

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Paulo Ricardo Athaydes Zaquera

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS
BRASILEIRA E CANADENSE DE CONCRETO ARMADO**

Porto Alegre
junho 2015

PAULO RICARDO ATHAYDES ZAQUERA

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS
BRASILEIRA E CANADENSE DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientadora: Virgínia Maria Rosito d`Avila Bessa

Porto Alegre

junho 2015

PAULO RICARDO ATHAYDES ZAQUERA

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE AS NORMAS
BRASILEIRA E CANADENSE DE CONCRETO ARMADO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2015

Profa. Virgínia Maria Rosito d`Avila Bessa
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Profa. Ângela Gaio Graeff (UFRGS)
Ph.D. pela University of Sheffield

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia Maria Rosito d`Avila Bessa (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Osmar e Marta, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Profa. Virgínia Maria Rosito d`Avila Bessa, orientadora deste trabalho.

Merecer o sucesso é mais importante do que conquistá-lo.

Lester Bowles Pearson

Em um momento de decisão a melhor coisa que você pode fazer é a coisa certa, a segunda melhor é a coisa errada e a pior coisa que você pode fazer é não fazer nada.

Theodore Roosevelt

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre as normas brasileira, NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto Armado, e canadense, CSA A23.3 *Design of Concrete Structures*. Em um primeiro momento é feita uma análise teórica das propriedades do concreto e do aço e sobre os princípios gerais de cálculo presentes nas normas. Logo após são descritos os procedimentos de cálculo para o dimensionamento de vigas, lajes e pilares maciços no estado limite último. Por fim, como modo de comparar de maneira prática as normas, foram utilizadas dados de duas vigas, uma isostática e uma hiperestática, uma laje armada em duas direções e um pilar esbelto oriundos de ensaios realizados em outros trabalhos. Os valores máximos provenientes dos ensaios dos elementos estruturais foram confrontados com os dados obtidos no dimensionamento sugerido pelas Normas, como modo de comparação, esse dimensionamento sugerido foi feito em duas etapas, com e sem os fatores de segurança sugeridos. No primeiro caso, com os fatores de segurança, é feita a análise de qual norma, para o dado exemplo, é mais conservadora, ou seja, apresenta uma menor resistência para a dada seção, área de aço e carregamento. O segundo caso, sem os fatores de segurança, é feito para avaliar os modelos de cálculo das normas, tentando definir qual delas chega a um valor mais próximo ao encontrado nos ensaios. Depois de realizada as verificações conclui-se que, para os experimentos analisados, a Norma canadense apresentou resultados mais próximos dos experimentais para todos os elementos, apesar da Norma brasileira ter apresentado resultados próximos aos da canadense, e resultados mais conservadores, menor solicitação resistente para as dadas seções de concreto e aço, no caso da viga isostática, viga hiperestática e laje. Já a Norma brasileira apresentou um resultado mais conservador no caso do pilar.

Palavras-chave: NBR 6118. CSA A23.3.
Concreto Armado, Vigas, Lajes e Pilares.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas de pesquisa	25
Figura 2 – Diagrama tensão-deformação idealizado	30
Figura 3 – Diagrama tensão-deformação bilinear na tração	31
Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para o aço	33
Figura 5 – Diagrama tensão-deformação do concreto	36
Figura 6 – Diagrama tensão-deformação do aço	37
Figura 7 – Domínios de deformação	41
Figura 8 – Variação das deformações, diagrama parábola-retângulo e diagrama retangular	44
Figura 9 – Diagrama retangular e parabólico	50
Figura 10 – Seção transversal viga Brasil	57
Figura 11 – Forças armadura simples NBR 6118	58
Figura 12 – Forças armadura dupla NBR 6118	60
Figura 13 – Seção T Brasil	62
Figura 14 – Seção transversal viga Canada	70
Figura 15 – Forças armadura simples A23.3	71
Figura 16 – Forças armadura dupla A23.3	72
Figura 17 – Seção T Canada	75
Figura 18 – Seção transversal laje Brasil	81
Figura 19 – Seção transversal laje Canada	90
Figura 20 – Seção transversal pilar Brasil	98
Figura 21 – Envoltória mínima de 1ª ordem	101
Figura 22 – Envoltória mínima com 2ª ordem	102
Figura 23 – Aproximação em apoios extremos	105
Figura 24 – Seção transversal pilar Canada	111
Figura 25 – Coeficientes de simplificação do diagrama retangular do concreto	116
Figura 26 – Taxas de armadura mínima	117
Figura 27 – Geometria da viga isostática	118
Figura 28 – Diagrama carga-deformação do experimento	118
Figura 29 – Geometria da viga hiperestática	120
Figura 30 – Diagrama carga-deformação do experimento	121
Figura 31 – Momentos sem redução	122
Figura 32 – Momentos com redução	122

Figura 33 – Geometria da laje	125
Figura 34 – Detalhamento da armadura da laje	125
Figura 35 – Geometria e detalhamento da armadura do pilar	127
Figura 36 – Esquema de ensaio e excentricidade adotada	128
Figura 37 – Resultado da análise da viga isostática	131
Figura 38 – Momento positivo	133
Figura 39 – Momento negativo	133
Figura 40 – Análise da laje	135
Figura 41 – Análise do pilar	136

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classe de agressividade ambiental NBR 6118	46
Quadro 2 – Classe de agressividade ambiental A23.3	52
Quadro 3 – Taxa mínima de armadura de flexão	56
Quadro 4 – Taxa de armadura mínima para lajes	82
Quadro 5 – Momento para lajes armadas em uma direção	84
Quadro 6 – Momento regime elástico	87
Quadro 7 – Coeficientes do momento negativo CSA A23.3	94
Quadro 8 – Coeficientes do momento positivo CSA A23.3	96
Quadro 9 – Resumo das exigências da verificação dos efeitos de 2ª ordem	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores estimados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão	29
Tabela 2 – Cobrimento do concreto NBR 6118	47
Tabela 3 – Cobrimento do concreto CSA A23.3	53
Tabela 4 – Análise da flexão, viga isostática	119
Tabela 5 – Análise do cortante, viga isostática	120
Tabela 6 – Análise da flexão, viga hiperestática, sem redução	123
Tabela 7 – Análise da flexão, viga hiperestática, com redução de 20%	123
Tabela 8 – Análise do cortante, viga hiperestática	124
Tabela 9 – Análise no sentido A	126
Tabela 10 – Análise no sentido B	126
Tabela 11 – Análise do pilar	129
Tabela 12 – Ponderadores da resistência dos materiais	130

LISTA DE SIGLAS

ELU – Estado-limite ultimo

ELS – Estado-limite de serviço

ELS-DEF – Estado-limite de deformações excessivas

ELS-F – Estado-limite de formação de fissuras

ELS-W – Estado-limite de abertura de fissuras

ELS-VE – Estado-limite de vibrações excessivas

LISTA DE SÍMBOLOS

NBR	CAN	
A_c	A_g	: área da seção bruta de concreto
A_s	A_s	: área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A_s'	A_s'	: área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
$A_{s,distr}$	$A_{s,distr}$: área da seção transversal da armadura de distribuição
$A_{s,max}$: área de aço máxima
$A_{s,min}$	$A_{s,min}$: área de aço mínima
A_{sw}	$A_{s,min}$: área da seção transversal da armadura transversal
$A_{sw,min}$	$A_{sv,min}$: área de aço transversal mínima
b	b	: largura da seção transversal
b_f	b_f	: largura da mesa
b_w	b_w	: largura da alma
d	d	: altura útil
d'	d'	: distancia entre o centro de gravidade da armadura comprimida, A_s' , e a fibra mais comprimida do concreto
E_{ci}	E_c	: módulo de elasticidade inicial do concreto
E_{cs}		: módulo de deformação secante do concreto
E_s	E_s	: módulo de elasticidade do aço
F_{cc}	C_r	: força de compressão de cálculo no concreto
	C_r'	: força de compressão de cálculo na armadura
F_{st}	T_r	: força de tração de cálculo na armadura
f_{cd}		: resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	f_c'	: resistência característica à compressão do concreto
$f_{ct,m}$: resistência média à tração do concreto
	f_r	: módulo de ruptura do concreto
f_{yd}		: resistência de projeto do aço
f_{yk}	f_y	: resistência característica ao escoamento do aço
f_{ywk}		: resistência característica do aço da armadura transversal
h	h	: altura da seção transversal
h_f	h_f	: altura da mesa
I	I	: inercia do elemento
i	r	: Raio de giração

NBR	CAN	
l	l_n	: largura do vão
M_d	M_f	: momento fletor solicitante de cálculo
$M_{d,lim}$	$M_{f,lim}$: momento que pode ser absorvido pela viga no limite da armadura simples
M_u	M_r	: momento ultimo/resistente
N_d	P_f	: Carregamento de cálculo
p	w_f	: carga superficial
R	R	: solitação aplicada a estrutura
R_d	R_f	: esforço resistente de cálculo
S	S	: espaçamento entre eixos dos estribos, medido segundo eixo longitudinal
S_{max}	S_{max}	: espaçamento máximo entre os eixos dos estribos
V_c	V_c	: parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo da treliça
V_{rd2}		: força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
V_{rd3}	V_b	: força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
V_{sd}	V_f	: força cortante solicitante de cálculo
x	c	: altura da linha neutra
y	a	: profundidade do diagrama retangular de compressão equivalente
α_c	α_1	: parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão
γ_c	ϕ_c	: coeficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_f	ϕ_r	: coeficiente de ponderação das ações
γ_m	ϕ_m	: coeficiente de ponderação das resistências
γ_s	ϕ_s	: coeficiente de ponderação da resistência do aço
δ	δ	: coeficiente de redistribuição
ϵ_c	ϵ_c	: deformação específica do concreto
ϵ_{c2}		: deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
ϵ_{cu}	$\epsilon_{c,max}$: deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
ϵ_s	ϵ_s'	: deformação específica do aço
ϵ_{yd}	ϵ_y	: deformação específica de escoamento do aço
λ	β_1	: relação entre a profundidade, y, do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva, x, da linha neutra
λ	λ	: índice de esbeltez para pilares
λ_1	λ_1	: valor limite para o índice de esbeltez dos pilares

NBR	CAN	
θ	θ	: ângulo de inclinação das bielas de compressão no dimensionamento à força cortante
ρ_c		: massa específica do concreto
ρ_{min}		: taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares
σ_1	σ_{Tr}	: tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada
σ_2	$\sigma_{Cr'}$: tensão de compressão no centro de gravidade da armadura considerada
σ_c	σ_{Cr}	: tensão à compressão do concreto
φ		: coeficiente de ortotropia

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	23
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	23
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	23
2.2.1 Objetivo principal	23
2.2.2 Objetivos secundários	23
2.3 PRESSUPOSTO	24
2.4 DELIMITAÇÕES	24
2.5 LIMITAÇÕES	24
2.6 DELINEAMENTO	24
3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	26
3.1 PROPRIEDADES SEGUNDO NBR 6118	26
3.1.1 Concreto	26
3.1.1.1 Massa específica	26
3.1.1.2 Resistência característica à compressão	27
3.1.1.3 Resistência à tração	27
3.1.1.4 Módulo de elasticidade	28
3.1.1.5 Diagrama tensão-deformação para compressão	29
3.1.1.6 Diagrama tensão-deformação para tração	31
3.1.1.7 Coeficiente de dilatação térmica	31
3.1.2 Aço	32
3.1.2.1 Tensão característica ao escoamento	32
3.1.2.2 Módulo de elasticidade	32
3.1.2.3 Diagrama tensão-deformação para tração e compressão	32
3.1.2.4 Coeficiente de dilatação térmica	33
3.2 PROPRIEDADES SEGUNDO CSA A23.3	33
3.2.1 Concreto	33
3.2.1.1 Massa específica	34
3.2.1.2 Resistência característica à compressão	34
3.2.1.3 Resistência de ruptura	34
3.2.1.4 Módulo de elasticidade	35
3.2.1.5 Diagrama tensão-deformação	35

3.2.1.6 Coeficiente de dilatação térmica	36
3.2.2 Aço	36
3.2.2.1 Tensão de projeto	36
3.2.2.2 Módulo de elasticidade	37
3.2.2.3 Diagrama tensão-deformação	37
3.2.2.4 Coeficiente de dilatação térmica	38
4 PRINCÍPIOS GERAIS	39
4.1 PRINCÍPIOS GERAIS SEGUNDO NBR 6118	39
4.1.1 Estados limites	39
4.1.1.1 Estado limite último (ELU)	39
4.1.1.2 Estado limite de serviço (ELS).....	40
4.1.2 Valores de cálculo	40
4.1.2.1 Resistência de cálculo	40
4.1.2.2 Solicitações de cálculo	40
4.1.3 Domínios de deformação	41
4.1.4 Diagrama tensão-deformação modificado retangular	42
4.1.5 Ductilidade	44
4.1.6 Condições de equilíbrio	45
4.1.7 Cobrimento	45
4.2 PRINCÍPIOS GERAIS SEGUNDO CSA A23.3	47
4.2.1 Estados limites	47
4.2.1.1 Estado limite último (ELU)	48
4.2.1.2 Estado limite de serviço (ELS)	48
4.2.2 Valores de cálculo	48
4.2.2.1 Resistência de cálculo	48
4.2.2.2 Solicitações de cálculo	49
4.2.3 Diagrama tensão-deformação modificado retangular	49
4.2.4 Limite c/d para a tensão de escoamento da armadura	51
4.2.5 Condições de equilíbrio	51
4.2.6 Cobrimento	51
5 VIGAS	54
5.1 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS SEGUNDO NBR 6118	54
5.1.1 Flexão simples	54
5.1.1.1 Armadura longitudinal mínima e máxima	54
5.1.1.1.1 Armadura mínima	55

5.1.1.1.2 Armadura máxima	56
5.1.1.2 Limites de x e y	56
5.1.1.3 Seção retangular	57
5.1.1.3.1 Armadura simples	58
5.1.1.3.2 Armadura dupla	59
5.1.1.4 Seção T	61
5.1.1.4.1 Largura colaborante de vigas de seção T	62
5.1.1.4.2 Dimensionamento	62
5.1.1.5 Cálculo de verificação do momento último M_u	63
5.1.2 Cisalhamento	65
5.1.2.1 Modelo de cálculo	65
5.1.2.2 Armadura transversal mínima e espaçamento máximo	65
5.1.2.3 Verificação das bielas comprimidas	66
5.1.2.4 Dimensionamento da armadura transversal segundo o modelo I	67
5.1.3 Vigas contínuas	67
5.2 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS SEGUNDO CSA A23.3	68
5.2.1 Flexão simples	68
5.2.1.1 Armadura longitudinal mínima e máxima	68
5.2.1.1.1 Armadura mínima	68
5.2.1.1.2 Armadura máxima	69
5.2.1.2 Limites de “c” e “a”	69
5.2.1.3 Seção retangular	70
5.2.1.3.1 Armadura simples	70
5.2.1.3.2 Armadura dupla	72
5.2.1.4 Seção T	74
5.2.1.4.1 Largura colaborante de vigas de seção T e L	75
5.2.1.4.2 Dimensionamento	76
5.2.1.5 Cálculo de verificação do momento resistente M_r	76
5.2.2 Cisalhamento	77
5.2.2.1 Modelo de cálculo	77
5.2.2.2 Armadura transversal mínima e espaçamento máximo	77
5.2.2.3 Verificação das bielas comprimidas	78
5.2.2.4 Dimensionamento da armadura transversal	78
5.2.3 Vigas contínuas	80
6 LAJES	81

6.1 DIMENSIONAMENTO DE LAJES SEGUNDO NBR 6118	81
6.1.1 Seção transversal	81
6.1.2 Valores mínimos e máximos	81
6.1.2.1 Armadura mínima	82
6.1.2.2 Espaçamento máximo	82
6.1.2.3 Espessura mínima	82
6.1.3 Classificação das lajes quanto a relação entre os lados	83
6.1.4 Armada em uma direção	83
6.1.4.1 Momentos	83
6.1.4.2 Armadura principal longitudinal	84
6.1.4.3 Armadura de distribuição	85
6.1.5 Armada em duas direções	85
6.1.5.1 Momentos	85
6.1.5.1.1 <i>Regime elástico</i>	85
6.1.5.1.2 <i>Regime rígido plástico</i>	88
6.1.5.2 Armadura principal longitudinal	89
6.2 DIMENSIONAMENTO DE LAJES SEGUNDO CSA A23.3	90
6.2.1 Seção transversal	90
6.2.2 Valores mínimos e máximos	90
6.2.2.1 Armadura mínima	91
6.2.2.2 Espaçamento máximo	91
6.2.2.3 Espessura mínima	91
6.2.3 Classificação das lajes quanto a relação entre os lados	92
6.2.4 Armada em uma direção	92
6.2.4.1 Momentos	92
6.2.4.2 Armadura principal longitudinal	93
6.2.4.3 Armadura de distribuição	93
6.2.5 Armada em duas direções	93
6.2.5.1 Momentos	93
6.2.5.2 Armadura principal longitudinal	97
7 PILARES	98
7.1 DIMENSIONAMENTO DE PILARES SEGUNDO NBR 6118	98
7.1.1 Seção transversal	98
7.1.2 Valores mínimos e máximos	99
7.1.2.1 Armadura mínima	99

7.1.2.2 Armadura máxima	99
7.1.2.3 Dimensão transversal mínima	100
7.1.3 Momento mínimo de 1ª ordem	100
7.1.4 Efeitos locais de 2ª ordem	102
7.1.4.1 Elementos isolados	102
7.1.4.2 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem	103
7.1.4.3 Processo aproximado para o cálculo das solicitações nas estruturas usuais de edifício	104
7.1.4.4 Método para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem	106
7.1.4.4.1 <i>Método geral</i>	106
7.1.4.4.2 <i>Método do pilar-padrão com curvatura aproximada</i>	106
7.1.4.4.3 <i>Método do pilar-padrão com rigidez aproximada</i>	107
7.1.4.4.4 <i>Método do pilar-padrão com acoplamento a diagramas M,N,1/r</i>	109
7.1.4.4.5 <i>Resumo</i>	109
7.1.5 Armadura transversal	110
7.2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES SEGUNDO CSA A23.3	110
7.2.1 Seção transversal	111
7.2.2 Valores mínimos e máximos	111
7.2.2.1 Armadura mínima	112
7.2.2.2 Armadura máxima	112
7.2.2.3 Espaçamento mínimo e máximo das barras da armadura longitudinal	112
7.2.3 Momento mínimo de 1ª ordem	112
7.2.4 Efeitos locais de 2ª ordem	113
7.2.4.1 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem	113
7.2.4.2 Método do momento “ampliador” para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem	114
7.2.5 Armadura transversal	115
8 ANÁLISE COMPARATIVA	116
8.1 VIGAS	116
8.1.1 Profundidade do concreto comprimido	116
8.1.2 Armadura mínimos de vigas	117
8.1.3 Viga isostática	117
8.1.3.1 Análise da flexão	119
8.1.3.2 Análise do cortante	119
8.1.4 Viga hiperestática	120

8.1.4.1 Análise da flexão	121
8.1.4.2 Análise do cortante	124
8.2 LAJE	124
8.1 PILAR	127
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS	130
9.1 VIGAS	130
9.1.1 Viga isostática	131
9.1.1.1 Flexão	131
9.1.1.2 Cortante	132
9.1.2 Viga hiperestática	132
9.1.2.1 Flexão	132
9.1.2.2 Cortante	134
9.2 LAJE	134
9.3 PILAR	135
9.4 CONCLUSÕES	136
REFERENCIAS	138

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é atualmente o material construtivo mais usado e difundido no mundo, o que torna indispensável a existência de normas técnicas para regularizar sua aplicação. No Brasil, a norma brasileira NBR 6118:2014 – Projeto de Concreto Armado – Procedimentos, teve a sua origem em 1940 sob o título de NB-1 usando como base normas europeias. Por sua vez no Canadá a norma canadense CSA A23.3-14 – *Design of Concrete Structures*, teve sua primeira edição publicada em 1959 baseada em normas americanas. Essas normas têm como finalidade definir os requisitos básicos para a concepção de um projeto estrutural de concreto armado em seus respectivos países.

Este trabalho visa fazer um estudo comparativo entre estas duas normas, destacando as diferenças e semelhanças nas recomendações e nos métodos de cálculo aplicados para elementos maciços de concreto armado, tais como pilares, vigas e lajes, defrontando os resultados obtidos com o dimensionamento com resultados experimentais existentes.

O trabalho é desenvolvido em 9 capítulos. No segundo será apresentado as diretrizes de pesquisa detalhando os objetivos, pressupostos, delimitações, limitações e delineamento do trabalho. No capítulo 3 serão analisadas as recomendações das normas brasileira e canadense para as propriedades do concreto e do aço. O capítulo 4 traz os princípios gerais para o dimensionamento de vigas, lajes e pilares de concreto armado que são o assunto dos capítulos 5, 6 e 7, respectivamente, onde irão ser descritos os procedimentos de cálculo para o dimensionamento. No capítulo 8 será feita a análise comparativa do resultado obtido de elementos de concreto armado ensaiados com os resultados obtidos pelos cálculos provenientes do dimensionamento sugerido pelas duas normas, e por fim, o capítulo 9 apresenta as considerações finais do trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento do trabalho são descritas nos itens a seguir.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual dentre as normas, brasileira e canadense de concreto armado, fornece os resultados mais econômicos, que apresenta uma solicitação resistente maior para o mesmo consumo de aço, e próximos dos resultados experimentais no dimensionamento de elementos estruturais?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos nos itens seguintes.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a comparação dos resultados obtidos no dimensionamento de vigas, lajes e pilares maciços isolados de concreto armado, segundo as normas brasileira e canadense, com resultados experimentais existentes.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) descrição das diretrizes de cálculo presente nas normas;
- b) análise das semelhanças e diferenças entre as recomendações das normas.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que os resultados obtidos nos ensaios experimentais já existentes analisados representam a realidade.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a estudar a norma brasileira NBR 6118:2014 – Projeto de Concreto Armado – Procedimentos e a norma canadense CSA A23.3-14 – *Design of Concrete Structures*.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) análise e comparação apenas das recomendações e diretrizes que dizem respeito a vigas, lajes e pilares maciços isolados de concreto armado;
- b) quantidade limitada de ensaios serão analisados no trabalho.

2.6 DELINEAMENTO

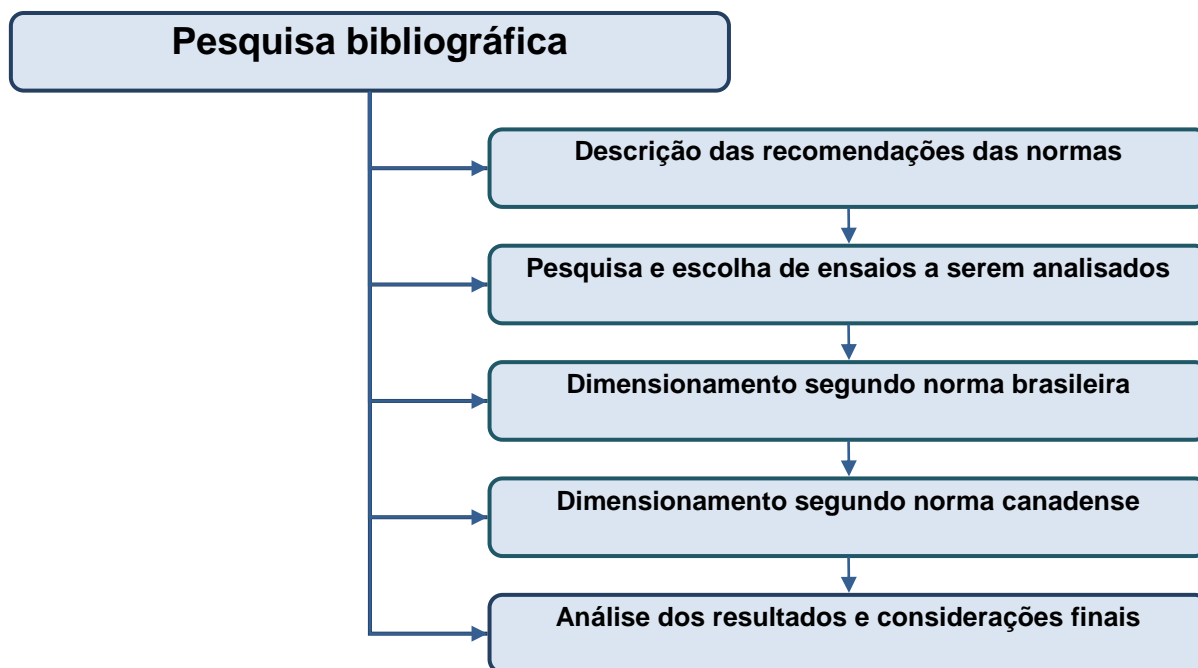
O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) descrição das recomendações das normas;
- c) pesquisa e escolha de ensaios a serem analisados;
- d) dimensionamento segundo norma brasileira;
- e) dimensionamento segundo norma canadense;
- f) análise dos resultados obtidos e considerações finais.

