,02	- 68,53	+ 30,08	- 58,14	+ 9,58
11	+ 16,09	- 54,08	+ 24,10	- 46,02	+ 7,63
12	+ 13,34	- 43,08	+ 19,77	- 36,89	+ 6,12
13	+ 13,34	- 43,08	+ 19,77	- 36,89	+ 6,12
14	+ 16,09	- 54,08	+ 24,10	- 46,02	+ 7,63
15	+ 20,02	- 68,53	+ 30,08	- 58,14	+ 9,58
16	+ 20,02	- 68,53	+ 30,08	- 58,14	+ 9,58
17	0	0	0	0	0
18	- 4,03	+ 14,81	- 6,13	+ 12,43	- 2,00
19	+ 0,89	- 3,26	+ 1,35	- 2,74	+ 0,44
20	- 3,06	+ 12,27	- 4,83	+ 10,17	- 1,68
21	+ 1,36	- 5,43	+ 2,14	- 4,50	+ 0,74
22	- 3,41	+ 12,86	- 5,28	+ 10,75	- 1,78
23	+ 3,98	- 15,01	+ 6,16	- 12,55	+ 2,08
24	- 3,41	+ 12,86	- 5,28	+ 10,75	- 1,78
25	+ 1,36	- 5,43	+ 2,14	- 4,50	+ 0,74
26	- 3,06	+ 12,27	- 4,83	+ 10,17	- 1,68
27	+ 0,89	- 3,26	+ 1,35	- 2,74	+ 0,44
28	- 4,03	+ 14,81	- 6,13	+ 12,43	- 2,00
29	0	0	0	0	0

A listagem do arquivo de entrada realizado no SAP – 90 bem como os arquivos de saída com os esforços e deslocamentos são apresentados no anexo do presente trabalho.

A numeração das barras da treliça é apresentada na Figura 6.11.

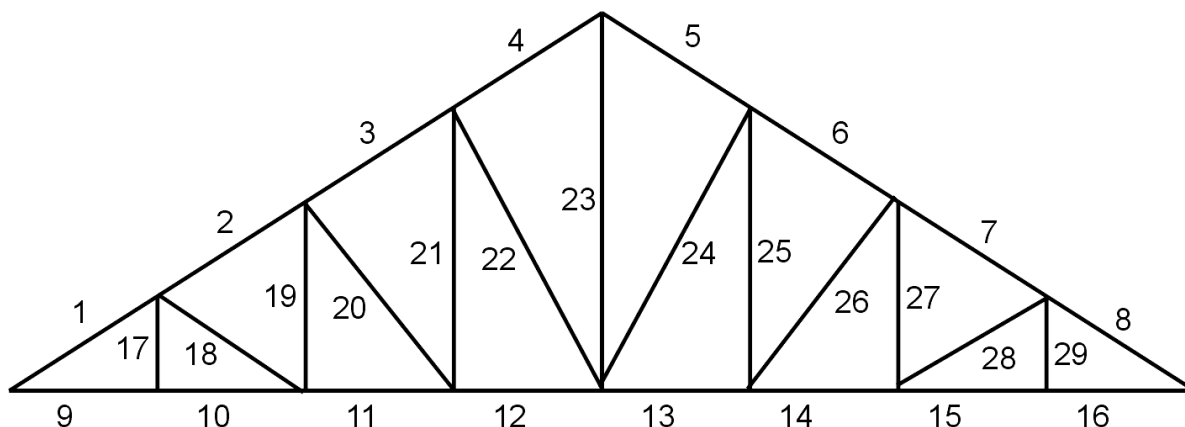


Figura 6.11– Numeração das barras da treliça

6.4.5. Verificação da Estrutura

Verificação das seções do pré-dimensionamento , conforme item 5.5.1

Tabela 6.5 – Barras mais solicitadas

	Barra	$N_d + \text{ventol}$ (kN)	$N_d + \text{ventoll}$ (kN)	Comprimento das barras (cm)
Banzo superior	1	+ 70,95	- 31,14	167,5
Banzo superior	2	+ 58,17	- 25,22	199
Banzo inferior	9	- 68,53	+ 30,08	161,8
Banzo inferior	11	- 54,08	+ 24,10	192,2
Montante	21	- 5,43	+ 2,14	146,4
Montante	23	- 15,01	+ 6,16	200,2
Diagonal	20	+ 12,27	- 4,83	214,4
Diagonal	22	+12,86	- 5,28	248,6

Obs: (+) tração; (-) compressão

$$f_k = 0,7 \cdot f_m$$

$$f_k = 93,3 \text{ MPa} \cdot 0,7$$

$$f_k = 65,31 \text{ MPa ou } 6,31 \text{ KN}$$

$$f_d = f_k \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_w}$$

$$K_{mod} = K_{mod1} \cdot K_{mod2} \cdot K_{mod3}$$

$$K_{mod} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,8$$

$$K_{mod} = 0,56$$

$$\gamma_w = 1,4 \text{ (para compressão)}$$

$$\gamma_w = 1,8 \text{ (para tração)}$$

$$f_k = 0,7 \cdot f_m$$

$$f_k = 157,5 \text{ MPa} \cdot 0,7$$

$$f_k = 110,25 \text{ MPa ou } 11,02 \text{ KN}$$

Após a substituição dos valores, os resultados são os valores de cálculo da resistência à compressão e a tração.

$$f_{cd} = 2,51 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{td} = 3,43 \text{ KN/cm}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}, \text{ depende do eixo considerado, } I_{xx} \text{ ou } I_{yy}$$

$$i = (I_{menor}/S)^{1/2}$$

$$\lambda = L_0 / i$$

Tabela 6.6- Barras mais críticas e o seu índice de esbeltez

Barra	Compressão (KN)	Tração (KN)	i_{in}	S (cm ²)	$L_{flamb.}$	λ
1	- 31,14	+ 70,95	2,31	96	167,5	50,35
2	- 25,22	+ 58,17	2,31	96	199	86,15
9	- 68,53	+ 30,08	2,31	96	161,8	70,04
11	- 54,08	+ 24,10	2,31	96	192,2	83,20
21	- 5,43	+ 2,14	2,31	96	146,4	63,38
23	- 15,01	+ 6,16	2,31	96	200,2	86,67
20	- 4,83	+ 12,27	2,31	96	214,4	92,81
22	- 5,28	+ 12,86	2,31	96	248,6	107,62

Verificação à compressão de carga centrada

a) Compressão de peças curtas: $\lambda < 40$

No exemplo não há $\lambda < 40$ (tabela 6.7)

b) Compressão de peças medianamente esbeltas: $40 < \lambda \leq 80$

$$\left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}} \right) + \left(\frac{\sigma M_d}{f_{cd}} \right) \leq 1$$

$$\sigma N_d = F_d / A$$

$$\text{com } \sigma M_d = M_d \cdot y / I_{xx}$$

$$M_d = N_d \cdot e_d$$

$$e_d = e_1 \left[\frac{F_E}{F_E - N_d} \right]$$

$$e_1 = e_i + e_a$$

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d}$$

$$e_a = L_0 / 300 \geq h / 20$$

$$F_E = \frac{\pi^2 \times E_{\text{coef}} \times I_{\text{menor}}}{L_0^2}$$

$$E_{\text{coef}} = K_{\text{mod}} \cdot E_{\text{tabelado}}$$

$$E_{\text{coef}} = 0,56 \cdot 2360,7 = 1321,99 \text{ KN/cm}^2$$

Tabela 6.7- Verificação da estabilidade

Barra	N _d (KN)	σN _d (KN/cm ²)	e _a (cm)	F _E	e _d (cm)	M _d (KN.cm/cm)	σM _d	Verificação para a estabilidade
1	- 31,14	0,32	0,60	237,86	0,69	21,49	0,25	0,23 < 1
9	- 68,53	0,71	0,60	254,92	0,85	58,25	0,68	0,55 < 1
21	- 5,43	0,06	0,60	311,37	0,61	3,31	0,04	0,04 < 1

c) Peças esbeltas: $80 < \lambda < 140$

$$\left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}} \right) + \left(\frac{\sigma M_d}{f_{cd}} \right) \leq 1 \text{ (obs: a mesma condição para peças medianamente esbeltas), mas}$$

$$M_d = N_d * e_{1ef} * \frac{F_E}{F_E - N_d}$$

$$e_{1ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c$$

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d}$$

$$e_a = L_0/300 \geq h/20$$

$$e_c = e_{ig} + e_a \left\{ \exp \left[\frac{\phi(N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk})}{F_E - (N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk})} \right] - 1 \right\} \text{ obs: } N_{gk} \text{ e } N_{qk} \text{ com o seu valor em módulo.}$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}}$$

$$M_{1g,d} = N_d * e_a$$

$$N_{gk} = \text{Carga permanente} / 1,4$$

N_{qk} = Carga somente do vento (onde foi adotado o pior carregamento entre I e II)

$$\sigma M_d = (M_d \cdot y) / I$$

Tabela 6.8- Barras mais solicitadas e seus respectivos N_{gk} e N_{qk}

Barra	Compressão (KN)	Tração (KN)	N_{gk}	N_{qk}
2	-25,22	+ 58,17	-16,65/1,4	+ 49,19
11	- 54,08	+24,10	16,09/1,4	- 46,02
23	- 15,01	+6,16	3,98/1,4	- 12,55
20	-3,06	+12,27	- 3,06/1,4	10,17
22	-5,28	-12,86	- 3,41/1,4	10,75

Tabela 6.9 - Verificação da estabilidade

Barra	σN_d	e_i	e_a	e_c	F_E	e_{1ef}	M_d	σM_d	f_{cd}	Verificação para a estabilidade
2	0,26	0	0,66	0,084	168,52	0,74	13,03	0,20	2,51	$0,18 < 1$
11	0,56	0	0,56	0,067	265,74	0,63	13,03	0,34	2,51	$0,14 < 1$
23	0,16	0	0,67	0,020	166,51	0,69	10,06	0,12	2,51	$0,11 < 1$
20	0,03	0	0,71	0,014	145,18	0,72	2,17	0,03	2,51	$0,02 < 1$
22	0,06	0	0,83	0,034	107,98	0,86	4,38	0,05	2,51	$0,04 < 1$

Verificação para a flexo-compressão

$$\left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma M_{xd}}{f_{cd}} \right) + k_m \times \left(\frac{\sigma M_{yd}}{f_{cd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}} \right)^2 + k_m \times \left(\frac{\sigma M_{xd}}{f_{cd}} \right) + \left(\frac{\sigma M_{yd}}{f_{cd}} \right) \leq 1$$

$$f_{cd} = f_{ck} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_w}$$

$$\sigma N_d = N_d / S$$

$$M_d = N_d \cdot e_a$$

$$ea = L/300$$

$$\sigma M_d = (M_d * y)/I$$

$$km = 0,5$$

Tabela 6.10 - Verificação para a flexo-compressão

Nd	σN_d	e_a	M_d	σM_{xd}	σM_{yd}	f_{cd}	Primeira condição	Segunda condição
-25,22	0,26	0,66	16,65	0,09	0,13	2,51	0,08	0,08
- 54,08	0,63	0,56	38,44	0,20	0,30	2,51	0,17	0,15
- 15,01	0,16	0,67	10,06	0,05	0,08	2,51	0,06	0,05
-3,06	0,03	0,71	2,17	0,01	0,02	2,51	0,01	0,01
-5,28	0,06	0,83	4,38	0,02	0,03	2,51	0,02	0,02

Verificação para a tração paralela

$$\sigma_{td} \leq f_{td0}$$

$$\sigma_{td} = N_d / S$$

Tabela 6.11- Verificação para a tração

Barra	N_d	S	σ_{td}	f_{td}	
1	+ 70,95	96	0,74	3,43	ok
2	+ 58,17	96	0,61	3,43	ok
9	+ 30,08	96	0,31	3,43	ok
11	+ 20,04	96	0,21	3,43	ok
21	+ 2,14	96	0,02	3,43	ok
23	+ 6,16	96	0,06	3,43	ok
20	+ 12,27	96	0,13	3,43	ok
22	+ 12,86	96	0,13	3,43	ok

6.12 – Seções super-dimensionadas

	Seção Dimensionada (cm ²)
Banzo Superior	12x8
Banzo Inferior	12x8
Diagonais	12x8
Montantes	12x8

As seções ficaram super-dimensionadas, há necessidade de re-dimensionamento de maneira a utilizar a madeira de maneira mais racional.

Também há necessidade de verificar as seções mínimas transversais conforme o item 9.2.1 da NBR 7190/97 e as seções transversais existentes no mercado.

Para uma nova tentativa a verificação será feita supondo uma seção 6x8 cm, o peso próprio será mantido, pois a norma aceita desde que o valor não ultrapasse 10% do total.

Comercialmente a bitola 6x8cm, também chamada de caibro, na realidade tem a seção de 5,5x7,5cm. Assim sendo o cálculo será feito para a medida de fato.

6.13 – Barras mais críticas e o seu índice de esbeltez

Barra	Compressão (KN)	Tração (KN)	i_{in}	S (cm ²)	L _{flamb.}	λ
1	- 31,14	+ 70,95	1,59	41,25	167,5	105,35
2	- 25,22	+ 58,17	1,59	41,25	199	125,16
9	- 68,53	+ 30,08	1,59	41,25	161,8	101,76
11	- 54,08	+ 24,10	1,59	41,25	192,2	120,88
21	- 5,43	+ 2,14	1,59	41,25	146,4	92,08
23	- 15,01	+ 6,16	1,59	41,25	200,2	125,91
20	- 4,83	+ 12,27	1,59	41,25	214,4	134,84
22	- 5,28	+ 12,86	1,59	41,25	248,6	156,35
22	- 5,28	+ 12,86	2,52	63,25	248,6	98,65

Obs: Nota-se que a barra 22 tem λ maior que 140, neste caso só a barra 22 terá o pré-dimensionamento de 5,5x11,5cm, que comercialmente é chamada de viga de 6x12cm.

Verificação à compressão de carga centrada

a) Compressão de peças curtas: $\lambda < 40$

No exemplo não há $\lambda < 40$

b) Compressão de peças medianamente esbeltas: $40 < \lambda \leq 80$

No exemplo não há $\lambda < 80$

b) Peças esbeltas: $80 < \lambda < 140$

$$\left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}} \right) + \left(\frac{\sigma M_d}{f_{cd}} \right) \leq 1 \quad (\text{obs: a mesma condição para peças medianamente esbeltas}), \text{ mas}$$

$$M_d = N_d * e_{1ef} * \frac{F_E}{F_E - N_d}$$

$$e_{1ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c$$

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d}$$

$$e_a = L_0/300 \geq h/20$$

$$e_c = e_{ig} + e_a \left\{ \exp \left[\frac{\phi(N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk})}{FE - (N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk})} \right] - 1 \right\} \quad \text{obs: } N_{gk} \text{ e } N_{qk} \text{ com o seu valor em módulo.}$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}}$$

$$M_{1g,d} = N_d * e_a$$

$$N_{gk} = \text{Carga permanente} / 1,4$$

$$N_{qk} = \text{Carga somente do vento (onde foi adotado o pior carregamento entre I e II)}$$

$$\sigma M_d = (M_d * y) / I$$

Tabela 6.14 Barras mais solicitadas e seus respectivos N_{gk} e N_{qk}

Barra	Compressão (KN)	Tração (KN)	N_{gk}	N_{qk}
1	-31,14	+70,95	-20,72	+60,20
2	-25,22	+ 58,17	-16,65/1,4	+ 49,19
11	- 54,08	+24,10	16,09/1,4	- 46,02
23	- 15,01	+6,16	3,98/1,4	- 12,55
20	-3,06	+12,27	- 3,06/1,4	10,17
22	-5,28	+12,86	- 3,41/1,4	10,75

Tabela 6.15 - Verificação para a estabilidade

Barra	σN_d	e_i	e_a	e_c	FE	e_{1ef}	M_d	σM_d	f_{cd}	Verificação para a estabilidade
1	0,75	0	0,56	0,02	48,31	0,58	21,04	0,56	2,51	0,52 < 1
2	0,61	0	0,66	0,03	34,22	0,69	66,17	1,75	2,51	0,94 < 1
11	1,31	0	0,64	0,03	36,67	0,67	73,32	2,02	2,51	1,32 > 1
23	0,36	0	0,67	0,005	33,82	0,68	18,35	0,49	2,51	0,34 < 1
20	0,12	0	0,71	0,003	29,48	0,71	2,42	0,06	2,51	0,16 < 1
22	0,08	0	0,83	0,006	33,63	0,84	5,26	0,09	2,51	0,07 < 1

Obs: a barra 11 tem que ser re-dimensionada, não atendeu a condição.

Verificação para a flexo-compressão

$$\left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma M_{xd}}{f_{cd}} \right) + k_m \times \left(\frac{\sigma M_{yd}}{f_{cd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma N_d}{f_{cd}} \right)^2 + k_m \times \left(\frac{\sigma M_{xd}}{f_{cd}} \right) + \left(\frac{\sigma M_{yd}}{f_{cd}} \right) \leq 1$$

$$f_{cd} = f_{ck} \cdot \frac{K_{mod}}{\gamma_w}$$

$$\sigma N_d = N_d / S$$

$$M_d = N_d * e_a$$

$$e_a = L/300$$

$$\sigma M_d = (M_d * y) / I$$

$$km = 0,5$$

Tabela 6.16 - Verificação para a flexo-compressão

Nd	σN_d	e_a	M_d	σM_{xd}	σM_{yd}	f_{cd}	Primeira condição	Segunda condição
-31,14	0,75	0,56	17,44					
-25,22	0,61	0,66	16,64	0,09	0,13	2,51	0,08	0,08
- 54,08	0,31	0,64	34,61	0,20	0,30	2,51	0,17	0,15
- 15,01	0,36	0,67	10,06	0,05	0,08	2,51	0,06	0,05
-3,06	0,07	0,71	2,17	0,01	0,02	2,51	0,01	0,01
-5,28	0,13	0,83	4,38	0,02	0,03	2,51	0,02	0,02

6.5. Dimensionamento das lajes

De acordo com os dados da figura 6.1 pode-se iniciar os cálculos:

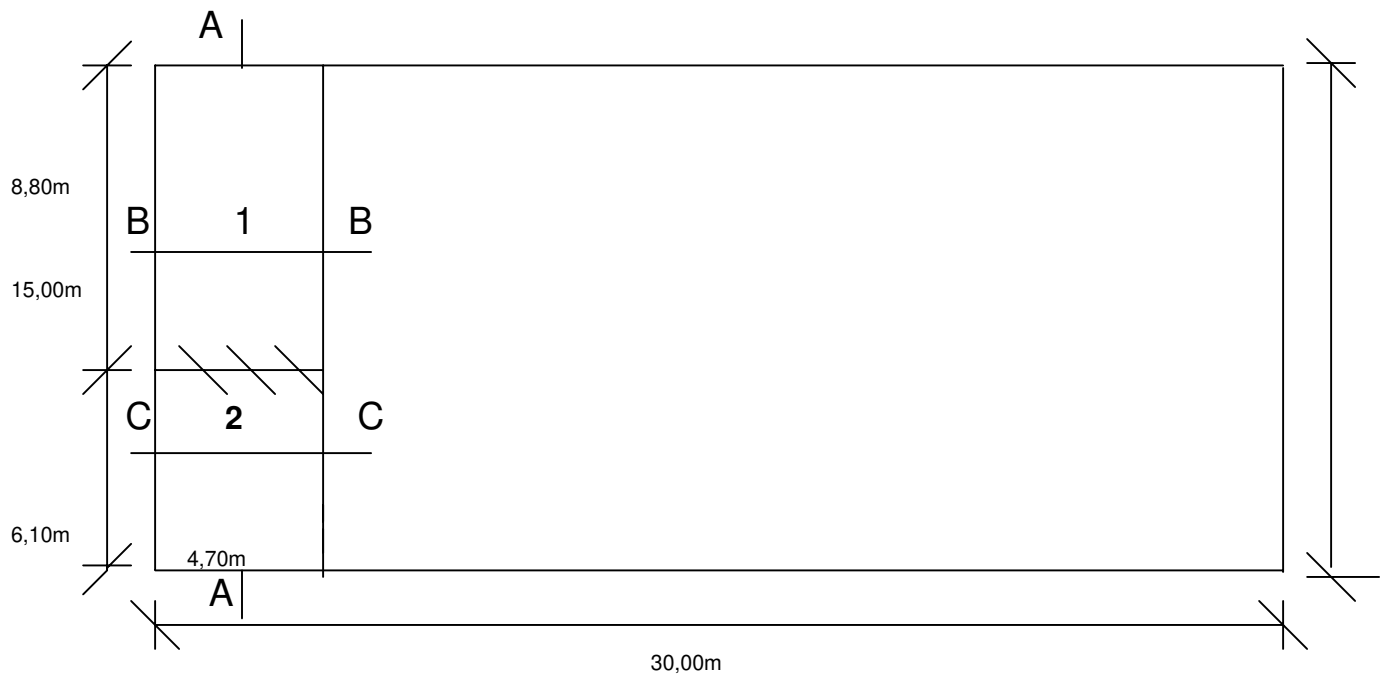


Figura 6.12- Vinculação entre lajes

Determinação da altura útil das lajes:

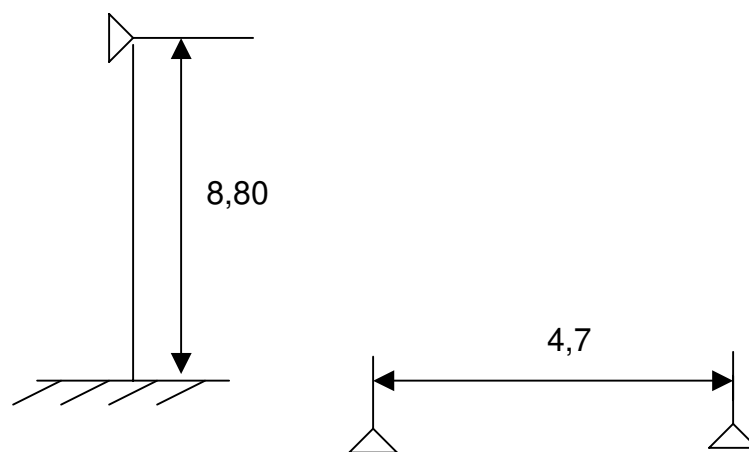


Figura 6.13 – Vinculação para a laje1

Para a laje 1 tem-se, de acordo com a figura 6.13:

Dados:

$$\ell_1 = 4,7\text{m};$$

ℓ_1 = menor vão da laje

$$\ell_2 = 8,80\text{m};$$

ℓ_2 = maior vão da laje

$$\ell_2/\ell_1 = 1,20 < 2,0, \text{ laje armada em cruz;}$$

ℓ_y = vão menor

ℓ_x = vão maior

Número superior: ψ_2 para $\ell_x/\ell_y = 1$

Número inferior: ψ_2 para $\ell_x/\ell_y \geq 2$

Para $1 < \ell_x/\ell_y < 2$ interpolar linearmente

$$\psi_2 = 1,20 \text{ para } \ell_2/\ell_1 = 1,87$$

$$\psi_3 = 25 \text{ para aço CA-50A;}$$

$$d \geq \frac{\ell_1}{\psi_2 \cdot \psi_3}$$

$$d \geq \frac{4,7}{1,20 \cdot 25}$$

$$d = 12 \Rightarrow 12\text{cm} \leq 15 \rightarrow \text{ok!}$$

Adotando um recobrimento de 1,5 cm, $h = 13,5$ cm para a altura da laje. Como na prática fica mais fácil trabalhar com números inteiros, será adotado $h = 14$ cm.

