



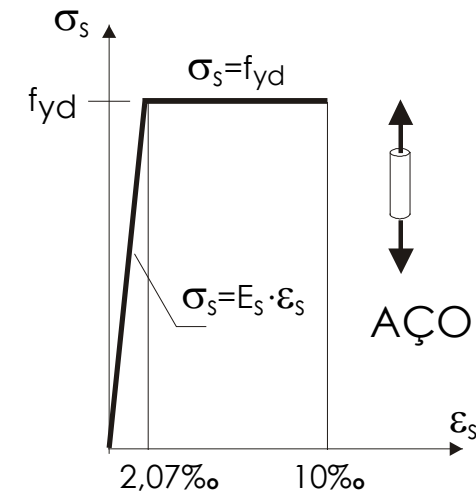
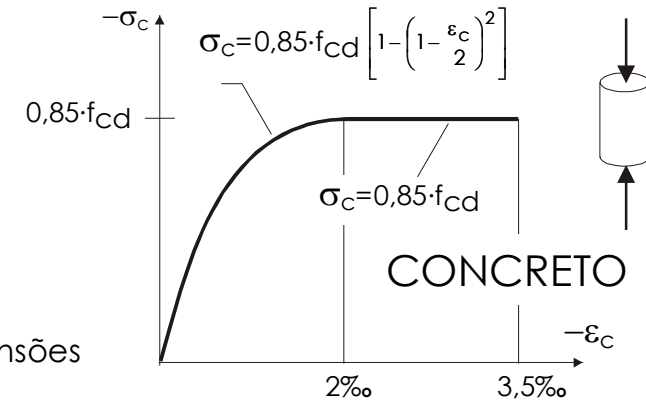
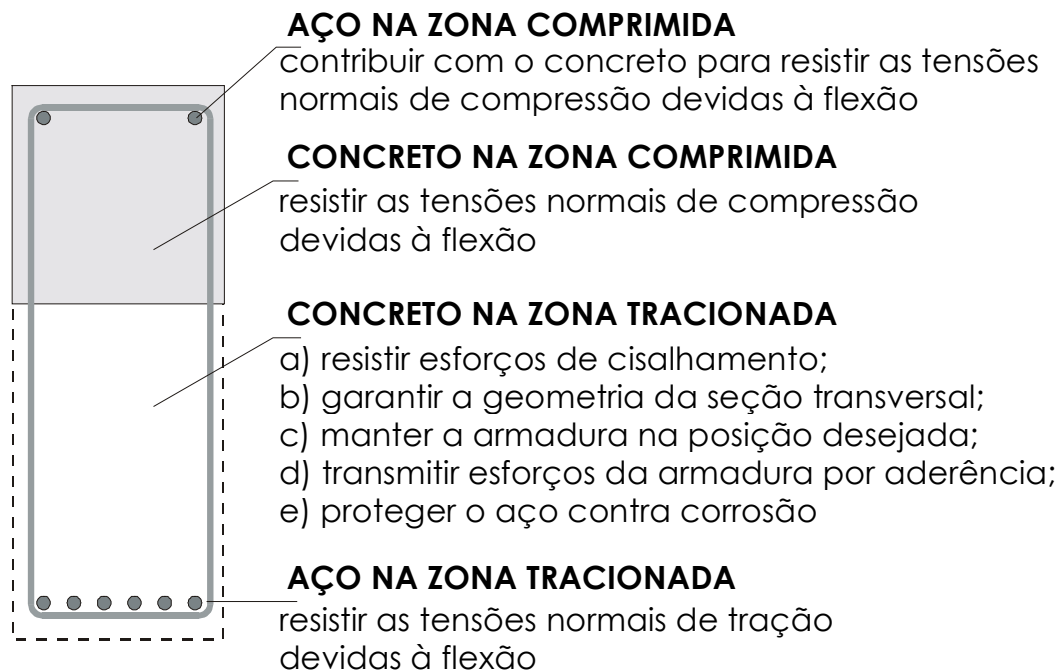
4

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE FLEXÃO EM VIGAS CONCRETO ARMADO