A primeira etapa do trabalho é a pesquisa bibliográfica que vai ser feita a partir de uma primeira leitura das normas e em seguida uma descrição das recomendações nelas presentes sobre as propriedades dos materiais, aço e concreto, que constituem o concreto armado, e

aquelas que dizem respeito ao dimensionamento de vigas, lajes e pilares maciços compostos por concreto armado normal.

Figura 1 – Diagrama das etapas de pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

Em um segundo momento, será realizada uma pesquisa em busca de ensaios existentes dos elementos estruturais abordados neste trabalho, e em cima dos dados destes ensaios será dimensionado segundo as normas brasileira e canadense a fim de encontrar a solicitação que cada uma das normas sugere para as dadas áreas de aço.

A seguir será realizada a comparação das solicitações sugeridas pelas normas com as solicitações de ruptura obtida dos ensaios e posteriormente será realizada uma análise qualitativa dos resultados procurando estabelecer qual das normas apresentou os resultados mais econômicos, quanto ao consumo de aço, e próximos dos valores experimentais e, por fim, a elaboração das considerações finais.

3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Este capítulo tem como objetivo apresentar as propriedades recomendadas pelas normas brasileira e canadense para os dois principais materiais constituintes do concreto armado.

3.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS SEGUNDO NBR 6118

A seguir serão abordadas as recomendações referentes às propriedades dos materiais presentes na Norma brasileira NBR 6118.

3.1.1 Concreto

Serão apresentadas as seguintes propriedades do concreto: massa específica, resistência característica à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade, diagrama tensão-deformação para compressão, diagrama tensão-deformação para tração e o coeficiente de dilatação térmica.

3.1.1.1 Massa específica

A Norma brasileira NBR 6118 se aplica apenas a concretos com massa específica normal, concretos esses que a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014, p. 22) define como sendo “[...] aqueles que, depois de secos em estufa, têm massa específica, ρ_c , entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³.”.

Para efeito de cálculos, em casos em que a massa específica real não é conhecida deve-se adotar o valor de 2400 kg/m³ para o concreto simples e o valor de 2500 kg/m³ para o concreto armado. Em casos em que se conhece o valor da massa específica do concreto pode-se utilizar como massa específica do concreto armado o valor da massa específica do concreto simples somado um valor entre 100 kg/m³ e 150 kg/m³.

3.1.1.2 Resistência característica à compressão

A Norma brasileira aplica-se a concretos da classe C20 até a classe C90 e divide estes concretos em dois grupos de resistência, o grupo I que abrange concretos com resistência de 20 MPa até 50 MPa (C20 a C50) e o grupo II com resistência de 55 MPa até 90 MPa (C55 a C90).

3.1.1.3 Resistência à tração

A resistência à tração indireta, $f_{ct,SP}$, e a resistência à tração na flexão, $f_{ct,f}$, devem ser obtidas por meio de ensaios regulamentados e a resistência à tração direta, f_{ct} , pode ser considerada como sendo $0,9 f_{ct,SP}$ ou $0,7 f_{ct,f}$. Em caso de falta de ensaios o valor médio e característico do f_{ct} pode ser determinado pelas seguintes equações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 23):

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (\text{fórmula 1})$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1+0,11 f_{ck}), \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa} \quad (\text{fórmula 2})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (\text{fórmula 3})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

$f_{ct,m}$ e f_{ck} são dados em megapascal (MPa)

3.1.1.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade inicial, E_{ci} , obtido aos 28 dias, deve ser determinado por meio de ensaios, mas para casos em que não forem realizados ensaios a Norma permite que seu valor seja estimado através das seguintes expressões (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 24):

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 f_{ck}^{1/2}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (\text{fórmula 5})$$

$$E_{ci} = 21500 \alpha_E (f_{ck}/10 + 1,25)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa} \quad (\text{fórmula 6})$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa).

Ainda segundo a NBR 6118 o módulo de deformação secante, E_{cs} , também deve ser obtido através de ensaio. Porém, em caso de não ser realizado ensaio, este pode ser estimado pela expressão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 24-25):

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (\text{fórmula 7})$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + (0,2 f_{ck} / 80) \leq 1,0 \quad (\text{fórmula 8})$$

A Norma NBR 6118 também apresenta uma tabela com valores arredondados que podem ser utilizados no dimensionamento de projetos estruturais, como visto na tabela 1 a seguir.

Tabela 1 – Valores estimados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

Classes de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

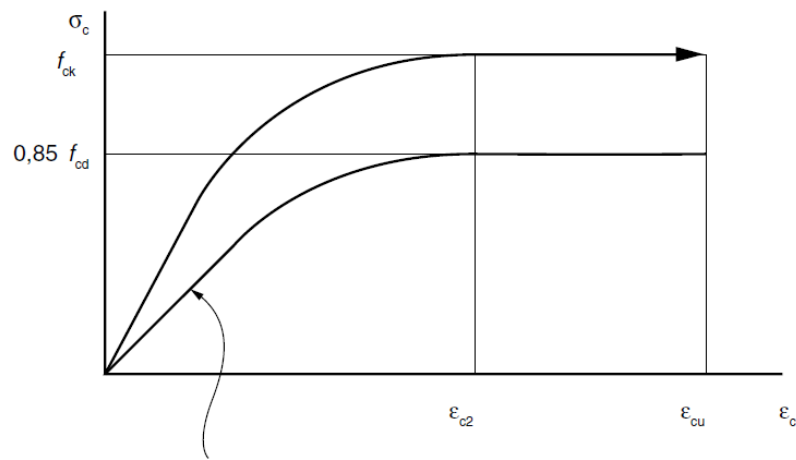
(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 25)

3.1.1.5 Diagrama tensão-deformação para compressão

A Norma NBR 6118 permite que se admita, para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$, uma relação linear entre as tensões e deformações e sugere a adoção para o módulo de elasticidade o valor secante dado pela fórmula 7.

A figura 2 mostra o diagrama tensão-deformação idealizado, diagrama apresentado pela Norma brasileira e que pode ser utilizado para análises no estado-limite último.

Figura 2 – Diagrama tensão-deformação idealizado



$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
 Para $f_{ck} > 50$ MPa:
 $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26)

Neste diagrama os parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ϵ_{cu} (deformação específica do concreto na ruptura) são definidos pela Norma em função de sua classe (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26).

Para concretos de classe até C50:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} \quad \text{e} \quad \epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰} \quad (\text{fórmula 9})$$

Para concreto de classes C50 até C90:

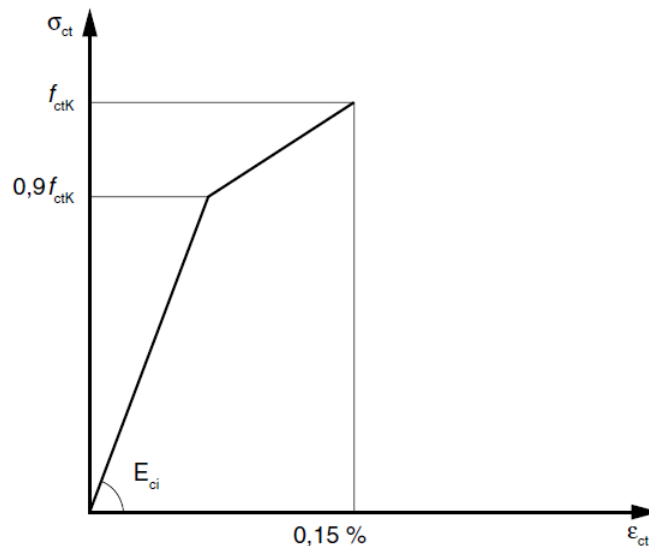
$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (\text{fórmula 10})$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} [(90 - f_{ck}) / 100]^4. \quad (\text{fórmula 11})$$

3.1.1.6 Diagrama tensão-deformação para tração

O diagrama tensão-deformação da tração apresentado na NBR 6118 é válido apenas para concretos não fissurados, apresentando um formato bilinear, conforme figura 3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 27).

Figura 3 – Diagrama tensão-deformação bilinear na tração



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 27)

3.1.1.7 Coeficiente de dilatação térmica

Segundo a NBR 6118, “Para efeito de análise estrutural, o coeficiente de dilatação térmica pode ser admitido como sendo igual a $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 23).

3.1.2 Aço

Para o aço serão apresentadas as seguintes propriedades: tensão característica ao escoamento, módulo de elasticidade, diagrama tensão-deformação para tração e compressão e o coeficiente de dilatação térmica.

3.1.2.1 Tensão característica ao escoamento

A Norma brasileira NBR 6118 se aplica a três categorias de aço, o CA-25, CA-50 e CA-60 com respectivas tensões de escoamento de 250 MPa, 500 MPa e 600 MPa. Os diâmetros e áreas nominais das barras são regulamentados por norma específica (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 28).

3.1.2.2 Módulo de elasticidade

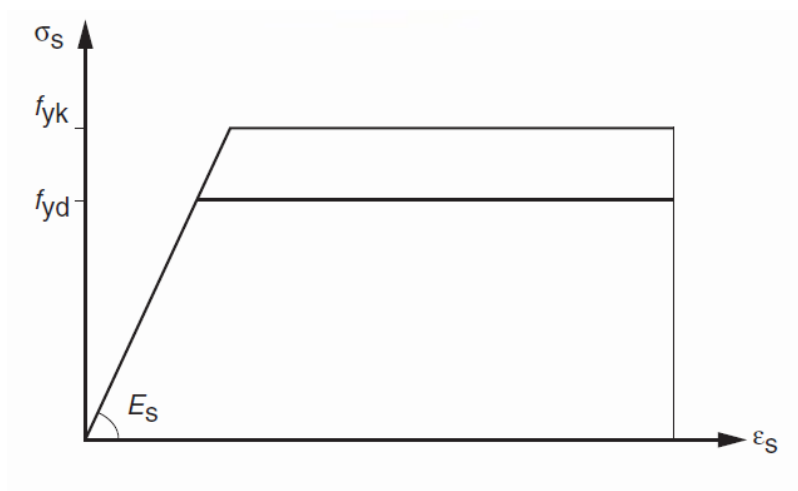
O valor do módulo de elasticidade para fins de cálculo, quando não determinado por meio de ensaio ou informado pelo fornecedor, é tomado igual a 210 GPa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29).

3.1.2.3 Diagrama tensão-deformação para tração e compressão

Os valores característicos da tensão de escoamento, f_{yk} , da resistência à tração f_{stk} , da deformação na ruptura ϵ_{uk} e o diagrama tensão-deformação, segundo a Norma NBR 6118, devem ser obtidos através de ensaios de tração regulamentados. A norma também afirma que “[...] o valor de f_{yk} para os aços sem patamar de escoamento é o valor da tensão correspondente à deformação permanente de 0,2%.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29).

A figura 4 mostra o diagrama tensão-deformação simplificado apresentado pela Norma brasileira e que pode ser utilizado para análises no estado-limite último para aços com ou sem patamar de escoamento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29).

Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para o aço



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29)

3.1.2.4 Coeficiente de dilatação térmica

Segundo a NBR 6118 “O valor de $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ pode ser considerado para o coeficiente de dilatação térmica do aço, para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C .” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29).

3.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS SEGUNDO CSA A23.3

A seguir serão abordadas as recomendações referentes às propriedades dos materiais presentes na norma canadense CSA A23.3.

3.2.1 Concreto

Serão apresentadas as seguintes propriedades do concreto: massa específica, resistência característica à compressão, resistência de ruptura, módulo de elasticidade, diagrama tensão-deformação e o coeficiente de dilatação térmica.

3.2.1.1 Massa específica

Os concretos são divididos em três grupos de densidade, caracterizados quanto a suas massas específicas secas: o primeiro grupo é o dos concretos de baixa densidade, que são aqueles com massa específica seca menor do que 1850 kg/m³; o segundo grupo é o de semi-baixa densidade para concretos que tem massa específica seca entre 1850 kg/m³ e 2150 kg/m³; e o terceiro grupo é dos concretos com densidade normal que são aqueles com massa específica seca de 2150 kg/m³ e 2500 kg/m³ (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 23, tradução nossa).

3.2.1.2 Resistência característica à compressão

A Norma canadense aplica-se a concretos com resistência característica à compressão variando entre 20 MPa e 80 MPa. Por meio de nota a norma exige que para concretos com resistência maior que 50 MPa o projetista se responsabilize em saber da disponibilidade deste concreto. Para resistências mais altas, nesta mesma nota, a norma fala na possibilidade da exigência de uma pré-qualificação dos fornecedores e concreteira (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 52, tradução nossa).

3.2.1.3 Resistência de ruptura

O módulo de ruptura é dado pela equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 53, tradução nossa):

$$f_r = 0,6 \lambda (f'_c)^{1/2} \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde λ é um fator de modificação para a densidade do concreto que considera efeitos da baixa densidade dos agregados no esforço de tração e outras propriedades relacionadas e toma os seguintes valores:

$\lambda = 1,00$ para concretos com densidade normal;

$\lambda = 0,85$ para concretos com semi baixa densidade nos quais todos os agregados finos forem compostos por areia natural;

$\lambda = 0,75$ para concretos com baixa densidade nos quais nenhuma parcela dos agregados finos seja composta de areia natural.

Para situações intermediárias da composição de areias naturais a Norma permite uma interpolação linear entre os valores

3.2.1.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto em compressão, E_c , deve ser tomado como sendo o valor médio do módulo secante para uma tensão de $0,4 f_c'$ determinado por meio de ensaios. Na falta de ensaios, a Norma CSA A23.3 sugere duas equações para determinar o módulo de elasticidade (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 52, tradução nossa).

Para concretos com densidade, γ_c , entre 1500 e 2500 kg/m³

$$E_c = (3300 (f_c')^{1/2} + 6900) (\gamma_c/2300)^{1,5} \quad (\text{fórmula 13})$$

Para concretos com densidade normal e f_c' entre 20 e 40 MPa

$$E_c = 4500 (f_c')^{1/2} \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde f_c' é dado em MPa e γ_c em kg/m³

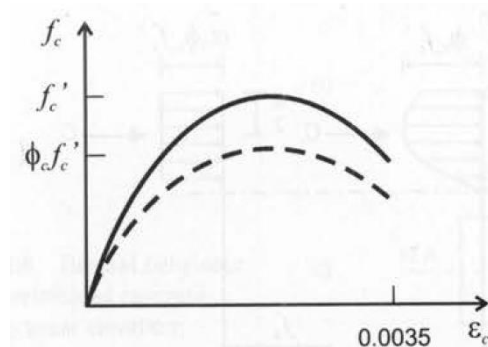
A Norma canadense, por meio de nota, refere que o módulo de elasticidade E_c é afetado pelo tipo de agregado usado na mistura e a taxa de carregamento, e estima que para concretos canadenses o módulo de elasticidade geralmente será entre 80% e 120% dos resultados fornecidos pelas formulas 13 e 14.

3.2.1.5 Diagrama tensão-deformação

Conforme a Norma CSA A23.3 a relação entre a tensão de compressão e a deformação do concreto pode ser baseada em uma curva tensão-deformação ou curvas com qualquer outro formato que resulte, com um grau de precisão aceitável, nos resultados dos ensaios de

compressão. Ensaios estes, que para garantir a diferença dos carregamentos no local e aqueles aplicados nos cilindros de teste, são feitos com tensão de pico não superiores a $0,9 f_c'$ como visto na figura 5 a seguir:

Figura 5 – Diagrama tensão deformação do concreto



(fonte: BRZEV e PAO, 2009, p 77)

3.2.1.6 Coeficiente de dilatação térmica

Segundo a CSA A23.3 “Para efeito de análise estrutural, o coeficiente de dilatação térmica pode ser tomado como $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.” (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 53, tradução nossa).

3.2.2 Aço

Para o aço serão apresentadas as seguintes propriedades: tensão de projeto, módulo de elasticidade, diagrama tensão-deformação e o coeficiente de dilatação térmica.

3.2.2.1 Tensão de projeto

A Norma canadense CSA A23.3 recomenda que a tensão de projeto da armadura, f_y , não ultrapasse o valor de 500 MPa, exceto no caso de cabos protendidos (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 51, tradução nossa).

3.2.2.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade, E_s , deve ser tomado com o valor de 200 000 MPa (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 51, tradução nossa).

3.2.2.3 Diagrama tensão-deformação

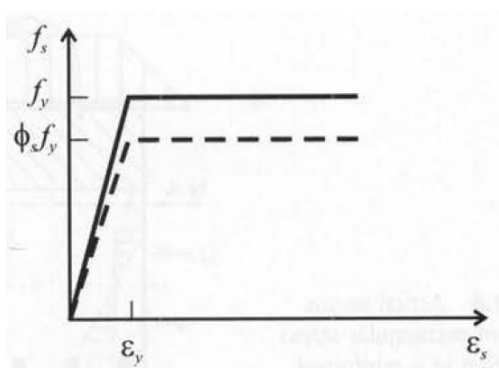
Conforme a Norma CSA A23.3, “A tensão na armadura deve ser calculada como ϕ_s para barras de armadura [...], multiplicada pela tensão determinada pela deformação compatibilizada com base em uma curva representativa da tensão-deformação do aço.” (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 51, tradução nossa).

Para armaduras com tensão ao escoamento menor ou igual a 500 MPa a Norma CSA A23.3 permite que se use uma forma simplificada do diagrama tensão-deformação com as seguintes características (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 51, tradução nossa):

- para deformações, ϵ_s , menores do que a deformação de escoamento, f_y / E_s , a força da armadura deve ser tomada como $\phi_s A_s E_s \epsilon_s$;
- para deformações, ϵ_s , maiores do que a deformação de escoamento, a força da armadura deve ser tomada como $\phi_s A_s f_y$.

tal fato pode ser visto na figura 6 a seguir:

Figura 6 – Diagrama tensão deformação do aço



(fonte: BRZEV e PAO, 2009, p 77)

3.2.2.4 Coeficiente de dilatação térmica

Segundo a CSA A23.3 “O coeficiente de dilatação térmica pode ser tomado como $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.” (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 52, tradução nossa).

4 PRINCÍPIOS GERAIS

Os princípios gerais de cálculo são as hipóteses e considerações que as Normas apresentam a respeito do comportamento das estruturas. Estes princípios são tomados como base para a elaboração do modelo matemático utilizado para o dimensionamento destes elementos.

4.1 PRINCÍPIOS GERAIS APRESENTADOS NA NBR 6118

Serão apresentados os princípios gerais de cálculo presentes na NBR 6118.

4.1.1 Estados limites

Os estados limites são aqueles que, quando atingidos, determinam que a estrutura é inadequada para ser utilizada, seja por deixar de atender critérios quanto ao seu comportamento ou por atingir o colapso da estrutura.

4.1.1.1 Estado limite último (ELU)

O estado limite último é aquele “[...] relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 4).

Este estado limite pode ser considerado atingido quando a peça alcançar, na sua fibra mais comprimida, o encurtamento de valor último convencional, ε_2 ou ε_{cu} , ou quando na armadura tracionada a barra com maior deformação atingir o valor último convencional em $\varepsilon_s = 10\%$.

4.1.1.2 Estado limite de serviço (ELS)

O estado limite de serviço é o estado em que a estrutura deixa de atender requisitos mínimos para a sua utilização. Esta falta de atendimento pode ser decorrente de deformações excessivas (ELS-DEF), fissuração excessiva (ELS-F) e (ELS-W) e vibração (ELS-VE).

4.1.2 Valores de cálculo

Os valores de cálculo são os valores característicos ponderados por um fator de ponderação que no caso da resistência do material minora o seu valor e no caso das cargas ele majora o valor, fornecendo uma maior segurança final a estrutura.

4.1.2.1 Resistência de cálculo

A Norma NBR 6118 define a resistência de cálculo, f_d , como sendo a resistência característica, f_k , dividida por um coeficiente ponderador, γ_m , e esta Apresentada na equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 70-71):

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

f_d e f_k são dados em megapascal (MPa).

γ_m assume valores distintos para o concreto e o aço. No estado-limite último e para combinações normais os valores são:

concreto $\gamma_c = 1,4$ e aço $\gamma_s = 1,15$.

4.1.2.2 Solicitações de cálculo

Para efeitos de cálculo a Norma NBR 6118 recomenda que sejam majoradas as solicitações por meio de um coeficiente γ_f como mostra a fórmula (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 65):

$$R_d = \gamma_f R \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

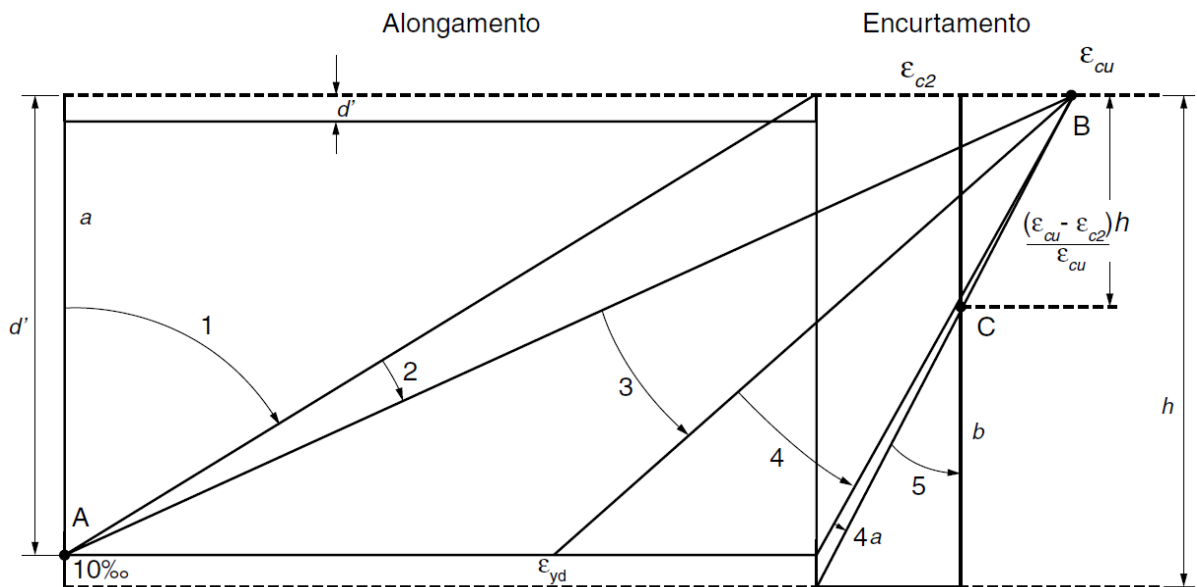
R é a solicitação aplicada na estrutura;

$\gamma_f = 1,4$ no dimensionamento feito no estado limite último.

4.1.3 Domínios de deformação

Conforme a Norma NBR 6118 (p. 121, 2014) para solicitações normais o “[...] estado-limite último é caracterizado quando as distribuições das deformações na seção transversal pertencem a um dos domínios definidos na figura [...]” 7.

Figura 7 – Domínios de deformação



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, 122)

Os domínios estão descritos a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, apud BESSA, 2014, p. 21-22):

Ruptura por alongamento plástico excessivo da armadura tracionada

Reta a: tração uniforme.

Domínio 1: tração não uniforme. O estado limite último é caracterizado pelo escoamento do aço ($\epsilon_s = 10\%$).

Domínio 2: flexão Simples ou Composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$). O estado limite último é caracterizado pelo escoamento do aço ($\epsilon_s = 10\%$). A linha neutra corta a seção.

Ruptura do concreto comprimido (sem grandes deformações)

Domínio 3: flexão Simples (seção subarmada) ou Composta com ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$). A linha neutra corta a seção.

Domínio 4: flexão Simples (seção superarmada) ou Composta com ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) e sem escoamento do aço ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$). A linha neutra corta a seção. A ruptura da peça ocorre de forma frágil, sem aviso, pois o concreto rompe antes que a armadura tracionada se deforme excessivamente.

Domínio 4a: flexão Composta com armaduras comprimidas e ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$). A linha neutra corta a seção na região de cobrimento da armadura menos comprimida.

Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração. A linha neutra não corta a seção. Neste domínio, a deformação última do concreto é variável, sendo igual a $\epsilon_c = \epsilon_{c2}$ e na compressão uniforme e $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ na flexo-compressão (linha neutra tangente à seção).