Para a laje 2 tem-se, de acordo com a figura 6.14:

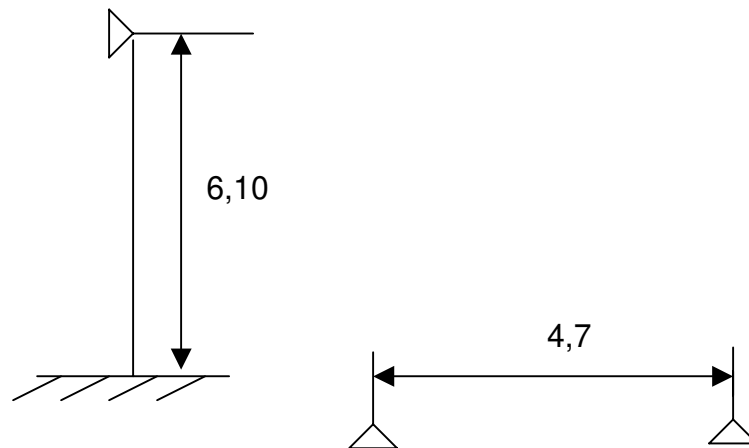


Figura 6.14 – Vinculação para a laje 2

Dados:

$$l_1 = 4,7\text{m};$$

$$l_2 = 6,10\text{m};$$

$$l_2/l_1 = 1,30 < 2,0, \text{ laje armada em cruz};$$

$$\psi_2 = 1,50 \text{ para } l_2/l_1 = 1,30$$

$$\psi_3 = 25 \text{ para aço CA-50A};$$

$$d \geq \frac{4,7}{1,50 \cdot 25}$$

$$d = 13 \Rightarrow \leq 15 \rightarrow \text{ok!}$$

Adotando um recobrimento de 1,5 cm, $h = 15$ cm como altura da laje.

Tabela 6.17. Alturas úteis e com recobrimento

Laje	d calculado (cm)	h calculado (cm)
1	12	14
2	13	15

Cálculo dos carregamentos nas lajes

Peso próprio = $\gamma_c \cdot h$ (altura da laje) = $25 \text{ KN/m}^3 \cdot h$

Revestimento de piso = valores fornecidos pela NBR – 6120 e apresentados na tabela 5.4 do item 5.6.1.

Cargas de utilização ou ação acidental = fornecidos pela norma NBR – 6120 e apresentados na tabela 5.5 do item 5.6.1.

Tabela 6.18. Cálculo das cargas nas lajes (KN/m^2)

Lajes	Peso próprio	Revestimento	Cargas de utilização	Total (KN/m^2)
1	3,50	0,6	0,5	4,60
2	3,75	0,6	0,5	4,85

Obs: O revestimento considerado foi uma argamassa de cimento cal e areia (19KN/m^3), na face inferior das lajes, e com espessura de 3 cm.

Esforços

Para a laje1:

tipo da laje = tipo 2 (conforme item 5.6.1 – Determinação dos esforços solicitantes.)

Determina-se ℓ_y e ℓ_x de acordo com a quantidade de engastamentos, o mais engastado é o ℓ_x .

Isso é importante para encontrar os valores tabelados.

ℓ_x = direção mais engastada, e havendo igualdade de condições, adota-se ℓ_x como sendo o menor lado.

$$\ell_x = 8,8 \text{ m}$$

$$\ell_y = 4,7 \text{ m}$$

λ = índice de esbeltez

$$\lambda = \ell_y/\ell_x = 0,53$$

Na tabela de Marcus para o tipo 2, obtêm-se os dados para $\ell_y/\ell_x = 0,53$

$$M_x = \frac{p\ell_x^2}{m_x} \quad M_y = \frac{p\ell_x^2}{m_y}$$

$$X_x = \frac{-p\ell_x^2}{n_x} \quad X_y = \frac{-p\ell_x^2}{n_y}$$

Para a laje2:

tipo da laje= tipo 2

Determina-se ℓ_y e ℓ_x .

$$\ell_x = 6,10 \text{ m}$$

$$\ell_y = 4,70 \text{ m}$$

$$\lambda = \ell_y/\ell_x = 0,77$$

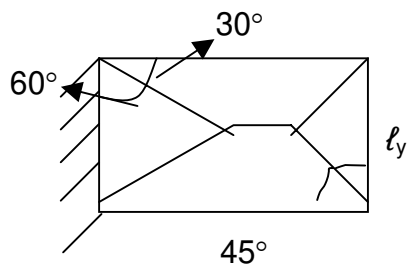
Na tabela para o tipo 2, obtêm-se os dados para $\ell_y/\ell_x = 0,77$:

Esforços nas lajes

Tabela 6.19- Momentos nas lajes

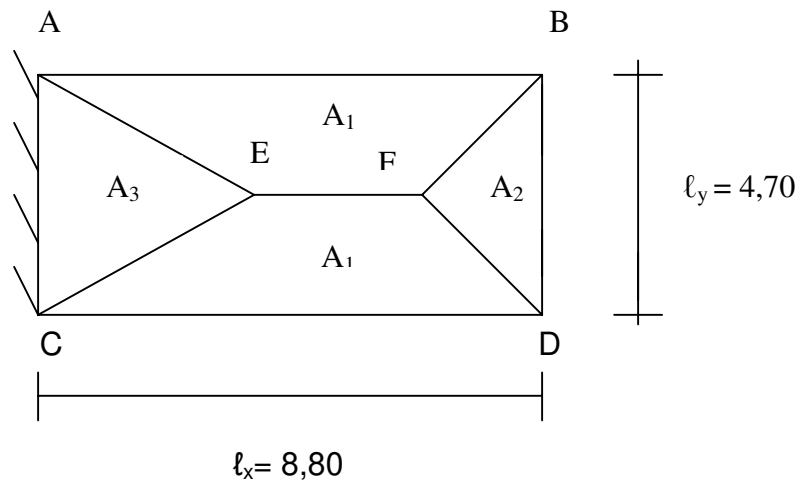
lajes	Tipo	ℓ_x (m)	ℓ_y (m)	ℓ_y/ℓ_x	m_x	m_y	n_x	n_y	M_x KN.m/m	M_y KN.m/m	X_x KN.m/m
1	2	8,80	4,70	0,53	120,8	42,6	28,2	—	2,95	8,36	12,63
2	2	6,10	4,70	0,77	48,4	34,5	17,1		7,76	10,89	21,96

Cálculo das Reações nas Lajes



Para laje 1:

tipo2



Reação ao longo da borda AC = R_3

Área do triângulo ACE:

$$A_3 = \frac{4,70^2}{4} \quad \text{tg } 60^\circ = 9,55 \text{ m}^2$$

$$R_3 = \frac{p \cdot A_3}{\ell_y} = \text{KN/m} \quad (\text{só existe se houver engastamento})$$

$$R_3 = \frac{4,60 \cdot 9,55}{4,70} = 9,35 \text{ KN/m}$$

Reação ao longo da borda BD = R_2

Área do triângulo ACE:

$$A_2 = \frac{4,70^2}{4} = 5,52 \text{ m}^2$$

$$R_2 = \frac{q \cdot A_2}{\ell_y} = \text{KN/m}$$

$$R_2 = \frac{4,60 * 5,52}{4,70} = 5,40 \text{ KN/m}$$

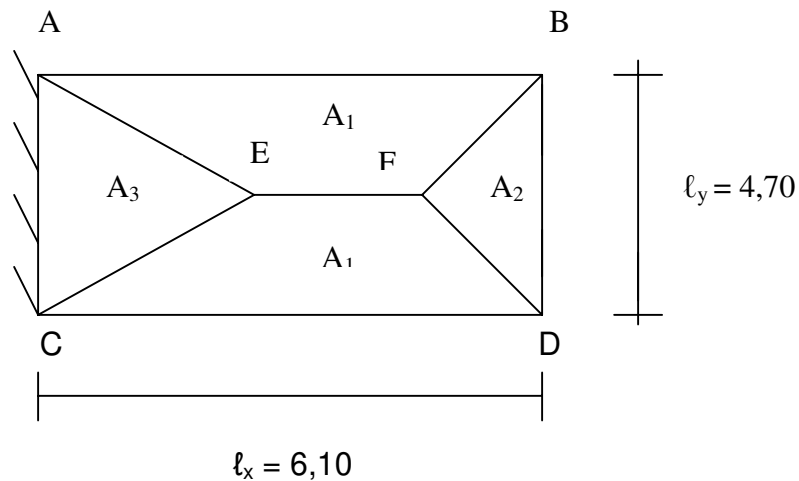
Área dos trapézios ABEF e CDEF:

$$A_1 = \frac{1}{2} * [(8,80 * 4,70) - (9,55 + 5,52)] = 13,15 \text{ m}^2$$

$$R_1 = \frac{4,60 * 13,15}{8,80} = 6,87 \text{ KN/m}$$

Para laje 2:

tipo2



Reação ao longo da borda AC = R_3

Área do triângulo ACE:

$$A_3 = \frac{4,70^2}{4} \text{ tg } 60^\circ = 9,55 \text{ m}^2$$

$$R_3 = \frac{q * A_3}{l_y} = \text{ KN/m } \quad (\text{ só existe se houver engastamento })$$

$$R_3 = \frac{4,85 * 9,55}{4,70} = 9,85 \text{ KN/m}$$

Reação ao longo da borda BD = R_2

Área do triângulo ACE:

$$A_2 = \frac{4,70^2}{4} = 5,52 \text{ m}^2$$

$$R_2 = \frac{q * A_2}{\ell_y} = \text{KN/m}$$

$$R_2 = \frac{4,85 * 5,52}{4,70} = 5,70 \text{ KN/m}$$

Área dos trapézios ABEF e CDEF:

$$A_3 = \frac{1}{2} * [(6,10 * 4,70) - (9,55 + 5,52)] = 6,80 \text{ m}^2$$

$$R_3 = \frac{4,85 * 6,80}{6,10} = 5,41 \text{ KN/m}$$

Tabela 6.20 – Reações de apoio (valores em KN/m)

laje	Reações R_4 (lado x engastado)	Reações R_1 (lado x apoiado)	Reações R_3 (lado y engastado)	Reações R_2 (lado y apoiado)
1	-----	6,87	9,35	5,40
2	-----	5,41	9,85	5,70

Compatibilização dos momentos

Quando se calcula os momentos nas lajes, os mesmos são calculados como se as lajes fossem isoladas. Desta maneira podem aparecer, nos apoios, valores diferenciados de momentos havendo necessidade de compatibilizá-los.

Para o corte A-A, como mostrado na figura 6.12, se tem os seguintes cálculos:

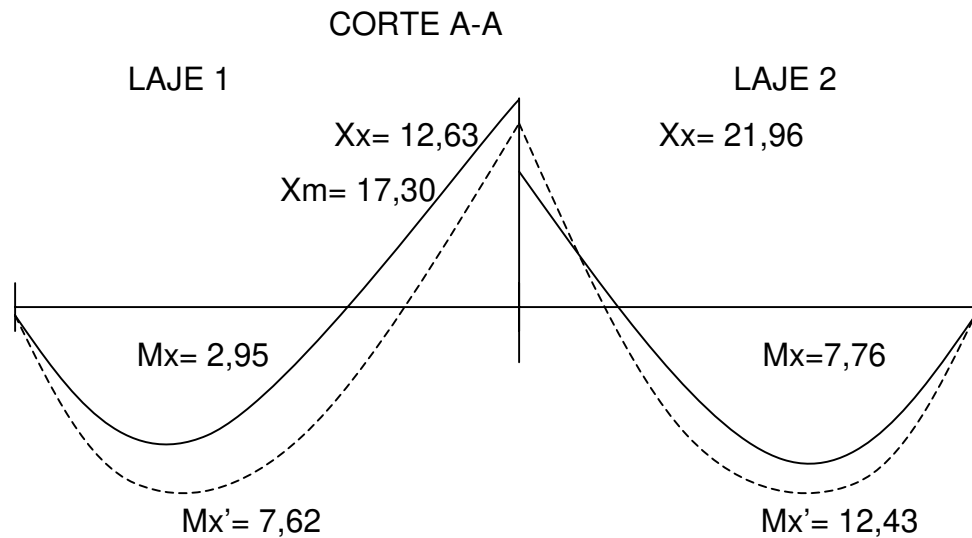


Figura 6.15 – Compatibilização dos momentos corte A-A (valores em KN.m/m)

$$X = \frac{X_1 + X_2}{2} \quad \text{ou} \quad X = 0,8 X_1 \quad \text{ou} \quad X = 0,8 X_2$$

$$X_{m1} = \frac{12,63 + 21,96}{2} = 17,30 \text{ KN.m/m}$$

$$\text{ou } 0,8 \cdot 12,63 = 10,10 \text{ KN.m/m} \quad \text{ou} \quad 0,8 \cdot 21,96 = 17,57 \text{ KN.m/m}$$

adota-se o maior valor, ou seja, 17,57 KN.m/m.

Cálculo dos novos valores dos momentos positivos:

Será calculado o delta que será acrescentado ao momento inicial:

$$\Delta M = \frac{\Delta X}{2}$$

$$\Delta m1 = \frac{12,63 - 21,96}{2} = 4,67 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{x_1}' = 2,95 + 4,67 = 7,62 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{x_2}' = 7,76 + 4,67 = 12,43 \text{ KN.m/m}$$

Para a laje 1:

Para o corte B-B, na laje 1, como mostrado na figura 6.12, segue os cálculos:

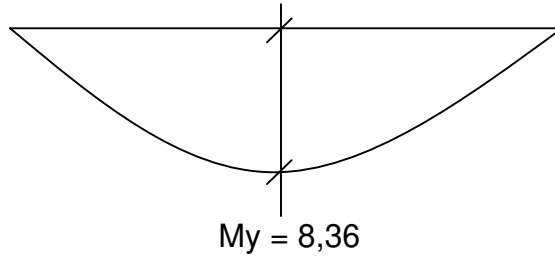


Figura 6.16 – Compatibilização dos momentos corte B-B (valores em KN.m/m)

Para laje 2:

Para o corte C-C, como mostrado na figura 6.12, tem-se:

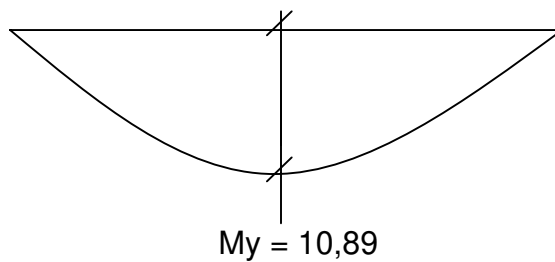


Figura 6.17– Compatibilização dos momentos corte C-C (valores em KN.m/m)

Tabela 6.21 - Momentos compatibilizados (valores em KN.cm/m)

	Mx	My	Xx	Xy
Laje 1	762	836	1730	-----
Laje 2	1243	1089	1730	-----

Cálculo das armaduras

Dimensionamento das armaduras de flexão das lajes

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{100 * d^2}{M_d} \quad \text{com } M_d \text{ em KN.cm/m}$$

$$A_s = \frac{K_s * M_d}{d} \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

M_k e X_k - momentos atuantes em KN.cm/m; K_c e K_s são tabelados conforme tabelas do anexo.

$$M_d = \gamma_f * M_k \quad \text{e} \quad X_d = \gamma_f * X_k \quad ; \quad \text{com} \quad \gamma_f = 1,4$$

Armaduras Positivas

Para a laje 1

armadura na direção X:

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{100 * 12^2}{1,4 * 762} = 13,50$$

Para concreto $f_{ck} = 15$ MPa e aço CA-50 A adota-se $K_c = 13,50 \rightarrow K_s = 0,024$

Adota-se K_c menor, conseqüentemente um valor maior de K_s , assim obtém-se uma área de armadura maior, aumentando a segurança do projeto.

$$A_{sx} = \frac{0,024 * 1,4 * 762}{12} = 2,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0,15\% * 100 * 14 = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_{sx} > A_{smin}$ adota-se $2,13 \text{ cm}^2/\text{m}$

Pela tabela área da seção de armadura por metro de largura a_s do anexo obtém-se: $\phi 6,3\text{mm}$ a cada 14 cm. ($A_{efetivo} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armadura na direção Y:

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{100 * 12^2}{1,4 * 836} = 12,3$$

Para concreto $f_{ck} = 15$ MPa e aço CA-50 A adota-se $K_c = 12,3 \rightarrow K_s = 0,024$

$$A_{sy} = \frac{0,024 * 1,4 * 836}{12} = 2,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0,15\% * 100 * 14 = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Na tabela área da seção de armadura por metro de largura a_s do anexo, obtém-se: ϕ 6,3mm a cada 13 cm. ($A_{efetivo} = 2,42 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Para a laje 2

Armadura na direção X:

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{100 * 13^2}{1,4 * 1243} = 9,71$$

Para concreto $f_{ck} = 15$ MPa e aço CA-50 A adota-se $K_c = 9,71 \rightarrow K_s = 0,024$

$$A_{sx} = \frac{0,024 * 1,4 * 1243}{13} = 3,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0,15\% * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_{sx} > A_{smin}$ adota-se $3,21 \text{ cm}^2/\text{m}$

Na tabela área da seção de armadura por metro de largura a_s do anexo, obtém-se: ϕ 8mm a cada 15 cm. ($A_{efetivo} = 3,33 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armadura na direção Y:

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_k} = \frac{100 * 13^2}{1,4 * 1089} = 11,08$$

Para concreto $f_{ck} = 15$ MPa e aço CA-50 A adoto $K_c = 11,08 \rightarrow K_s = 0,024$

$$A_{sy} = \frac{0,341 * 108,9}{13} = 2,81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0,15\% * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_{sy} > A_{smin}$ adota-se $2,81 \text{ cm}^2/\text{m}$