4.1 GENERALIDADES

4.1.1 DIAGRAMAS $\sigma-\epsilon$

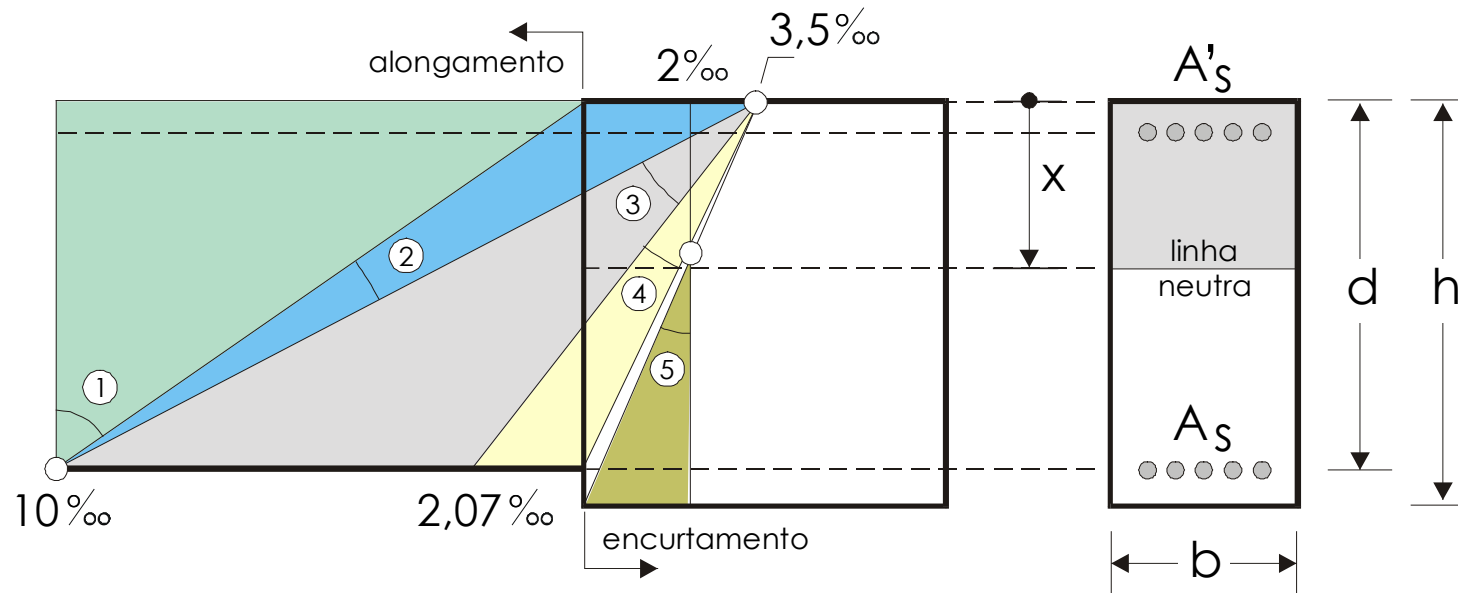
NBR 6118:2003/8.2.10