Reta b: compressão uniforme

Os elementos projetados no Domínio 3 são os que apresentam soluções mais econômicas por aproveitarem melhor as resistências dos materiais.

4.1.4 Diagrama tensão-deformação modificado retangular

A Norma brasileira permite que na flexão se substitua a curva tensão-deformação parabólica por um modelo retangular. Para que essa substituição seja segura, deve-se considerar que a altura da zona comprimida tenha o valor definido por (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 121):

$$y = \lambda x \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

x é a profundidade da linha neutra;

λ é tomado por:

$$\lambda = 0,8 \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (\text{fórmula 18})$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400 \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa} \quad (\text{fórmula 19})$$

Ainda, para garantir a segurança, a tensão de compressão no concreto deve ter o valor dado pelas equações abaixo, conforme os casos citados.

Quando não houver redução da largura da seção a partir da linha neutra até a borda mais comprimida:

$$f_c = \alpha_c f_{cd} \quad (\text{fórmula 20})$$

Caso contrário:

$$f_c = 0,9 \alpha_c f_{cd} \quad (\text{fórmula 21})$$

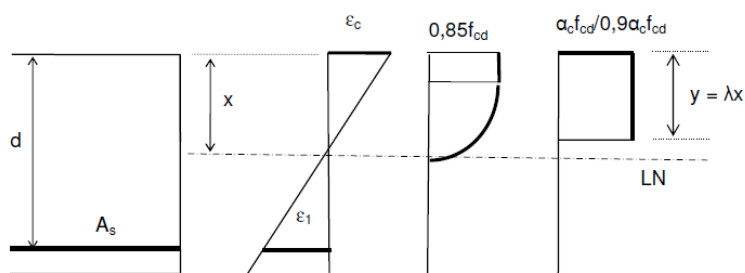
Onde:

$$\alpha_c = 0,85 \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (\text{fórmula 22})$$

$$\alpha_c = 0,8 - [1 - (f_{ck} - 50) / 200] \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa.} \quad (\text{fórmula 23})$$

A resistência f_{cd} aparece multiplicada pelo valor de 0,85 no diagrama parábola-retângulo, isso se deve ao efeito Rush, que é uma redução da resistência que o concreto apresenta quando submetido a cargas de longa duração, como representado na figura 8.

Figura 8 – Variação das deformações, Diagrama parábola-retângulo e Diagrama retangular



(fonte: BESSA, 2014, p 20)

4.1.5 Dutilidade

A Norma NBR 6118 afirma que para garantir boas condições de dutilidade em vigas e lajes fletidas, deve-se respeitar os limites da posição da linha neutra, x/d , sendo adotado, se necessário, armadura de compressão.

A introdução da armadura de compressão serve para garantir o atendimento de valores menores da posição da linha neutra, x . Posições que estejam nos domínios 2 ou 3, não conduzem a elementos estruturais com ruptura frágil. A posição da linha neutra no domínio 4, com ou sem armadura de compressão está associada a ruptura frágil.

A Norma NBR 6118 diz ainda que a capacidade de rotação dos elementos estruturais aumenta com a diminuição da relação x/d . Assim, para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no estado-limite último deve obedecer aos seguintes limites (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 91):

$$x / d \leq 0,45 \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{f\u00f3rmula 24})$$

$$x / d \leq 0,35 \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (\text{f\u00f3rmula 25})$$

4.1.6 Condi\u00e7\u00f5es de equil\u00edbrio

A Norma brasileira NBR 6118 permite, para casos onde as deforma\u00e7\u00f5es n\u00e3o tenham alterado o comportamento dos esfor\u00e7os internos de maneira significativa, que no caso de vigas e lajes, se formem as equa\u00e7\u00f5es de equil\u00edbrio utilizando a forma indeformada da estrutura, (ASSOCIA\u00c7\u00c3O BRASILEIRA DE NORMAS T\u00c9CNICAS, 2014, p. 83).

4.1.7 Cobrimento

O cobrimento \u00e9 definido pela Norma brasileira NBR 6118 de acordo com a classe de agressividade do ambiente que s\u00e3o classificados pelo quadro 1 a seguir (ASSOCIA\u00c7\u00c3O BRASILEIRA DE NORMAS T\u00c9CNICAS, 2014, p. 17).

Quadro 1 – Classes de agressividade ambiental NBR 6118

Classes de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
		Industrial ^{a, c}	
IV	Muito forte	Respingos de maré	Elevado

a – Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

b – Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c – Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 17)

Para o caso característico de tolerância de execução de $\Delta_C = 10$ mm a Norma apresenta em forma de tabela os valores de cobrimento nominal, C_{nom} , que se trata do cobrimento mínimo, C_{min} , acrescido da tolerância de execução, Δ_C , para os elementos estruturais convencionais (lajes, vigas e pilares) como visto na tabela 2 a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 19).

Tabela 2 – Cobrimento do concreto NBR 6118

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		Cobrimento nominal (mm)			
		I	II	III	IV
	Laje	20	25	35	45
Concreto armado	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50

c – Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

d – No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 20)

4.2 PRINCÍPIOS GERAIS APRESENTADOS NA CSA A23.3

A Norma canadense traz os princípios gerais de cálculo que devem ser seguidos no dimensionamento de elementos de concreto armado, os quais serão descritos nesta seção.

4.2.1 Estados limites

Os estados limites apresentados na Norma canadense CSA A23.3, assim como na Norma brasileira, determinam os limites que caracterizam que a estrutura deixa de ser adequada para utilização ou os limites em que a estrutura atinge o colapso.

4.2.1.1 Estado limite último (ELU)

Segundo a CSA A23.3 no estado limite último as “[...] estruturas devem ser dimensionadas tal que a resistência fatorada seja maior ou igual aos carregamentos fatorados [...]” (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 49, tradução nossa).

4.2.1.2 Estado limite de serviço (ELS)

Assim como na NBR 6118 a Norma canadense CSA A23.3 apresenta estados limites de serviço para deformações excessivas, fissuração excessiva e vibração com o mesmo conceito da Norma brasileira que diz ser o estado onde a estrutura deixa de atender requisitos mínimos para sua utilização (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 49, tradução nossa).

4.2.2 Valores de cálculo

A Norma canadense CSA A23.3 define que no dimensionamento de estruturas de concreto armado as resistências de cálculo devem ser minoradas por um fator ponderador e as cargas majoradas para que a estrutura apresente uma maior segurança.

4.2.2.1 Resistência de cálculo

A Norma CSA A23.3 utiliza a expressão resistência fatorada na definição das resistências de cálculo e, diferentemente da Norma brasileira, onde os ponderadores são maiores do que 1 e entram na equação dividindo as resistências características dos materiais, os ponderadores da norma canadense apresentam valores menores do que 1 e multiplicam as resistências características como pode ser visto na equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 51, tradução nossa):

$$f_r = \phi_m f \quad (\text{fórmula 26})$$

Onde:

f_r e f é dado em megapascal (MPa).

ϕ_m assume valores distintos para o concreto e o aço, no estado-limite último os valores são:

concreto $\phi_c = 0,65$ e aço $\phi_s = 0,85$.

4.2.2.2 Solicitação de cálculo

As solicitações utilizadas no dimensionamento das estruturas, segundo a Norma canadense CSA A23.3, devem ser majoradas por meio de um coeficiente ponderador ϕ_r como mostra a equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 51, tradução nossa):

$$R_f = \phi_r R \quad (\text{fórmula 27})$$

Onde:

R é a solicitação aplicada na estrutura;

$\phi_r = 1,4$ no dimensionamento feito no estado limite último.

4.2.3 Diagrama tensão-deformação modificado retangular

É permitida a substituição da curva tensão-deformação parabólica por um modelo retangular. Para que essa substituição seja segura deve-se considerar que a altura da zona comprimida tenha o valor definido por (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 62, tradução nossa):

$$a = c \beta_1 \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde β_1 é tomado por:

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025 f'_c \geq 0,67 \quad (\text{fórmula 29})$$

Ainda para garantir a segurança, a tensão de compressão no concreto deve ter o valor dado pela equação abaixo:

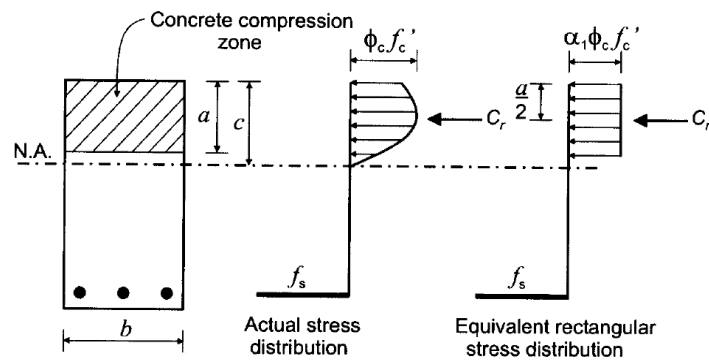
$$\sigma_{cr} = \alpha_1 \phi_c f'_c \quad (\text{fórmula 30})$$

Onde α_1 é dado por:

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 f'_c \geq 0,67 \quad (\text{fórmula 31})$$

A figura 9 mostra os dois diagramas e as variáveis envolvidas.

Figura 9 – Diagrama parabólico e retangular



(fonte: BRZEV e PAO, 2009, p 78)

4.2.4 Limite c/d para a tensão de escoamento da armadura

Para tensão na armadura de elementos fletidos não deve-se supor que foi atingido a tensão de escoamento a não ser que c/d respeite a relação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 64, tradução nossa):

$$c / d \leq 700 / (700 + f_y) \quad (\text{fórmula 32})$$

Esse limite representa a mesma ideia do limite de ductilidade da Norma brasileira, onde é introduzida uma armadura de compressão nos elementos, quando necessário, para garantir o atendimento de valores menores do que este limite.

4.2.5 Condições de equilíbrio

A Norma canadense CSA A23.3 afirma que para a flexão “A condição de equilíbrio das deformações deve existir, na seção transversal, quando a tensão na armadura atinge a deformação de escoamento ao mesmo tempo que o concreto comprimido atinge sua máxima deformação de 0,0035.” (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 62, tradução nossa).

4.2.6 Cobrimento

O cobrimento é definido pela Norma canadense CSA A23.3 de acordo com a classe de exposição dos elementos estruturais classificadas pelo quadro 2 a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 229-230, tradução nossa).

Quadro 2 – Classes de agressividade ambiental A23.3

Sigla	Definição
N	Concretos que quando em serviço não sejam expostos a cloretos nem a situações de congelamento e descongelamento nem a sulfatos tanto em ambientes secos ou húmidos.
F-1	Concretos expostos a situações de congelamento e descongelamento em condição saturada, porem sem exposição a cloretos.
F-2	Concretos em condição não saturada expostos a situações de congelamento e descongelamento, porem sem exposição a cloretos. Exemplo: Paredes e pilares externos.
S-1	Concretos submetidos uma exposição muito severa de sulfatos.
S-2	Concretos submetidos a uma exposição severa de sulfatos.
S-3	Concretos submetidos a uma exposição moderada de sulfatos e exposição a agua do mar ou respingo de agua do mar.
C-LX	Concreto armado estrutural exposto a cloretos e outros ambientes severos com ou sem exposição à situação de congelamento e descongelamento e com expectativas de desempenho de durabilidade mais elevadas do que as classes C-1 ou A-1.
C-1	Concreto armado estrutural exposto a cloretos com ou sem exposição à situação de congelamento e descongelamento. Exemplo: tabuleiros de pontes, plataformas e tampas de estacionamento, partes de estruturas expostas à água do mar localizadas dentro das zonas de respingo de maré, concreto exposto à respingo de agua do mar, e piscinas de água salgada. Para exposições a agua do mar e a respingo de agua do mar os requisitos para a S-3 também têm de ser cumpridos.
C-3	Concretos continuamente submersos expostos a cloretos, porem não expostos a situações de congelamento e descongelamento. Exemplo: porções submersas de estruturas expostas à água do mar. Para exposições a agua do mar e a respingo de agua do mar os requisitos para a S-3 também têm de ser cumpridos.
A-XL	Concreto armado estrutural com exposição severa a esterco e/ou gases de silagem com ou sem exposição à situação de congelamento e descongelamento. Concreto exposto ao vapor acima de esgoto municipal ou efluente industrial, onde o gás sulfeto de hidrogênio pode ser gerado, com expectativas de desempenho de durabilidade mais elevadas do que a classe A-1.
A-1	Concreto armado estrutural com exposição severa a esterco e/ou gases de silagem com ou sem exposição à situação de congelamento e descongelamento. Concreto exposto ao vapor acima de esgoto municipal ou efluente industrial, onde o gás sulfeto de hidrogênio pode ser gerado. Exemplo: vigas armadas, lajes e pilares sobre esgoto e silos.
A-2	Concreto armado estrutural com exposição moderada a severa a esterco e/ou gases e líquidos de silagem com ou sem exposição à situação de congelamento e descongelamento.
A-3	Concreto armado estrutural com exposição moderada a severa a esterco e/ou gases e líquidos de silagem com ou sem exposição à situação de congelamento e descongelamento continuamente submersos. Concretos continuamente submersos em efluentes municipais ou industriais.

(fonte: adaptado de STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 229-230, tradução nossa)

Com base nas classes de agressividade ambiental a Norma canadense CSA A23.3 traz uma tabela com os valores mínimos de cobrimento para serem usados nas estruturas de concreto armado, como apresentado na tabela 3.

Tabela 3 – Cobrimento do concreto A23.3

Condições de exposição	Classes de exposição		
	N	F-1, F-2, S-1, S-2, S3	C-LX, AXL, C-1,C-3, A-1, A-2, A,3
Lançado contra e permanentemente expostos à terra, incluindo fundações e estacas.	75 mm	75 mm	75 mm
Viga e pilar	30 mm *	40 mm	60 mm
Lajes, paredes, vigotas, cascas, e as placas dobradas	20 mm *	40 mm	60 mm

* Este refere-se apenas ao concreto que será continuamente seco dentro do espaço condicionado (ou seja, os membros inteiramente dentro da barreira de vapor da envolvente do edifício).

(fonte: adaptado de STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 231, tradução nossa)

5 VIGAS

Este capítulo apresenta as diretrizes de cálculo presentes nas Normas brasileira e canadense de concreto armado para o dimensionamento de vigas.

5.1 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS SEGUNDO NBR 6118

Vigas são definidas pela norma brasileira NBR 6118 (2014, p.83) como sendo “Elementos lineares em que a flexão é predominante.” e tem a função básica de vencer vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios.

5.1.1 Flexão simples

Essa subdivisão vai apresentar o procedimento da Norma brasileira NBR 6118 para o dimensionamento das armaduras longitudinais que são responsáveis, junto com o concreto, a resistir aos esforços de flexão na viga.

5.1.1.1 Armadura longitudinal mínima e máxima

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130):

A ruptura frágil das seções transversais, quando da formação da primeira fissura, deve ser evitada considerando-se, para o cálculo das armaduras, um momento mínimo dado pelo valor correspondente ao que produziria a ruptura da seção de concreto simples, supondo que a resistência à tração do concreto seja dada por $f_{ctk,sup}$, devendo também obedecer às condições relativas ao controle da abertura de fissuras. A especificação de valores máximos para as armaduras decorre da necessidade de se assegurar condições de ductilidade e de respeitar o campo de validade dos ensaios que deram origem às prescrições de funcionamento do conjunto aço-concreto.

5.1.1.1.1 Armadura mínima

A armadura mínima foi estipulada com o intuito de prevenir situações em que, por razões arquitetônicas ou construtivas, as dimensões da seção transversal sejam maiores do que seria necessário para suportar as solicitações atuantes.

Segundo a NBR 6118 a armadura mínima tracionada deve ser dimensionada através de uma seção submetida a um momento mínimo expressado pela equação a seguir, respeitando o valor da taxa mínima absoluta de 0,150%:

$$M_{d,mín} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} \quad (\text{fórmula 33})$$

Onde:

W_0 é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ é a Resistencia característica superior do concreto à tração.

A norma apresenta também uma tabela alternativa onde, caso sejam respeitados os valores das taxas mínimas de armadura, $\rho_{mín}$, o dimensionamento segundo o $M_{d,mín}$ deve ser considerado atendido e a armadura pode ser calculada segundo a equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130):

$$A_{s,mín} = \rho_{mín} A_c \quad (\text{fórmula 34})$$

Onde:

A_c é a área da seção transversal de concreto.

Quadro 3 – Taxas mínimas de armadura de flexão

Forma da seção	Valores de ρ_{\min}^a ($A_{s,\min}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.130)

5.1.1.1.2 Armadura máxima

Conforme a NBR 6118 (2014, p.132) “A soma das armaduras de tração e de compressão ($A_s + A_s'$) não pode ter valor maior que 4 % A_c , calculada na região fora da zona de emendas[...]”.

$$A_{s,\max} = A_s + A_s' = 4\% A_c \quad (\text{fórmula 35})$$

5.1.1.2 Limites de x e y

A posição da linha neutra, x, que determina o limite entre os domínios de deformações 2 e 3, descritos no item 4.1.3 deste trabalho, é denominado $x_{2,3}$ e é determinado segundo a equação a seguir:

$$x_{2,3} = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + 10\%)] d \quad (\text{fórmula 36})$$

Já a posição da linha neutra, x, que determina o limite entre os domínios 3 e 4, descritos no item 4.1.3 deste trabalho, é denominado x_{\lim} e é determinado segundo a equação a seguir:

$$x_{\lim} = [\epsilon_{cu} E_s / (f_{yd} + \epsilon_{cu} E_s)] d \quad (\text{fórmula 37})$$

A posição y_{max} , que é a altura da zona comprimida no limite que separa as situações de dimensionamento para armadura simples e armadura dupla, é o menor valor entre y_{dutil} e y_{lim} determinados de acordo com as equações a seguir:

$$y_{lim} = \lambda [\varepsilon_{cu} E_s / (f_{yd} + \varepsilon_{cu} E_s)] d \quad (\text{fórmula 38})$$

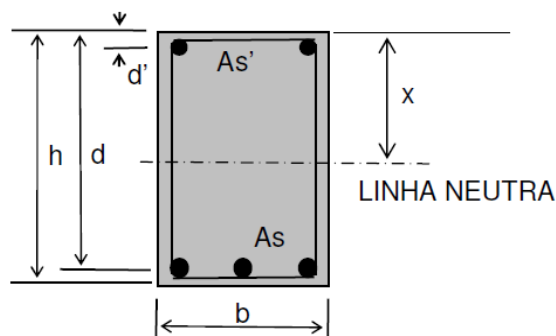
$$y_{dutil} = \lambda 0,45 d \quad \text{para concretos com } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \quad (\text{fórmula 39})$$

$$y_{dutil} = \lambda 0,35 d \quad \text{para concretos com } 50\text{ MPa} < f_{ck} \leq 90\text{MPa} \quad (\text{fórmula 40})$$

5.1.1.3 Seção retangular

A figura 10 mostra a seção transversal de uma viga com as notações que serão utilizadas no dimensionamento:

Figura 10 – Seção transversal viga Brasil



(fonte: BESSA, 2014)

Onde:

b é a largura da seção transversal;

h é a altura da seção transversal;

A_s é a área das barras da armadura longitudinal tracionada;

A_s' é a área das barras da armadura longitudinal comprimida;

d é a altura útil que é a distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada, A_s , até a fibra mais comprimida do concreto;

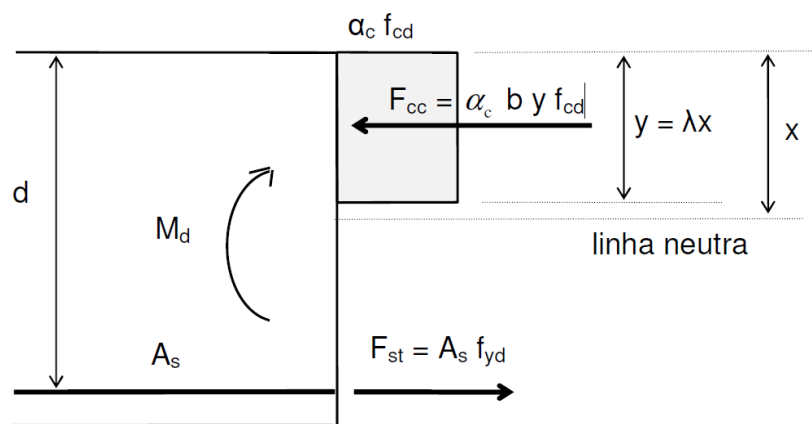
d' é a distância entre o centro de gravidade da armadura comprimida, A_s' , até a fibra mais comprimida do concreto;

x é a distância da linha neutra até a fibra mais comprimida.

5.1.1.3.1 Armadura simples

A armadura simples é adotada na situação onde o $y \leq y_{\max}$ e, portanto só há necessidade de se dimensionar a armadura tracionada, pois o concreto na área comprimida suporta absorver os esforços sem o auxílio de uma armadura de compressão. A seguir, a figura 11 mostra as forças a serem consideradas que darão origem às equações para determinação da posição da linha neutra e da área de aço tracionado (Bessa, 2014, p. 28).

Figura 11 – Forças armadura simples NBR 6118



(fonte: BESSA, 2014, p. 28)

Fazendo o somatório de forças horizontais e o somatório de momentos no ponto de aplicação da força resistente do aço tracionado se chega às seguintes equações:

$$\Sigma F = 0, \quad 0 = \alpha_c b f_{cd} y - A_s f_{yd} \quad (\text{fórmula 41})$$

$$\Sigma M_{As} = M_d, \quad M_d = \alpha_c b f_{cd} y (d - 0,5 y) \quad (\text{fórmula 42})$$

Resolvendo o sistema de equações se chega às expressões:

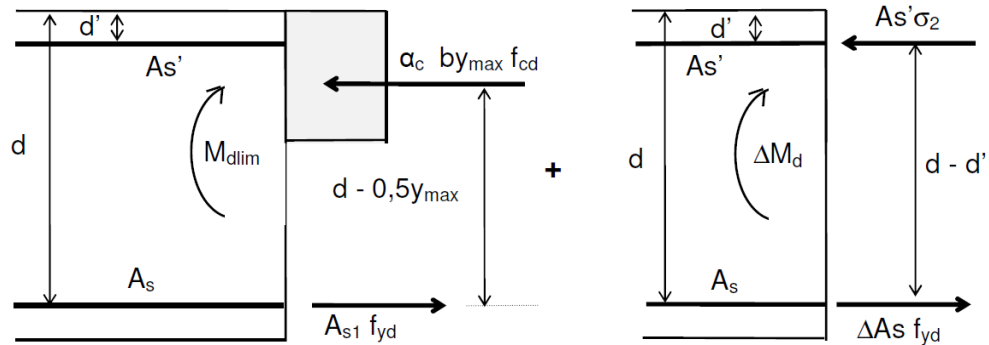
$$y = d - [d^2 - (2 M_d / \alpha_c b f_{cd})]^{1/2} \quad (\text{fórmula 43})$$

$$A_s = (\alpha_c b f_{cd} y) / f_{yd} \quad (\text{fórmula 44})$$

5.1.1.3.2 Armadura dupla

A armadura dupla é adotada na situação onde o $y > y_{\max}$ e quando isso acontece fixa-se a posição da linha neutra em y_{\max} e utiliza-se uma armadura de compressão A_s' que junto com um acréscimo de armadura tracionada irão formar um binário resistente capaz de suportar o excesso de momento aplicado. A seguir a figura 12 mostra as forças a serem consideradas que darão origem as equações para determinação da posição da linha neutra e das áreas de aço a serem utilizados (Bessa, 2014, p. 29).

Figura 12 – Forças armadura dupla NBR 6118



(fonte: BESSA, 2014, p. 29)

O primeiro passo para se dimensionar uma viga com armadura dupla é determinar a parcela do momento que a viga suportaria no limite, y_{\max} , se estivesse sendo dimensionada com armadura simples, a partir da equação a seguir:

$$M_{d,\text{lim}} = \alpha_c b f_{cd} y_{\max} (d - 0,5 y_{\max}) \quad (\text{fórmula 45})$$

Fazendo o somatório de forças horizontais e o somatório de momentos no ponto de aplicação da força resistente do aço tracionado se chega as seguintes equações:

$$\Sigma F = 0, \quad 0 = \alpha_c b f_{cd} y_{\max} + A_s' \sigma_2 - A_s f_{yd} \quad (\text{fórmula 46})$$

$$\Sigma M_{A_s} = 0, \quad M_d = M_{d,\text{lim}} + A_s' \sigma_2 (d - d') \quad (\text{fórmula 47})$$

Onde a tensão σ_2 na armadura de compressão deve ser determinada segundo o diagrama tensão-deformação do aço, item 3.1.2.3, deste trabalho, para isso é calculado a deformação ε_2 segundo a fórmula a seguir:

$$\varepsilon_2 = [\varepsilon_{cu} (y_{\max} - \lambda d')] / y_{\max} \quad (\text{fórmula 48})$$

E em seguida defrontado esse valor com a deformação de escoamento do aço.