Na tabela área da seção de armadura por metro de largura a_s do anexo, obtém-se: ϕ 8 mm a cada 17,5 cm. ($A_{efetivo} = 2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Tabela 6.22 - Armaduras Positivas

Lajes	M_{kx} KN.cm/m	M_{ky} KN.cm/m	h (cm)	d (cm)	K_c	K_s	A_{sx}	K_c	K_s	A_{sy}
1	762	836	14	12	13,5	0,024	2,13	12,3	0,024	2,34
2	1243	1089	15	13	9,71	0,024	3,21	11,08	0,024	2,81

Tabela 6.23- Armaduras positivas calculadas

	Direção x	Direção y
Laje 1	ϕ 6,3mm a cada 14cm	ϕ 6,3mm a cada 13cm
Laje 2	ϕ 6,3mm a cada 14cm	ϕ 6,3mm a cada 14cm

Armaduras Negativas

Entre L1 e L2:

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{X_d} = \frac{100 * 12^2}{1,4 * 1730} = 5,95$$

Para concreto $f_{ck} = 15$ MPa e aço CA-50 A adoto $K_c = 5,95 \rightarrow K_s = 0,026$

$$A_{sy} = \frac{0,026 * 1,4 * 1730}{13} = 4,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0,15\% * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como $A_{sy} > A_{smin}$ adota-se $4,84 \text{ cm}^2/\text{m}$

Na tabela área da seção de armadura por metro de largura a_s do anexo, obtém-se: ϕ 8 mm a cada 10 cm. ($A_{efetivo} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Tabela 6.24 - Armaduras Negativas

Engaste	X_k (KN.cm/m)	h	d	K_c	K_s	A_s
L1 e L2	1730	14	12	5,95	0,026	4,84

Tabela 6.25: Armaduras negativas calculadas

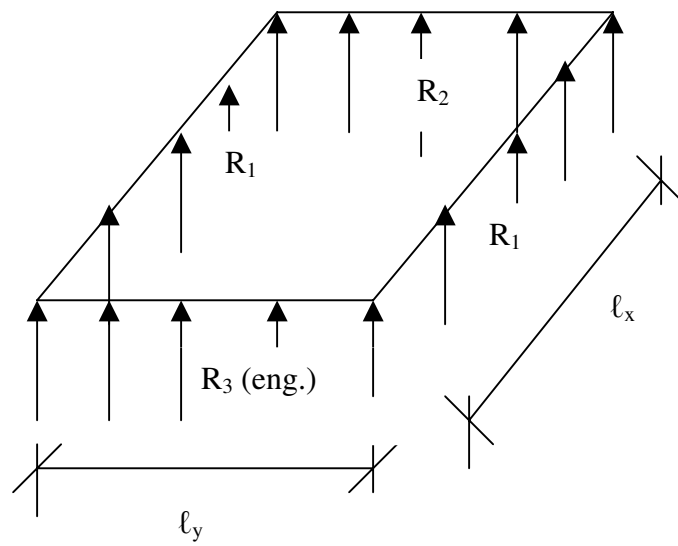
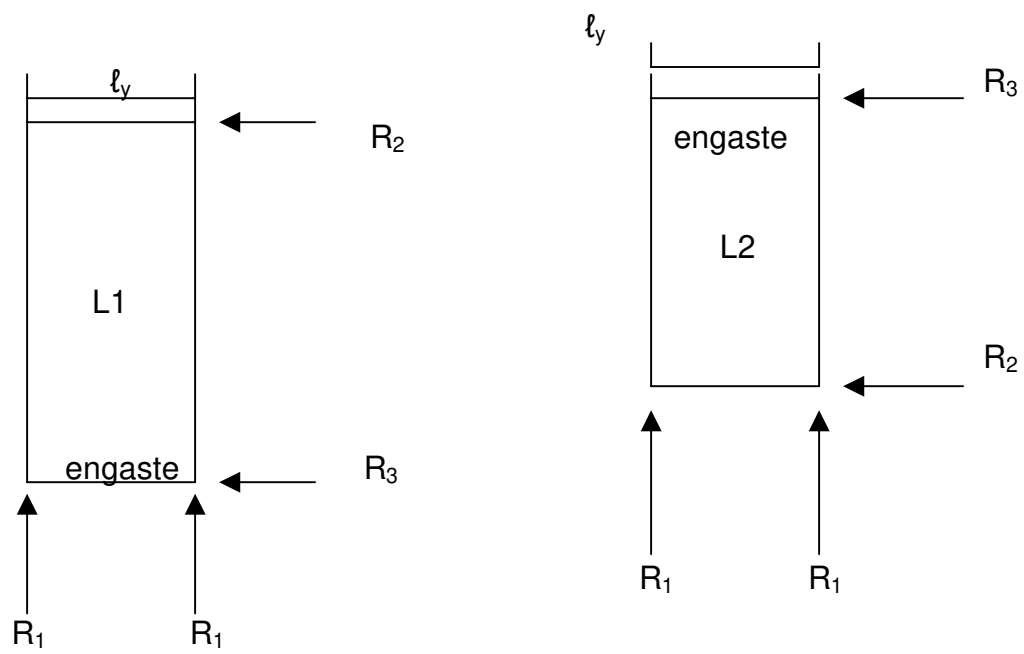
Armadura Negativa	
Lajes 1 e 2	ϕ 8 a cada 10 cm

6.6. Dimensionamento de vigas

A título de exemplo, serão dimensionadas as vigas V_1 e V_2 (figura 6.18)

Tabela 6.26 – Reações de apoio (valores em KN/m)

laje	Reações R_4 (lado x engastado)	Reações R_1 (lado x apoiado)	Reações R_3 (lado y engastado)	Reações R_2 (lado y apoiado)
1	-----	6,87	9,35	5,40
2	-----	5,41	9,85	5,70



$$d = 28,5 \text{ cm}$$

$$\ell = 4,70 \text{ m}$$

$$P \text{ viga} + \text{reação de apoio das lajes 1 e 2} = (1,5 + 19,20) = 20,70 \text{ KN/m}$$

A treliça não está apoiada sobre a viga.

Cálculo da armadura longitudinal

$$M_k = p\ell^2 / 8 = 57,16 \text{ KN.m} = 5716 \text{ KN.cm}$$

$$M_d = \gamma_f * M_k = 5716 * 1,4 = 8002 \text{ KN.cm}$$

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{20 * 28,5^2}{8002} = 2,03 \quad \text{Domínio 4}$$

$$\text{para } k_c = 2,03 < K_{clim} \text{ adotar } K_{clim} = 2,9$$

$$M_{dlim} = \frac{b_w * d^2}{K_{clim}} = \frac{20 * 28,5^2}{2,9} = 5602 \text{ KN.cm}$$

$$K_{slim} = 0,031$$

$$A_{s1} = K_{slim} \frac{M_{dlim}}{d}$$

$$A_{s1} = 0,031 \frac{5602}{28,5}$$

$$A_{s1} = 6,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Delta M_d = M_d - M_{dlim}$$

$$\Delta M_d = 8002 - 5602$$

$$\Delta M_d = 2400 \text{ KN.cm}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M_d}{d - d'} K_{s2} = \frac{2400}{27} \cdot 0,023 = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M_d}{d - d'} K'_s \quad \delta' = \frac{d}{d'} = \frac{1,5}{28,5} = 0,05 \rightarrow K'_s = 0,023$$

$$A'_s = \frac{2400}{27} \cdot 0,023 = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (\text{região tracionada})$$

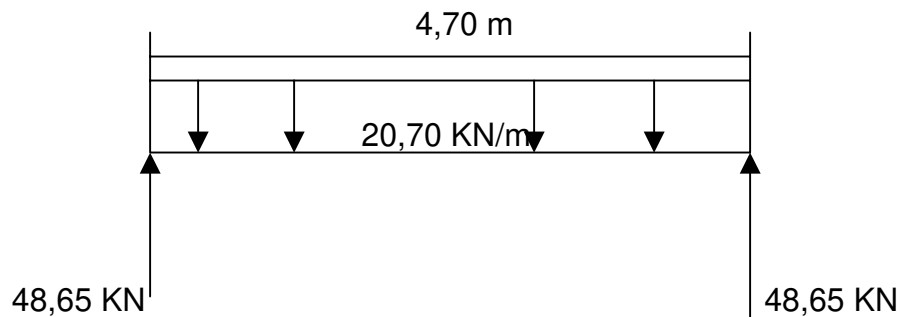
$$A'_s \quad (\text{região comprimida})$$

$$A_s = 6,07 + 2,04 = 8,11 \text{ cm}^2/\text{m} - 8 \phi 12,5\text{mm} (A_{ef} = 10,00 \text{ cm}^2)$$

$$A'_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{m} - 3 \phi 10\text{mm} (A_{ef} = 2,4 \text{ cm}^2)$$

Conforme tabela – Área da seção de fios e barras redondas (cm²) do anexo.

Armadura transversal



Tensão de cálculo

$$V_d = \gamma_f \cdot V_k = 1,4 \cdot 48,65 = 68,11 \text{ KN}$$

$$\tau_{wd} = V_d / (b_w \cdot d)$$

$$\tau_{wd} = 68,11 / (20 \cdot 28,5) = 0,12 \text{ KN/cm}^2$$

Cálculo da tensão máxima de cisalhamento (τ_{wu})

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 15/1,4 = 10,7 \text{ MPa} = 1,07 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 50/1,15 = 43,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{wu} = 0,30f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 3,21 \text{ MPa} = 0,32 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{wd} < \tau_{wu}$$

A área de armadura transversal é dada pela expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{b_w}{f_{yd}} \left[1,15 * \tau_{wd} - \tau_c \right] \frac{100}{2} \text{ (cm}^2/\text{m por face)}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{20}{43,5} \left[1,15 * 0,12 - 0,058 \right] \cdot 50 = 1,84 \text{ cm}^2/\text{m por face (estribos de 2 ramos)}$$

$\varnothing 5,0\text{mm c/ 10cm}$

$$\tau_c = 0,15\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} = 0,58 \text{ MPa} = 0,058 \text{ kN/cm}^2$$

Armadura Mínima para estribos

$$(A_{sw})_{min} = 0,07 \cdot b_w ; - \text{ em (cm}^2/\text{m por face)}$$

$$(A_{sw})_{min} = 0,07 \cdot 20 = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{sw}/s = 1,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- b_w é a largura da viga em (cm)

Cálculo das Armaduras da Viga V_2

Cálculos dos carregamentos:

$P_p = 25 \cdot b_w \cdot h$, onde b_w é a largura da parede e h é a altura da viga

h é determinado da seguinte forma:

$(\ell/50) \text{ vão} < h < (\ell/15) \text{ vão}$, com isso adota-se $h=40\text{cm}$

$$P_p = 25 \cdot 0,20 \cdot 0,40 = 2,00 \text{ KN/m}$$

P parede = não há parede sobre a viga

Reação de apoio da laje na viga (V_y da laje1- trecho AB e da laje2- trecho BC)

$$V_y \text{ (trecho AB)} = 6,87 \text{ KN/m}$$

$$V_y \text{ (trecho BC)} = 5,41 \text{ KN/m}$$

$$b_w = 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 38,5 \text{ cm}$$

$$\ell_{AB} = 8,80 \text{ m}$$

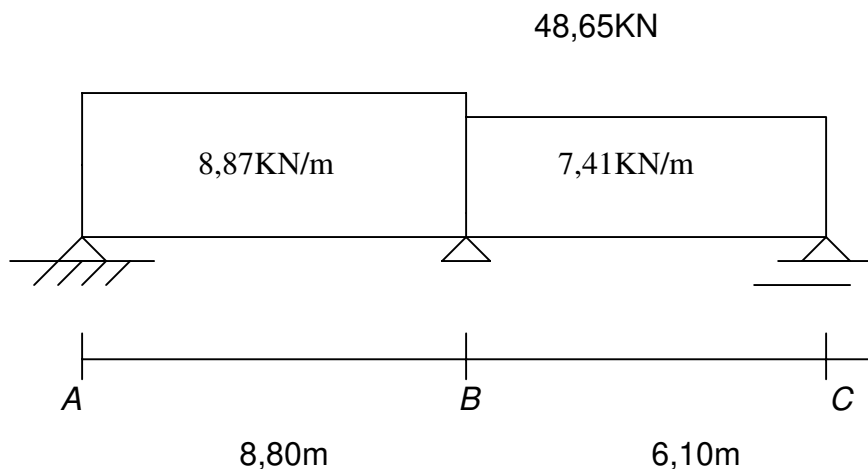
$$\ell_{BC} = 6,10 \text{ m}$$

P viga + reação de apoio das lajes 1 (trecho AB) ou laje 2 (trecho BC)

$$V_{2AB} = 2,00 + 6,87 = 8,87 \text{ KN/m}$$

$$V_{2BC} = 2,00 + 5,41 = 7,41 \text{ KN/m}$$

A treliça não está apoiada sobre a viga.



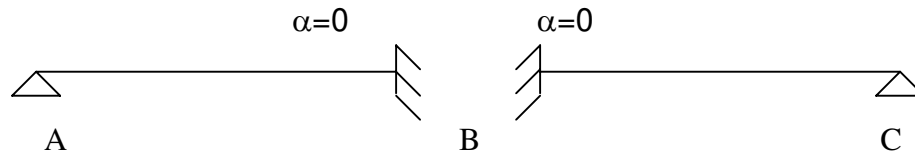
a) Não é necessário o cálculo do vão reduzido ℓ' , pois os materiais e a seção da viga são iguais.

b) Bloquear o nó intermediário

Coeficiente de propagação (α)

$\alpha_{AB} = 0$ se a outra extremidade for articulada;

$\alpha_{BC} = 0,5$ se a outra extremidade for engastada.



c) Coeficiente de rigidez ao giro (β)

$\beta_{AB} = 4 / l'$ se a outra extremidade for engastada;

$\beta_{BC} = 3 / l'$ se a outra extremidade for articulada.

$$\beta_{BA} = 3/8,80 = 0,34$$

$$\beta_{BC} = 3/6,10 = 0,49$$

Coeficiente de distribuição (μ)

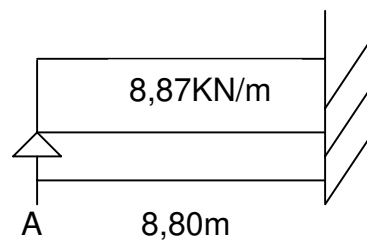
$$\mu_{BA} = \beta_{BA} / \beta_{BA} + \beta_{BC}$$

$$\mu_{BA} = 0,34 / 0,34 + 0,49 = 0,41$$

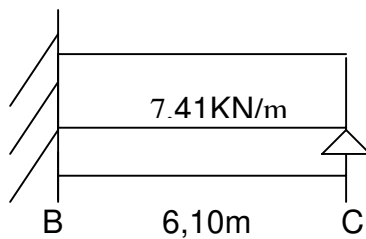
$$\mu_{BC} = \beta_{BC} / \beta_{BA} + \beta_{BC}$$

$$\mu_{BC} = 0,49 / 0,34 + 0,49 = 0,59$$

d) Cálculo de momentos de engastamento perfeito.