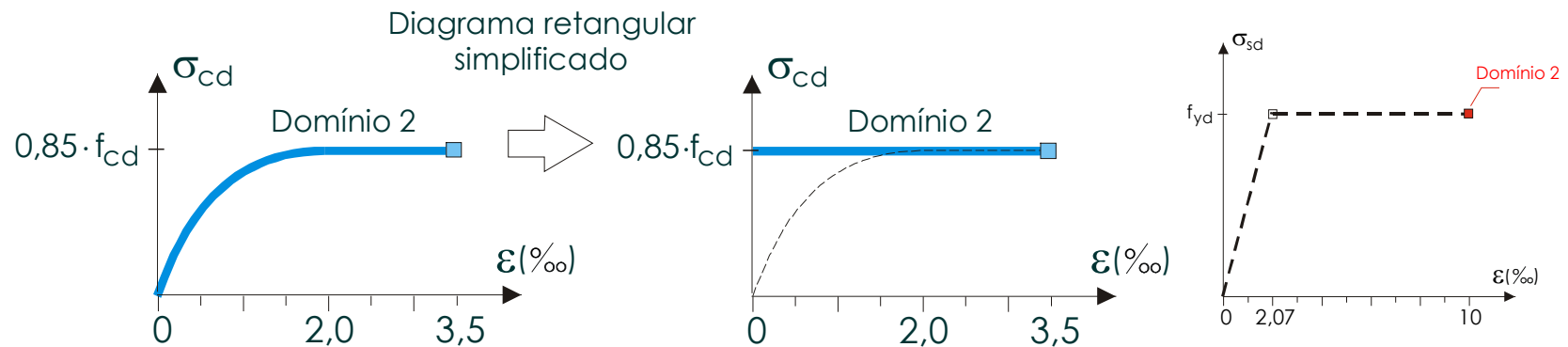
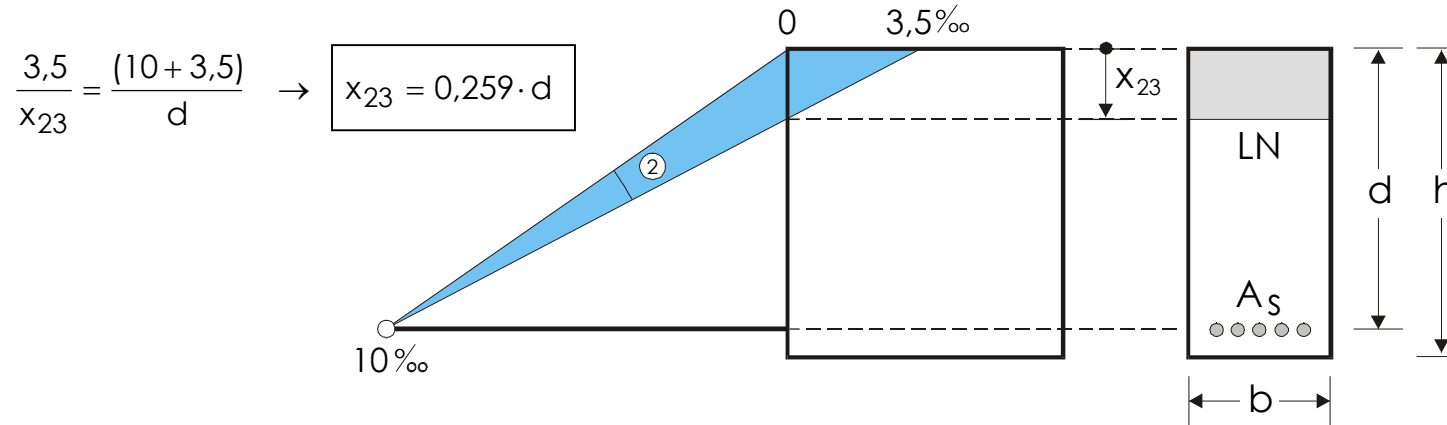
4.1.2 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO



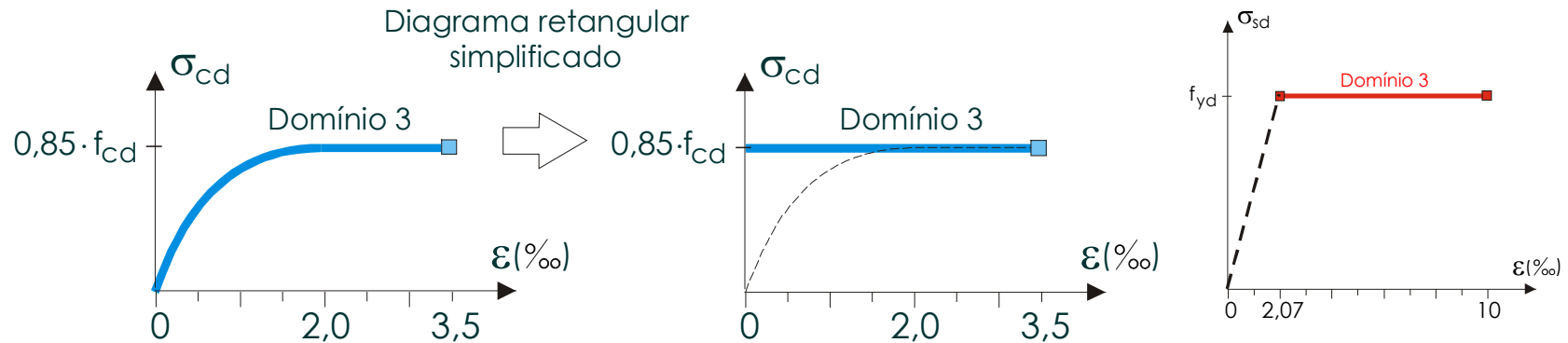
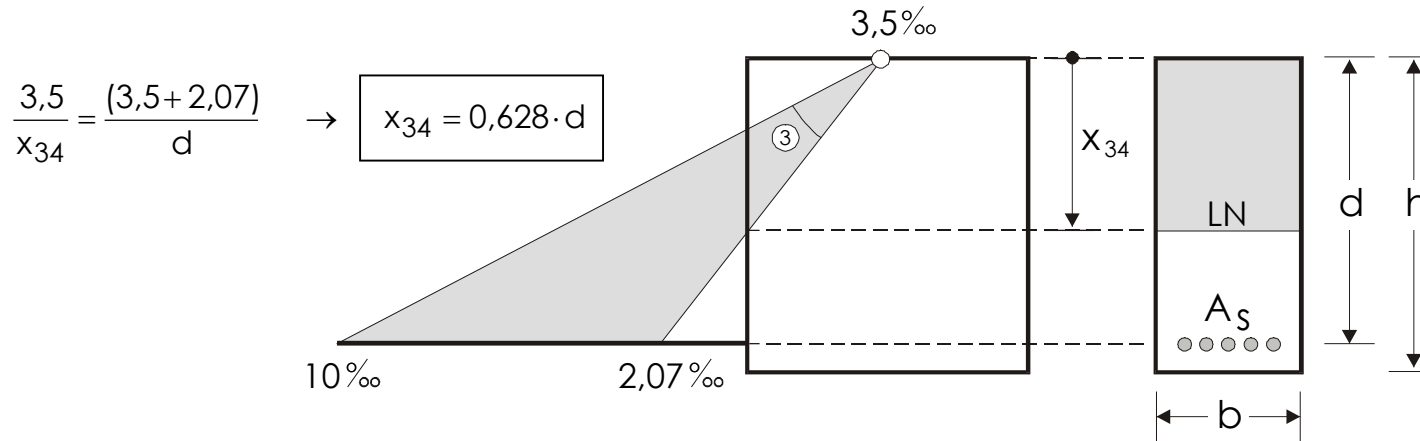
NBR 6118:2003/7.2.2g