Caso $\varepsilon_2 \geq \varepsilon_{yd}$, o aço atingiu o patamar de escoamento e a tensão na armadura tem valor de:

$$\sigma_2 = f_{yd} \quad (\text{fórmula 49})$$

Caso $\varepsilon_2 < \varepsilon_{yd}$, o aço não atingiu o patamar de escoamento e a tensão na armadura tem valor:

$$\sigma_2 = \varepsilon_2 E_s \quad (\text{fórmula 50})$$

Substituindo a tensão nas equações de equilíbrio e isolando as áreas de aço chega-se nas seguintes equações:

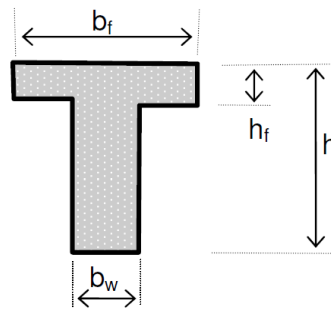
$$A_s' = (M_d - M_{d,lim}) / \sigma_2 (d - d') \quad (\text{fórmula 51})$$

$$A_s = (\alpha_c b f_{cd} y + A_s' \sigma_2) / f_{yd} \quad (\text{fórmula 52})$$

5.1.1.4 Seção T

A figura 13 mostra a seção transversal de uma viga seção T com as notações que serão utilizadas no dimensionamento (Bessa, 2014, p.30):

Figura 13 – Seção T Brasil



(fonte: BESSA, 2014, p. 30)

Onde:

h é a altura total;

h_f é a altura da mesa;

b_w é a largura da alma;

b_f é a largura da mesa.

5.1.1.4.1 Largura colaborante de vigas de seção T

A largura da mesa, b_f , de uma viga de seção T é limitado pela Norma brasileira NBR 6118 como sendo a largura da alma b_w acrescida, para cada lado da viga que possua laje colaborante, de no máximo 10% da distancia entre os pontos de momento fletor nulo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 87).

5.1.1.4.2 Dimensionamento

O Dimensionamento das vigas se seção T segue o mesmo procedimento adotado para o dimensionamento feito na seção retangular, apenas acrescentando uma parcela resistente na área comprimida de concreto referente as abas do T.

5.1.1.5 Cálculo de verificação do momento último M_u

A verificação do momento último de uma viga é um problema onde as dimensões do elemento são conhecidas, assim como as áreas de aço, suas posições no elemento e as resistências dos materiais, porém não se sabe se as armaduras atingiram a tensão de cálculo f_{yd} . As equações de equilíbrio usadas na verificação são as seguintes:

$$\Sigma F = 0, \quad 0 = \alpha_c b f_{cd} y + A_s' \sigma_2 - A_s \sigma_1 \quad (\text{fórmula 53})$$

$$\Sigma M_{A_s} = 0, \quad M_u = \alpha_c b f_{cd} y (d - 0,5y) + A_s' \sigma_2 (d - d') \quad (\text{fórmula 54})$$

O sistema nesse caso é indeterminado, pois temos 3 incógnitas para 2 equações e para resolver há a necessidade de uma equação adicional que depende do domínio em que se encontra a estrutura. Para determinar o domínio deve-se arbitrar que as armaduras atingiram a tensão de escoamento, $\sigma_1 = \sigma_2 = f_{yd}$, e substituindo na fórmula 53 determinar o valor y que pode estar dentro de três intervalos.

Caso $y \leq y_{2,3}$, a viga encontra-se no domínio 2 e, portanto, a armadura tracionada atingiu o escoamento e $\sigma_1 = f_{yd}$, mas a armadura comprimida σ_2 necessita de uma verificação para se ver se foi atingido ou não o escoamento. Utilizando a equação a seguir determina-se a deformação da armadura comprimida:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_y (y - \lambda d') / (\lambda d - y) \quad (\text{fórmula 55})$$

Se $\varepsilon_2 \geq \varepsilon_{yd}$ o aço atingiu o patamar de escoamento, $\sigma_2 = f_{yd}$, e o M_u pode ser determinado diretamente pelas equações de equilíbrio.

Se $\varepsilon_2 < \varepsilon_{yd}$ o aço não atingiu o patamar de escoamento utiliza-se a equação a seguir junto com as equações de equilíbrio para se resolver o sistema e determinar M_u :

$$\sigma_2 = \varepsilon_y E_s (y - \lambda d') / (\lambda d - y) \quad (\text{fórmula 56})$$

Caso $y_{2,3} < y \leq y_{\text{lim}}$ a viga encontra-se no domínio 3 e, portanto, a armadura tracionada atingiu o escoamento e $\sigma_1 = f_{yd}$, mas a armadura comprimida σ_2 necessita de uma verificação para ver se foi atingido ou não o escoamento. Utilizando a equação a seguir se determina a deformação da armadura comprimida:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{cu} (y - \lambda d') / y \quad (\text{fórmula 57})$$

Se $\varepsilon_2 \geq \varepsilon_{yd}$ o aço atingiu o patamar de escoamento, $\sigma_2 = f_{yd}$, e o M_u pode ser determinado diretamente pelas equações de equilíbrio.

Se $\varepsilon_2 < \varepsilon_{yd}$ o aço não atingiu o patamar de escoamento utiliza-se a equação a seguir junto com as equações de equilíbrio para se resolver o sistema e determinar M_u :

$$\sigma_2 = \varepsilon_{cu} E_s (y - \lambda d') / y \quad (\text{fórmula 58})$$

Caso $y > y_{\text{lim}}$ a viga encontra-se no domínio 4 e portanto a armadura tracionada não atingiu o escoamento e $\sigma_1 < f_{yd}$, mas a armadura comprimida, fora casos excepcionais, atinge o escoamento $\sigma_2 = f_{yd}$. Utilizando a equação a seguir junto com as equações de equilíbrio para se resolver o sistema e determinar M_u :

$$\sigma_1 = \varepsilon_{cu} E_s (\lambda d - y) / y \quad (\text{fórmula 59})$$

5.1.2 Cisalhamento

Essa seção apresentará o procedimento da Norma brasileira NBR 6118 para o dimensionamento das armaduras transversais, estribos, que junto com o concreto resistem aos esforços cisalhantes da viga.

5.1.2.1 Modelos de cálculo

A Norma brasileira NBR 6118 permite a utilização de dois modelos de cálculo para o dimensionamento das armaduras transversais. Ambos os modelos utilizam como base a analogia da treliça, associada a uma componente resistente adicional V_c , para descrever o comportamento no interior do elemento estrutural (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 133).

Segunda a NBR 6118 “O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{sd} .” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 135).

Segunda a NBR 6118 “O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável entre 30° e 45° . Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} .” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 137).

Este trabalho tratará somente do dimensionamento segundo o modelo I de cálculo.

5.1.2.2 Armadura transversal mínima e espaçamento máximo

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 133) “Todos os elementos lineares submetidos a força cortante, [...], devem conter armadura mínima constituída por estribos[...]” segundo a equação a seguir:

$$A_{sw,min}/s = (0,2 b_w 100 f_{ctm}) / f_{yk} \quad (\text{fórmula 60})$$

Onde:

A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos;

S é o espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento;

b_w é a largura média da alma medido ao longo da altura útil da seção;

f_{ywk} é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

f_{ctm} é o valor médio da resistência a tração do concreto, dado em 3.1.1.3.

O espaçamento entre os estribos deve ser suficiente para que possa passar a ponteira do vibrador de concreto entre eles, já o espaçamento máximo entre eles é definido pelas equações a seguir.

Para $V_d \leq 0,67 V_{Rd2}$

$$S_{\max} = 0,6 d \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{fórmula 61})$$

Para $V_d > 0,67 V_{Rd2}$

$$S_{\max} = 0,3 d \leq 20 \text{ cm} \quad (\text{fórmula 62})$$

5.1.2.3 Verificação das bielas comprimidas

Esta verificação é realizada para se assegurar que o concreto constituinte das diagonais comprimidas não sofrerá esmagamento. Esta verificação é feita segunda a equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 135-136):

$$V_{sd} < V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (\text{fórmula 63})$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250) \quad (\text{fórmula 64})$$

Com f_{ck} dado em megapascal.

5.1.2.4 Dimensionamento da armadura transversal segundo Modelo I

A determinação da armadura transversal ocorre segundo a equação a seguir:

$$A_{sw}/s = 100 (V_{sd} - V_c) / 0,9 d f_{ywd} \quad (\text{fórmula 65})$$

Onde $f_{ywd} \leq 43,5 \text{ kN/cm}^2$

$$V_c = 0,009 f_{ck}^{2/3} b_w d \quad (\text{fórmula 66})$$

Com f_{ck} dado em megapascal

5.1.3 Vigas contínuas

No caso de vigas contínuas a Norma brasileira NBR 6118 permite a utilização do modelo clássico, onde a viga é considerada simplesmente apoiada nos pilares, com a necessidade de algumas correções adicionais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93):

- a) Não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a viga for solidária com pilares intermediários e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio.

Na análise linear do problema a Norma brasileira permite que seja reduzido o momento nos apoios, multiplicando o momento pelos coeficientes de redistribuição que se limitam à:

$\delta \geq 0,90$ para estruturas de nós moveis;

$\delta \geq 0,75$ para qualquer outro caso.

5.2 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS SEGUNDO CSA A23.3

Viga é definida pela Norma canadense CSA A23.3 (p.22, 2014) como sendo “Um elemento linear em que a flexão é predominante.” e tem a função básica de vencer vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios.

5.2.1 Flexão simples

Essa subdivisão apresentará o procedimento da Norma canadense CSA A23.3 para o dimensionamento das armaduras longitudinais, que são responsáveis, junto com o concreto, por resistir aos esforços de flexão na viga.

5.2.1.1 Armadura longitudinal mínima e máxima

As armaduras longitudinais mínimas e máximas servem para evitar que as vigas rompam de um modo frágil e para assegurar condições de ductilidade, respectivamente.

5.2.1.1.1 Armadura mínima

A armadura mínima, segundo a Norma canadense CSA A23.3, para elementos fletidos deve ser determinada pela equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 64, tradução nossa):

$$A_{s,\min} = [b_t h 0,2 (f_c')^{1/2}] / f_y \quad (\text{fórmula 67})$$

Onde:

f_c' é dado em dado em megapascal

5.2.1.1.2 Armadura máxima

Conforme a CSA A23.3 a área máxima de armadura longitudinal para uma viga é aquela obtida quando dimensionada em uma situação correspondente ao do equilíbrio onde acontece o limite de c/d visto no item 4.2.4 deste trabalho, não havendo um valor máximo total de armadura sugerido, porém a prática canadense, segundo Brzev e Pao (2009, p. 244), sugere que A_s' não exceda o valor de $0,5 A_s$.

5.2.1.2 Limites de “c” e “a”

A posição da linha neutra da viga, c , que define o limite que separa as situações onde se deve dimensionar o elemento com armadura simples ou armadura dupla é denominado nesse trabalho como c_{lim} e é determinada de acordo com a equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 64, tradução nossa):

$$c_{lim} = [700 / (700 + f_y)] d \quad (\text{fórmula 68})$$

A posição da altura da zona comprimida de concreto, a , referente a situação onde ocorre c_{lim} é denominada a_{lim} e determinados segundo as equações a seguir:

$$a_{lim} = \beta_1 [700 / (700 + f_y)] d \quad (\text{fórmula 69})$$

Onde:

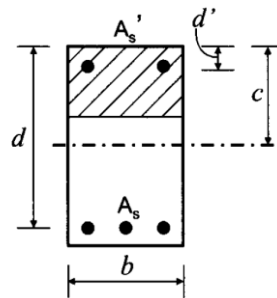
β_1 é dado no item 4.2.3 deste trabalho

f_y é dado em megapascal (MPa)

5.2.1.3 Seção retangular

A figura 14 mostra a seção transversal de uma viga com as notações que serão utilizadas no dimensionamento:

Figura 14 – Seção transversal viga Canada



(fonte: BRZEV; PAO, 2009, p. 122)

Onde:

b é a largura da seção transversal;

A_s é a área das barras da armadura longitudinal tracionada;

A_s' é a área das barras da armadura longitudinal comprimida;

d é a altura útil que é a distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada, A_s , até a fibra mais comprimida do concreto;

d' é a distância entre o centro de gravidade da armadura comprimida, A_s' , até a fibra mais comprimida do concreto;

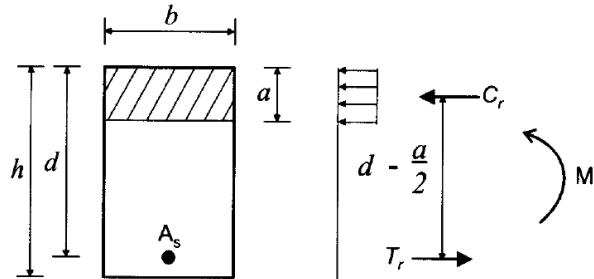
c é a distância da linha neutra até a fibra mais comprimida.

5.2.1.3.1 Armadura simples

A armadura simples é adotada na situação onde $\rho \leq \rho_{lim}$ e só há necessidade de se dimensionar a armadura tracionada, pois o concreto na área comprimida resiste os esforços sem o auxílio de uma armadura de compressão. A seguir, a figura 15 mostra as forças a serem

consideradas e que darão origem às equações para determinação da posição da linha neutra e da área de aço tracionado.

Figura 15 – Forças armadura simples A23.3



(fonte: BRZEV; PAO, 2009, p. 202)

Fazendo o somatório de forças horizontais e o somatório de momentos no ponto de aplicação da força resistente do concreto comprimido chega-se as seguintes equações:

$$\Sigma F = 0, \quad 0 = C_r - T_r \quad (\text{fórmula 70})$$

$$\Sigma M_c = M_r, \quad M_r = T_r (d - a/2) \quad (\text{fórmula 71})$$

Onde:

$$C_r = \alpha_1 \phi_c f_c' b a \quad (\text{fórmula 72})$$

$$T_r = A_s \phi_s f_y \quad (\text{fórmula 73})$$

Resolvendo o sistema de equações resulta as expressões:

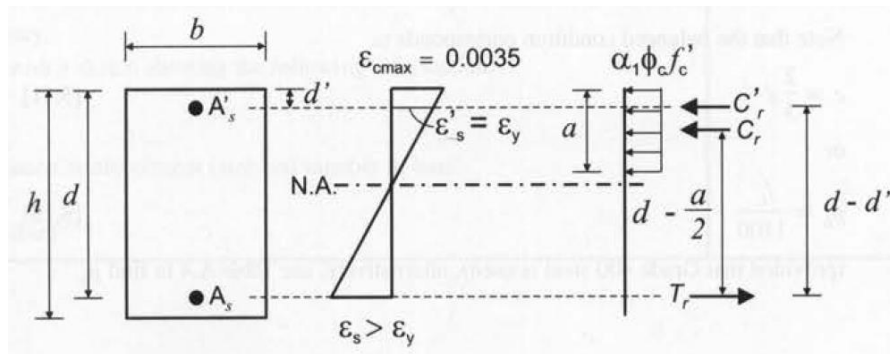
$$a = d - [d^2 - (2 \times M_f / \alpha_1 b \phi_c f_c')]^{1/2} \quad (\text{fórmula 74})$$

$$A_s = (\alpha_1 b \phi_c f_c' a) / f_{yd} \quad (\text{fórmula 75})$$

5.2.1.3.2 Armadura dupla

A armadura dupla é adotada na situação onde $a > a_{lim}$. Quando isso acontece fixa-se a posição da linha neutra em a_{lim} e utiliza-se uma armadura de compressão A_s' , que junto com um acréscimo da armadura tracionada, irão formar um binário resistente capaz de suportar o momento aplicado. A seguir a figura 16 mostra as forças a serem consideradas que darão origem as equações para determinação da posição da linha neutra e das áreas de aço a serem utilizados.

Figura 16 – Forças armadura dupla A23.3



(fonte: BRZEV; PAO, 2009, p. 243)

O primeiro passo para se dimensionar uma viga com armadura dupla é determinar a parcela do momento que a viga suportaria no limite, a_{lim} , se estivesse sendo dimensionada com armadura simples, a partir da equação a seguir:

$$M_{f,lim} = \alpha_1 b \phi_c f_c' a_{lim} (d - 0,5 a_{lim}) \quad (\text{fórmula 76})$$

Fazendo o somatório de forças horizontais e o somatório de momentos no ponto de aplicação da força resistente do aço tracionado se chega as seguintes equações:

$$\Sigma F = 0, \quad 0 = C_r + C_r' - T_r \quad (\text{fórmula 77})$$

$$\Sigma M_{A_s} = M_f, \quad M_f = M_{f,lim} + A_s' \sigma_{C_r'} (d - d') \quad (\text{fórmula 78})$$

Onde:

$$C_r = \alpha_1 \phi_c f_c' b a \quad (\text{fórmula 79})$$

$$C_r' = A_s' \phi_s f_y \quad (\text{fórmula 80})$$

$$T_r = A_s \phi_s f_y \quad (\text{fórmula 81})$$

Onde a tensão $\sigma_{C_r'}$ na armadura de compressão deve ser determinada segundo o diagrama tensão-deformação do aço, visto no item 3.2.2.3 deste trabalho, para isso é calculada a deformação ϵ_s' segundo a fórmula a seguir:

$$\epsilon_s' = \epsilon_{c,max} (1 - d'/c) \quad (\text{fórmula 82})$$

E, em seguida, defrontado esse valor com a deformação de escoamento do aço.

Caso $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_{yd}$, o aço atingiu o patamar de escoamento e a sua tensão na armadura tem valor de:

$$\sigma_{Cr'} = \phi_s f_y \quad (\text{fórmula 83})$$

Caso $\varepsilon_s' < \varepsilon_{yd}$, o aço não atingiu o patamar de escoamento e a sua tensão na armadura tem valor:

$$\sigma_{Cr'} = \varepsilon_s' E_s \quad (\text{fórmula 84})$$

Substituindo a tensão nas equações de equilíbrio e isolando as áreas de aço chega-se nas seguintes equações:

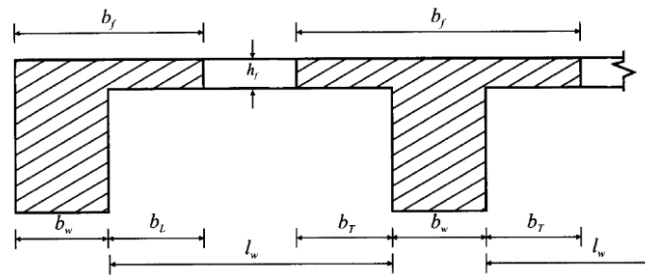
$$A_s' = (M_f - M_{f,lim}) / \sigma_{Cr'} (d - d') \quad (\text{fórmula 85})$$

$$A_s = \alpha_1 b \phi_c f_c' a / \phi_s f_y \quad (\text{fórmula 86})$$

5.2.1.4 Seção T

A figura 17 mostra a seção transversal de uma viga seção T com as notações que serão utilizadas no dimensionamento (BRZEV e PAO, 2009, p. 231).

Figura 17 – Seção Tê Canada



(fonte: BRZEV; PAO, 2009, p. 231)

Onde:

h_f é a altura da mesa;

b_w é a largura da alma;

b_l é a largura da aba no perfil L;

b_t é a largura da aba no perfil T;

b_f é a largura da mesa;

l_w é a distância entre as faces internas das almas da viga.

5.2.1.4.1 Largura colaborante de vigas de seção T e L

A largura das abas da mesa, b_t e b_l , de uma viga de seção T ou L é limitada pela Norma canadense CSA A23.3 como sendo o menor valor dentre os seguintes (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 63, tradução nossa).

Para seção T:

$(l_n / 5)$ um quinto do comprimento do vão para viga simples;

$(l_n / 10)$ um décimo do comprimento do vão para viga contínua;

$(12 \times h_f)$ doze vezes a espessura da mesa;

$(l_w / 2)$ metade da distância entre as faces internas das almas das vigas.

Para seção L:

- ($l_n / 12$) um doze avos do comprimento do vão para viga simples;
- ($6 \times h_f$) seis vezes a espessura da mesa;
- ($l_w / 2$) metade da distância entre as faces internas das almas das vigas.

5.2.1.4.2 Dimensionamento

O Dimensionamento das vigas de seção T seguem o mesmo procedimento adotado para o dimensionamento feito na seção retangular, apenas acrescentando uma parcela resistente na área comprimida de concreto referente as abas do T.

5.2.1.5 Cálculo de verificação do momento resistente M_r

Para verificar se o momento resistente de uma viga deve-se ter conhecimento das dimensões do elemento, áreas de aço e as resistências dos materiais. Com base nestes dados é realizada uma análise quanto à tensão nas armaduras para se confirmar se elas atingiram ou não a tensão de cálculo f_y . As equações de equilíbrio usadas na verificação são as seguintes:

$$\Sigma F = 0, \quad 0 = C_r + C_r' - T_r \quad (\text{fórmula 87})$$

$$\Sigma M_{As} = 0, \quad M_r = C_r (d - 0,5a) + C_r' (d - d') \quad (\text{fórmula 88})$$

O sistema nesse caso é indeterminado, pois temos 3 incógnitas para 2 equações e para ser resolvido há a necessidade de equações adicionais. Para isso deve-se arbitrar que as armaduras atingiram o escoamento, $\sigma_{Cr} = \sigma_{Tr} = f_y$, e substituindo na fórmula 87 é determinado o valor de “a” para se estimar a deformação na armadura e emprega-se a equação a seguir:

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{c,max} (a - \beta_1 d') / a \quad (\text{fórmula 89})$$

Se $\varepsilon_s' \geq \varepsilon_{yd}$, o aço atingiu o patamar de escoamento, $\sigma_{Cr} = f_y$, e o M_r pode ser determinado diretamente pelas equações de equilíbrio.

Se $\varepsilon_s' < \varepsilon_{yd}$, o aço não atingiu o patamar de escoamento utiliza-se a equação a seguir juntamente com as equações de equilíbrio para se resolver o sistema e determinar M_r :

$$\sigma_{Cr} = \varepsilon_{c,max} E_s (a - \beta_1 d') / a \quad (\text{fórmula 90})$$

5.2.2 Cisalhamento

Essa seção vai apresentar o procedimento da Norma canadense CSA A23.3 para o dimensionamento das armaduras transversais, estribos, que juntamente com o concreto, resistem aos esforços cisalhantes da viga.

5.2.2.1 Modelos de cálculo

A Norma canadense CSA A23.3 apresenta um modelo único de cálculo para o dimensionamento das armaduras transversais que assim como a norma brasileira é baseado na analogia da treliça. Esse modelo apresenta dois diferentes métodos de se obter os parâmetros usados no dimensionamento, o método simplificado e o método geral.

5.2.2.2 Armadura transversal mínima e espaçamento máximo

A armadura mínima de estribos exigida pela Norma canadense é dada pela equação a seguir:

$$A_{v,min}/s = (0,6 b_w (f_c')^{1/2}) / f_y \quad (\text{fórmula 91})$$

Onde:

A_v é a área da seção transversal dos estribos;

s é a espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento;

b_w é a largura média da alma medido ao longo da altura útil da seção;

f_y é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

$(f_c')^{1/2}$ é a resistência a tração do concreto.

O espaçamento entre os estribos deve ter um espaço mínimo suficiente para que se possa passar a ponteira do vibrador de concreto entre eles. Já o espaçamento máximo entre eles é definido como sendo o menor valor entre:

$$S_{\max} = 0,7 d_v \quad \text{ou} \quad S_{\max} = 60\text{cm} \quad (\text{fórmula 92})$$

Porem o limite de 60 cm pode ser dispensado quando o parâmetro β for calculado pelo método geral com $s_{ze} = (s - 300)$.

5.2.2.3 Verificação das bielas comprimidas

O Norma canadense CSA A23.3 define que a resistência das diagonais comprimidas de concreto é dada pela equação a seguir:

$$V_b = 0,3 \lambda \phi_c (f_c')^{1/2} b_w d_v \quad (\text{fórmula 93})$$

5.2.2.4 Dimensionamento da armadura transversal

A determinação da armadura transversal se dá segundo a equação a seguir:

$$A_v/s = (V_f - V_c) / \phi_s f_y d_v \cot\theta \quad (\text{fórmula 94})$$

Onde:

$$V_c = \beta \lambda \phi_c (f_c')^{1/2} b_w d_v \quad (\text{fórmula 95})$$

Para o método simplificado em situações onde a seção conter armadura transversal mínima:

$$\beta = 0,18 \quad (\text{fórmula 96})$$

Para o método geral

$$\beta = [0,4 / (1 + 1500 \varepsilon_x)] [1300 / (1000 + s_{ze})] \quad (\text{fórmula 97})$$

Onde:

ε_x pode variar entre 0 e $3_x 10^{-3}$;

s_{ze} pode ser tomado como 300 mm se conter armadura transversal mínima;

E o ângulo de inclinação da diagonal comprimida de concreto, θ , é determinado em função do método utilizado.