$$M_{BA} = - pl^2/8 = - 8,87 * 8,80^2 / 8 = - 85,86 \text{ KN.m}$$

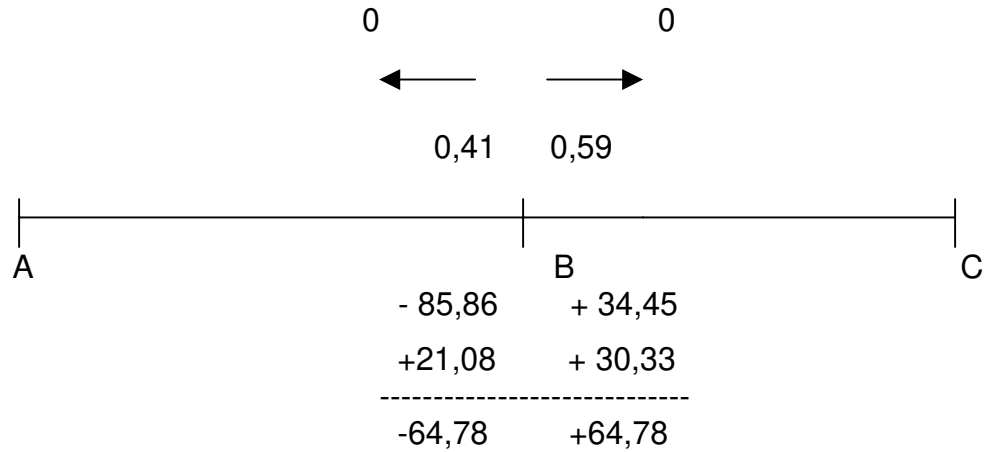


$$M_{BC} = + pl^2/8 = 7,41 * 6,10^2 / 8 = 34,45 \text{ KN.m}$$

e) Método de Cross

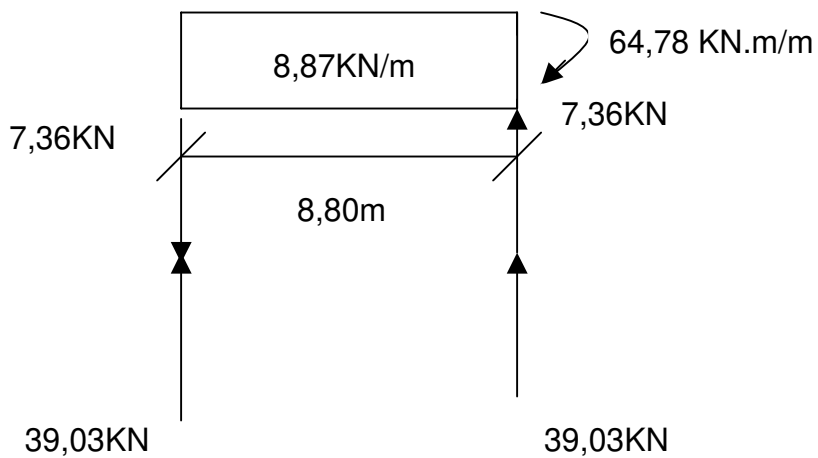
Desequilíbrio no nó B

$$85,86 - 34,45 = + 51,41$$



f) Etapa isostática

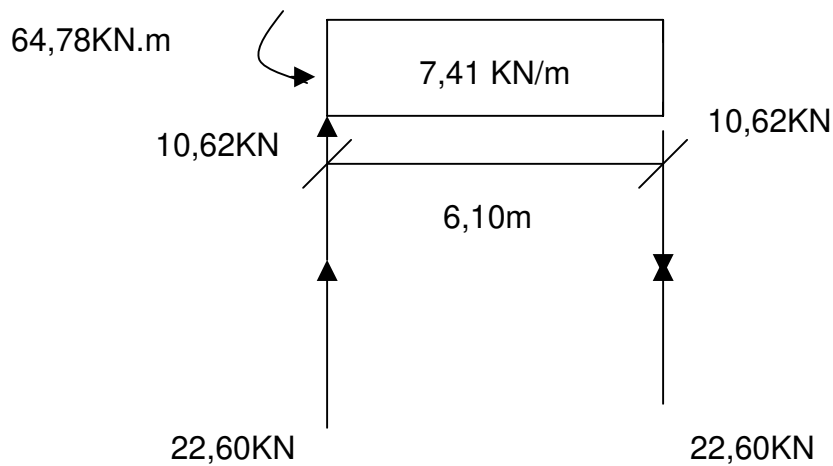
tramo AB



$$SM = 0 - 64,78/8,80 = - 7,36 \text{ kN}$$

$$R_{p1} = R_{p2} = 8,87 \cdot 8,80 / 2 = 39,03 \text{KN}$$

tramo BC



$$SM = 0 + 64,787 / 6,10 = + 10,62 \text{KN}$$

$$R_{p3} = R_{p4} = 7,41 \cdot 6,10 / 2 = 22,60 \text{KN}$$

Valores da Força Cortante

Trama AB

Reação de apoio + Binário

Cortante à direita = 46,39KN

Cortante à esquerda = 31,67KN

Valores da Força Cortante

Trama BC

Reação de apoio + Binário

Cortante à direita = 11,98KN

Cortante à esquerda = 33,22KN

Cálculo dos momentos entre os pilares

Tramo AB

$$V_{p1} - q \cdot x' = 0$$

$$31,67 - 8,87 * x' = 0$$

$$x' = 3,57\text{m}$$

$$V_{p1} * x' - q * x' * x'/2 = M_{\text{máx}}$$

$$31,67 * 3,57 - 8,87 * 3,57 * 1,785 = M_{\text{máx}}$$

$$M_{\text{máx}} = 56,54 \text{ KN.m}$$

Tramo BC

$$V_{p4d} - q * x' = 0$$

$$33,22 - 7,41 * x' = 0$$

$$x' = 4,48\text{m}$$

$$V_{p4d} * x' - q * x' * x'/2 = M_{\text{máx}}$$

$$33,22 * 4,48 - 7,41 * 4,48 * 4,48/2 = M_{\text{máx}}$$

$$M_{\text{máx}} = 74,47 \text{ KN.m}$$

Diagrama do Momento Fletor

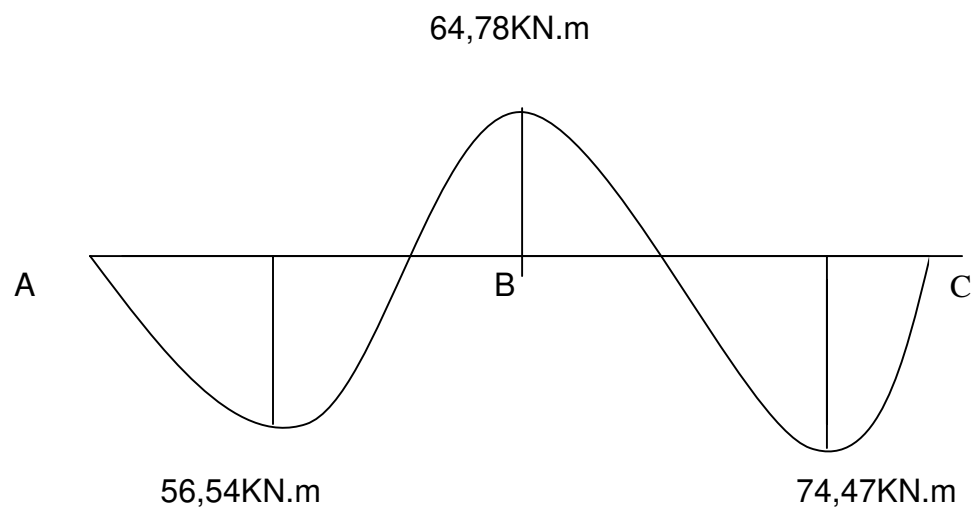
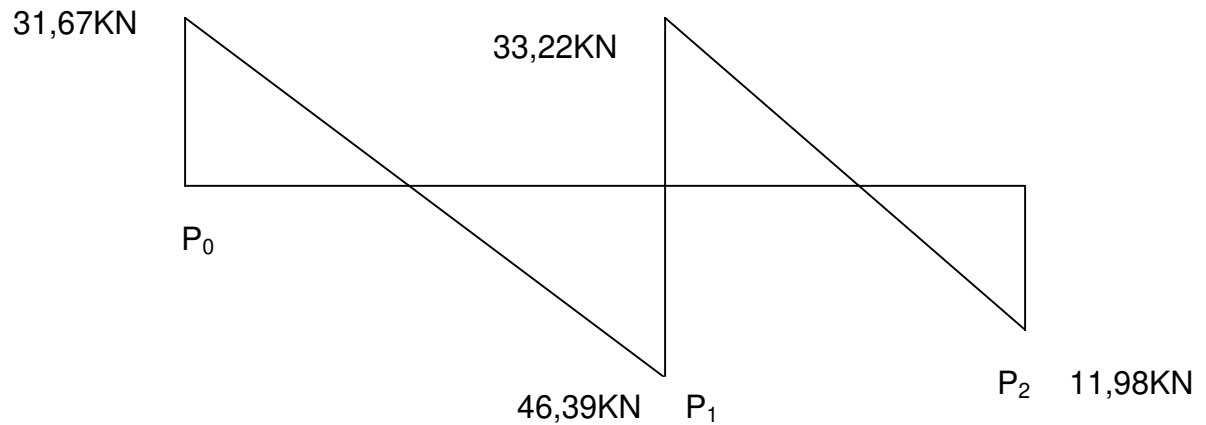


Diagrama de Força Cortante



Cálculo da armadura longitudinal tramo AB

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 5654 \cdot 1,4 = 7916 \text{ kN.cm}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{20 \cdot 38,5^2}{7916} = 3,74 \quad K_s = 0,029$$

$$A_s = K_s \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,029 \frac{7916}{38,5}$$

$$A_s = 5,96 \text{ cm}^2 \quad 5 \phi 12,5 \text{ mm } (A_{ef} = 6,25 \text{ cm}^2)$$

Cálculo da armadura longitudinal tramo BC

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 7447 \cdot 1,4 = 10425,8 \text{ kN.cm}$$

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{20 * 38,5^2}{10425,8} = 2,84$$

$$k_c = 2,84 < K_{clim} = 2,9$$

$$M_{dlim} = \frac{b_w * d^2}{K_{clim}} = \frac{20 * 38,5^2}{2,9} = 10222 \text{ KN.cm}$$

$$K_{slim} = 0,031$$

$$A_{s1} = K_{slim} \frac{M_{dlim}}{d}$$

$$A_{s1} = 0,031 \frac{10222}{38,5}$$

$$A_{s1} = 8,23 \text{ cm}^2$$

$$\Delta M_d = M_d - M_{dlim}$$

$$\Delta M_d = 1.0425,8 - 10222$$

$$\Delta M_d = 203,8 \text{ KN.cm}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M_d}{d - d'} \quad K_{s2} = \frac{203,8}{37} \quad 0,023 = 0,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M_d}{d - d'} \quad K'_s \quad \delta' = \frac{1,5}{38,5} = 0,04 \quad K'_s = 0,023$$

$$A'_s = \frac{203,8}{37} \quad 0,023 = 0,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (\text{região tracionada})$$

$$A'_s \quad (\text{região comprimida})$$

$$A_s = 8,23 + 0,13 = 8,36 \text{ cm}^2/\text{m} - 3 \phi 20\text{mm} (A_{ef} = 9,45 \text{ cm}^2)$$

$$A'_s = 0,13 \text{ cm}^2/\text{m} - 2 \phi 5\text{mm} (A_{ef} = 0,40 \text{ m}^2)$$

Conforme tabela – Área da seção de fios e barras redondas (cm²) do anexo

Cálculo da armadura longitudinal no apoio B

$$M_d = \gamma_f * M_k = 6478 * 1,4 = 9069,20 \text{ KN.cm}$$

$$K_c = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{20 * 38,5^2}{9069,20} = 3,27$$

$$K_s = 0,029$$

$$A_s = K_s \frac{M_d}{d}$$

$$A_s = 0,029 \frac{9069,2}{38,5}$$

$$A_s = 6,83 \text{ cm}^2/\text{m} - 4 \phi 16\text{mm} (A_{ef} = 8 \text{ cm}^2)$$

Conforme tabela – Área da seção de fios e barras redondas (cm²) do anexo.

Armadura transversal tramo AB

Tensão de cálculo

$$V_d = \gamma_f * V_k = 1,4 * 46,39 = 64,95 \text{ KN}$$

$$\tau_{wd} = V_d / (b_w * d)$$

$$\tau_{wd} = 64,95 / (20 * 38,5) = 0,084 \text{ KN/cm}^2$$

Cálculo da tensão máxima de cisalhamento (τ_{wu})

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 15 / 1,4 = 10,7 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 50/1,15 = 43,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{wu} = 0,30f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 3,21 \text{ MPa} = 0,32 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{wd} < \tau_{wu}$$

A área de armadura transversal é dada pela expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{b_w}{f_{yd}} \left[1,15 * \tau_{wd} - \tau_c \right] \frac{100}{2} \text{ (cm}^2/\text{m por face)}$$

$$\tau_c = 0,15 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} = 0,58 \text{ MPa} = 5,8 \text{ kgf/m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{20}{43,5} \left[1,15 * 0,084 - 0,058 \right] \cdot 50 = 0,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura Mínima para estribos

$$(A_{sw}/s)_{min} = 0,07 \cdot b_w ; - \text{ em (cm}^2/\text{m por face)}$$

$$(A_{sw}/s)_{min} = 0,07 \cdot 20 = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw}/s = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m por face (estribos de 2 ramos)}$$

$$\varnothing 5\text{mm c/ } 14\text{cm}$$

Armadura transversal tramo BC

Tensão de cálculo

$$V_d = \gamma_f * V_k = 1,4 * 33,22 = 46,50 \text{ KN}$$

$$\tau_{wd} = V_d / (b_w * d)$$

$$\tau_{wd} = 46,50 / (20 * 38,5) = 0,06 \text{ KN/cm}^2$$

Cálculo da tensão máxima de cisalhamento (τ_{wu})

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 50/1,15 = 43,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 15/1,4 = 10,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,30f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 3,21 \text{ MPa} = 0,32 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{wd} < \tau_{wu}$$

A área de armadura transversal é dada pela expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{b_w}{f_{yd}} \left[1,15 * \tau_{wd} - \tau_c \right] \cdot \frac{100}{2} \quad (\text{cm}^2/\text{m por face})$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{20}{43,5} \left[1,15 * 0,06 - 0,058 \right] \cdot 50 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{m por face}$$

$$\tau_c = 0,15\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}) = 0,58 \text{ MPa} = 0,058 \text{ KN/cm}^2$$

Armadura Mínima para estribos

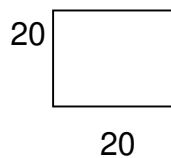
$$(A_{sw}/s)_{\min} = 0,07 \cdot b_w ; - \text{ em } (\text{cm}^2/\text{m por face})$$

$$(A_{sw}/s)_{\min} = 0,07 \cdot 20 = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,26 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_{sw}/s = 1,40 \text{ cm}^2/\text{m por face (estribos de 2 ramos)}$$

$$\varnothing 5\text{mm c/ } 14 \text{ cm}$$

6.7. Dimensionamento do Pilar P1



Aço CA-50A

$$f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{altura do pilar} = 4,20\text{m}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

Cargas atuantes no pilar

Peso próprio + carregamento das vigas V_1 e V_2

$$(25 \times 0,20 \times 0,20 \times 4,20) + (48,65) + (46,39 + 33,22) = 132,50 \text{ KN}$$

Valores de cálculo

$$N_d = \gamma_f * N = 1,4 * 132,5$$

$$N_d = 185,5 \text{ KN}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

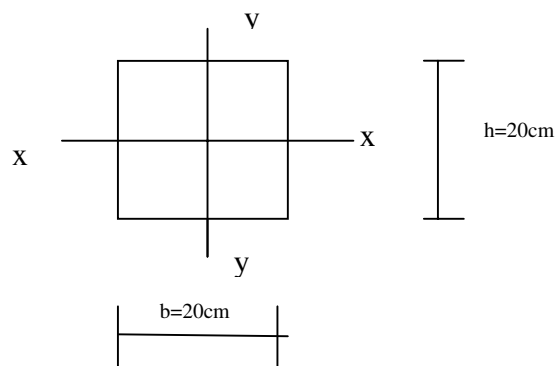
$$f_{cd} = 15 / 1,4 = 10,7 \text{ MPa} = 1,07 \text{ KN/cm}^2$$

Verificação de ν

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} < 0,7$$

$$\nu = 185,5 / 20 * 20 * 1,07 = 0,43 < 0,7 \therefore \text{cálculo não simplificado}$$

Verificação da flambagem em torno do eixo xx



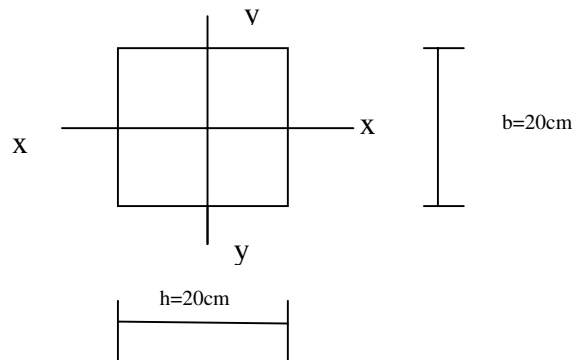
$$\ell_{fl} = \ell$$

$$I = \frac{20 * 20^3}{12} = 13.333,3$$

$$i = \sqrt{\frac{13.333,3}{20 \cdot 20}} = 5,77$$

$$\lambda = 420/5,77 = 73 > 40 \therefore \text{pilar esbelto}$$

Verificação da flambagem em torno do eixo yy



Como o pilar é quadrado, o comportamento de pilar em torno do eixo yy é semelhante ao caso anterior, ou seja:

$$\lambda = 73 > 40 \therefore \text{pilar esbelto}$$

Cálculo da armadura

a) Plano de flexão paralela à menor dimensão:

$$N_d = 185,5 \text{KN}$$

$$e_a = h/30 = 20/30 = 0,67 < 2,0 \text{cm} \therefore e_a = 2 \text{cm}$$

$$e_2 = \frac{\ell_{fl}^2}{10} \cdot \frac{0,0035 + f_{yd}/E_s}{(v + 0,5) h}$$

$$e_2 = \frac{420^2 \cdot 0,0035 + 43,5/21.000}{10 \cdot (0,43 + 0,5) \cdot 20}$$

$$e_2 = 5,28 \text{ cm}$$

$e = e_a + e_2$, sendo e_a a excentricidade accidental e e_2 a excentricidade de 2º ordem.

$$e = 2,0 + 5,28 = 7,28 \text{ cm}$$

$$M_d = N_d \cdot e$$

$$v_d = v = 0,43 \text{ (normal reduzida)}$$

$$\mu_d = \frac{N_d \cdot e}{b_w \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \text{ (momento reduzido)}$$

$$\mu_d = \frac{185,5 \cdot 7,28}{20 \cdot 20^2 \cdot 1,07} = 0,16$$

$$\eta = d' / h = 3 / 20 = 0,15$$

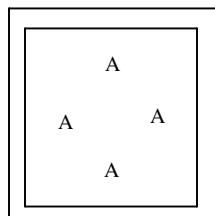
Através do ábaco anexo, Com v_d e μ_d obtém-se um ponto no gráfico que é o valor de w_t (taxa mecânica de armadura total).

$$w_t = 0,25$$

$$A_t = w_t \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0,25 \cdot 20 \cdot 20 \cdot 1,07 / 43,5$$

$$A_t = 2,46 \text{ cm}^2 \quad A_t = 4A$$

$$(4 \text{ } \varnothing 10\text{mm})$$



b) Plano de flexão paralela à maior dimensão:

Como o pilar é quadrado, o cálculo é idêntico ao anterior.

As armadura encontradas não devem ser somadas e sim sobrepostas.

Neste caso $A_t = 2,46 \text{ cm}^2$.

É necessário a verificação da armadura mínima.

Cálculo da armadura mínima

Como $\lambda > 30$

$$A_{smin} = 0,8\% \cdot A_c$$

A_c = área de concreto

$$A_{smin} = (0,8/100) \cdot 20 \cdot 20 = 3,20 \text{ cm}^2$$

Como $A_{smin} > A_t$ prevalece $A_{smin} = 3,20 \text{ cm}^2$ (4 ϕ 12,5mm)

$$\text{Seção} = 4 \phi 12,5\text{mm} = 5,00 \text{ cm}^2$$

Cálculo dos estribos

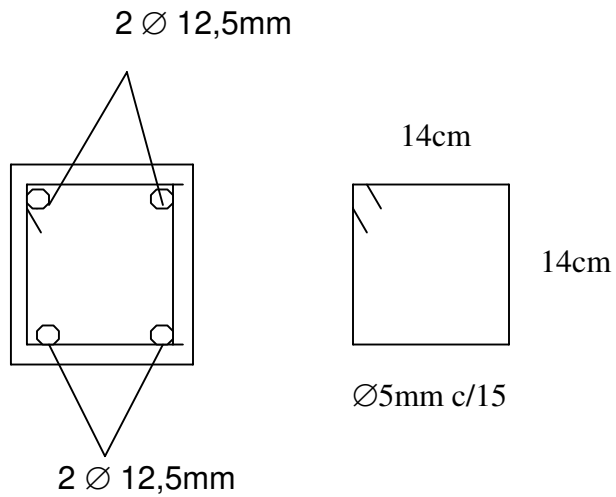
$$\phi_t = \phi/4 = 12,5/4 = 3,13\text{mm}, \text{ adotar } \phi_t = 5\text{mm}$$

Espaçamento

$$s < \begin{cases} 30\text{cm} \\ \text{menor dimensão da peça, } 20 \text{ cm} \\ 12\phi_l = 12 \cdot 12,5 = 150\text{mm ou } 15\text{cm} \\ 190 \cdot \phi_t^2 / \phi_l = 380\text{mm ou } 38\text{cm} \end{cases}$$

Portanto o espaçamento é igual a 15cm

Detalhe da seção



6.8. Dimensionamento da sapata

Terreno argila rijá, conforme tabela 5.11 (pg.146)= 0,3 MPa

Carga do pilar

$P' = 132,5 \text{ KN}$

$p_{adm} = 0,3 \text{ MPa}$

Peso da sapata estimado e carga do pilar

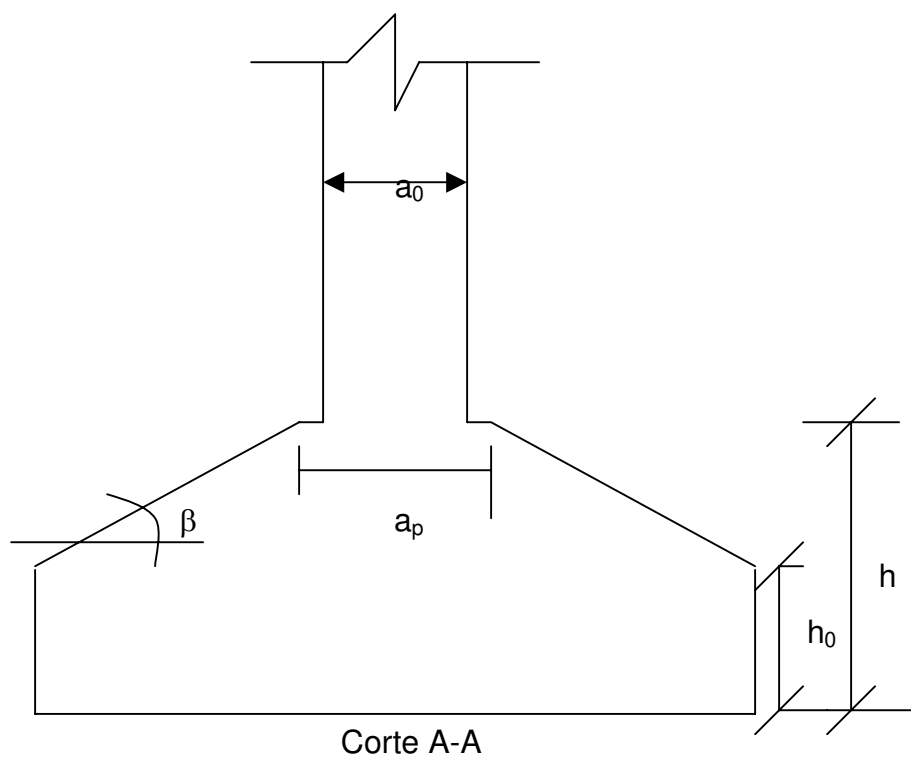
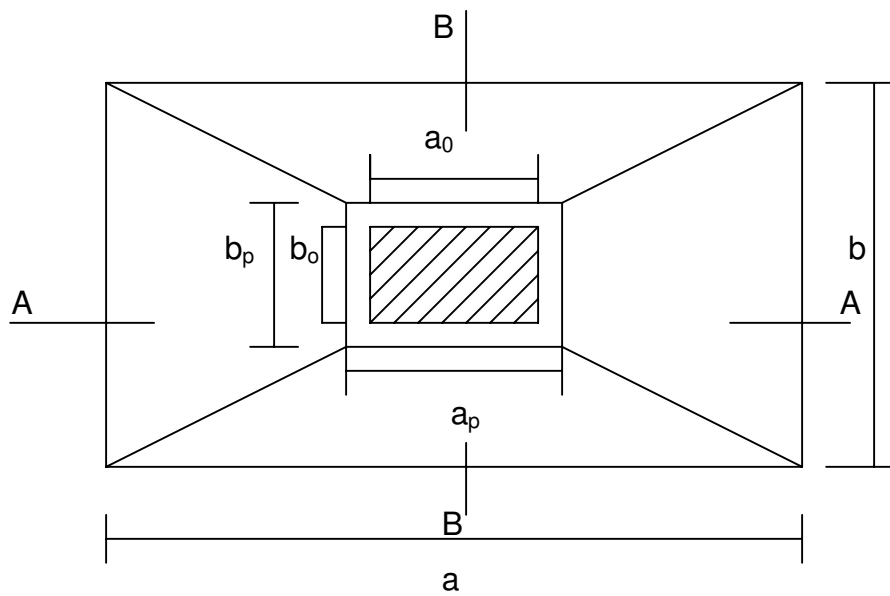
$$P = 1,05 P' = 1,05 \cdot 132,5 = 139,13 \text{ KN/cm}^2$$

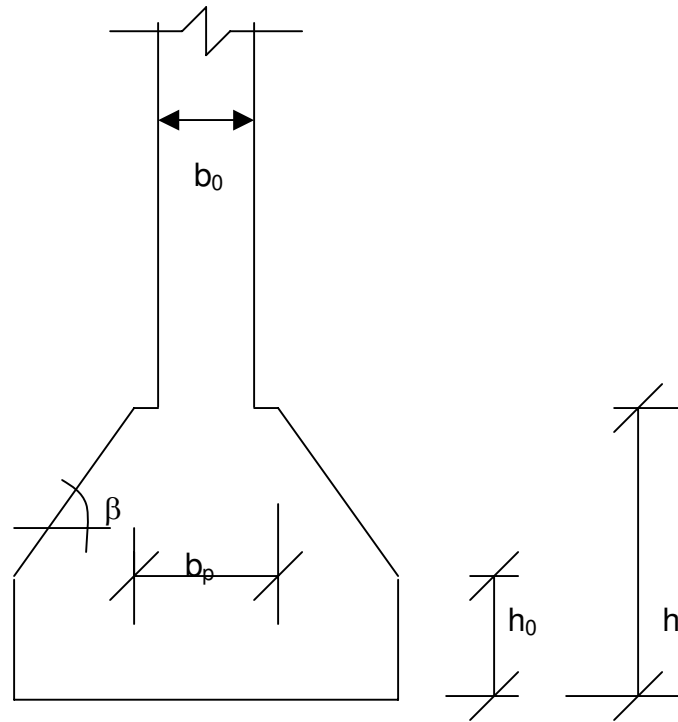
$$p = \frac{P}{A_{sapata}} \leq p_{adm}$$

$$A_{sapata} \geq 139,13 \text{ KN} / 0,30 \text{ KN/cm}^2 = 4637 \text{ cm}^2 = 0,47 \text{ m}^2 = 0,7 \times 0,7 \text{ m}$$

conferindo

$$p = \frac{139,13 \text{ (KN/cm}^2\text{)}}{4900} = 0,03 < p_{adm} = 0,3 \text{ KN/cm}^2$$





Corte B-B

Figura 6.19 – Geometria da sapata

Dimensões da sapata

$$a = 70\text{cm}$$

$$b = 70\text{cm}$$

$$a_p = 25\text{cm}$$

$$b_p = 25\text{cm}$$

$$h \geq \frac{a - a_0}{3} \quad e \quad h \geq \frac{b - b_0}{3}$$

$$h \geq \frac{70 - 20}{3} \quad h \geq 16,7 \text{ cm}$$

$$h_0 \geq 16,7 \text{ cm (imposição)}$$

$$h_0 \text{ adotado} = 20\text{cm}$$

$$h/4 \leq h_0 \leq h/3$$

$$h = 60\text{cm}$$

Altura de trapézio em projeção

$$a' = \frac{a - a_0}{2} \quad \text{e} \quad b' = \frac{b - b_0}{2}$$

$$a' = \frac{70 - 20}{2} = 25 \quad \text{e} \quad b' = \frac{70 - 20}{2} = 25$$

Áreas dos trapézios na base

$$A_1 = \frac{b + b_0}{2} \cdot a' \quad \text{e} \quad A_2 = \frac{a + a_0}{2} \cdot b'$$

$$A_1 = \frac{70 + 20}{2} \cdot 25 \quad \text{e} \quad A_2 = \frac{70 + 20}{2} \cdot 25$$

$$A_1 = 1.125 \text{ cm}^2 \quad A_2 = 1125 \text{ cm}^2$$

O quinhão de carga em cada área projetada é P_1 ou P_2 :

$$P_1 = p \cdot A_1 \quad \text{e} \quad P_2 = p \cdot A_2$$

$$P_1 = P_2 = 0,03 \cdot 1125 = 33,80 \text{ KN/cm}^2$$

Distância g do CG de cada trapézio até a face do pilar:

$$g_1 = \frac{a'}{3} \cdot \frac{2b + b_0}{a + a_0} \quad \text{e} \quad g_2 = \frac{b'}{3} \cdot \frac{2a + a_0}{b + b_0}$$

$$g_1 = g_2 = \frac{25}{3} \cdot \frac{2 \cdot 70 + 20}{70 + 20}$$

$$g_1 = g_2 = 14,8 \text{ cm}$$

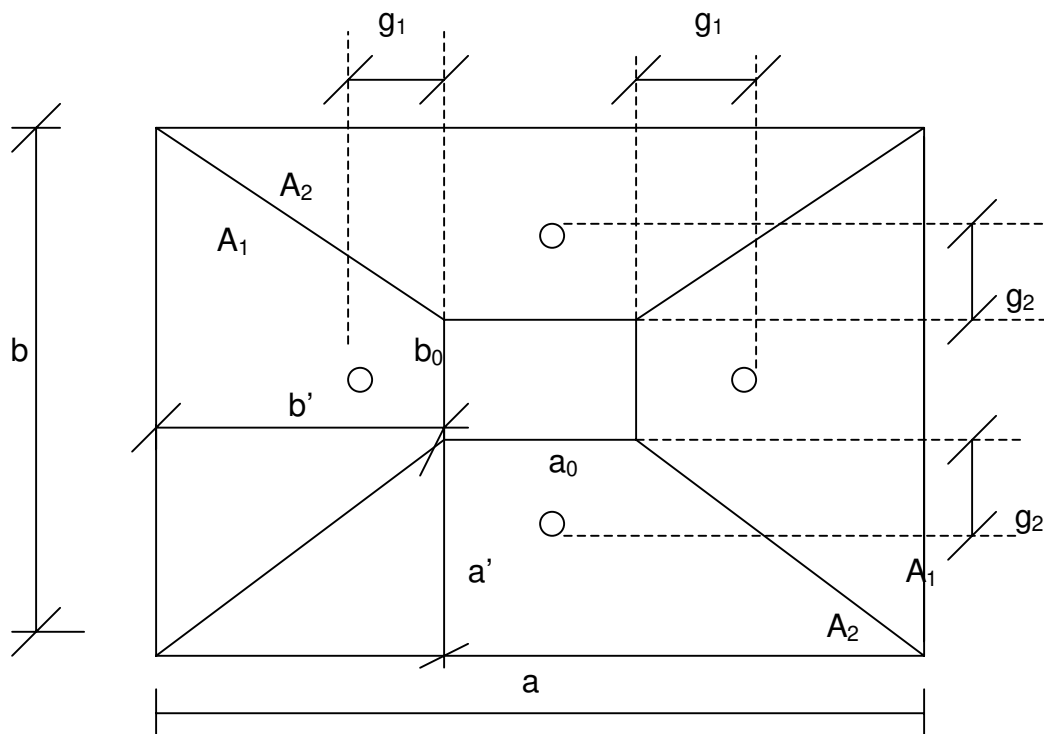


Figura 6.20– Geometria da base da sapata e
Localção do centro de gravidade

Os momentos fletores nas abas são calculados pelas expressões:

$$m_1 = P_1 \cdot g_1$$

$$m_1 = 33,80 \cdot 14,5 = 490,10 \text{ KN.cm}$$

$$m_2 = P_2 \cdot g_2$$

$$m_2 = 33,80 \cdot 14,5 = 490,10 \text{ KN.cm}$$

Armadura da sapata

$$m_{d1} = \gamma_f \cdot m_1 = 1,4 \cdot 490,10 = 686,10 \text{ KN.cm}$$

$$b_w = b_p = 25$$

$$d = h - 3 \text{ cm}$$

$$K_c = \frac{b_w \cdot d^2}{m_d} = \frac{25 \cdot 57^2}{686,10} = 118,4 \Rightarrow K_s = 0,023$$

$$A_s = \frac{k_s m_d}{d}$$

$$A_{s,b} = \frac{0,023 \cdot 686,10}{57} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin,b} = 0,10\% bw.h = 0,10/100 \cdot 25.60 = 1,50 \text{ cm}^2 \quad A_{sadoado,b} = 3 \varnothing 8 \text{ mm}$$

$$A_{sefetivo} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Como $b_0 = a_0$ e $b=a$, o cálculo da armadura para o momento m_2 é idêntico ao desenvolvido p/ o momento m_1 e portanto $A_{s,a} = 1,50 \text{ cm}^2$ ($3\varnothing 8 \text{ mm}$)

É necessário a verificação ao puncionamento:

$$P'_d = \gamma_f \cdot P'$$

$$P'_d = 1,40 \cdot 132,5 = 185,5 \text{ KN}$$

$$\tau_{wd} = \frac{P'_d}{\mu \cdot d} \leq \tau_{wu}$$

$$\mu = (a_0 + d + b_0 + d) \cdot 2$$

$$\mu = (20 + 57 + 20 + 57) \cdot 2 = 308,0 \text{ cm}$$

$$\tau_{wd} = \frac{185,5}{308,0 \cdot 57} = 0,01 \text{ KN/cm}^2 = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wu} = 0,63 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}}{\gamma_c}$$

$$\tau_{wu} = 0,63 \cdot \frac{\sqrt{15} \text{ (MPa)}}{1,4} = 1,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wd} = 0,11 \text{ MPa} \leq \tau_{wu} = 1,74 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

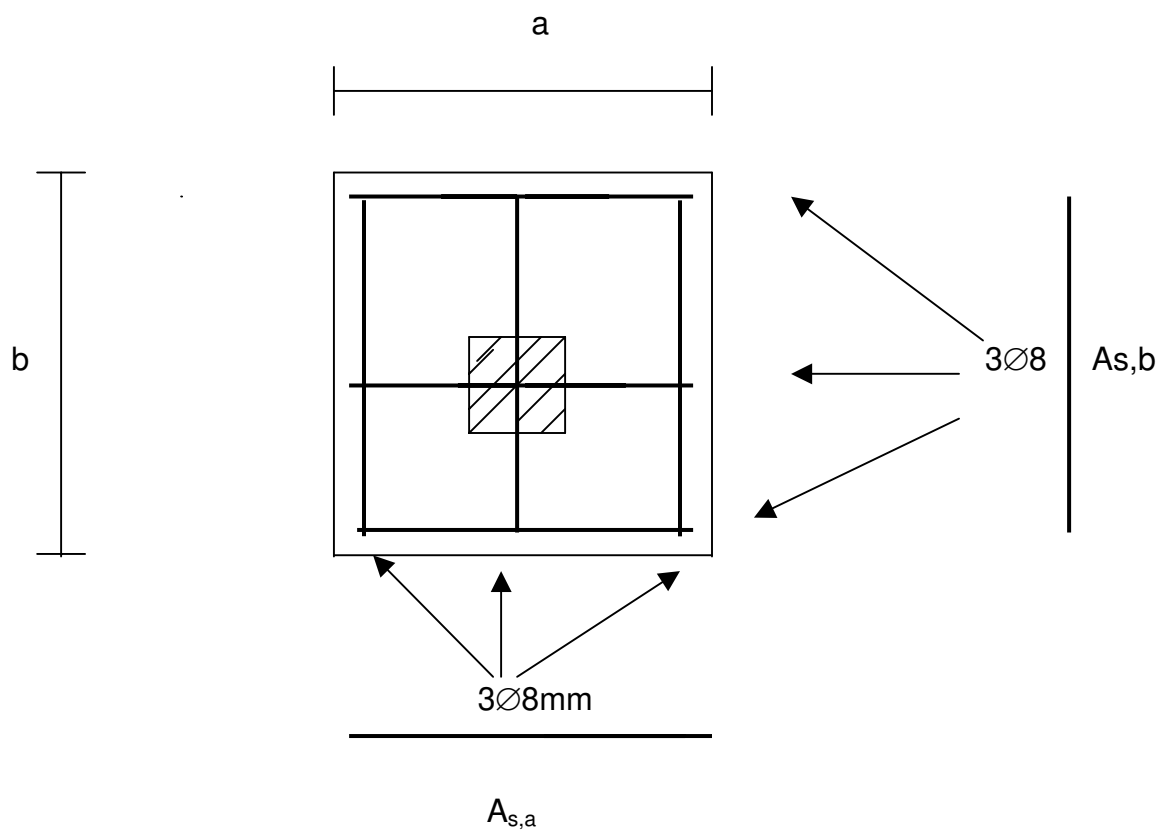


Figura 6.20– Posição da armadura

7. CONCLUSÃO

O presente trabalho foi desenvolvido pautado na seguinte premissa: as construções, cuja finalidade de uso seja de abrigo para animais de pequeno, médio ou grande porte, podem ser padronizadas sobre o ponto de vista estrutural. O padrão adotado foi o de um galpão com cobertura de duas águas, composto de treliça para a cobertura e de elementos lineares – vigas e pilares, para as demais partes resistentes da edificação. Uma compilação das etapas e das diretrizes gerais que envolvem a elaboração do projeto estrutural para esse tipo de construção rural foi elaborada, mencionando, quando pertinente, a literatura fundamental e os documentos oficiais normativos necessários para o seu desenvolvimento. O trabalho teve como meta oferecer subsídios ao profissional da Engenharia Agrícola, na atividade voltada à definição de projetos de construções rurais. Tendo em vista que os aspectos funcionais da construção só podem ser definidos pelo engenheiro agrícola, o texto ora apresentado tem como papel oferecer as ferramentas necessárias para garantir a autonomia e agilidade do profissional nessa tarefa.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AKEMI, I. SHIMBO, I. Construções de edifícios em madeira de eucalipto: Experiências Desenvolvidas. In: **Encontro Brasileiro em madeiras e em Estruturas de madeira 4**, 1998 Florianópolis Santa Catarina - . Anais
- ANDRADE, J.R.L. **Estruturas Correntes de Concreto Armado**. São Carlos, 1982 (Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Publicação 011/86 – Reimpressão).
- ARDUINI, A. M. V. **Algumas diretrizes para a elaboração de um projeto de estruturas em concreto armado**. São Carlos, s/d. (Tese de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos USP)
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças Devidas ao Vento em Edificações. NBR 6123**, Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e Segurança das Estruturas. NBR 8681**, Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificação. NBR 6120**, Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. NBR 6118**, Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de Estruturas de Madeira. NBR 7190**, Rio de Janeiro, 1997.
- BAÊTA, F.C. Benfeitorias Rurais-planejamento. In: **Encontro Nacional de Técnicos e Pesquisadores de Construções Rurais 1**, 1990, São Paulo, p. 01-08.(segundo artigo)
- BARBOSA, J.C., et al. **Projeto Tecnológico para Edificações**. São Carlos: Departamento de Arquitetura da Escola de Engenharia, 1996 (Trabalho apresentado na disciplina Projeto Tecnológico para Edificações, do programa de Mestrado)
- BONETT, L. P., MONTICELLI, C.J. **Suínos**. O produtor pergunta, a Embrapa responde. Brasília, EMBRAPA –SPI. 1997,243p (Concórdia: Embrapa Suínos e Aves).
- BUENO, C.F.H. Bovinocultura de leite e corte. In: **ENCONTRO NACIONAL DE TÉCNICOS E PESQUISADORES DE CONSTRUÇÕES RURAIS 1**. Lavras. 1990, (p.01-19).(quarto artigo).
- CALIL, C. JUNIOR et al, **Estruturas de madeira SET 406**. São Carlos, EESC-USP, 2000. Departamento de Engenharia de Estruturas (p.12).

- CLARO, A.T. **Construções Rurais: Cargas Atuantes nas Fundações e sua Implantação em Solos Arenosos do Interior do estado de São Paulo**. Campinas, UNICAMP, 1998. (Dissertação de Mestrado)(p-210)..
- ETERNIT, **Telhas**. São Paulo, S.P. – catálogo técnico.
- FERNANDES, GILSON B., EC 601- **Ações e segurança das estruturas** P-GR-601-100 a P-GR-601-400. Campinas, UNICAMP, 1997.
- FERNANDES, GILSON B., EC 702 – **Aços para concreto armado I** P-GR-702-300 Limeira, UNICAMP, 1980.
- FUSCO,P.B. **Estruturas de concreto**. Solicitações Normais. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1981.
- FUSCO,P.B. **Estruturas de concreto**. Fundamentos do Projeto Estrutural. V1. Rio de Janeiro, MacGRAW-HILL, 1986.
- FUSCO,P.B. **Estruturas de concreto**. Introdução ao Projeto Estrutural. São Paulo, Universidade de São Paulo Escola Politécnica, 1985.
- GAIDO, A. et al. **Manual de Materiais do Departamento de Edifícios e Obras Públicas**. 1986. São Paulo.
- GONÇALVES, R. SORIANO, J., **Estruturas de Concreto Armado** , FA-714. Campinas, UNICAMP, 2000 – curso de Engenharia Agrícola da FEAGRI – Departamento de construções Rurais.
- HANAI, J.B, BALLARIN, A.W.; .Pré-moldados de argamassa armada nas construções rurais. In: **Encontro Nacional de Técnicos e Pesquisadores de Construções Rurais 1**, 1990, São Paulo (12º artigo1-19).
- LAHR, A.R. Aspectos Históricos do Emprego das Estruturas de Madeira para Coberturas. In: **Encontro Brasileiro em madeiras e em Estruturas de madeira 1**, 1983 São Carlos – SP. Anais.
- LEAL,P. A M. Ambiência animal. In: **Encontro Nacional de Técnicos e Pesquisadores de Construções Rurais 1**, 1990, São Paulo(p.01-16)(3ºartigo).
- LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. **Construções de concreto. Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. Interciência, 1978, Vol.3.
- MAGALHÃES, L. F. C. A construção industrializada no meio rural. In: **Encontro Nacional de Técnicos e Pesquisadores de Construções Rurais 1**, 199(p.01-12)(10ºartigo), São Paulo .

- MASSARO JR., **Manual de concreto armado**. 3.ed. São Paulo, Nobel, 1983, V1.
- MOLITERNO, A., **Caderno de Projetos de Telhados em Estruturas de Madeira**. São Paulo, Edgard Blücher Ltda, 1981.
- MORAES, M.C. **Estruturas de fundações**. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 1976.
- MORENO, A, Jr. **Cálculo de Pilares em edifícios de concreto armado**. Campinas, UNICAMP, 1989.
- MORENO, A, Jr. **Concreto Armado II** , (P- GR-802-300). Campinas, UNICAMP, 1993 (a).
- MORENO, A, Jr. **Concreto Armado II** , (P- GR-802-400). Campinas, UNICAMP, 1993 (b).
- NÄÄS, I. A. Importância da Instalação no controle do ambiente para produção de suínos. In **Suinocultura**. Campinas, SBZ, 1990.
- NÄÄS, I. A. **Princípio de conforto térmico na produção animal**. São Paulo, Ícone, 1989.
- PEREIRA,M.F., **Construções Rurais** 4.ed. Rio de Janeiro, Nobel, 1987.
- PETRUCCI, E.G.R. - **Materiais de construção**. Rio de Janeiro, Editora Globo. 1982, 6° edição.
- PINHEIRO, L.M. **Concreto Armado – Tabelas e ábacos**. São Carlos, 1986 (Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Publicação 020/86 – Reimpressão).
- PUCCINI, C. A. **Estruturas de Cobertura Treliçada em madeira: Análise das Soluções Adotadas para o meio Rural**. Campinas, UNICAMP, 1997. (Dissertação de Mestrado) apud TANAAMI, R.G.;LAHR, F.A.R.; BARROS JR., A importância da verificação das estruturas de madeira quando existe modificação no tipo de ocupação da construção. In: **XXII CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA**, Ilhéus, Bahia, 1993. Anais. v1. p37-41.
- REQUENA, J.A., **Ações e Segurança das Estruturas**, EC-601 – Faculdade de Engenharia Civil . FEC – Departamento de estruturas. Universidade Estadual de Campinas –1998
- ROCHA, A. M. **Novo Curso Prático de Concreto Armado**. 15 ed. Rio de Janeiro, Científica, 1976, V1.
- SANTOS, L.M. **Cálculo de Concreto Armado**. 2ed. São Paulo, LMS Ltda, 1983, V.1

SANTOS NETTO, P. **Resistência do Concreto à Força Cortante em peças Fletidas**. São Carlos, 1977 (Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Publicação 006/85 – Reimpressão)

SILVA, I. J. O., NÄÄS, I. A. **Zootecnia de precisão: um novo conceito a um desafio para a ambiência na Engenharia Agrícola**. Boletim Informativo do grupo de Estudo "Luiz de Queiroz", v.7, n.2, p.6. 1998.