Para o método simplificado em situações onde a resistência na armadura longitudinal f_y não exceda 400 MPa e o resistência característica do concreto f_c' não exceda 60 MPa:

$$\theta = 35^\circ \quad (\text{fórmula 98})$$

Para o método geral:

$$\theta = 29 + 7000 \varepsilon_x \quad (\text{fórmula 99})$$

com ε_x pode variar entre 0 e 3×10^{-3} .

5.2.3 Vigas contínuas

No caso de vigas contínuas a Norma canadense permite que seja reduzido o momento nos apoios, multiplicando o momento pelos coeficientes de redistribuição que se limitam à:

$$\delta = (30 - 50 c/d)\% \leq 20\% \quad (\text{fórmula 100})$$

6 LAJES

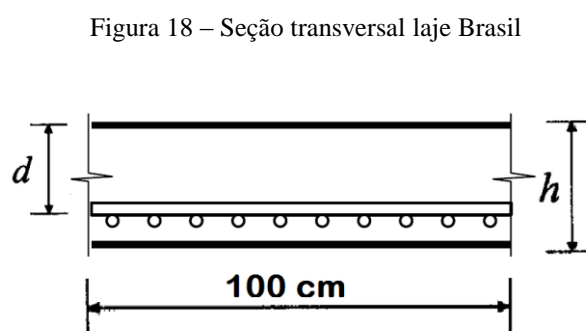
Este capítulo apresentará as diretrizes de cálculo presentes nas Normas para o dimensionamento de lajes maciças armadas em uma e duas direções.

6.1 DIMENSIONAMENTO DE LAJES SEGUNDO NBR 6118

Lajes são definidas pela norma brasileira NBR 6118 (2014, p.84) como sendo “Elementos de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano [...]” e tem a função básica de transmitir as ações nelas atuante para os apoios.

6.1.1 Seção transversal

A seção transversal para o dimensionamento das lajes deve ter largura $b = 100$ cm como visto na figura 18 a seguir:



(fonte: adaptado de CAMPOS FILHO, 2014b)

6.1.2 Valores mínimos e máximos

Essa subdivisão traz limites recomendados pela norma para garantir o bom desempenho do elemento estrutural.

6.1.2.1 Armadura mínima

A armadura mínima das lajes é determinada da mesma forma que foi visto nas vigas, no item 5.1.1.1.1 deste trabalho, mas deve respeitar os limites apresentados no quadro a seguir:

Quadro 4 – Taxa de armadura mínima para lajes

Armadura	Armaduras negativas	Armaduras negativas de bordas sem continuidade	Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	Armadura de distribuição nas lajes armadas em uma direção
Valores mínimos para armaduras	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$ $A_s/s \geq 0,9\text{cm}^2/\text{m}$

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 158)

6.1.2.2 Espaçamento máximo

O espaçamento máximo entre as barras da armadura, S_{\max} , exigido pela Norma brasileira é o menor dentre os dois valores a seguir:

$$S_{\max} = 2 h \quad \text{ou} \quad S_{\max} = 20 \text{ cm} \quad (\text{fórmula 101})$$

Onde:

h é a espessura da laje.

6.1.2.3 Espessura mínima

A Norma brasileira determina como limites mínimos para a espessura de laje os seguintes valores (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 74):

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual que 30 kN

e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN.

6.1.3 Classificação das lajes quanto a relação entre os lados

Apesar da versão atual da Norma brasileira não apresentar um critério para se estabelecer um limite entre as proporções dos lados onde se deva optar por armar a laje em uma ou duas direções, é da boa prática do dimensionamento utilizar os limites apresentados a seguir (CAMPOS FILHO, 2014b, p. 1).

Para lajes armadas em uma direção:

$$b/a > 2 \quad \text{(fórmula 102)}$$

Para lajes amadas em duas direções:

$$1 \leq b/a \leq 2 \quad \text{(fórmula 103)}$$

Onde a é o menor vão e b é o maior vão da laje.

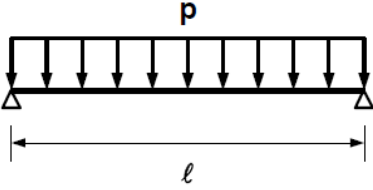
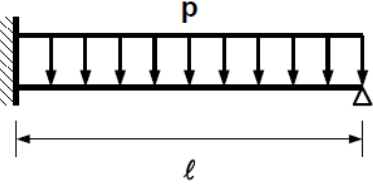
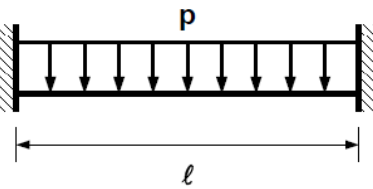
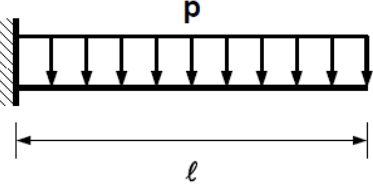
6.1.4 Armada em uma direção

As lajes armadas em uma direção são dimensionadas do mesmo modo que vigas, nos quais as vinculações consideradas no cálculo são as existentes no vão menor, a, da laje (CAMPOS FILHO, 2014b, p. 16).

6.1.4.1 Momentos

O momento máximo no vão da laje que é usado no dimensionamento da armadura pode ser determinado através de análises no regime rígido-plástico ou no regime elástico utilizando as equações de equilíbrio estático, como é exemplificado, em função do tipo de apoio, no quadro a seguir:

Quadro 5 – Momento para lajes armadas em uma direção

vinculação	regime elástico	regime rígido-plástico
	$m_V = p\ell^2/8$ $r = p\ell/2$	$m_V = p\ell^2/8$ $r = p\ell/2$
	$m_E = -p\ell^2/8$ $m_V = 9p\ell^2/128$ $r_E = p\ell/2 + M_E /\ell$ $r_A = p\ell/2 - M_E /\ell$	$m_E = -p\ell^2/8,88$ $m_V = p\ell^2/13,32$ $r_E = p\ell/2 + M_E /\ell$ $r_A = p\ell/2 - M_E /\ell$
	$m_E = -p\ell^2/12$ $m_V = p\ell^2/24$ $r = p\ell/2$	$m_E = -3p\ell^2/40$ $m_V = p\ell^2/20$ $r = p\ell/2$
	$m_E = -p\ell^2/2$ $r = p\ell$	$m_E = -p\ell^2/2$ $r = p\ell$

(fonte: CAMPOS FILHO, 2014b, p. 16)

6.1.4.2 Armadura principal longitudinal

O dimensionamento das lajes armadas em uma direção é feito do mesmo modo que as vigas, como visto no item 5.1.1.3, onde se aplica o momento solicitante e se determina a armadura longitudinal que é colocada no sentido do vão menor da viga.

6.1.4.3 Armadura de distribuição

Perpendicularmente à armadura principal dimensionada, no plano horizontal, é colocada uma armadura de distribuição que tem área de seção o maior dentre os seguintes valores:

$$A_{s,distr} = A_s / 5 \quad (\text{fórmula 104})$$

$$A_{s,distr} = A_{s,min} / 2 \quad (\text{fórmula 105})$$

$$A_{s,distr} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{fórmula 106})$$

6.1.5 Armada em duas direções

As lajes armadas em duas direções, diferentemente das armadas em uma direção, que apresentam uma armadura principal e uma de distribuição, elas apresentam duas armaduras principais que precisam ser dimensionadas independentemente.

6.1.5.1 Momentos

O momento máximo no vão da laje a ser usado no dimensionamento da armadura pode ser determinado através de análises no regime rígido-plástico ou no regime elástico.

6.1.5.1.1 Regime elástico

A determinação do momento máximo do vão utilizando o regime elástico deve ser aplicado na verificação do estado limite de serviço. Essa determinação no caso de lajes armadas em duas direções se dá a partir da equação a seguir (CAMPOS FILHO, 2014b, p. 27):

$$m = \alpha p l^2 \quad (\text{fórmula 107})$$

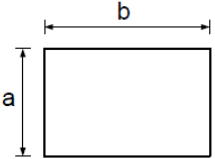
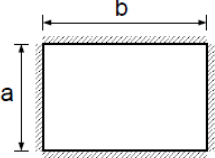
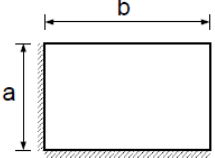
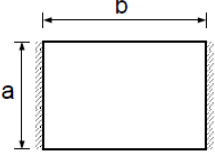
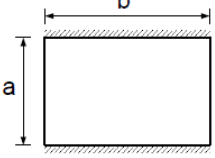
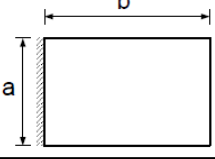
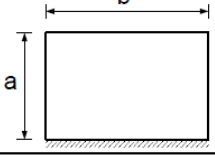
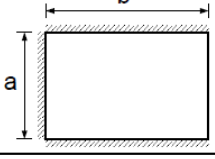
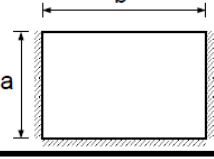
Onde:

l é o vão menor da laje;

p é a carga superficial atuante na laje;

α vem do quadro 6 a seguir, que é expressa em função da relação entre os lados e a vinculação da laje:

Quadro 6 – Momentos regime elástico

a/b			0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	m_a	0,099	0,086	0,073	0,061	0,051	0,042	
	m_b	0,032	0,037	0,040	0,042	0,043	0,042	
	m_a	0,041	0,038	0,034	0,029	0,025	0,021	
	m_b	0,010	0,013	0,017	0,018	0,020	0,021	
	m_a'	0,084	0,080	0,074	0,067	0,059	0,052	
	m_b'	0,058	0,058	0,058	0,057	0,055	0,052	
	m_a	0,057	0,052	0,045	0,039	0,033	0,027	
	m_b	0,016	0,020	0,024	0,026	0,027	0,027	
	m_a'	0,119	0,111	0,101	0,091	0,080	0,070	
	m_b'	0,082	0,082	0,080	0,078	0,074	0,070	
	m_a	0,084	0,065	0,049	0,037	0,027	0,020	
	m_b	0,036	0,038	0,039	0,037	0,034	0,031	
	m_b'	0,119	0,111	0,102	0,091	0,080	0,070	
	m_a	0,042	0,041	0,039	0,037	0,034	0,031	
	m_b	0,008	0,010	0,013	0,016	0,018	0,020	
	m_a'	0,084	0,083	0,082	0,078	0,074	0,070	
	m_a	0,091	0,075	0,060	0,048	0,037	0,030	
	m_b	0,034	0,038	0,040	0,039	0,038	0,036	
	m_b'	0,122	0,117	0,110	0,102	0,093	0,084	
	m_a	0,060	0,056	0,051	0,046	0,040	0,036	
	m_b	0,015	0,019	0,023	0,026	0,028	0,030	
	m_a'	0,122	0,116	0,109	0,101	0,093	0,084	
	m_a	0,042	0,040	0,037	0,033	0,029	0,026	
	m_b	0,009	0,012	0,015	0,018	0,019	0,021	
	m_a'	0,085	0,083	0,079	0,074	0,068	0,062	
	m_b'	0,056	0,057	0,058	0,058	0,057	0,055	
	m_a	0,055	0,048	0,040	0,033	0,026	0,021	
	m_b	0,018	0,023	0,025	0,027	0,026	0,026	
	m_a'	0,114	0,102	0,091	0,088	0,066	0,055	
	m_b'	0,082	0,081	0,078	0,074	0,068	0,062	

(fonte: MONTTOYA apud CAMPOS FILHO, 2014b, p. 28)

6.1.5.1.2 Regime rígido plástico

A determinação do momento máximo do vão utilizando o regime rígido plástico deve ser aplicado na verificação do estado último. Nessa determinação as lajes são divididas em dois grupos dependendo da relação entre os lados dela.

Lajes isotrópicas são aquelas que possuem relação a/b entre 0,8 e 1 e se caracterizam por apresentar o momentos iguais nas duas direções, $m_a = m_b$ e por consequência as armaduras com a mesma área nas duas direções, $A_{Sa} = A_{Sb}$. O momento para esse tipo de laje pode ser determinado através da equação a seguir (CAMPOS FILHO, 2014b, p. 29):

$$m = p a_r b_r / 8 [1 + (a_r / b_r) + (b_r / a_r)] \quad (\text{fórmula 108})$$

Onde:

p é a carga superficial;

a_r e b_r são os vãos reduzidos determinados pelas equações a seguir:

$$a_r = 2 a / (1 + i_2)^{1/2} + (1 + i_4)^{1/2} \quad (\text{fórmula 109})$$

$$b_r = 2 b / (1 + i_1)^{1/2} + (1 + i_3)^{1/2} \quad (\text{fórmula 110})$$

Sendo

$i = 0$ para vinculação apoiada e $i = 1,5$ para engaste.

i é numerado pelas faces da laje, começando por i_1 em um dos vãos menores e seguindo a numeração no sentido horário.

Lajes ortótropas são aquelas que possuem relação a/b entre 0,5 e 0,8 e se caracterizam por apresentar o momento diferentes nas duas direções, $m_a \neq m_b$ e por consequência as armaduras com áreas de aço diferentes para cada uma das duas direções, $A_{Sa} \neq A_{Sb}$. O momento para esse

tipo de laje pode ser determinado através da equação a seguir (CAMPOS FILHO, 2014b, p. 30):

$$m = p a_r b_r^* / 8 [1 + (a_r / b_r^*) + (b_r^* / a_r)] \quad (\text{fórmula 111})$$

Onde:

p é a carga superficial;

a_r é o vão reduzido determinado pela equações 109;

b_r^* é o vão reduzido determinado pela equações 110 dividido pela raiz do coeficiente de ortotropia, ϕ , que pode ser calculado pela equação a seguir:

$$\phi = [(12 - i_2 - i_4) / (12 - i_1 - i_3)] (a / b)^{1,7} \quad (\text{fórmula 112})$$

$$b_r^* = b_r / \phi^{1/2} \quad (\text{fórmula 113})$$

Resultando, no final, em momentos para os vãos a e b :

$$m_a = m \quad \text{e} \quad m_b = \phi m \quad (\text{fórmula 114})$$

6.1.5.2 Armadura principal longitudinal

O dimensionamento das lajes armadas em duas direções é realizado em duas etapas, aplicando duas vezes o procedimento visto para o dimensionamento das vigas, no item 5.1.1.3 deste trabalho, uma vez para cada um dos momentos principais atuantes em cada uma das duas direções.

Esse processo das lajes armadas em uma direção onde há a necessidade de se colocar uma armadura de distribuição. Nas lajes armadas em duas direções as armaduras principais suprem essa necessidade.

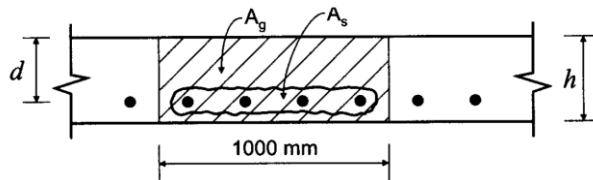
6.2 DIMENSIONAMENTO DE LAJES SEGUNDO CSA A23.3

Lajes são elementos planos apoiados por vigas, pilares ou paredes onde as principais forças que atuam são esforços normais ao plano vertical (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 28, tradução nossa).

6.2.1 Seção transversal

A seção transversal para o dimensionamento das lajes deve ter largura $b = 100$ cm como visto na figura 19 a seguir:

Figura 19 – Seção transversal laje Canada



(fonte: BRZEZ; PAO, 2009, p. 221)

6.2.2 Valores mínimos e máximos

Essa seção traz limites recomendados pela Norma para garantir o bom desempenho do elemento estrutural.

6.2.2.1 Armadura mínima

A Norma canadense determina que as lajes sejam armadas em cada direção por uma área mínima de aço conforme equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 48, tradução nossa):

$$A_{s,\min} = 0,002 A_g \quad (\text{fórmula 115})$$

Onde:

A_g é a área de concreto na seção considerada $A_g = 100 h$

6.2.2.2 Espaçamento máximo

O espaçamento máximo entre as barras da armadura exigido pela Norma canadense é o menor dentre os dois valores a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 44, tradução nossa):

$$S_{\max} = 3 h \quad \text{ou} \quad S_{\max} = 50 \text{ cm} \quad (\text{fórmula 116})$$

Onde:

h é a espessura da laje.

6.2.2.3 Espessura mínima

A Norma canadense CSA A23.3 determina como limites mínimos para a espessura de laje os seguintes valores (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 58, tradução nossa):

- a) $l_n / 20$ cm para lajes simplesmente apoiadas armadas em uma direção;
- b) $l_n / 24$ cm para lajes com uma extremidade contínua armada em uma direção;
- c) $l_n / 28$ cm para lajes com as duas extremidades contínuas armada em uma direção;
- d) $l_n / 10$ cm para lajes em balanço;

e) 12 cm para lajes armadas em duas direções.

Onde:

l_n é o comprimento livre do vão.

Os limites dados entre a - d são estimados para a utilização de aço com resistência ao escoamento $f_y = 400$ MPa. Quando se utilizar um aço com resistência diferente de 400 se deve multiplicar o valor pela equação a seguir:

$$\Delta = [0,4 + (f_y / 670)] \quad (\text{fórmula 117})$$

6.2.3 Classificação das lajes quanto a relação entre os lados

A Norma canadense determina que para lajes armadas em duas direções, razão entre o vão mais longo pelo mais curto seja menor ou igual a 2. Essa delimitação nos remete aos mesmos limites vistos no item 6.1.3 deste trabalho (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 27, tradução nossa).

6.2.4 Armada em uma direção

Os requerimentos para o dimensionamento da flexão presentes na Norma CSA A23.3 de uma laje armada em uma direção são muito similares aos vistos no dimensionamento de vigas (BRZEV e PAO, 2009, p. 220)

6.2.4.1 Momentos

O momento máximo no vão da laje que é usado no dimensionamento da armadura pode ser determinado através de análises no regime elástico, esse momento pode ser determinado através das mesmas equações apresentadas na quadro 5 presente no item 6.1.4.1 deste trabalho.

6.2.4.2 Armadura principal longitudinal

O dimensionamento das lajes armadas em uma direção é feito do mesmo modo que as vigas, como visto no item 5.2.1.3, no qual se aplica o momento solicitante e se determina a armadura longitudinal que é colocada no sentido do vão menor da viga.

6.2.4.3 Armadura de distribuição

Perpendicularmente à armadura principal dimensionada, no plano horizontal, é colocada uma armadura de distribuição que, segundo a Norma canadense, deve seguir o mesmo requisito de armadura mínima da armadura principal como apresentado na equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 27, tradução nossa):

$$A_{s,distr} = 0,002 A_g \quad (\text{fórmula 118})$$

6.2.5 Armada em duas direções

As lajes armadas em duas direções, diferentemente das armadas em uma direção, que apresentam uma armadura principal e uma de distribuição, ela apresenta duas armaduras principais que precisam ser dimensionadas independentemente.

6.2.5.1 Momentos

A Norma canadense CSA A23.3 apresenta tabelas próprias, provenientes do regime elástico, para a determinação dos momentos críticos na laje.

Para a determinação dos momentos negativos nos engastes são dadas as seguintes equações (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 235, tradução nossa):

$$m_{a,neg} = C_{a,neg} w_f l_a^2 \quad (\text{fórmula 119})$$

$$m_{b,neg} = C_{b,neg} w_f l_b^2 \quad (\text{fórmula 120})$$

Onde:

w_f é o carregamento com os fatores de segurança aplicados por unidade de área;

l_a e l_b são os comprimentos livres da menor e maior direção da laje, respectivamente;

$C_{b,neg}$ e $C_{a,neg}$ são os coeficientes retirados do quadro 7.

Quadro 7 – Coeficientes do momento negativo CSA A23.3

$m =$ l_a/l_b	Coeficiente	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6	caso 7	caso 8	caso 9
		$l_a \begin{array}{ c } \hline l_b \\ \hline \end{array}$	$l_a \begin{array}{ c } \hline l_b \\ \hline \end{array}$	$l_a \begin{array}{ c } \hline l_b \\ \hline \end{array}$	$l_a \begin{array}{ c } \hline l_b \\ \hline \end{array}$	$l_a \begin{array}{ c } \hline l_b \\ \hline \end{array}$	$l_a \begin{array}{ c } \hline l_b \\ \hline \end{array}$	$l_a \begin{array}{ c } \hline l_b \\ \hline \end{array}$	$l_a \begin{array}{ c } \hline l_b \\ \hline \end{array}$	$l_a \begin{array}{ c } \hline l_b \\ \hline \end{array}$
1.00	$C_{a,neg}$	—	0.045	—	0.050	0.075	0.071	—	0.033	0.061
	$C_{b,neg}$	—	0.045	0.076	0.050	—	—	0.071	0.061	0.033
0.95	$C_{a,neg}$	—	0.050	—	0.055	0.079	0.075	—	0.038	0.065
	$C_{b,neg}$	—	0.041	0.072	0.045	—	—	0.067	0.056	0.029
0.90	$C_{a,neg}$	—	0.055	—	0.060	0.080	0.079	—	0.043	0.068
	$C_{b,neg}$	—	0.036	0.070	0.040	—	—	0.062	0.052	0.025
0.85	$C_{a,neg}$	—	0.060	—	0.066	0.082	0.083	—	0.049	0.072
	$C_{b,neg}$	—	0.031	0.065	0.034	—	—	0.057	0.046	0.021
0.80	$C_{a,neg}$	—	0.065	—	0.071	0.084	0.086	—	0.055	0.075
	$C_{b,neg}$	—	0.026	0.061	0.029	—	—	0.051	0.041	0.017
0.75	$C_{a,neg}$	—	0.069	—	0.076	0.085	0.088	—	0.061	0.078
	$C_{b,neg}$	—	0.022	0.056	0.024	—	—	0.044	0.036	0.014
0.70	$C_{a,neg}$	—	0.074	—	0.081	0.086	0.091	—	0.068	0.081
	$C_{b,neg}$	—	0.017	0.050	0.019	—	—	0.038	0.029	0.011
0.65	$C_{a,neg}$	—	0.077	—	0.085	0.087	0.093	—	0.074	0.083
	$C_{b,neg}$	—	0.014	0.043	0.015	—	—	0.031	0.025	0.008
0.60	$C_{a,neg}$	—	0.081	—	0.089	0.088	0.095	—	0.080	0.085
	$C_{b,neg}$	—	0.010	0.035	0.011	—	—	0.024	0.018	0.006
0.55	$C_{a,neg}$	—	0.084	—	0.092	0.089	0.096	—	0.085	0.086
	$C_{b,neg}$	—	0.007	0.028	0.008	—	—	0.019	0.014	0.005
0.50	$C_{a,neg}$	—	0.086	—	0.094	0.090	0.097	—	0.089	0.088
	$C_{b,neg}$	—	0.006	0.022	0.006	—	—	0.014	0.010	0.003

Nota:

- 1) — significa que o apoio tem a rotação livre
- 2) \equiv significa que o apoio tem restrição quanto a rotação

(fonte: STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 237)

Para a determinação dos momentos positivos atuantes no vão, são dadas as seguintes equações (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 235, tradução nossa):

$$m_{al,pos} = C_{al} w_{lf} l_a^2 \quad (\text{fórmula 121})$$

$$m_{ad,pos} = C_{ad} w_{df} l_a^2 \quad (\text{fórmula 122})$$

$$m_{bl,pos} = C_{bl} w_{lf} l_b^2 \quad (\text{fórmula 123})$$

$$m_{bd,pos} = C_{bd} w_{df} l_b^2 \quad (\text{fórmula 124})$$

Onde:

w_{lf} é o carregamento acidental com os fatores de segurança aplicados por unidade de área;

w_{df} é o carregamento permanente com os fatores de segurança aplicados por unidade de área;

l_a é o comprimento livre da menor direção da laje;

l_b é o comprimento livre da maior direção da laje;

C_{al} e C_{bl} são os coeficientes referentes ao carregamento acidental retirados do quadro 8;

C_{ad} e C_{bd} são os coeficientes referentes ao carregamento permanente retirados do quadro 8.