SÜSSEKIND, J.C., **Curso de Análise Estrutural**, 4ªed. Porto Alegre, Globo, 1991, vol.1

SÜSSEKIND, J.C., **Curso de Concreto 1**, Rio de Janeiro, Globo, 1987, vol.1

TANAAMI, R. G., **Estruturas de Madeira**, FA-714. Campinas, UNICAMP, sem data. Departamento de construções Rurais.

ZAGOTTIS, D., **Pontes e grandes estrutura**, IV Introdução da segurança no projeto estrutural Universidade de São Paulo Escola Politécnica, 1981.

ANEXO

ANEXO

Tabela A. 1 - Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento (U=12%)

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{12\%}$ (Kg/m ³)	E_{50} (MPa)	E_{10} (MPa)	E_{90} (MPa)	E_r (MPa)	E_{co} (MPa)	n
Angelim Araroba	Vataireopsis araroba	688	50.5	69.2	3.3	7.1	12876	15
Angelim Ferro	Hymenobium spp	1170	79.5	117.8	3.7	11.8	20827	20
Angelim Pedra	Hymenobium petraeum	694	59.8	75.5	3.5	8.8	12912	39
Angelim Pedra Verdadeiro	Dinizia excelsa	1170	76.7	104.9	4.8	11.3	16694	12
Branquilha	Terminalia spp	803	48.1	87.9	3.2	9.8	13481	10
Cafearana	Andira spp	677	59.1	79.7	3.0	5.9	14098	11
Canafistula	Cassia ferruginea	871	52.0	84.9	6.2	11.1	14613	12
Casca Grossa	Vochysia spp	801	56.0	120.2	4.1	8.2	16224	31
Castele	Gossypiospermum praecox	759	54.8	99.5	7.5	12.8	11105	12
Cedro Amargo	Cedrela odorata	504	39.0	58.1	3.0	6.1	9839	21
Cedro Doce	Cedrela spp	500	31.5	71.4	3.0	5.6	8058	10
Champagne	Dipteryx odorata	1090	93.2	133.5	2.9	10.7	23002	12
Cupiba	Goupia glabra	838	54.4	62.1	3.3	10.4	13627	33
Cutiaba	Qualea parsonsii	1221	83.8	86.2	3.3	11.1	19426	13
E. Alba	Eucalyptus alba	705	47.3	69.4	4.6	9.5	13409	24
E. Camaldulensis	Eucalyptus camaldulensis	899	48.0	78.1	4.6	9.0	13286	18
E. Citriodora	Eucalyptus citriodora	999	62.0	123.6	3.9	10.7	18421	68
E. Cloeziana	Eucalyptus cloeziana	822	51.8	90.8	4.0	10.5	13963	21
E. Dumii	Eucalyptus dumii	690	48.9	139.2	6.9	9.8	18029	15
E. Grandis	Eucalyptus grandis	640	40.3	70.2	2.6	7.0	12813	103
E. Maculata	Eucalyptus maculata	931	63.5	115.6	4.1	10.6	18099	53
E. Maidene	Eucalyptus maidene	924	48.1	83.7	4.8	10.3	14431	10
E. Microcorvus	Eucalyptus microcorvus	929	54.9	118.6	4.5	10.3	16782	31
E. Paniculata	Eucalyptus paniculata	1087	72.7	147.4	4.7	12.4	19881	29
E. Propinqua	Eucalyptus propinqua	952	51.6	89.1	4.7	9.7	15561	63
E. Punctata	Eucalyptus punctata	948	78.5	125.6	6.0	12.9	19360	70
E. Saligna	Eucalyptus saligna	731	46.8	95.5	4.0	8.2	14933	67
E. Tereticornis	Eucalyptus tereticornis	899	57.7	115.9	4.6	9.7	17198	29
E. Triantha	Eucalyptus triantha	755	53.9	100.9	2.7	9.2	14617	08
E. Umbra	Eucalyptus umbra	889	42.7	90.4	3.0	9.4	14577	08
E. Urophylla	Eucalyptus urophylla	739	46.0	85.1	4.1	8.3	13166	86
Garapa Roxinha	Apuleia leiocarpa	892	78.4	108.0	6.9	11.9	18359	12
Guacatara	Luetzelburgia spp	825	71.4	115.6	4.2	12.5	14624	11
Guaracá	Peltophorum vogelii	919	62.4	70.9	5.5	15.5	17212	13
Ipê	Tabebuia serratifolia	1068	76.0	96.8	3.1	13.1	18011	22
Jacobi	Hymenaea spp	1074	93.3	157.5	3.2	15.7	23607	20
Louro Preto	Ocotea spp	684	56.5	111.9	3.3	9.0	14185	24
Maçuranduba	Manilkara spp	1143	82.9	138.5	5.4	14.9	22733	12
Mandiocqueira	Qualea spp	856	71.4	89.1	2.7	10.6	18971	16
Oliteira Amarela	Clarisia racemosa	756	69.9	82.5	3.9	10.6	14719	12
Quaruburana	Erisma uncinatum	544	37.8	58.1	2.6	5.8	9067	11
Sucupira	Dipterocarpus spp	1106	95.2	123.4	3.4	11.8	21724	12
Tatajuba	Bagassa guianensis	940	79.5	78.8	3.9	12.2	19583	10

Tabela A. 2- Valores médios de madeiras coníferas nativas e de florestamento

Nome comum (coníferas)	Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}$ (Kg/m ³)	f_{c0} (MPa)	f_{t0} (MPa)	f_{90} (MPa)	f_v (MPa)	E_{c0} (MPa)	n
Pinho do Paraná	<i>Amuraria angustifolia</i>	580	40.9	93.1	1.6	8.8	15225	15
Pinus caribea	<i>Pinus caribea</i> var. <i>caribea</i>	579	35.4	64.8	3.2	7.8	8431	28
Pinus bahamensis	<i>Pinus caribea</i> var. <i>bahamensis</i>	537	32.6	52.7	2.4	6.8	7110	32
Pinus hondurensis	<i>Pinus caribea</i> var. <i>hondurensis</i>	535	42.3	90.3	2.6	7.8	9868	99
Pinus elliottii	<i>Pinus elliottii</i> var. <i>elliottii</i>	560	40.4	66.0	2.5	7.4	11889	21
Pinus oocarpa	<i>Pinus oocarpa</i> sblode	538	43.6	60.9	2.5	8.0	10904	71
Pinus taeda	<i>Pinus taeda</i> L.	645	44.4	82.8	2.8	7.7	13304	15

$\rho_{ap(12\%)}$ = massa específica aparente a 12% de umidade

f_{c0} = resistência à compressão paralela às fibras

f_{t0} = resistência à tração paralela às fibras

f_{90} = resistência à tração normal às fibras

f_v = resistência ao cisalhamento

E_{c0} = módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras

n = número de corpos de prova ensaiados

$\rho_{ap(12\%)}$ = massa específica aparente a 12% de umidade

f_{c0} = resistência à compressão paralela às fibras

f_{t0} = resistência à tração paralela às fibras

f_{90} = resistência à tração normal às fibras

f_v = resistência ao cisalhamento

E_{c0} = módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras

n = número de corpos de prova ensaiados

Tabela A .3 - Valores de K_{mod1}

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada	Madeira recomposta
	Madeira laminada colada	
	Madeira compensada	
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,80	0,65
Curta duração	0,90	0,90
Instantânea	1,10	1,10

Tabela A .4 - Valores de K_{mod2}

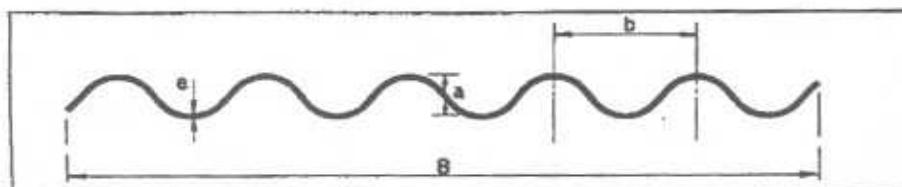
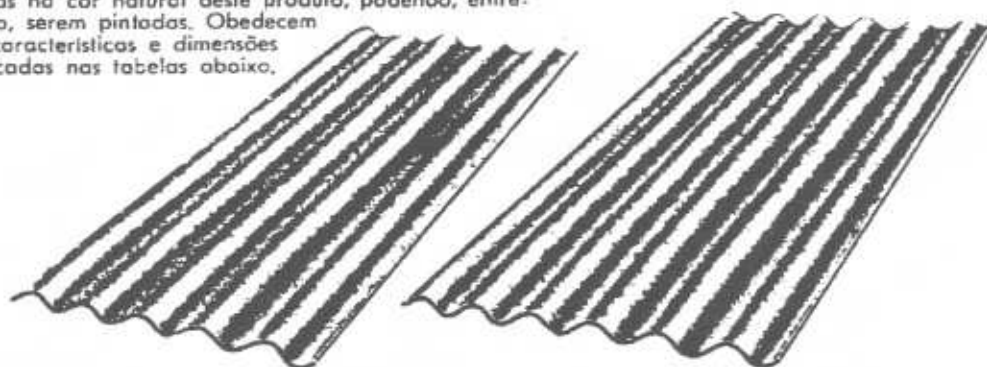
Classes de umidade	Tipos de madeira	
	Madeira serrada	Madeira recomposta
	Madeira laminada colada	
	Madeira compensada	
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9

Tabela A .5 - Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
	$U_{amb} \leq 85\%$	

ESPECIFICAÇÕES DAS CHAPAS

As chapas onduladas de fibro-cimento são fabricadas na cor natural deste produto, podendo, entretanto, serem pintadas. Obedecem às características e dimensões indicadas nas tabelas abaixo.



CARACTERÍSTICAS

DIMENSÃO	REFERÊNCIA	VALOR NOMINAL
Comprimento da chapa	L	0,91 m
		1,22 m
		1,53 m
		1,83 m
		2,13 m
		2,44 m
		3,05 m
Largura da chapa	B	0,92 m
		1,10 m
Espessura da chapa	e	6-8 mm
Altura das ondas	a	51 mm
Largura das ondas	b	177 mm
PESO: e = 6 mm 13,3 kg/m ²		
e = 8 mm 17,7 kg/m ²		

COMPRIMENTOS - PESOS - ÁREAS

LARGURA	B = 0,92 m			B = 1,10 m		
	Peso kg		Área da chapa m ²	Peso kg		Área da chapa m ²
	e = 6 mm	e = 8 mm		e = 6 mm	e = 8 mm	
Comprimento m						
0,91	11,2	14,8	0,84	13,2	17,6	1,00
1,22	14,8	19,8	1,12	17,6	23,5	1,34
1,53	18,6	24,8	1,41	22,1	29,5	1,68
1,83	22,3	29,6	1,68	26,5	35,2	2,01
2,13	26,1	34,6	1,96	30,8	41,0	2,34
2,44	29,7	39,6	2,24	35,3	47,0	2,68
3,05	37,2	49,6	2,81	44,1	58,8	3,35

RECOBRIMENTOS

Recobrimento longitudinal é o remonte das chapas no sentido de seu comprimento, ou seja, no sentido da inclinação do telhado (conf. fig. 4) e deve ser no mínimo de:

140 mm para inclinação de 15° ou mais
200 mm para inclinação de 10° a 15°

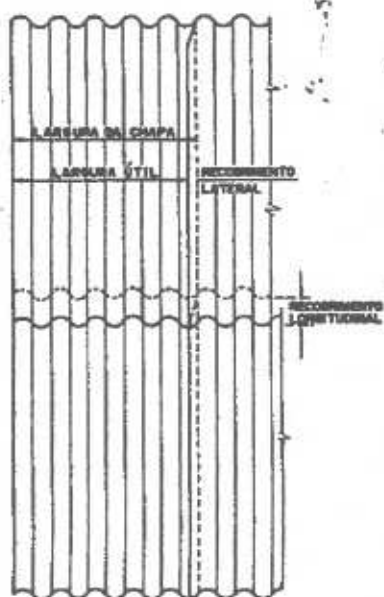


Fig. 5



Fig. 4

As figuras n.ºs 5 e 6 mostram a posição das terças, chapas e recobrimentos. Na página seguinte encontra-se a tabela A, que mostra as áreas úteis para cada comprimento de chapa e condições de recobrimento especificadas.

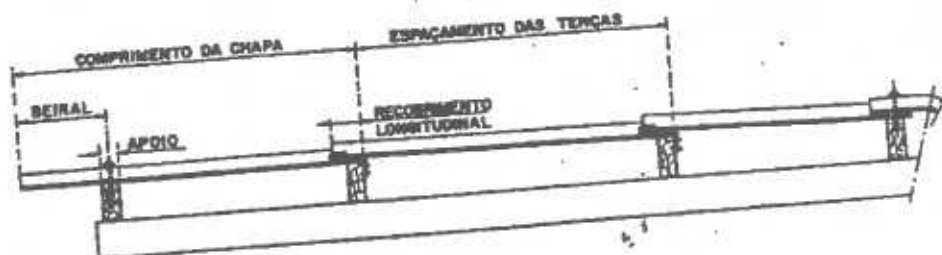


Fig. 6

Recobrimento lateral é o remonte das chapas no sentido de sua largura, conforme figura abaixo. Este recobrimento é de 50 mm aproximadamente, para inclinações superiores a 10°. Para coberturas sujeitas a condições desfavoráveis, o recobrimento lateral poderá ser, excepcionalmente, de 230 mm — vide figura 7B.

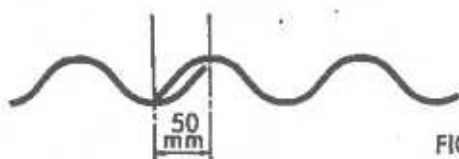


FIG. 7 A



FIG. 7 B

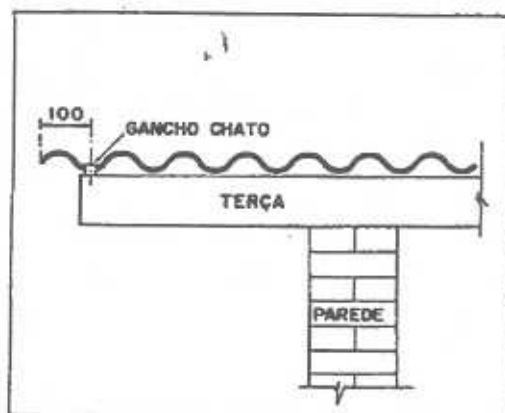
DIMENSÕES E ÁREA ÚTIL DAS CHAPAS
TABELA A

Comprimento nominal	Largura útil		Comprimento útil para recobrimento longitudinal		Área útil para recobrimento longitudinal			
					140 mm		200 mm	
	B = 0,92 m	B = 1,10 m	140mm	200mm	B = 0,92 m	B = 1,10 m	B = 0,92 m	B = 1,10 m
m	m	m	m	m	m²	m²	m²	m²
0,91	0,87	1,05	0,77	0,71	0,67	0,81	0,62	0,74
1,22	0,87	1,05	1,08	1,02	0,94	1,13	0,89	1,07
1,53	0,87	1,05	1,39	1,33	1,21	1,46	1,16	1,40
1,83	0,87	1,05	1,69	1,63	1,47	1,77	1,42	1,71
2,13	0,87	1,05	1,99	1,93	1,73	2,09	1,68	2,03
2,44	0,87	1,05	2,30	2,24	2,00	2,41	1,95	2,35
3,05	0,87	1,05	2,91	2,85	2,53	3,05	2,48	2,99

BEIRAIS

Os comprimentos em balanço das chapas são:
beirais sem calha: máximo 400 mm — mínimo 250 mm
beirais com calha: máximo 250 mm — mínimo 100 mm

As medidas acima são consideradas a partir dos pontos de fixação das chapas. Tratando-se de composição arquitetônica, o comprimento mínimo em balanço dos beirais sem calha pode ser reduzido para 100 mm, devendo, neste caso, os elementos estruturais serem devidamente protegidos. O balanço das chapas no sentido da largura das mesmas não deverá ser superior a 100 mm, a partir dos pontos de fixação. As figuras abaixo ilustram ambos os casos.



ESPAÇAMENTO DAS TERÇAS

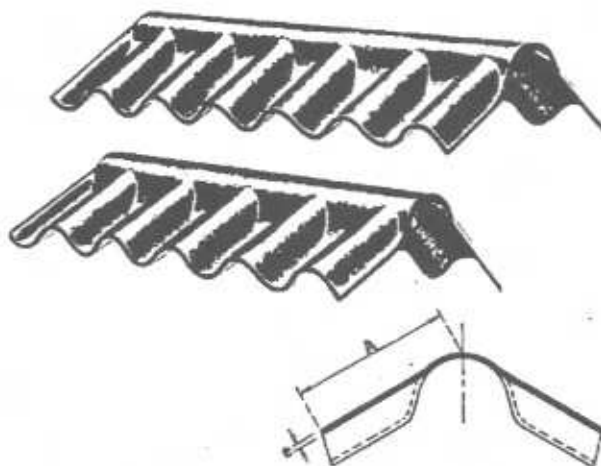
O espaçamento máximo das terças entre eixos é de 1,69 m para as chapas de 6 mm de espessura e de 1,99 m para as chapas de 8 mm de espessura. Eventuais terças intermediárias devem estar no mesmo plano das adjacentes. De preferência, as chapas de menor comprimento devem ser colocadas a partir da cumeeira.

PEÇAS DE CONCORDÂNCIA

Essas peças, especialmente estudadas para o arremate eficiente dos telhados executados com Chapas Onduladas de Fibro-Cimento Brasilit, são fabricadas nos seguintes tipos:

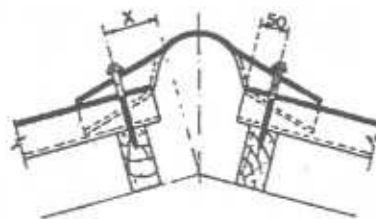
CUMEEIRA UNIVERSAL

Para serem utilizadas em telhados com inclinações de 10° a 30°. A sua fixação é feita por meio de um parafuso ou um gancho com rosca em cada aba, na crista de 2.ª e 5.ª e 2.ª e 6.ª ondas, respectivamente, para cumeeiras de 0,92 e 1,10 m de comprimento, conforme figura e indicações da tabela. Usar parafusos de 150 mm em telhados cuja inclinação varie de 10° a 20°; nos acima de 20° usar parafusos de 110 mm.



DIMENSÃO	REF.	VALOR NOMINAL
Comprimento total	L	0,92 m 1,10 m
Largura da Aba	A	280 mm
Espessura	e	6 mm
PESO	L=0,92 m L=1,10 m	8,0 kg 9,5 kg

INCLINAÇÃO DO TELHADO	TERÇAS 6 X 12 cm	TERÇAS 6 X 16 cm
	X mm	X mm
10°	130	120
de 11° a 15°	115	100
de 16° a 20°	100	85
de 21° a 25°	90	70
de 26° a 30°	85	60

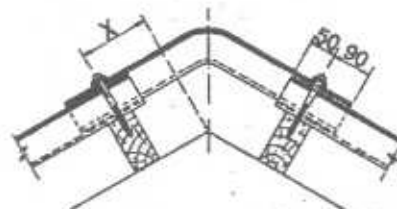


CUMEEIRA NORMAL

Fabricada nos ângulos $\leq 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ$ e 30° . Para ser utilizada em telhados com as inclinações acima. A sua fixação é feita por meio de um parafuso ou um gancho com rosca em cada aba, na crista da 2ª e 5ª e 2ª e 6ª ondas, respectivamente, para cumeeiras de 0,92 e 1,10 m de comprimento, conforme figura e indicações da tabela.