Quadro8 – Coeficientes do momento positivo CSA A23.3

$m = \ell_a / \ell_b$	Coeficiente	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
		$\ell_a \begin{array}{ c } \hline \ell_b \\ \hline \end{array}$	$\ell_a \begin{array}{ c } \hline \ell_b \\ \hline \end{array}$	$\ell_a \begin{array}{ c } \hline \ell_b \\ \hline \end{array}$	$\ell_a \begin{array}{ c } \hline \ell_b \\ \hline \end{array}$	$\ell_a \begin{array}{ c } \hline \ell_b \\ \hline \end{array}$	$\ell_a \begin{array}{ c } \hline \ell_b \\ \hline \end{array}$	$\ell_a \begin{array}{ c } \hline \ell_b \\ \hline \end{array}$	$\ell_a \begin{array}{ c } \hline \ell_b \\ \hline \end{array}$	$\ell_a \begin{array}{ c } \hline \ell_b \\ \hline \end{array}$
1.00	C_{al}	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	C_{ad}	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	C_{bl}	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
	C_{bd}	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	C_{al}	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	C_{ad}	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	C_{bl}	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
	C_{bd}	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	C_{al}	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	C_{ad}	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	C_{bl}	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
	C_{bd}	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	C_{al}	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	C_{ad}	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	C_{bl}	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
	C_{bd}	0.026	0.012	0.023	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	C_{al}	0.055	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	C_{ad}	0.055	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	C_{bl}	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
	C_{bd}	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.014	0.022	0.015	0.010
0.75	C_{al}	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	C_{ad}	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	C_{bl}	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.014
	C_{bd}	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	C_{al}	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	C_{ad}	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	C_{bl}	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.012
	C_{bd}	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	C_{al}	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	C_{ad}	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.053	0.065	0.044	0.034
	C_{bl}	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
	C_{bd}	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	C_{al}	0.081	0.058	0.072	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	C_{ad}	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	C_{bl}	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
	C_{bd}	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	C_{al}	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	C_{ad}	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	C_{bl}	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
	C_{bd}	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	C_{al}	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	C_{ad}	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	C_{bl}	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004
	C_{bd}	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Notas:

- 1) — significa que o apoio tem rotação livre
- 2) == significa que o apoio tem restrição quanto a rotação

(fonte: STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 237-238)

6.2.5.2 Armadura principal longitudinal

O dimensionamento das lajes armadas em duas direções é feito em duas etapas, aplicando duas vezes o procedimento visto para o dimensionamento das vigas, no item 5.2.1.3 deste trabalho, uma vez para cada um dos momentos principais atuantes em cada uma das duas direções.

Diferentemente das lajes armadas em uma direção onde há a necessidade de se colocar uma armadura de distribuição, nas lajes armadas em duas direções as armaduras principais suprem essa necessidade.

7 PILARES

Este capítulo vai apresentar as diretrizes de cálculo presentes nas normas brasileira e canadense de concreto armado para o dimensionamento de pilares.

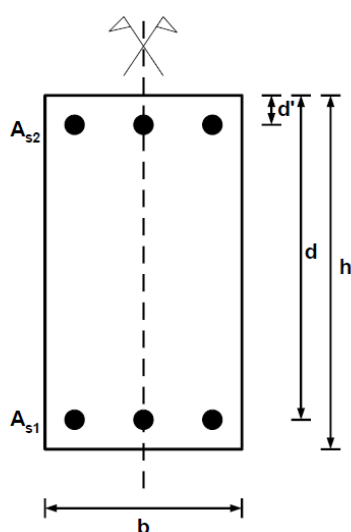
7.1 DIMENSIONAMENTO DE PILARES SEGUNDO NBR 6118

Pilares são definidos pela norma brasileira NBR 6118 (2014, p.84) como sendo “Elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são predominantes.” e tem a função básica de transmitir as ações nelas atuante para as fundações.

7.1.1 Seção transversal

A figura 20 mostra a seção transversal com as notações utilizadas no dimensionamento:

Figura 20 – Seção transversal pilar Brasil



(fonte: CAMPOS FILHO, 2014a, p. 6)

Onde:

b é a largura da seção transversal;

h é a altura da seção transversal;

d é a altura útil que é a distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada, A_s , até a fibra mais comprimida do concreto;

d' é a distância entre o centro de gravidade da armadura comprimida, A_s' , até a fibra mais comprimida do concreto;

A_{s1} é a área das barras da armadura longitudinal;

A_{s2} é a área das barras da armadura longitudinal.

7.1.2 Valores mínimos e máximos

Essa seção traz limites recomendados pela norma para garantir o bom desempenho do elemento estrutural.

7.1.2.1 Armadura mínima

A armadura mínima para pilares, segundo a Norma brasileira NBR 6118, deve ser determinada pela equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132):

$$A_{s,\min} = (0,15 N_d / f_{yd}) \geq 0,04 A_c \quad (\text{fórmula 125})$$

7.1.2.2 Armadura máxima

A armadura máxima permitida pela Norma brasileira é determinada pela equação a seguir e deve ser considerada a sobreposição de armaduras existente em regiões de emenda (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132):

$$A_{s,max} = 0,08 A_c \quad (\text{fórmula 126})$$

7.1.2.3 Dimensão transversal mínima

A Norma brasileira NBR 6118 não permite pilares com dimensão inferior a 19 cm, a não ser em casos especiais em que multiplicando os esforços por um fator majorador, γ_n , ela permite dimensões até 14 cm, porém em qualquer um dos casos não se permite pilares com seção transversal menor inferior a 360 cm². O fator γ_n é definido pela equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73):

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b \quad (\text{fórmula 127})$$

Onde b é a menor dimensão da seção transversal do pilar em (cm).

7.1.3 Momento mínimo de 1ª ordem

A norma brasileira permite que para pilares os efeitos das imperfeições locais, em estruturas reticuladas, sejam substituídos pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem conforme equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 60):

$$M_{1d,min} = N_d (0,015 + 0,03 h) \quad (\text{fórmula 128})$$

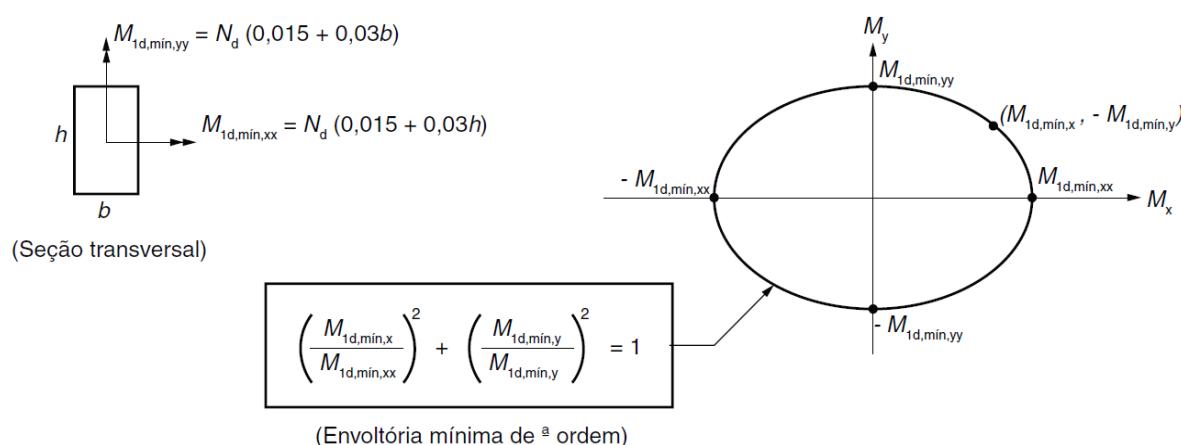
Onde:

h é a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros (m).

Nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo. A este momento devem ser acrescidos os momentos de segunda ordem.

Para pilares de seção retangular, pode-se definir uma envoltória mínima de 1ª ordem, tomada a favor da segurança, de acordo com a figura 21 a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 61):

Figura 21 – Envoltória mínima de 1ª ordem



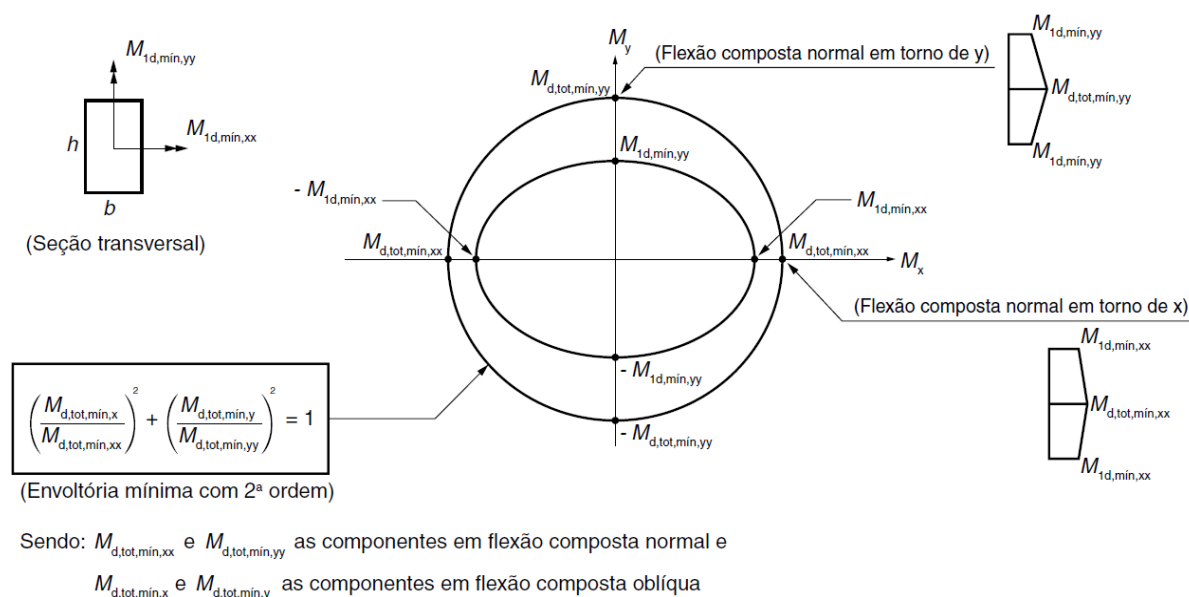
Sendo: $M_{1d,min,xx}$ e $M_{1d,min,yy}$ as componentes em flexão composta normal e $M_{1d,min,x}$ e $M_{1d,min,y}$ as componentes em flexão composta oblíqua

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 61)

A Norma brasileira NBR 6118 (2014, p. 101-102) afirma que:

“Para pilares de seção retangular, quando houver a necessidade de calcular os efeitos locais de 2ª ordem, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima com 2ª ordem, cujos momentos totais são calculados a partir dos momentos mínimos de 1ª ordem [...]. A consideração desta envoltória mínima pode ser realizada através de duas análises à flexão composta normal, calculadas de forma isolada e com momentos fletores mínimos de 1ª ordem atuantes nos extremos do pilar, nas suas direções principais.”

Figura 22 – Envoltória mínima com 2ª ordem



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 102)

7.1.4 Efeitos locais de 2ª ordem

7.1.4.1 Elementos isolados

Elementos isolados são considerados aqueles que correspondem às seguintes definições (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103-104):

- elementos estruturais isostáticos;
- elementos contraventados;
- elementos das estruturas de contraventamento de nós fixos;
- elementos das subestruturas de contraventamento de nós móveis, desde que, aos esforços nas extremidades, obtidos em uma análise de 1ª ordem, sejam acrescentados os determinados por análises de 2ª ordem.

7.1.4.2 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

A Norma brasileira NBR 6118 (2014, p. 107) afirma que “Os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez $[\lambda]$ for menor que o valor limite λ_1 [...]”. O índice de esbeltez é determinado segundo equação a seguir:

$$\lambda = l_e / i \quad (\text{fórmula 129})$$

Onde:

i : é o raio de giração mínimo da seção transversal determinado pela equação a seguir:

$$i = (I / A)^{0,5} \quad (\text{fórmula 130})$$

Onde I é o momento de inercia da seção e A é a área transversal da seção do pilar.

l_e é o comprimento equivalente do pilar, na situação de um pilar engastado-livre recebe o valor de $2 l$, para os outros casos é determinado como sendo o menor dentro os seguintes valores:

$$l_e = l \quad \text{ou} \quad l_e = l_0 + h \quad (\text{fórmula 131})$$

Onde:

l_0 é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostamente horizontais, que vinculam o pilar;

h é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

l é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

O valor de λ_1 segundo a norma brasileira deve ficar dentro do intervalo de 35 a 90 e é determinado segundo equação a seguir:

$$\lambda_1 = [25 + 12,5 (e_1 / h)] / \alpha_b \quad (\text{fórmula 132})$$

Onde α_b , para pilares biapoiados e sem carga transversal, varia entre 0,4 e 1 e pode ser determinado segundo equação a seguir:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 (M_B / M_A) \geq 0,4 \quad (\text{fórmula 133})$$

Na equação anterior, os momentos M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar. Deve ser adotado para M_A o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo em caso contrário. Se o pilar apresentar momentos menores do que o momento mínimo, α_b deve ser tomado igual a 1.

7.1.4.3 Processo aproximado para o cálculo das solicitações nas estruturas usuais de edifícios

Quando não for realizado o cálculo exato da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes equações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93):

Para o tramo superior do pilar

$$r_{\text{sup}} / (r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}) \quad (\text{fórmula 134})$$

Para o tramo inferior do pilar

$$r_{\text{inf}} / (r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}) \quad (\text{fórmula 135})$$

Onde:

$$r_{\text{inf}} = 2 I_{\text{inf}} / l_{\text{inf}} ; \quad r_{\text{sup}} = 2 I_{\text{sup}} / l_{\text{sup}} ; \quad r_{\text{vig}} = 2 I_{\text{vig}} / l_{\text{vig}} \quad (\text{fórmula 136})$$

Sendo:

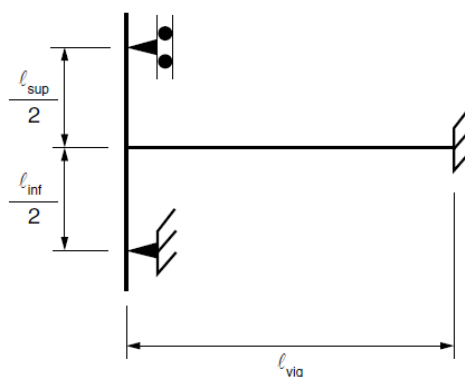
I_{inf} o momento de inercia na seção transversal do pilar inferior;

I_{sup} o momento de inercia na seção transversal do pilar superior;

I_{vig} o momento de inercia na seção transversal da viga.

Exemplificado na figura 23 a seguir.

Figura 23 – Aproximação em apoios extremos



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 102)

7.1.4.4 Métodos para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem

Para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem a norma apresenta um método exato, denominado método geral, e três métodos aproximados denominados: método do pilar padrão-padrão com curvatura aproximada, método do pilar padrão-padrão com rigidez k aproximada e método do pilar padrão-padrão acoplado a diagramas M , N , $1/r$. É permitido a utilização destes métodos conforme o seu índice de esbeltez λ , não sendo permitido utilizar $\lambda > 200$.

7.1.4.4.1 Método geral

O método geral se trata da análise exata do problema onde é feita a análise não linear de 2ª ordem discretizando de forma adequada a barra e aplicando as considerações da relação momento-curvatura real em cada uma das seções.

Esse método é obrigatório em casos onde $\lambda > 140$

7.1.4.4.2 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

A Norma brasileira permite que o método do pilar-padrão com curvatura aproximada seja empregado apenas para pilares que apresentarem índice de esbeltez $\lambda \leq 90$ com seção constante e armadura simétrica constante ao longo de seu eixo. No método a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada supondo uma deformação senoidal na barra. Já a não linearidade física é considerada através de uma equação aproximada da curvatura na seção crítica. O momento total máximo no pilar deve ser calculado segundo a equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 109):

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d (l_e^2 / 10) (1 / r) \geq M_{1d,A} \quad (\text{fórmula 137})$$

para pilares sem cargas transversais

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 (M_b/M_a) \geq 0,4 \quad (\text{fórmula 138})$$

Sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica que pode ser avaliada pela equação aproximada a seguir:

$$1 / r = 0,005 / [h (v + 0,5)] \leq 0,005 / h \quad (\text{fórmula 139})$$

Onde:

$$v = N_d / (A_c f_{cd}) \quad (\text{fórmula 140})$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min} \quad (\text{fórmula 141})$$

Onde:

h é a altura da seção na direção considerada;

v é a força normal adimensional;

$M_{1d,lim}$ é o momento mínimo de 1ª ordem visto no item 7.1.3 deste trabalho;

O momento $M_{1d,A}$ e o coeficiente α_b são os mesmos vistos no item 7.1.3 deste trabalho, sendo $M_{1d,A}$ o valor de cálculo de 1ª ordem do momento M_A .

7.1.4.4.3 Método do pilar-padrão com rigidez aproximada

A Norma brasileira permite que o método do pilar-padrão com rigidez aproximada seja empregado apenas para pilares que apresentarem índice de esbeltez $\lambda \leq 90$ com seção constante e armadura simétrica constante ao longo de seu eixo. No método a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada supondo uma deformação senoidal na barra.

Já a não linearidade física é considerada através de uma equação aproximada da rigidez. O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª Ordem utilizando a equação a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 110):

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} / \{1 - [\lambda^2 / 120 (k / v)]\} \geq M_{1d,A} \quad (\text{fórmula 142})$$

Onde:

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,min} \quad (\text{fórmula 143})$$

Sendo a rigidez adimensional, k , determinada, de maneira aproximada pela equação a seguir:

$$k_{aprox} = 32 [1 + 5 (M_{Rd,tot} / h N_d)] v \quad (\text{fórmula 144})$$

Para o dimensionamento toma-se $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$, já para um problema de verificação, onde a armadura é conhecida, $M_{Rd,tot}$ é considerado como sendo o momento resistente de cálculo determinado por esta armadura e com $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$.

As variáveis h , v , $M_{1d,A}$ e α_b são as mesmas vistas no item anterior. Para a resolução por meio iterativo a norma diz que usualmente de duas a três interações são suficientes para obter um bom resultado.

Para o dimensionamento deste processo aproximado, utilizando um cálculo direto, chegamos à seguinte situação:

$$M_{d,tot} = [-B + (B^2 - 4 A C)^{1/2}] / 2 A \quad (\text{fórmula 145})$$

Onde:

$$A = 5 h \quad (\text{fórmula 146})$$

$$B = h^2 N_d - (N_d l_e^2 / 320) - 5 h \alpha_b M_{1d,A} \quad (\text{fórmula 147})$$

$$C = -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A} \quad (\text{fórmula 148})$$

7.1.4.4.4 Método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, 1/r

A Norma brasileira NBR 6118 (2014, p. 110) afirma que “A determinação dos esforços locais de 2ª ordem em pilares com $\lambda \leq 140$ pode ser feita pelo método do pilar-padrão ou pilar-padrão melhorado, utilizando-se para a curvatura da seção crítica os valores obtidos de diagramas M, N, 1/r específicos para o caso.”.

7.1.4.4.5 Resumo

A seguir será apresentado, no quadro 9, um resumo das exigências da norma brasileira quanto a verificação dos efeitos de 2ª ordem.

Quadro 9 – Resumo exigências da verificação dos efeitos de 2ª ordem

λ	γ	Consideração dos efeitos de 2ª ordem	Processo de cálculo		
			Geral	Aproximado (diagramas M, N e 1/r)	Simplificado
$\leq \lambda_1$	1,4	Dispensável	–	–	–
≤ 90	1,4	Obrigatória	Dispensável	Permitido	Permitido
≤ 140	1,4	Obrigatória	Dispensável	Permitido	Não permitido
≤ 200	$1,4 + 0,01 (\lambda - 140)$	Obrigatória	Obrigatória	Não permitido	Não permitido
Não é permitido $\lambda > 200$					

(fonte: adaptado de CAMPOS FILHO, 2014c, p. 15)

7.1.5 Armadura transversal

Os estribos nos pilares têm a função de impedir a flambagem das barras longitudinais e auxiliar na garantia do posicionamento das mesmas. As barras dos estribos devem ter diâmetro maior que 5 mm ou $\frac{1}{4}$ do diâmetro das barras longitudinais, o maior entre eles. O espaçamento entre os estribos deve ser o menor valor entre 200 mm, a menor dimensão da seção e 12 vezes o diâmetro da barra longitudinal para aço CA-50.

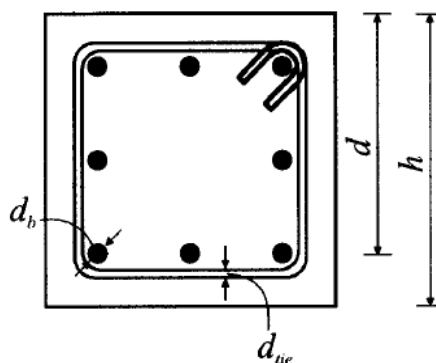
7.2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES SEGUNDO CSA A23.3

Pilar é definido pela norma canadense CSA A23.3 (2014, p.22) como sendo “um membro que tem uma proporção da altura para a menor dimensão lateral igual ou maior a 3 e é utilizado principalmente para suportar a carga de compressão axial.” e tem a função básica de transmitir as ações nelas atuante para as fundações.

7.2.1 Seção transversal

A figura 24 mostra a seção transversal com as notações utilizadas no dimensionamento:

Figura 24 – Seção transversal pilar Canada



(fonte: BRZEV e PAO, 2009, p 373)

Onde:

h é a altura da seção transversal;

d é a altura útil que é a distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada, A_s , até a fibra mais comprimida do concreto;

d_b é o diâmetro das barras da armadura longitudinal;

d_{tie} é o diâmetro das barras da armadura transversais.

7.2.2 Valores mínimos e máximos

Essa seção traz os limites recomendados pela norma para garantir o bom desempenho do elemento estrutural.

7.2.2.1 Armadura mínima

A armadura mínima para pilares, segundo a Norma canadense CSA A23.3, deve respeitar a relação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 66, tradução nossa):

$$A_{s,\min} \geq 0,01 A_g \quad (\text{fórmula 149})$$

Onde:

A_g é a área bruta da seção.

7.2.2.2 Armadura máxima

A armadura máxima permitida pela Norma canadense é determinada pela equação a seguir e deve ser considerada a sobreposição de armaduras existente em regiões de emenda (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 66, tradução nossa):

$$A_{s,\max} = 0,08 A_g \quad (\text{fórmula 150})$$

Onde:

A_g é a área bruta da seção.

7.2.2.3 Espaçamento mínimo e máximo das barras da armadura longitudinal

O espaçamento mínimo exigido pela Norma canadense é o maior valor entre 1,4 d_b , 1,4 do diâmetro do agregado e 3 cm. Já o espaçamento máximo permitido é de 50 cm (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 44, tradução nossa).

7.2.3 Momento mínimo de 1ª ordem

A Norma canadense determina que o momento mínimo a ser considerado na análise de 1ª ordem deve respeitar a equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 71, tradução nossa):

$$M_{2,\min} = P_f (0,015 + 0,03 h) \quad (\text{fórmula 151})$$

Onde:

h é a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.

7.2.4 Efeitos locais de 2ª ordem

7.2.4.1 Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

Os esforços locais de 2ª ordem em elementos comprimidos podem ser desprezados quando o seu índice de esbeltez, λ , for menor que o valor limite λ_l . O índice de esbeltez é determinado segundo equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 68, tradução nossa):

$$\lambda = l_u / r \quad (\text{fórmula 152})$$

Onde:

r é o raio de giração mínimo da seção transversal determinado pela equação a seguir:

$$r = 0,3 h \quad (\text{fórmula 153})$$

l_u é o comprimento livre do pilar, distância entre faces dos apoios.

O valor de λ_l segundo a Norma canadense deve ser determinado conforme a equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 70, tradução nossa):

$$\lambda_1 = (k l_u / r) \leq [25 - 10 (M_1/M_2)] / [P_f / (f_c' A_g)]^{1/2} \quad (\text{fórmula 154})$$

Onde os momentos M_1 e M_2 são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar. Deve ser adotado para M_2 o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_1 o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_2 , e negativo em caso contrário.

k é um fator que varia conforme os apoios do pilar, sendo valor 1 para o pilar apoiado – apoiado, 0,5 para o pilar engastado – engastado e valores intermediários para as demais situações.