DIMENSÃO	REF.	VALOR NOMINAL
Comprimento total	L	0,92 m 1,10 m
Largura da aba	A	280 mm
Espessura	e	6 mm
PESO	L = 0,92 m L = 1,10 m	8,1 kg 9,6 kg

INCLINAÇÃO DO TELHADO	TERÇA 6 X 12 cm	TERÇA 6 X 16 cm
	X mm	X mm
10°	170	160
15°	160	150
20°	145	130
25°	135	115
30°	120	100

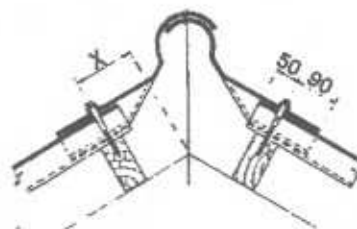
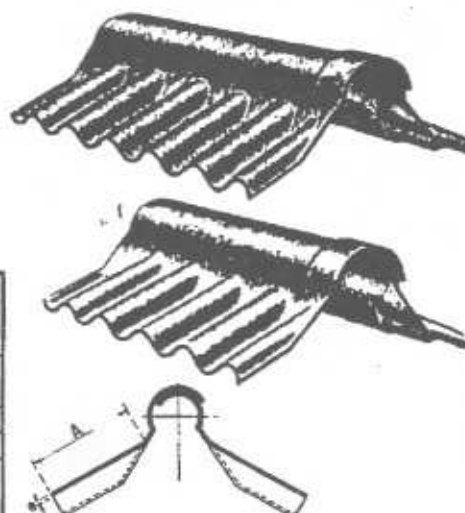


CUMEEIRA ARTICULADA

Para serem utilizadas em telhados com inclinações de 10." a 30.". Essas cumeeiras, fabricadas em duas peças, adaptam-se perfeitamente a quaisquer inclinações de telhados até 30.". Sua fixação é feita por meio de um parafuso ou um gancho com rosca em cada aba na crista da 2ª e 5ª e 2ª e 6ª ondas, respectivamente, para cumeeiras de 0,92 e 1,10 m de comprimento, conforme figura e indicações da tabela.

DIMENSÃO	REF.	VALOR NOMINAL
Comprimento total	L	0,92 m 1,10 m
Largura da aba	A	260 mm
Espessura	e	6 mm
Peso total das duas Peças:	L = 0,92 m L = 1,10 m	11,0 kg 12,8 kg

INCLINAÇÃO DO TELHADO	TERÇA 6 X 12 cm	TERÇA 6 X 16 cm
	X mm	X mm
10°	195	190
15°	175	165
20°	160	145
25°	140	120
30°	115	90



Especificações extraídas da norma NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações

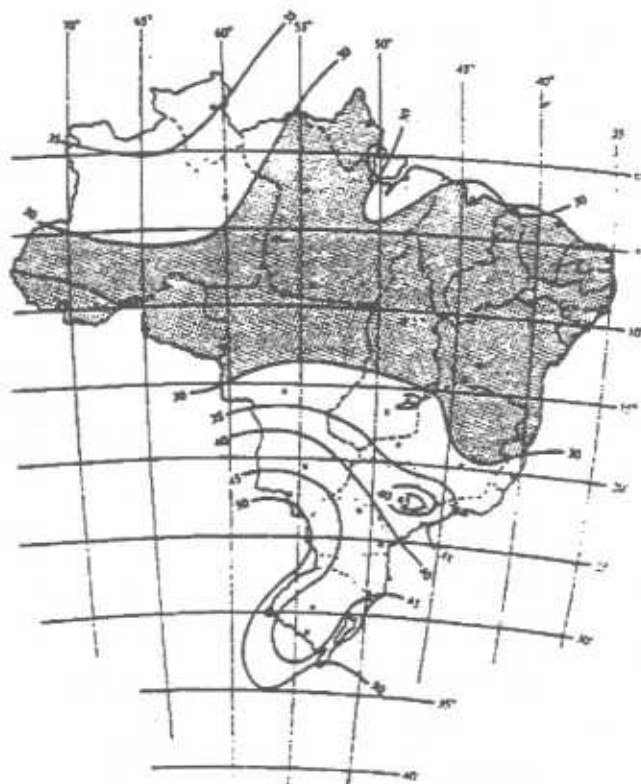


Figura A 1 – Isopletas da Velocidade Básica

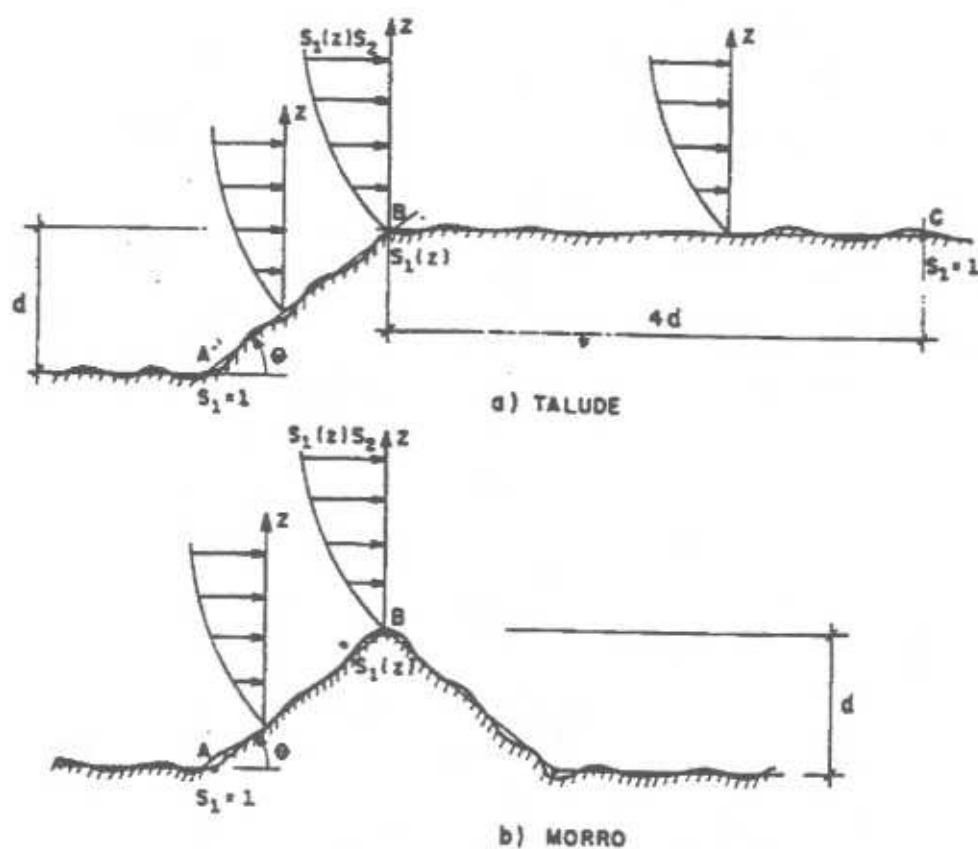


Figura A 2 - Fator S_1 Taludes e Morros

Ponto A $\Rightarrow$ terreno plano

Ponto B $\Rightarrow$ ativo com aumento de velocidade

Ponto C $\Rightarrow$ vale protegido com diminuição de velocidade

- a) Terreno plano com poucas ondulações $S_1 = 1,0$
- b) Vales protegidos com diminuição de velocidade $S_1 = 0,9$
- c) Taludes e morros – correção da velocidade a partir do ângulo do talude ou adotar a simplificação $S_1 = 1,1$

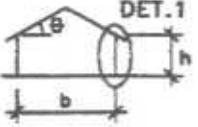
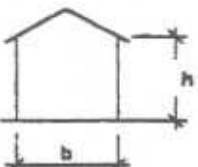
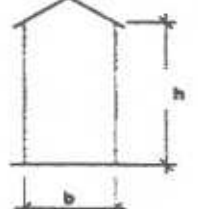
C A T E G O R I A															
x (m)	I CLASSES			II CLASSES			III CLASSES			IV CLASSES			V CLASSES		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	0,93	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	0,25	0,23	0,20	0,20	0,18
300	--	--	--	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	--	--	--	--	--	--	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1,32	1,32	1,32
500	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1,34	1,34	1,34

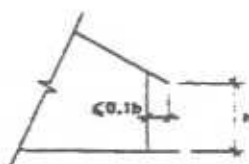
Tabela A.6 Fator S_2

Tabela A.7 Valores mínimos para o Fator S_3

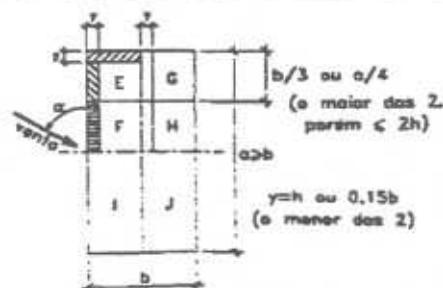
GRUPO	DESCRIÇÃO	S_3
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações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

Tabela A.8 Coeficiente de pressão e de forma, externos, para telhados tipo duas águas

Altura relativa	θ	valores de c_s para				C_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
 $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4	—	-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2	—	-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0	—	—	-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,8	-0,8	—	—	-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6	—	—	—	-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6	—	—	—	-1,1
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0	—	—	-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8	—	—	—	—
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8	—	—	—	—
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	-
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5	—	—	—
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0	—	—	—
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7	—	—	—	—
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7	—	—	—	—



DETALHE 1



Nota: a) O coeficiente de forma C_{pe} na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.

b) Nas zonas em torno de partes de edificações salientes ao telhado (chaminés, reservatórios, torres, etc.) deve ser considerado um coeficiente de forma $C_{pe} = 1,2$, até uma distância igual metade distância.

Entrada de dados do SAP-90

SYSTEM

L=3 : numero de condições de carga

JOINTS : definição dos nos do modelo estrutural, em coord. Globais

1	X=0	Y=0
3	X=161.8	Y=0
5	X=354.0	Y=0
7	X=546.2	Y=0
9	X=750	Y=0
11	X=953.8	Y=0
13	X=1146	Y=0
15	X=1338.2	Y=0
2	X=161.8	Y=43.4
4	X=354.0	Y=94.9
6	X=546.2	Y=146.4
8	X=750	Y=200
10	X=953.8	Y=146.4
12	X=1146	Y=94.9
14	X=1338.2	Y=43.4
16	X=1500	Y=0

RESTRAINTS : vinculacao (restricoes dos nos)

1 16 1 R= 0,0,1,1,1,1 : elemento no plano X-Y

1 R= 1,1,1,1,1,1 : apoio fixo

16 R= 0,1,1,1,1,1 : apoio móvel

FRAME : propriedades e definição dos elementos

NM=1 : um tipo de seção

1 A=96 E= 2360.7 : dados secao 1

1	1	2	M=1	LP=1
2	2	4	M=1	LP=1
3	4	6	M=1	LP=1
4	6	8	M=1	LP=1
5	8	10	M=1	LP=1
6	10	12	M=1	LP=1
7	12	14	M=1	LP=1
8	14	16	M=1	LP=1
9	1	3	M=1	LP=1
10	3	5	M=1	LP=1
11	5	7	M=1	LP=1
12	7	9	M=1	LP=1
13	9	11	M=1	LP=1
14	11	13	M=1	LP=1
15	13	15	M=1	LP=1
16	15	16	M=1	LP=1
17	2	3	M=1	LP=1
18	2	5	M=1	LP=1
19	4	5	M=1	LP=1
20	4	7	M=1	LP=1
21	6	7	M=1	LP=1
22	6	9	M=1	LP=1
23	8	9	M=1	LP=1
24	9	10	M=1	LP=1
25	10	11	M=1	LP=1
26	11	12	M=1	LP=1
27	12	13	M=1	LP=1
28	13	14	M=1	LP=1

29 14 15 M=1 LP=1

LOADS		: forcas aplicadas nos nos		
2	14	12	L=1	F=0,-1.39
4	12	8	L=1	F=0,-0.86
6	10	4	L=1	F=0,-1.02
8			L=1	F=0,-1.13
2			L=2	F=-1.50,5.60
4			L=2	F=-1.05,3.93
6			L=2	F=-1.07,3.98
8			L=2	F=0,4.17
10			L=2	F=1.07,3.98
12			L=2	F=1.05,3.93
14			L=2	F=1.50,5.60
2			L=3	F=0.25,-0.9
4			L=3	F=0.18,-0.66
6			L=3	F=0.18,-0.66
8			L=3	F=0,-0.70
10			L=3	F=-0.18,-0.66
12			L=3	F=-0.18,-0.66
14			L=3	F=-0.25,-0.9

COMBO

1	C=1.4,0,0
2	C=0.9,1.4,0
3	C=1.4,0,1.05
4	C=0,1,0
5	C=0,0,1

TREMAD7

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	1-3 PLANE	AXIAL	
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT TORQ
1 _____					
1	-20.72				
2	70.95				
3	-31.14				
4	60.20				
5	-9.92				
2 _____					
1	-16.65				
2	58.17				
3	-25.22				
4	49.19				
5	-8.16				
3 _____					
1	-13.81				
2	48.29				
3	-20.93				
4	40.84				
5	-6.78				
4 _____					
1	-10.93				
2	38.98				
3	-16.67				
4	32.86				
5	-5.46				
5 _____					
1	-10.93				
2	38.98				
3	-16.67				
4	32.86				

5 -5.46

6

1 -13.81

2 48.29

3 -20.93

4 40.84

5 -6.78

7

1 -16.65

2 58.17

3 -25.22

4 49.19

5 -8.16

8

1 -20.72

2 70.95

3 -31.14

4 60.20

5 -9.92

9

1 20.02

2 -68.53

3 30.08

TREMAD7

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	1-3 PLANE	AXIAL
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR
				MOMENT TORQ
4	-58.14			
5	9.58			
10				
1	20.02			
2	-68.53			
3	30.08			
4	-58.14			
5	9.58			
11				
1	16.09			
2	-54.08			
3	24.10			
4	-46.02			
5	7.63			
12				
1	13.34			
2	-43.08			
3	19.77			
4	-36.89			
5	6.12			
13				
1	13.34			
2	-43.08			
3	19.77			
4	-36.90			
5	6.12			
14				
1	16.09			
2	-54.08			

3 24.10
4 -46.02
5 7.63

15 _____

1 20.02
2 -68.53
3 30.08
4 -58.14
5 9.58

16 _____

1 20.02
2 -68.53
3 30.08
4 -58.14
5 9.58

17 _____

1 .00
2 .00
3 .00
4 .00
5 .00

18 _____

1 -4.03

TREMAD7

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	1-3 PLANE	AXIAL
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR
				MOMENT TORQ
2	14.81			
3	-6.13			
4	12.43			
5	-2.00			
19				
1	.89			
2	-3.26			
3	1.35			
4	-2.74			
5	.44			
20				
1	-3.06			
2	12.27			
3	-4.83			
4	10.17			
5	-1.68			
21				
1	1.36			
2	-5.43			
3	2.14			
4	-4.50			
5	.74			
22				
1	-3.41			
2	12.86			
3	-5.28			
4	10.75			
5	-1.78			
23				

1 3.98
2 -15.01
3 6.16
4 -12.55
5 2.08

24 _____

1 -3.41
2 12.86
3 -5.28
4 10.75
5 -1.78

25 _____

1 1.36
2 -5.43
3 2.14
4 -4.50
5 .74

26 _____

1 -3.06
2 12.27
3 -4.83
4 10.17
5 -1.68

TREMAD7

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD	AXIAL DIST	1-2 PLANE	1-3 PLANE	AXIAL		
ID COMB	FORCE ENDI	SHEAR	MOMENT	SHEAR	MOMENT	TORQ
27						
1	.89					
2	-3.26					
3	1.35					
4	-2.74					
5	.44					
28						
1	-4.03					
2	14.81					
3	-6.13					
4	12.43					
5	-2.00					
29						
1	.00					
2	.00					
3	.00					
4	.00					
5	.00					

TREMAD7

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)
1	.000000	.000000
2	.057140	-.272154
3	.014291	-.272154
4	.068345	-.370465
5	.031266	-.370837
6	.066521	-.410512
7	.044909	-.411388
8	.056906	-.413915
9	.056906	-.417426
10	.047291	-.410512
11	.068903	-.411388
12	.045467	-.370465
13	.082546	-.370837
14	.056672	-.272154
15	.099521	-.272154
16	.113812	.000000

TREMAD7

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)
1	.000000	.000000
2	-.196670	.935643
3	-.048926	.935643
4	-.234124	1.272740
5	-.107044	1.274106
6	-.226333	1.407485
7	-.152911	1.410996
8	-.191649	1.418112
9	-.191649	1.431357
10	-.156965	1.407485
11	-.230387	1.410996
12	-.149173	1.272740
13	-.276254	1.274106
14	-.186628	.935643
15	-.334372	.935643
16	-.383298	.000000

TREMAD7

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 3 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)
1	.000000	.000000
2	.086043	-.409624
3	.021473	-.409624
4	.102836	-.557846
5	.046981	-.558412
6	.099898	-.617885
7	.067416	-.619266
8	.085192	-.622898
9	.085192	-.628335
10	.070486	-.617885
11	.102967	-.619266
12	.067547	-.557846
13	.123403	-.558412
14	.084341	-.409624
15	.148910	-.409624
16	.170383	.000000

TREMAD7

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 4 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)
1	.000000	.000000
2	-.166717	.793285
3	-.041509	.793285
4	-.198614	1.079211
5	-.090817	1.080358
6	-.192212	1.193847
7	-.129844	1.196757
8	-.163022	1.203000
9	-.163022	1.214073
10	-.133833	1.193847
11	-.196201	1.196757
12	-.127430	1.079211
13	-.235228	1.080358
14	-.159328	.793285
15	-.284536	.793285
16	-.326045	.000000

TREMAD7

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 5 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)
1	.000000	.000000
2	.027526	-.130924
3	.006841	-.130924
4	.032849	-.178458
5	.014966	-.178643
6	.031787	-.197498
7	.021436	-.197979
8	.026939	-.199032
9	.026939	-.200866
10	.022090	-.197498
11	.032442	-.197979
12	.021029	-.178458
13	.038912	-.178643
14	.026352	-.130924
15	.047037	-.130924
16	.053878	.000000

TREMAD7

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)
1	.0000	5.3690
2	.0000	-1.9460
3	.0000	.0000
4	.0000	-1.2040
5	.0000	.0000
6	.0000	-1.4280
7	.0000	.0000
8	.0000	-1.5820
9	.0000	.0000
10	.0000	-1.4280
11	.0000	.0000
12	.0000	-1.2040
13	.0000	.0000
14	.0000	-1.9460
15	.0000	.0000
16	.0000	5.3690

TREMAD7

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 2 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)
1	.0000	-18.3815
2	-2.1000	6.5890
3	.0000	.0000
4	-1.4700	4.7280
5	.0000	.0000
6	-1.4980	4.6540
7	.0000	.0000
8	.0000	4.8210
9	.0000	.0000
10	1.4980	4.6540
11	.0000	.0000
12	1.4700	4.7280
13	.0000	.0000
14	2.1000	6.5890
15	.0000	.0000
16	.0000	-18.3815

TREMAD7

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 3 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)
1	.0000	8.0675
2	.2625	-2.8910
3	.0000	.0000
4	.1890	-1.8970
5	.0000	.0000
6	.1890	-2.1210
7	.0000	.0000
8	.0000	-2.3170
9	.0000	.0000
10	-.1890	-2.1210
11	.0000	.0000
12	-.1890	-1.8970
13	.0000	.0000
14	-.2625	-2.8910
15	.0000	.0000
16	.0000	8.0675

TREMAD7

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 4 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)
1	.0000	-15.5950
2	-1.5000	5.6000
3	.0000	.0000
4	-1.0500	3.9300
5	.0000	.0000
6	-1.0700	3.9800
7	.0000	.0000
8	.0000	4.1700
9	.0000	.0000
10	1.0700	3.9800
11	.0000	.0000
12	1.0500	3.9300
13	.0000	.0000
14	1.5000	5.6000
15	.0000	.0000
16	.0000	-15.5950

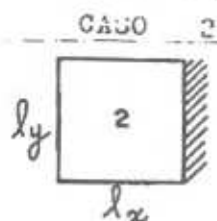
TREMAD7

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 5 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)
1	.0000	2.5700
2	.2500	-.9000
3	.0000	.0000
4	.1800	-.6600
5	.0000	.0000
6	.1800	-.6600
7	.0000	.0000
8	.0000	-.7000
9	.0000	.0000
10	-.1800	-.6600
11	.0000	.0000
12	-.1800	-.6600
13	.0000	.0000
14	-.2500	-.9000
15	.0000	.0000
16	.0000	2.5700