7.2.4.2 Método do momento “ampliador” para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem

A Norma canadense determina que elementos comprimidos devem ser dimensionados pelo carregamento fatorado, P_f , e pelo momento amplificado pelos efeitos de curvatura de segunda ordem. O momento amplificado pode ser determinado segundo equação a seguir (STANDARDS COUNCIL OF CANADA, 2014, p. 70-71, tradução nossa):

$$M_c = C_m M_2 / [1 - (P_f / \phi_m P_c)] \geq M_2 \quad (\text{fórmula 155})$$

Onde:

ϕ_m pode ser tomado pelo valor de 0,75

C_m em situações onde existir carregamento vertical deve ser tomada como 1, caso contrário deve ser determinado pela equação a seguir:

$$C_m = 0,6 + 0,4 (M_1 / M_2) \geq 0,4 \quad (\text{fórmula 156})$$

P_c pode ser determinado pela equação a seguir:

$$P_c = \pi^2 EI / (l_u)^2 \quad (\text{fórmula 157})$$

Sendo:

$$EI = 0,4 E_c I_g / (1 + \beta_d) \quad (\text{fórmula 158})$$

Onde:

β_d é a razão entre o máximo carregamento axial de cálculo sustentado pelo máximo carregamento axial associado a mesma combinação de cargas.

7.2.5 Armadura transversal

Os estribos nos pilares tem a função de impedir a flambagem das barras longitudinais e auxiliar na garantia do posicionamento das mesmas. As barras dos estribos devem ter diâmetro maior que 0,3 vezes o maior diâmetro das barras longitudinais. O espaçamento entre os estribos deve ser o menor valor entre:

- a) $16 d_b$, d_b é o diâmetro da menor barra da armadura longitudinal;
- b) $48 d_{tie}$, d_{tie} é o diâmetro dos estribos;
- c) A menor dimensão do pilar;
- d) 300 mm.

8 ANÁLISES COMPARATIVAS

Este capítulo apresenta as análises comparativas realizadas nos elementos estruturais, confrontando os valores experimentais com os resultados obtidos pelas Normas brasileira e canadense de concreto armado.

8.1 VIGAS

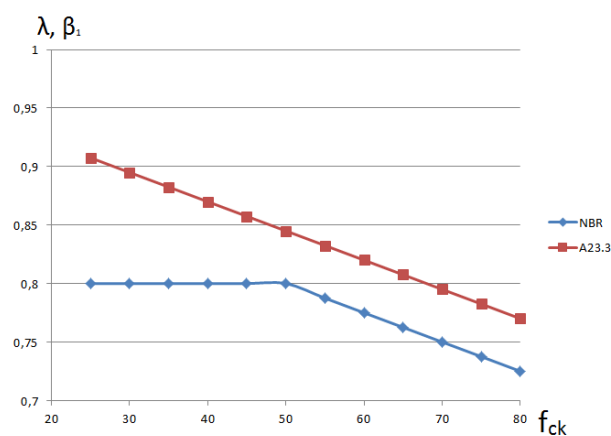
Nesse subcapítulo são estudadas duas vigas, uma isostática e outra hiperestática, ambas ensaiadas por Leonhardt e Walther, além de uma análise dos coeficientes de simplificação do diagrama retangular e das taxas mínimas de armadura sugeridas pelas normas.

8.1.1 Profundidade do concreto comprimido

Na simplificação do diagrama tensão-deformação para o diagrama retangular do concreto, as normas apresentam fatores distintos para a determinação da profundidade de concreto comprimido que poderá ser usado na determinação da força resistente. Esses fatores, λ e β_1 que multiplicam a profundidade da linha neutra, variam em função do f_{ck} como pode ser visto na figura 25 a seguir.

Figura 25 – Coeficientes de simplificação do diagrama retangular do concreto

f_{ck}	NBR (λ)	A23.3 (β_1)
25	0,8	0,9075
30	0,8	0,895
35	0,8	0,8825
40	0,8	0,87
45	0,8	0,8575
50	0,8	0,845
55	0,7875	0,8325
60	0,775	0,82
65	0,7625	0,8075
70	0,75	0,795
75	0,7375	0,7825



(fonte: elaborado pelo autor)

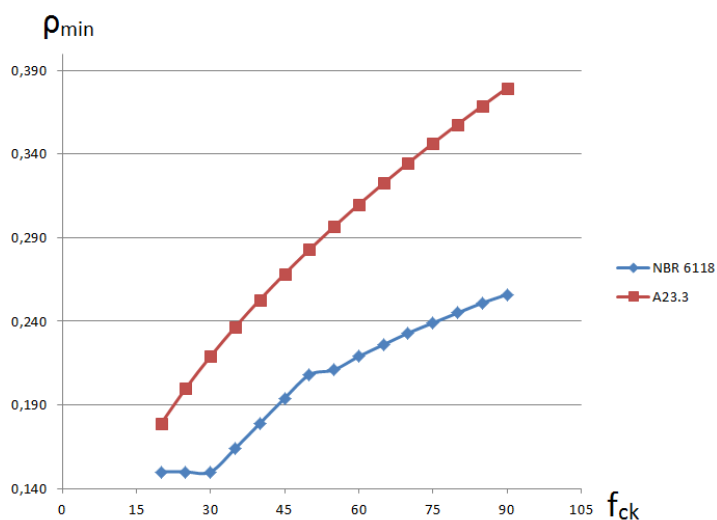
Para uma mesma posição da linha neutra, x ou c , a norma canadense apresentou, para todo o intervalo de f_{ck} , uma maior profundidade do concreto comprimido, y ou a , o que resulta em um modelo matemático ligeiramente diferente do brasileiro.

8.1.2 Armadura mínima de vigas

A figura 26 abaixo apresenta as taxas de armadura mínimas, recomendadas pelas normas, que varia em função do f_{ck} .

figura 26 – Taxas de armadura mínima

f_{ck}	$\rho_{min, BR}$	$\rho_{min, CAN}$
20	0,150	0,179
25	0,150	0,200
30	0,150	0,219
35	0,164	0,237
40	0,179	0,253
45	0,194	0,268
50	0,208	0,283
55	0,211	0,297
60	0,219	0,310
65	0,226	0,322
70	0,233	0,335
75	0,239	0,346
80	0,245	0,358
85	0,251	0,369
90	0,256	0,379



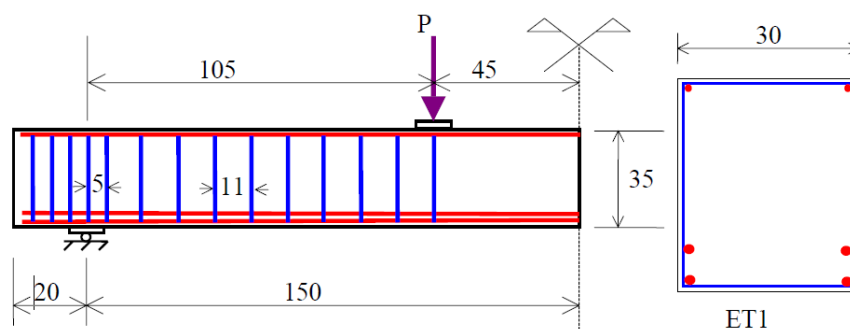
(fonte: elaborado pelo autor)

A Norma canadense apresentou, para todo o intervalo de f_{ck} analisado, uma maior taxa de armadura mínima, o que representa uma maior armadura mínima exigida para uma dada seção de concreto.

8.1.3 Viga isostática

A primeira viga analisada no trabalho foi ensaiada por Leonhardt e Walther (1962), ela apresenta dimensões conforme a figura 27 a seguir:

Figura 27 – Geometria da viga isostática

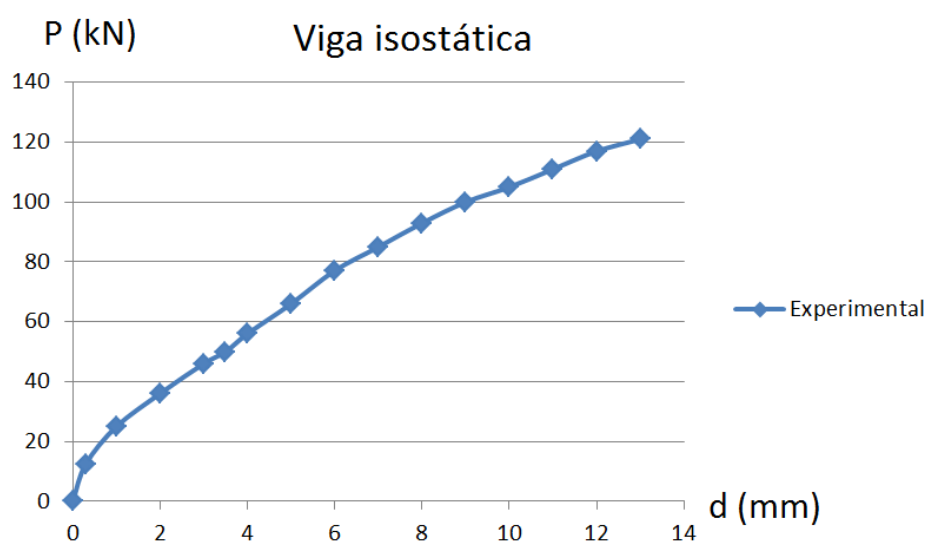


(fonte: BESSA, 2003, p. 81)

A viga é armada na região inferior tracionada por 4 barras de diâmetro 20 mm distribuídas em 2 camadas com tensão de escoamento de $f_y = 428$ MPa, na parte superior comprimida por 2 barras de diâmetro 8 mm com tensão de escoamento $f_y = 465$ MPa e por estribos com barras de diâmetro 6 mm com tensão de escoamento $f_y = 320$ MPa que estão distribuídos conforme a figura 23. O concreto apresenta resistência característica a compressão $f_{ck} = 24,2$ MPa.

A figura 28 mostra a evolução da deformação da viga com o carregamento aplicado. Neste trabalho, foi considerado um momento de ruptura de 12600 kN.cm referente a uma carga aplicada de 120 kN.

Figura 28 – Diagrama carga-deformação do experimento



(fonte: adaptado de BESSA, 2003, p. 86)

8.1.3.1 Análise da flexão

Inicialmente, para cada uma das normas, foi determinado o momento último/resistente retirando os coeficientes de segurança e os valores obtidos foram confrontados com o experimental.

Logo após foi feita uma análise para verificar qual das normas apresentava uma resposta com o momento resistente maior para o mesmo consumo de aço em uma situação de projeto, repetindo o cálculo da verificação do momento último/resistente, mas dessa vez aplicando os coeficientes de segurança sugeridos.

A tabela 4 a seguir mostra um resumo dos resultados encontrados nos cálculos, onde é apresentada em porcentagem a razão entre o valor experimental e os resultados das análises. Também é apresentada uma razão entre os valores teóricos e de projeto de forma a mostrar o quanto da resistência teórica é reduzido pelos fatores de segurança de cada norma respectivamente.

Tabela 4 – Análise da flexão, viga isostática

Viga isostática Flexão	Brasileira		Canadense	
	(kN.cm)	%	(kN.cm)	%
Experimental	12600			
Teórico	14725,24	16,87%	13408,93	6,42%
Projeto	8829,99	-29,92%	7908,92	-37,23%
taxa segurança	1,67		1,70	

(fonte: elaborado pelo autor)

Para esta viga, os valores determinados segundo a Norma canadense se aproximaram mais dos valores experimentais do que os da norma brasileira, porém o valor de projeto se mostrou mais conservador, apresentando um menor momento resistente para a dada seção de concreto e áreas de aço.

8.1.3.2 Análise do cortante

Na análise do cortante, assim como na flexão, foram feitos estudos em duas etapas, com e sem os fatores de segurança, e feito um resumo dos resultados encontrados nos cálculos apresentado na tabela 5 a seguir:

Tabela 5 – Análise do cortante, viga isostática

Viga isostática cortante	Brasileira		Canadense	
	(kN)	%	(kN)	%
Experimental	120			
Teórico	820,71	583,92%	1114,76	828,96%
Projeto	509,75	324,80%	656,81	447,34%

(fonte: elaborado pelo autor)

A Norma brasileira apresentou, para a análise teórica, um resultado mais próximo do valor experimental enquanto a norma canadense apresentou, para a análise de projeto, um valor mais econômico, ou seja, maior carga resistente para a dada seção de concreto e área de aço.

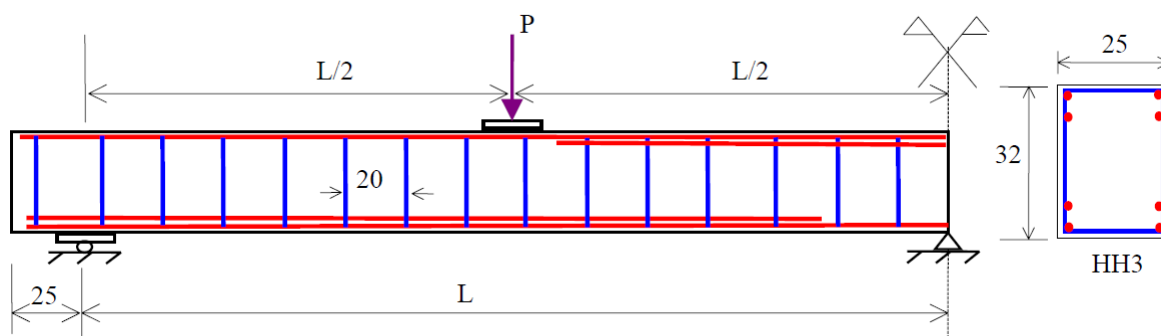
A viga ensaiada não rompeu pelo cisalhamento e como esperado os valores encontrados se mostraram bem superiores à carga experimental dada na figura 28.

Para efeito de comparação foram dimensionadas as áreas de estribos recomendadas pelas normas referentes ao carregamento experimental e as duas normas apresentaram áreas de aço calculadas bem inferiores do que as respectivas áreas mínimas.

8.1.4 Viga hiperestática

A segunda viga analisada no trabalho foi ensaiada por Leonhardt e Walther (1962), ela apresenta dimensões conforme a figura 29 a seguir:

Figura 29 – Geometria da viga hiperestática



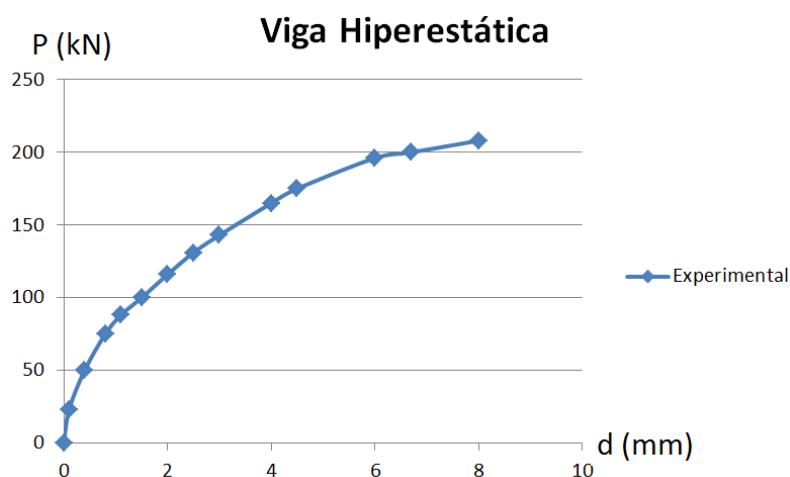
(fonte: BESSA, 2003, p. 90)

Onde: L é 211 cm.

A viga é armada na região superior e inferior por 4 barras, em cada região, de diâmetro 14 mm distribuídas em 2 camadas com tensão de escoamento de $f_y = 417$ MPa e por estribos com barras de diâmetro 8 mm com tensão de escoamento $f_y = 371$ MPa que estão distribuídos a cada 20 cm. O concreto apresenta resistência característica a compressão $f_{ck} = 31,4$ MPa.

O ensaio da viga resultou em uma carga máxima aplicada de 210 kN, como pode ser visto na figura 30.

Figura 30 – Diagrama carga-deformação do experimento

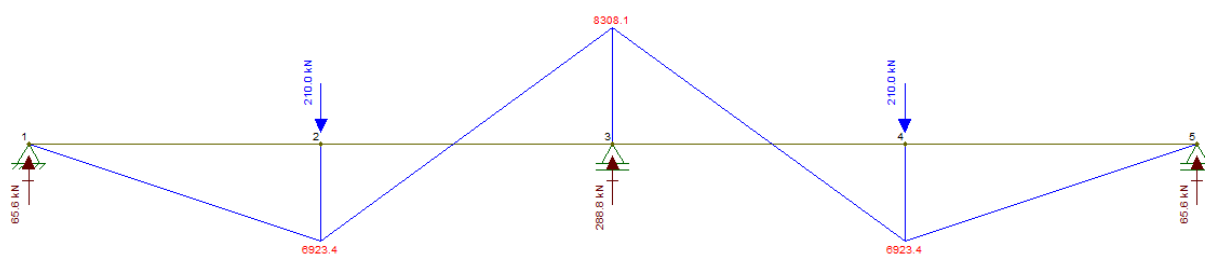


(fonte: adaptado de BESSA, 2003, p. 92)

8.1.4.1 Análise da flexão

Para a carga máxima dada na figura 30, foi utilizado o programa Ftool para determinar os momentos nos vãos e nos apoios como mostra na figura 31 a seguir:

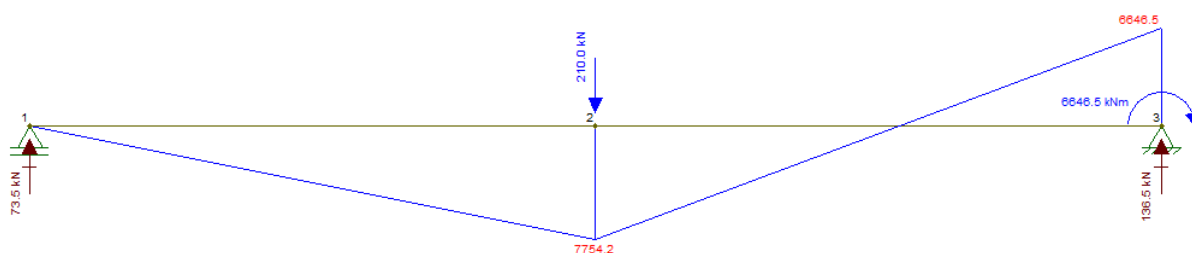
Figura 31 – Momentos sem redução



(fonte: Ftool)

Após fazer essa análise foi feita a redução dos momentos no apoio, essa redução foi de 20% seguindo as recomendações da norma canadense, vistas no item 5.2.3, e satisfazendo as recomendações da norma brasileira também. Dessa redução foi utilizado mais uma vez o programa Ftool para determinar a nova composição de momentos como pode ser visto na figura 32 a seguir:

Tabela 32 – Momentos com redução



(fonte: elaborado pelo autor)

Estes valores determinados pelo programa Ftool serão denominados como valores experimentais. Após, foram determinados os momentos últimos/resistentes da viga segundo as determinações das normas, confrontado os valores obtidos do cálculo com os momentos experimentais, com e sem redução do momento no apoio.

Os valores determinados sem redistribuição de momentos são mostrados nas tabelas 6 a seguir:

Tabela 6 – Análise da flexão, viga hiperestática, sem redução

Positivo				
VIGA Hiperestática	Brasileira		Canadense	
	(kN.cm)	%	(kN.cm)	%
Experimental	6923,4			
Teórico	6957,37	0,49%	6934,73	0,16%
Projeto	4244,03	-38,70%	4105,86	-40,70%
taxa segurança	1,64		1,69	
Negativo				
VIGA Hiperestática	Brasileira		Canadense	
	(kN.cm)	%	(kN.cm)	%
Experimental	8308,1			
Teórico	6957,37	-16,26%	6934,73	-16,53%
Projeto	4244,03	-48,92%	4105,86	-50,58%
taxa segurança	1,64		1,69	

(fonte: elaborado pelo autor)

Para os momentos com redução de 20% chegou-se nos valores mostrados na tabela 7 a seguir:

Tabela 7 – Análise da flexão, viga hiperestática, com redução de 20%

Positivo				
VIGA Hiperestática	Brasileira		Canadense	
	(kN.cm)	%	(kN.cm)	%
Experimental	7754,2			
Teórico	6957,37	-10,28%	6934,73	-10,57%
Projeto	4244,03	-45,27%	4105,86	-47,05%
taxa segurança	1,64		1,69	
Negativo				
VIGA Hiperestática	Brasileira		Canadense	
	(kN.cm)	%	(kN.cm)	%
Experimental	6646,48			
Teórico	6957,37	4,68%	6934,73	4,34%
Projeto	4244,03	-36,15%	4105,86	-38,22%
taxa segurança	1,64		1,69	

(fonte: elaborado pelo autor)

Cabe salientar que, para esta viga, os valores determinados segundo as duas normas se aproximaram igualmente dos valores experimentais: momento positivo melhor representado sem redistribuição de momentos e momento negativo melhor representado com redistribuição de momentos.

8.1.4.2 Análise do cortante

Na análise do cortante, assim como na flexão, foram feitos estudos em duas etapas, com e sem os fatores de segurança. Os valores dessa análise foram retirados na situação sem a redução do momento no apoio, pois essa é uma situação mais crítica do que a proveniente da análise com a redução do momento. Os resultados serão apresentados de forma resumida na tabela 8 a seguir:

Tabela 8 – Análise do cortante, viga hiperestática

Hiper Cisalhamento	Brasileira		Canadense	
	(kN)	%	(kN)	%
Experimental	144,4			
Teórico	943,28	553,24%	1845,10	1177,77%
Projeto	585,89	305,74%	1087,20	652,91%

(fonte: elaborado pelo autor)

A Norma brasileira apresentou, para a análise teórica, um resultado mais próximo do valor experimental enquanto a norma canadense apresentou, para a análise de projeto, um valor mais econômico, ou seja, maior carga resistente para a dada seção de concreto e área de aço.

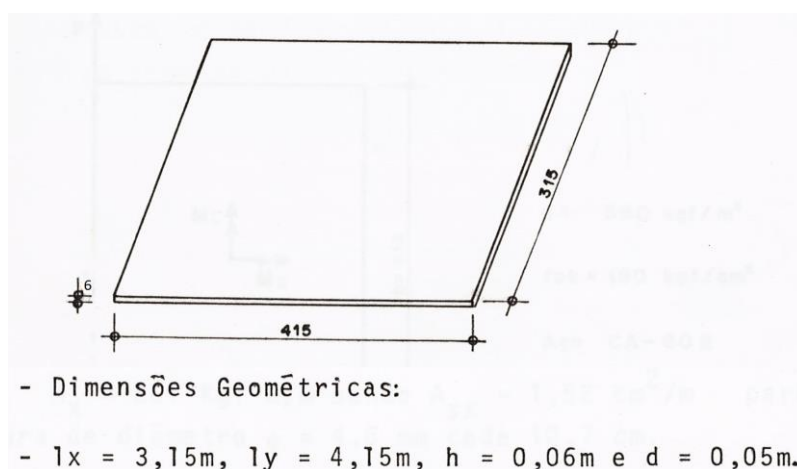
A viga ensaiada não rompeu pelo cisalhamento e como esperado os valores encontrados se mostraram bem superiores à carga experimental.

Para efeito de comparação foram dimensionadas as áreas de estribos recomendadas pelas normas referentes ao carregamento experimental e as duas normas apresentaram áreas de aço calculadas bem inferiores do que as respectivas áreas mínimas.

8.2 LAJE

A laje analisada nesse trabalho foi ensaiada pelo professor João Luiz Campagnolo (1980), em sua dissertação de mestrado, no laboratório LEME, Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. A Laje apresenta dimensões conforme figura 33 a seguir.

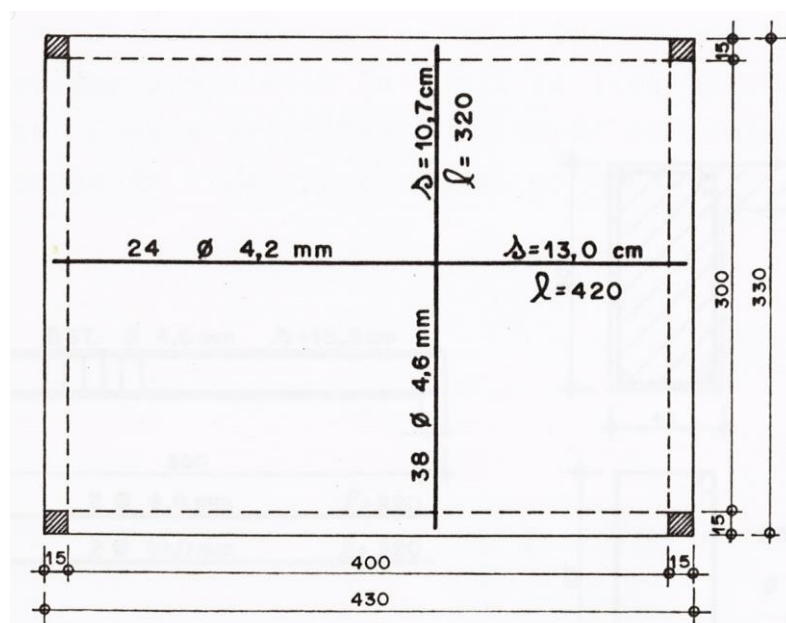
Tabela 33 – Geometria da laje



(fonte: adaptado de CAMPAGNOLO, 1980)

A laje é armada no sentido do menor vão, $a = l_x$, com 38 barras de diâmetro 4,6 mm espaçadas de 10,7 cm cada, e é armada no sentido do maior vão, $b = l_y$, com 24 barras de diâmetro 4,2 mm espaçadas de 13 cm cada como pode ser visto na figura 34 a seguir.

Figura 34 – Detalhamento da armadura laje



(fonte: CAMPAGNOLO, 1980)

A relação entre os lados da laje, b/a , é de 1,37, ou seja, ela é armada em duas direções.

A carga de ruptura determinada experimentalmente foi de 9,25 kN/m². Com esta carga, determinou-se, pelo regime rígido-plástico, um momento no vão menor de $m_a = 585,05$ kN.cm/m e um momento no vão maior de $m_b = 366,13$ kN.cm/m, que serão considerados como valores experimentais.

Após foram determinados os momentos últimos/resistentes da laje, nas suas duas direções, segundo os modelos teórico de projeto das normas, confrontado os valores obtidos do cálculo com os momentos experimentais, m_a e m_b .

Para a direção “a” os resultados obtidos estão mostrados na tabela 9.

Tabela 9 – Análise no sentido A

Laje direção A	Brasileira		Canadense	
	(kN.cm)	%	(kN.cm)	%
Experimental	585,05			
Teórico	552,94	-5,49%	551,40	-5,75%
Projeto	337,09	-42,38%	325,70	-44,33%
taxa segurança	1,64		1,69	

(fonte: elaborado pelo autor)

Para a direção “b” os resultados obtidos estão mostrados na tabela 10.

Tabela 10 – Análise no sentido B

Laje direção B	Brasileira		Canadense	
	(kN.cm)	%	(kN.cm)	%
Experimental	366,13			
Teórico	232,47	-36,51%	232,22	-36,57%
Projeto	143,38	-60,84%	139,54	-61,89%
taxa segurança	1,62		1,66	

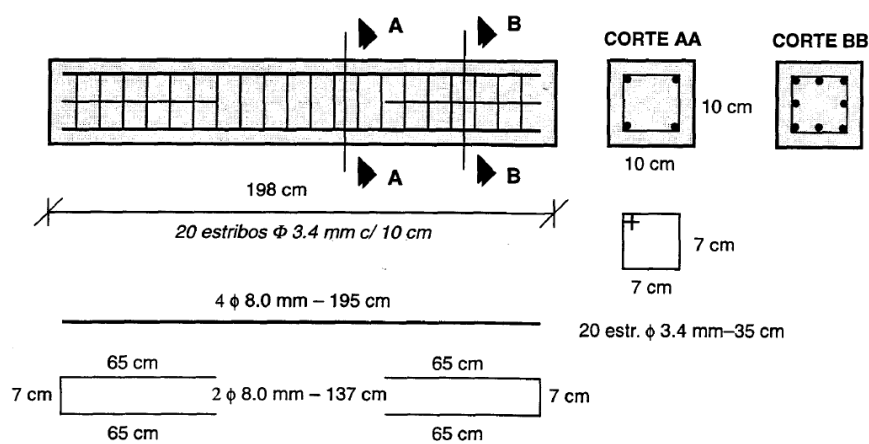
(fonte: elaborado pelo autor)

Para essa comparação, apesar de muito próximos os valores, a norma canadense se mostrou mais conservadora que a norma brasileira.

8.3 PILAR

O pilar analisado nesse trabalho foi ensaiado pelo Engenheiro Gustavo André Zanato, em sua dissertação de mestrado, no laboratório LEME, Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O pilar apresenta dimensões e armaduras conforme figura 35 a seguir.

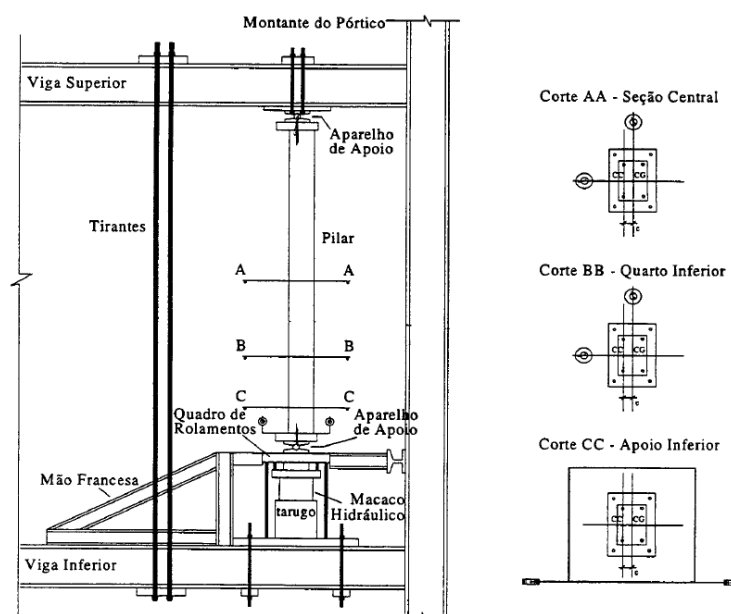
Figura 35 – Geometria e detalhamento da armadura do pilar



(fonte: ZANATO, 1999)

A carga máxima determinada experimentalmente foi de 100 kN, esta carga foi aplicada com uma excentricidade de 3 cm em relação aos eixos principais da seção transversal da peça. Um esquema detalhado do sistema de carga do ensaio pode ser visto na figura 36 a seguir.

Figura 36 – Esquema de ensaio e excentricidade adotada



(fonte: ZANATO, 1999)

Para fazer a análise desse problema foram propostas 3 situações de cálculo para cada uma das Normas: as duas primeiras fazendo as vezes da análise teórica, sem os fatores de segurança, e a terceira aplicando os fatores de segurança.

A primeira situação de cálculo proposta é dada pela carga P aplicada com a excentricidade experimental de 3 cm, com as resistências e a carga sem os fatores de segurança recomendados pelas normas.

A segunda situação de cálculo proposta é dada pela carga P aplicada com a excentricidade experimental de 3 cm somada as respectivas excentricidades de 2ª ordem, com as resistências e a carga sem os fatores de segurança recomendados pelas normas.

A terceira situação de cálculo proposta é dada pela carga P aplicada com a excentricidade experimental de 3 cm somada as respectivas excentricidades de 2ª ordem, com as resistências e a carga ponderadas pelos fatores de segurança recomendados pelas normas.

A tabela 11 apresenta um resumo dos resultados obtidos da análise dos pilares.

Tabela 11 – Análise do pilar

Pilar	Brasileira		Canadense	
	P (kN)	%	P (kN)	%
Experimental	100			
1ª situação	126,52	26,52%	124,02	24,02%
2ª situação	81,48	-18,52%	95,42	-4,58%
3ª situação	66,59	-33,41%	76,74	-23,26%

(fonte: elaborado pelo autor)

A Norma canadense apresentou resultados mais próximos dos valores ensaiados, e se mostrou mais econômica, uma maior carga resistente para a dada seção de concreto e área de aço, para o dado pilar e as situações de cálculo propostas.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo comparativo realizado entre as Normas brasileira e canadense visou determinar os resultados mais econômicos, ou seja, que apresentam uma solicitação resistente maior para o mesmo consumo de aço, e próximos dos resultados experimentais no dimensionamento de elementos estruturais. Foram escolhidos para a análise os elementos estruturais mais usuais em uma edificação, viga isostática, viga hiperestática, laje e pilar.

Dentre os principais aspectos que diferenciam os resultados obtidos entre as normas no dimensionamento, no ELU, pode-se citar os ponderadores que minoram a resistência dos materiais. Como os ponderadores da norma brasileira tem valores maiores que 1 e dividem os valores da resistência dos materiais, e os ponderadores da norma canadense tem valores menores do que 1 e multiplicam os valores das resistências dos materiais, como forma de comparação e tabela 12 a seguir mostra os ponderadores da norma brasileira e $1/\phi$ os ponderadores da norma canadense.

Tabela 12 – Ponderadores da resistência dos materiais

NBR 6118		CSA A23.3	
γ_c	1,40	1,54	$1/\phi_c$
γ_s	1,15	1,18	$1/\phi_s$

(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 12 mostra que os valores dos ponderadores de segurança recomendados pela Norma canadense são maiores que aqueles recomendados pela Norma brasileira. Esse fato dá um primeiro indício de que a Norma canadense apresente resultados mais conservadores do que a Norma brasileira.

9.1 VIGAS

Esse trabalho analisou duas vigas, uma isostática e uma hiperestática, ensaiadas por Leonhardt e Walther (1962). O que diferencia os resultados obtidos no cálculo de verificação

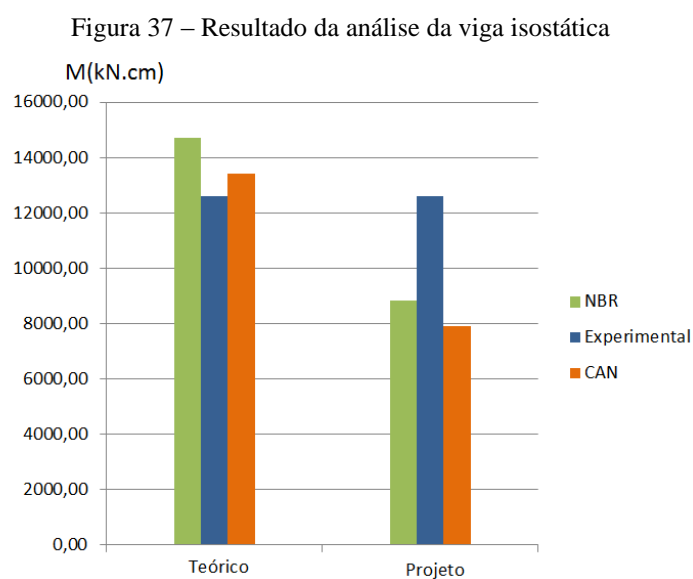
de elementos fletidos é a simplificação do diagrama parábola retângulo do concreto para o diagrama retangular. Como visto no item 8.1.1 deste trabalho, as Normas apresentam fatores diferentes para fazer a simplificação: a norma brasileira apresenta o valor do fator de simplificação fixo até a resistência de 50 MPa e decresce de forma linear para resistências maiores; já a norma canadense apresenta valores que decrescem linearmente com o aumento da resistência em todo o intervalo, porem com valores maiores que os apresentados na Norma brasileira em todo o intervalo.

19.1.1 Viga isostática

A viga isostática estudada tem seção transversal de 30 por 35 cm e é armada na região inferior por 4 barras de diâmetro 20 mm distribuídas em 2 camadas, na região superior por 2 barras de diâmetro 8 mm e por estribos com barras de diâmetro 6 mm. O ensaio realizado apresentou carga máxima aplicada de 120 kN o que representa um momento máximo de 12600 kN.

9.1.1.1 Flexão

Os resultados da análise estão apresentados na figura 37 a seguir:



(fonte: elaborado pelo autor)

A análise teórica do problema apresentou a Norma canadense com um resultado mais próximo do valor experimental do que os da norma brasileira, porém na análise de projeto a Norma brasileira apresentou um resultado mais econômico, um maior momento resistente para a dada seção de concreto e área de aço.

9.1.1.2 Cortante

As duas normas se mostraram adequadas no dimensionamento das armaduras transversais, apresentando resistências bem superiores à carga máxima do problema, mais de 300%, o que caracteriza bem o ensaio que teve sua ruptura por flexão.

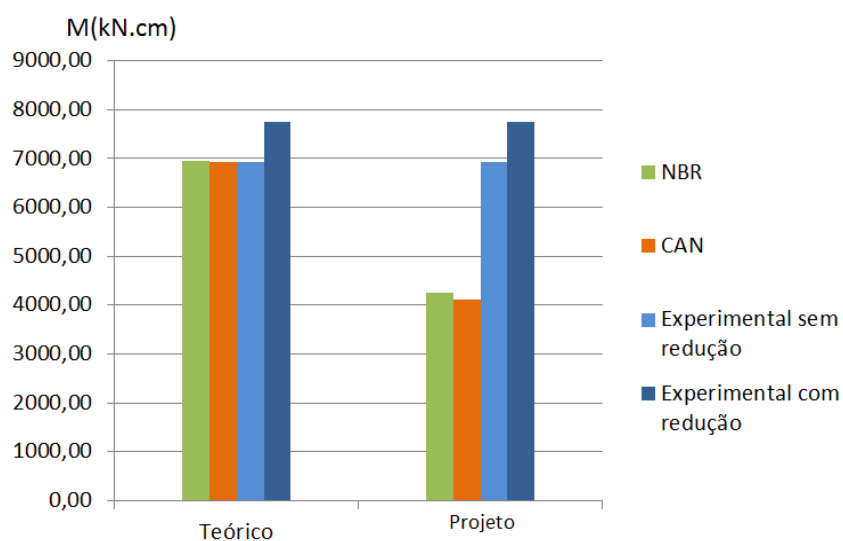
9.1.2 Viga hiperestática

A viga hiperestática estudada tem seção transversal de 25 por 33 cm e é armada na região superior e inferior por 4 barras, em cada região, de diâmetro 14 mm distribuídas em 2 camadas e por estribos com barras de diâmetro 8 mm. O ensaio da viga resultou em uma carga máxima aplicada de 210 kN.

9.1.2.1 Flexão

Para fazer a análise desse problema, foram feitas verificações dos momentos positivos e negativos, com e sem a utilização do coeficiente de redistribuição dos momentos. Os resultados para o momento positivo estão apresentados na figura 38 a seguir:

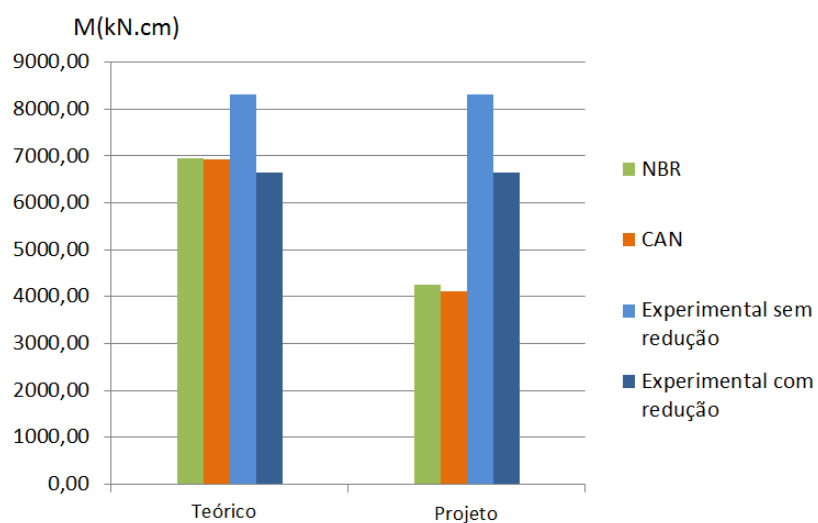
Figura 38 – Momento positivo



(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados para os momentos negativos estão apresentados na figura 39 a seguir:

Figura 39 – Momento negativo



(fonte: elaborado pelo autor)

A análise teórica do problema apresentou resultados muito próximos entre as duas Normas, no caso do momento positivo o momento sem a redistribuição se mostrou mais adequada

enquanto no caso do momento negativo a momento com redistribuição se aproximou mais dos valores calculados.

Na análise de projeto do problema a Norma brasileira apresentou resultados mais econômicos, um maior momento resistente para a dada seção de concreto e área de aço, do que a Norma canadense.

9.1.2.2 Cortante

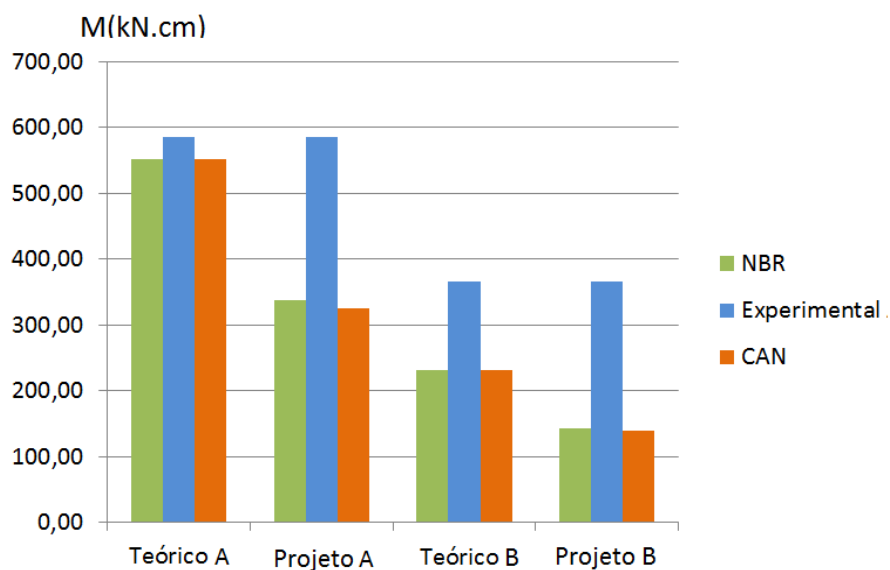
As duas normas se mostraram adequadas no dimensionamento das armaduras transversais, apresentando resistências bem superiores à carga máxima do problema, mais de 300%, o que caracteriza bem o ensaio que teve sua ruptura por flexão.

9.2 LAJE

Esse trabalho analisou a laje armada em duas direções ensaiadas por Campagnolo (1980), ela apresenta dimensões 4,15 por 3,15 m e espessura de 0,06 m. A carga máxima determinada experimentalmente de 9,25 kN/m², utilizando o regime rígido-plástico, resultou em momentos nos vãos: $m_a = 585,05$ kN.cm/m e $m_b = 366,13$ kN.cm/m, que foram considerados como sendo os valores experimentais.

Os resultados da análise estão apresentados na figura 40 a seguir:

Figura 40 – Análise da laje



(fonte: elaborado pelo autor)

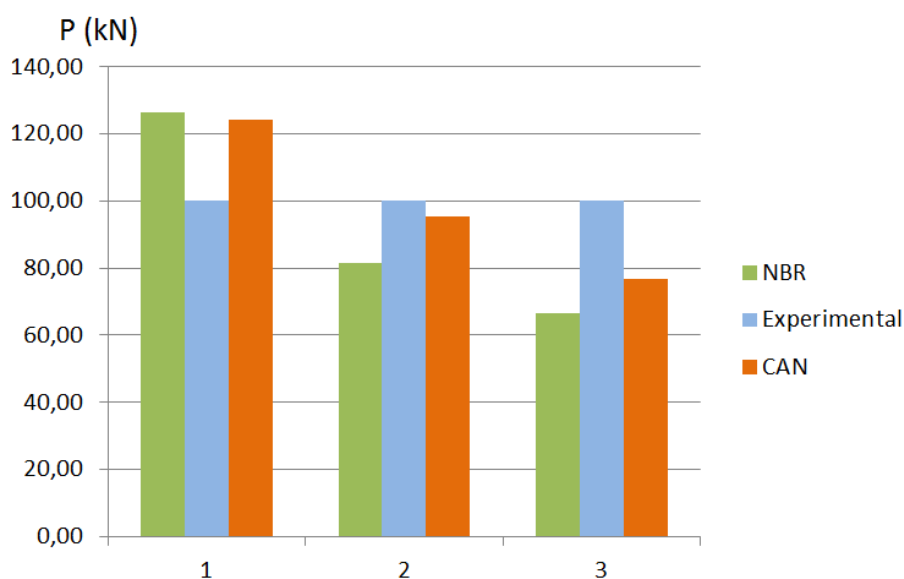
A análise teórica, tanto para o momento no vão na direção A quanto para o momento no vão na direção B, apresentou resultados muito próximos entre as duas Normas (Teórico A e Teórico B). Porém para o momento na direção A, vão maior da laje, os resultados obtidos pelas normas se aproximaram de forma muito mais significativa do resultado experimental (Teórico A). Na análise de projeto, considerando os ponderadores de segurança, para as duas direções da laje (Projeto A e Projeto B) a Norma brasileira apresentou respostas mais econômicas, ou seja, um maior momento resistente para a dada seção de concreto e área de aço.

9.3 PILAR

Esse trabalho analisou o pilar esbelto ensaiado por Zanato (1999), ele tem seção transversal de 10 por 10 cm, 198 cm de comprimento e é armado por 4 barras de 8 mm. A carga máxima determinada experimentalmente foi de 100 kN, esta carga foi aplicada com uma excentricidade de 3 cm em relação aos eixos principais da seção transversal da peça.

Os resultados da análise estão apresentados na figura 41 a seguir:

Figura 41 – Análise do pilar



(fonte: elaborado pelo autor)

Verificou-se que a primeira situação de cálculo, que não levava em consideração os efeitos de segunda ordem nem os coeficientes de ponderação das resistências, mostrou-se inadequada para o dimensionamento, como pode ser visto na figura 41 na situação 1 onde os valores obtidos pelas duas normas foram superiores ao valor experimental. Da segunda situação de cálculo em que foram considerados os efeitos de segunda ordem, mas sem os fatores de segurança, a Norma canadense apresentou resultados mais próximos dos valores ensaiados, considerados como sendo a realidade. Da terceira situação de cálculo em que são considerados os efeitos de segunda ordem e os fatores de segurança, conclui-se que a Norma canadense se mostrou mais econômica, pois apresentou uma maior carga resistente para a dada seção de concreto e área de aço.

9.4 CONCLUSÕES

A Norma brasileira NBR 6118 e a Norma canadense CSA A23.3, apesar das diferenças, apresentaram resultados próximos entre elas e aos obtidos dos valores experimentais analisados neste trabalho, dando uma indicação de que ambas as Normas fornecem resultados satisfatórios no dimensionamento de vigas, lajes e pilares. Também pode-se concluir que, na maioria dos casos, a Norma canadense apresentou resultados mais conservadores do que a

Norma brasileira, ou seja, solicitações resistentes menores para as dadas áreas de concreto e aço.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- BESSA, V. M. R. D. **ENG 01111 Estruturas de concreto armado 1**. Porto Alegre: UFRGS, 2014. Apostila de Aula da Disciplina ENG 01111 - Estruturas de Concreto Armado I.
- BESSA, V. M. R. D. **Estudo sobre modelos de fissuração de peças de concreto armado via método dos elementos finitos**. 2003. 259 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- BRZEV, S; PAO, J. **Reinforced Concrete Design: a practical approach**. 2nd. ed. Toronto: Prentice Hall, 2009.
- CAMPAGNOLO, J. L. **Análise experimental das deformações devido a flexão em lajes de concreto armado**. 1980. 242 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1980.
- CAMPOS FILHO, A. **Dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta normal**. Porto Alegre: UFRGS, 2014a. Apostila de Aula da Disciplina ENG 01111 - Estruturas de Concreto Armado II. disponível em: <https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/solicitacoes_normais.pdf> . Acesso em: 15 ago. 2014.
- CAMPOS FILHO, A. **Dimensionamento e Verificação de Seções de Concreto Armado Submetidas à Flexão Composta Oblíqua**. Porto Alegre: UFRGS. Software. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/topicos/secao.zip>>. Acesso em: 15 mar. 2015
- CAMPOS FILHO, A. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS, 2014b. Apostila de Aula da Disciplina ENG 01111 - Estruturas de Concreto Armado II. disponível em: <<http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>> . Acesso em: 15 ago. 2014.
- CAMPOS FILHO, A. **Projeto de pilares de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS, 2014c. Apostila de Aula da Disciplina ENG 01111 - Estruturas de Concreto Armado II. disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/pilares.pdf>> . Acesso em: 15 ago. 2014.
- MARTHA, L. F. **F TOOL**: programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas, versão 3.0. Rio de Janeiro: PUCRJ, 2012. Software do comportamento de estruturas. Disponível em: <<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>>. Acesso em: 15 ago. 2014
- STANDARDS COUNCIL OF CANADA. **CSA A23.3**: design of concrete structures. Mississauga, 2014.

ZANATO, G. A. **Desempenho de reforços em pilares esbeltos de concreto armado:** Análise numérico-experimental. 1999. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.