Coefficientes utilizados no cálculo dos esforços nas lajes
Tabela A 9 - Tabela de Marcus



$$M_x = \frac{p l_x^2}{m_x} \quad M_y = \frac{p l_y^2}{m_y} \quad p_x = k_x p$$

$$I_x = - \frac{p l_x^2}{n_x}$$

$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x	k_x	$\frac{l_y}{l_x}$	m_x	m_y	n_x	k_x
0,30	140,9	45,1	59,2	0,135	1,00	79,9	36,7	11,2	0,714
0,31	134,2	44,3	55,2	145	1,02	79,1	37,2	11,0	728
0,32	127,5	43,4	51,6	155	1,04	28,3	37,7	10,8	742
0,33	120,8	42,6	48,2	166	1,06	27,5	38,2	10,6	756
0,34	114,1	41,8	45,0	176	1,08	26,7	38,7	10,4	770
0,35	107,4	40,9	42,0	186	1,10	26,0	39,3	10,2	785
0,36	101,0	40,4	40,4	195	1,12	25,5	39,3	10,1	795
0,37	98,5	39,8	38,1	210	1,14	25,0	40,0	9,9	806
0,38	94,1	39,1	36,2	221	1,16	24,4	41,2	9,8	817
0,39	89,7	38,7	34,5	232	1,18	23,8	41,8	9,6	827
0,40	85,3	38,1	32,7	245	1,20	23,4	42,6	9,5	838
0,41	82,3	37,7	31,1	257	1,22	23,0	43,3	9,4	846
0,42	79,4	37,3	29,6	270	1,24	22,6	44,1	9,3	853
0,43	76,4	36,9	28,3	283	1,26	22,2	44,9	9,3	861
0,44	73,5	36,5	27,1	296	1,28	21,8	45,7	9,2	869
0,45	70,6	36,1	25,9	309	1,30	21,4	46,6	9,1	877
0,46	68,3	35,9	24,8	322	1,32	21,1	47,6	9,1	883
0,47	66,0	35,7	23,9	335	1,34	20,8	48,5	9,0	889
0,48	63,8	35,5	23,0	348	1,36	20,5	49,5	8,9	895
0,49	61,6	35,3	22,1	362	1,38	20,2	50,4	8,9	901
0,50	59,4	35,1	21,3	375	1,40	20,0	51,2	8,8	906
0,51	57,6	34,9	20,6	388	1,42	19,8	52,2	8,8	910
0,52	56,0	34,9	20,0	401	1,44	19,4	53,2	8,8	914
0,53	54,3	34,7	19,3	415	1,46	19,6	54,2	8,7	918
0,54	52,6	34,6	18,7	429	1,48	19,2	55,2	8,7	922
0,55	50,9	34,5	18,1	442	1,50	19,0	56,3	8,6	926
0,56	49,7	34,5	17,6	455	1,52	18,8	57,2	8,6	929
0,57	48,4	34,5	17,1	468	1,54	18,7	58,3	8,6	932
0,58	47,2	34,4	16,6	481	1,56	18,6	59,4	8,6	935
0,59	45,9	34,4	16,2	494	1,58	18,5	60,6	8,5	938
0,60	44,6	34,3	15,8	506	1,60	18,3	61,9	8,5	943
0,61	43,6	34,3	15,4	518	1,62	18,2	63,1	8,5	945
0,62	42,6	34,4	15,1	530	1,64	18,0	64,3	8,4	947
0,63	41,7	34,4	14,8	542	1,66	17,9	65,6	8,4	949
0,64	40,7	34,5	14,4	554	1,68	17,7	66,9	8,4	952
0,65	39,7	34,5	14,1	566	1,70	17,6	68,1	8,4	954
0,66	38,9	34,6	13,9	577	1,72	17,5	69,3	8,4	956
0,67	38,1	34,7	13,6	588	1,74	17,4	70,5	8,4	958
0,68	37,3	34,8	13,4	599	1,76	17,3	71,7	8,3	959
0,69	36,5	34,8	13,1	610	1,78	17,2	72,8	8,3	961
0,70	35,7	35,0	12,9	621	1,80	17,0	74,0	8,3	963
0,71	35,1	35,1	12,7	631	1,82	16,9	75,5	8,3	964
0,72	34,5	35,3	12,5	641	1,84	16,8	77,0	8,3	966
0,73	33,9	35,5	12,3	651	1,86	16,8	78,5	8,3	967
0,74	33,3	35,6	12,1	661	1,88	16,7	80,1	8,2	968
0,75	32,7	35,8	11,9	671	1,90	16,6	81,7	8,2	970
0,76	32,2	36,0	11,8	680	1,92	16,6	83,2	8,2	971
0,77	31,6	36,2	11,6	688	1,94	16,6	84,7	8,2	972
0,78	31,0	36,3	11,5	697	1,96	16,5	86,2	8,2	973
0,79	30,4	36,5	11,3	706	1,98	16,5	87,7	8,2	974
1,00	29,9	36,7	11,2	714	2,00	16,5	89,2	8,2	976

Especificações extraídas Norma 7197/89 – utilizadas no cálculo da força cortante

Força cortante

As prescrições que seguem não se aplicam às vigas-parede e aos consolos curtos. Nas vigas de grande altura, especial atenção deve ser dada à verificação dos esforços na região próxima ao canto inferior junto ao apoio.

1 Tensão no concreto

O valor de cálculo da tensão convencional de cisalhamento no concreto, na alma das peças (tensão de referencia) é determinado por:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w d}$$

Esta tensão de cálculo τ_{wd} não pode ultrapassar o valor último fixado em A-2.4. A largura b_w da seção transversal deve ser tomada de acordo com 9.3.1. Nas peças de altura variável deve ser feita a devida correção, subtraindo-se do valor absoluto de V_d (se M_d em valor absoluto e d crescerem no mesmo sentido) ou a ele acrescentando (se M_d em valor absoluto e d crescerem em sentidos opostos) a quantidade

$$\frac{M_d}{d} \operatorname{tg} \alpha$$

onde:

α = ângulo entre as tangentes às faces da peça na seção considerada, não se tomando inclinação de cada face maior que 1: 3.

2 Armadura transversal das peças lineares e das lajes, para resistir aos esforços oriundos da força cortante, deve ser calculada pela teoria clássica de Morsh, com base na seguinte tensão (MPa)

$$\tau_d = 1,15 \cdot \tau_{wd} - \tau_c > 0$$

com

$$\tau_c = \psi_1 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

sendo:

$\psi_1 = 0,15$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção

$$\psi_1 = 0,15 \left(1 + \frac{M_0}{M_{d,max}} \right) \cdot \tan \alpha$$

$\psi_1 = 0$ na flexo-tração com a linha neutra fora da seção

2.1 A determinação da influência da força normal externa de compressão é dada pelo fator

$$\left(1 + \frac{M_0}{M_{d,max}} \right) \leq 2$$

Onde:

M_0 = valor do momento fletor que anula a tensão normal na borda menos comprimida e $M_{d,max}$ é o momento fletor da seção transversal que está mais solicitada à flexão, no trecho considerado pelo cálculo. A tensão normal na borda menos comprimida é calculada em função dos efeitos da N_{gd} e da parcela de N_{qd} concomitante com V_d , ambos os efeitos calculados com $\gamma_f = 0,9$. Por simplicidade e a favor da segurança, $M_{d,max}$ pode ser tomado com o maior valor do semitrampo considerada.

Nota: Admite-se $\tau_c = 0$, quando, nas peças de altura variável, o valor absoluto de V_d tiver sido alterado conforme o que prescreve A-2.1. Também se adota $\tau_c = 0$ nas peças curvas e nas que também estão sujeitas à torção de equilíbrio.

2.2. A armadura transversal quando formada por estribos deve ser dimensionada com sua resistência de cálculo f_{yd} e, quando formada por barras dobradas, com 70% desse valor. Em caso algum, serão tomados os valores superiores a 435MPa. No caso de lajes dispensa-se o uso de armadura transversal se $\tau_{wd} < \tau_{wu1}$. Nas lajes, pelo menos metade da máxima armadura longitudinal de tração na vão deve ser prolongada, sem dobrar, até os apoios e aí corretamente ancorada.

3 Armadura transversal nas seções próximas aos apoios

Para o cálculo da armadura transversal, se a carga e a reação de apoio forem aplicadas em faces opostas da peça, comprimindo-a, valem as seguintes prescrições:

- a) a força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada à distância $h/2$ da face do apoio, constante e igual à desta seção;
- b) a força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância $a \leq 2h$ do eixo teórico do apoio pode, nesse trecho de comprimento a , ser reduzida multiplicando-se por $a/2h$; o eixo teórico do apoio é determinado pelo vão teórico, conforme a NBR 6118. Esta redução não se aplica às forças cortantes provenientes dos cabos inclinados de protensão;
- c) para a verificação da tensão no concreto, feita pela comparação de τ_{wd} com τ_{wu1} , não pode ser feita a redução do valor da força cortante.

4. Tensões últimas resistentes

4.1 Forças com armaduras de cisalhamento

4.1.1 Para peças lineares com $b \leq 5h$, se toda a armadura transversal calculada (barras dobradas e estribos) for inclinada a 45° sobre o eixo da peça:

$$\tau_{wu} = 0,35 f_{cd} \leq 5,5 \text{ MPa}$$

4.1.2 Para lajes e peças lineares com $b_w > 5h$, os coeficientes 0,35 e 0,30 devem ser multiplicados por um dos seguintes fatores, mantidos os limites absolutos (h em cm):

0,5	se	$h < 15 \text{ cm}$
-----	----	---------------------

$1/3 + h/90$	se	$15 < h < 60$
--------------	----	---------------

1	se	$h \geq 60$
---	----	-------------

Armadura para lajes

Tabela A 10 – Área de armadura para lajes

ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA POR METRO DE LARGURA a_s (cm ² /m)								
espaçamento (cm)	BITOLA NOMINAL (mm)							espaçamento (cm)
	3,2	4	5	6,3	8	10	12,5	
5	1,60	2,50	4,00	6,30	10,00	16,00	25,00	5
5,5	1,45	2,27	3,64	5,73	9,09	14,55	22,73	5,5
6	1,33	2,08	3,33	5,25	8,33	13,33	20,83	6
6,5	1,23	1,92	3,08	4,85	7,69	12,31	19,23	6,5
7	1,14	1,79	2,86	4,50	7,14	11,43	17,86	7
7,5	1,07	1,67	2,67	4,20	6,67	10,67	16,67	7,5
8	1,00	1,56	2,50	3,94	6,25	10,00	15,63	8
8,5	0,94	1,47	2,35	3,71	5,88	9,41	14,71	8,5
9	0,89	1,39	2,22	3,50	5,56	8,89	13,89	9
9,5	0,84	1,32	2,11	3,32	5,26	8,42	13,16	9,5
10	0,80	1,25	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50	10
11	0,73	1,14	1,82	2,86	4,55	7,27	11,36	11
12	0,67	1,04	1,67	2,62	4,17	6,67	10,42	12
12,5	0,64	1,00	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00	12,5
13	0,62	0,96	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62	13
14	0,57	0,89	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93	14
15	0,53	0,83	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33	15
16	0,50	0,78	1,25	1,97	3,13	5,00	7,81	16
17	0,47	0,74	1,18	1,85	2,94	4,71	7,35	17
17,5	0,46	0,71	1,14	1,80	2,86	4,57	7,14	17,5
18	0,44	0,69	1,11	1,75	2,78	4,44	6,94	18
19	0,42	0,66	1,05	1,66	2,63	4,21	6,58	19
20	0,40	0,63	1,00	1,58	2,50	4,00	6,25	20
22	0,36	0,57	0,91	1,43	2,27	3,64	5,68	22
24	0,33	0,52	0,83	1,31	2,08	3,33	5,21	24
25	0,32	0,50	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00	25
26	0,31	0,48	0,77	1,21	1,92	3,08	4,81	26
28	0,29	0,45	0,71	1,12	1,79	2,86	4,46	28
30	0,27	0,42	0,67	1,05	1,67	2,67	4,17	30
33	0,24	0,38	0,61	0,95	1,52	2,42	3,79	33
Elaborada por LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO								
Bitolas especificadas pela NBR 7480								

ÁREA DA SEÇÃO DE FIOS E BARRAS REDONDAS (cm ²)													
DIÂMETRO Ø		VALORES NOMINAIS PARA CÁLCULO		QUANTIDADE DE FIOS OU DE BARRAS									
FIOS (mm)	BARRAS (mm)	PESO (kgf/m)	PERÍMETRO (cm)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3,2	—	0,063	1,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,64	0,72	0,80
4	—	0,10	1,25	0,125	0,25	0,375	0,50	0,625	0,75	0,875	1,00	1,125	1,25
5	5	0,16	1,60	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	6,3	0,25	2,00	0,315	0,63	0,945	1,26	1,575	1,89	2,205	2,52	2,835	3,15
8	8	0,40	2,50	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10	10	0,63	3,15	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00
—	12,5	1,00	4,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
—	16	1,60	5,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
—	20	2,50	6,30	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
—	22,2	3,05	6,97	3,88	7,76	11,64	15,52	19,40	23,28	27,16	31,04	34,92	38,80
—	25	4,00	8,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
—	32	6,30	10,00	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
—	40	10,00	12,50	12,50	25,00	37,50	50,00	62,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

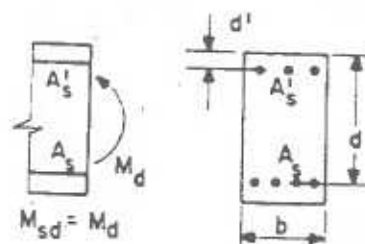
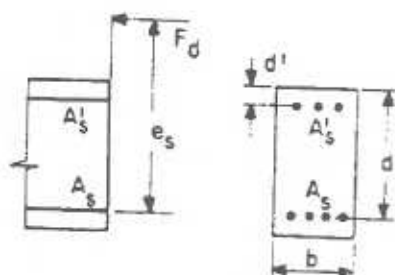
Tabelas utilizadas no dimensionamento de vigas

Tabela A 12 - Flexão simples e flexão composta com grande excentricidade. Seções retangulares. Diagrama retangular de tensões. Tabela resumida para dimensionamento (CA-25, CA-50A, CA-50B, CA-60B) (Fonte: FUSCO, 1981)

$$(\gamma_s = 1.15 \quad \gamma_c = 1.4)$$

Para $\xi = \xi_{lim}$		$\delta' = d'/d$			
Aço	k_{sc}	k_s			
		$\delta' = 0.05$	$\delta' = 0.10$	$\delta' = 0.15$	$\delta' = 0.20$
CA-25	0.046	0.046	0.046	0.046	0.046
CA-50A	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023
CA-50B	0.023	0.025	0.026	0.026	0.028
CA-60B	0.019	0.021	0.022	0.024	0.026

Unidades: kN, cm



Flexão composta:

$$N_d = F_d \quad (N_d > 0 \text{ tração; } N_d < 0 \text{ compressão})$$

$$M_{sd} = F_d e_s$$

Flexão simples

$$M_{sd} = M_d$$

Armadura simples: $A_s = k_s \frac{M_{sd}}{d} + k_{sc} N_d$

Armadura simples: $A_s = k_s \frac{M_d}{d}$

Armadura dupla

$$\begin{cases} A_s = k_s \frac{M_{sd, r}}{d} + k_{sc} \left(\frac{\Delta M_{sd}}{d - d'} + N_d \right) \\ A'_s = k'_s \frac{\Delta M_{sd}}{d - d'} \quad (k'_s \text{ calculado para } \xi = \xi_{lim}) \end{cases}$$

Armadura dupla

$$\begin{cases} A_s = k_s \frac{M_{d, r}}{d} + k_{sc} \frac{\Delta M_d}{d - d'} \\ A'_s = k'_s \frac{\Delta M_d}{d - d'} \end{cases}$$

$M_{sd, r}$ = momento resistido pela seção com armadura simples

$$M_{sd} = M_{sd, r} + \Delta M_{sd}$$

$M_{d, r}$ = momento resistido pela seção com armadura simples

$$M_d = M_{d, r} + \Delta M_d$$

$$k'_s \text{ calculado para } \xi = \xi_{lim} \quad (M_{sd, r} = M_{sd, lim}) \text{ ou } (M_{d, r} = M_{d, lim})$$

1 N = 0,1 kgf	1 MPa = 1 MN/m² = 10 kgf/cm²
1 kN = 100 kgf = 0,1 tf	1 kN/m = 100 kgf/m = 0,1 tf/m
1 kN.m = 100 kgf.m = 0,1 tf.m	1 kN/m² = 100 kgf/m² = 0,1 tf/m²
1 kN.cm = 100 kgf.cm = 0,1 tf.cm	1 kN/m³ = 100 kgf/m³ = 0,1 tf/m³

$$1 \text{ MPa} = 0,1 \text{ kN/cm}^2 = 100 \text{ N/cm}^2$$

Tabela 13 – K_c e K_s (Fonte: FUSCO, 1981)

$K_y = x/d$	$k_c = bd^2/M_{ed}$							k_s				
	Para f_{ct} MPa							Para os aços				
	9	13,5	15	18	21	25	30	CA-25	CA-50A	CA-50B	CA-60B	
0,02	115,3	76,9	69,1	57,6	49,4	41,5	34,9	0,046	0,023	0,023	0,019	Domínio 2
0,04	58,1	38,7	34,9	29,1	24,9	20,9	17,4	0,046	0,024	0,024	0,019	
0,06	39,1	26,1	23,4	19,5	16,7	14,1	11,7	0,047	0,024	0,024	0,019	
0,08	29,6	19,7	17,7	14,8	12,6	10,6	8,9	0,048	0,024	0,024	0,020	
0,10	23,9	15,9	14,3	11,9	10,2	8,6	7,1	0,048	0,024	0,024	0,020	
0,12	20,0	13,4	12,0	10,0	8,6	7,2	6,0	0,049	0,024	0,024	0,020	
0,14	17,3	11,6	10,4	8,6	7,4	6,2	5,2	0,049	0,024	0,024	0,020	
0,16	15,3	10,2	9,1	7,6	6,6	5,5	4,6	0,049	0,024	0,024	0,021	
0,18	13,7	9,1	8,2	6,9	5,9	4,9	4,1	0,049	0,025	0,025	0,021	
0,20	12,4	8,3	7,4	6,2	5,4	4,5	3,7	0,050	0,025	0,025	0,021	
0,22	11,4	7,6	6,9	5,7	4,9	4,1	3,4	0,051	0,025	0,025	0,021	Domínio 3
0,24	10,6	7,0	6,4	5,3	4,5	3,8	3,1	0,051	0,026	0,026	0,021	
0,26	9,8	6,6	5,9	4,9	4,2	3,5	2,9	0,051	0,026	0,026	0,021	
0,28	9,2	6,1	5,5	4,6	3,9	3,3	2,8	0,052	0,026	0,026	0,021	
0,30	8,6	5,8	5,2	4,4	3,7	3,1	2,6	0,052	0,026	0,026	0,021	
0,32	8,2	5,5	4,9	4,1	3,5	2,9	2,4	0,053	0,026	0,026	0,022	
0,34	7,8	5,2	4,6	3,9	3,4	2,8	2,4	0,054	0,026	0,026	0,022	
0,36	7,4	4,9	4,4	3,7	3,2	2,6	2,2	0,054	0,027	0,027	0,022	
0,38	7,1	4,7	4,3	3,6	3,1	2,6	2,1	0,054	0,027	0,027	0,023	
0,40	6,8	4,6	4,1	3,4	2,9	2,4	2,1	0,055	0,027	0,027	0,023	
CA-60B 0,4384	6,4	4,2	3,8	3,1	2,7	2,3	1,9	0,056	0,028	0,028	0,024	CA-50B
0,44	6,3	4,2	3,8	3,1	2,7	2,3	1,9	0,056	0,028	0,028	0,024	
CA-50B 0,4623	6,1	4,1	3,6	3,0	2,6	2,2	1,8	0,056	0,029	0,029	0,024	
0,48	5,9	3,9	3,6	2,9	2,5	2,1	1,8	0,057	0,029	0,029	0,025	
0,52	5,6	3,7	3,4	2,8	2,4	2,0	1,6	0,058	0,029	0,031	0,026	
0,56	5,3	3,5	3,1	2,6	2,3	1,9	1,6	0,059	0,029	0,033	0,029	
0,60	5,0	3,4	3,0	2,5	2,1	1,8	1,5	0,061	0,030	0,035	—	CA-50A
CA-50A 0,6283	4,9	3,2	2,9	2,4	2,1	1,8	1,4	0,061	0,031	0,037	—	
0,64	4,8	3,2	2,9	2,4	2,1	1,7	1,4	0,062	—	—	—	
0,68	4,6	3,1	2,8	2,3	2,0	1,6	1,4	0,063	—	—	—	
0,72	4,4	3,0	2,6	2,2	1,9	1,6	1,4	0,064	—	—	—	
0,76	4,4	2,9	2,6	2,1	1,9	1,6	1,3	0,066	—	—	—	
CA-25 0,7717	4,3	2,9	2,6	2,1	1,9	1,6	1,3	0,066	—	—	—	

Para $\gamma_c \neq 1,4$ entrar com o valor $\frac{1,4}{\gamma_c} b$

DIAGRAMA DE INTERAÇÃO ADMENSIONAL (NORMAL X MOMENTO)