4.1.3 DOMÍNIO 2



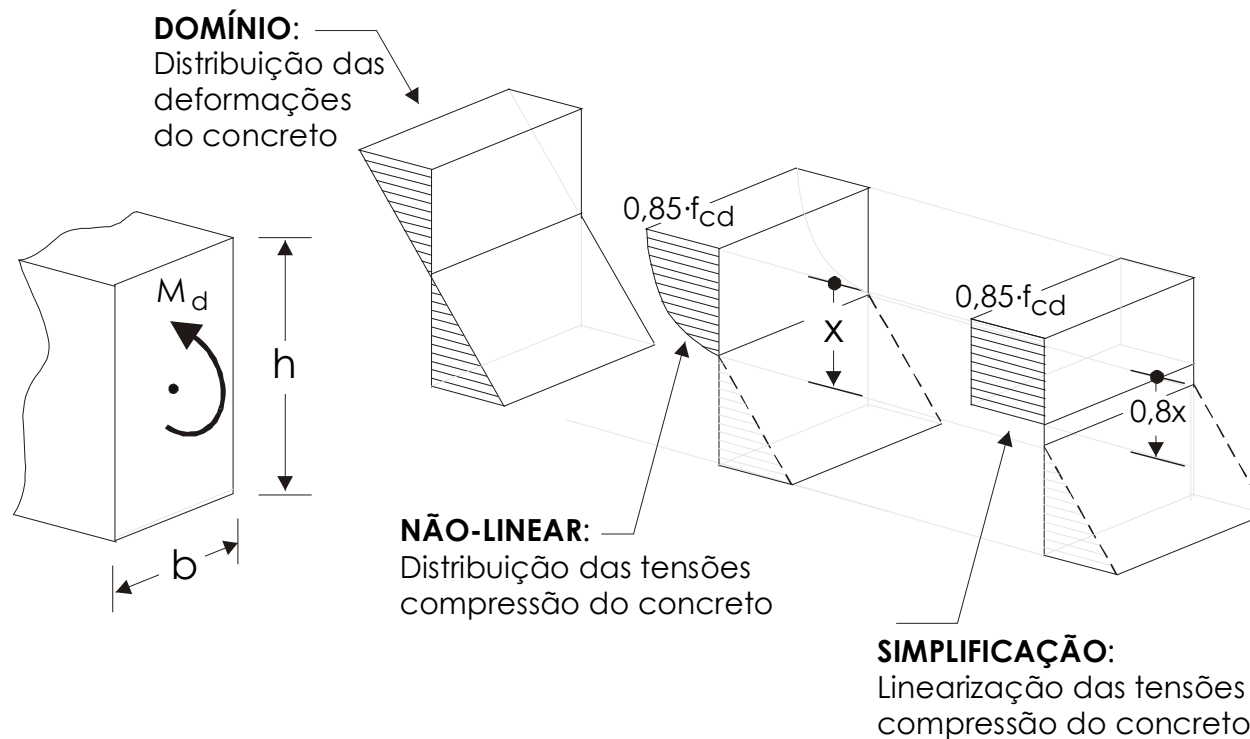
4.1.4 DOMÍNIO 3



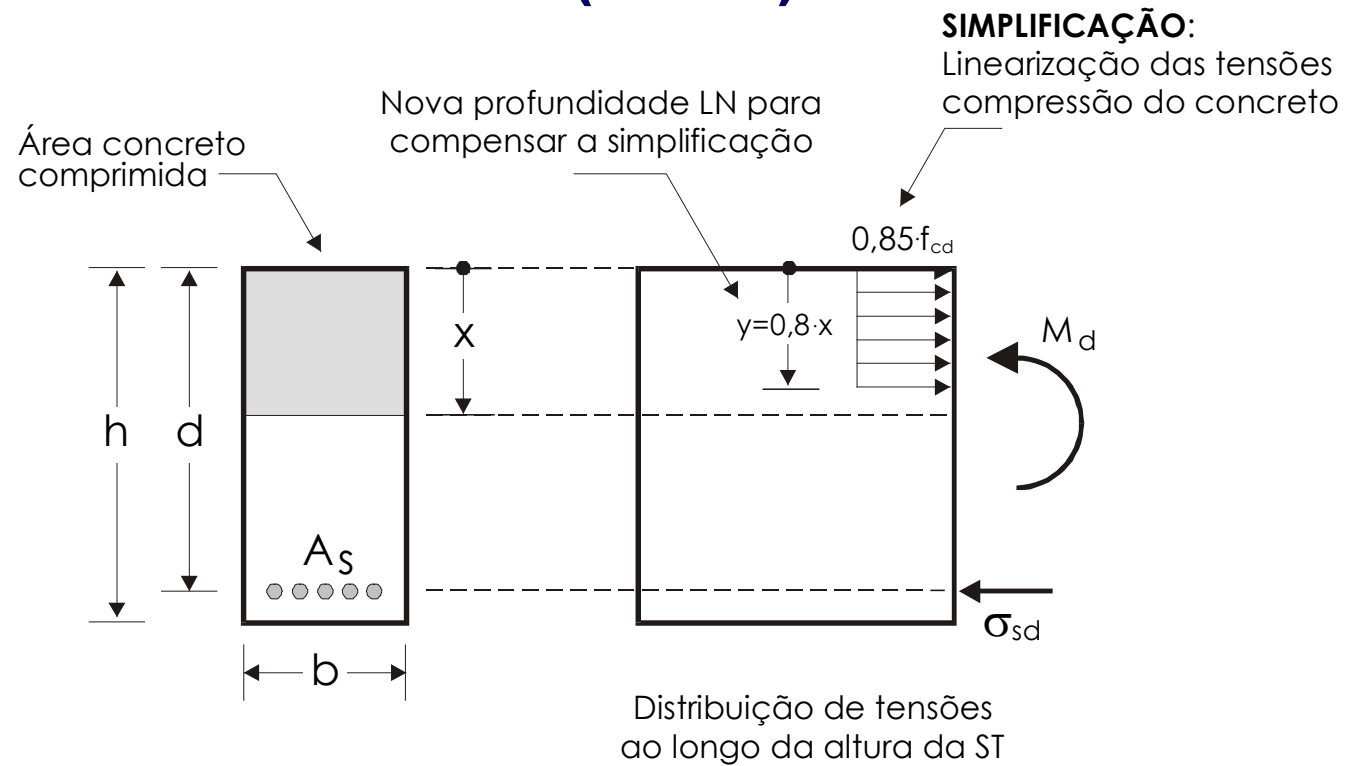
4.1.5 DIAGRAMA RETANGULAR SIMPLIFICADO



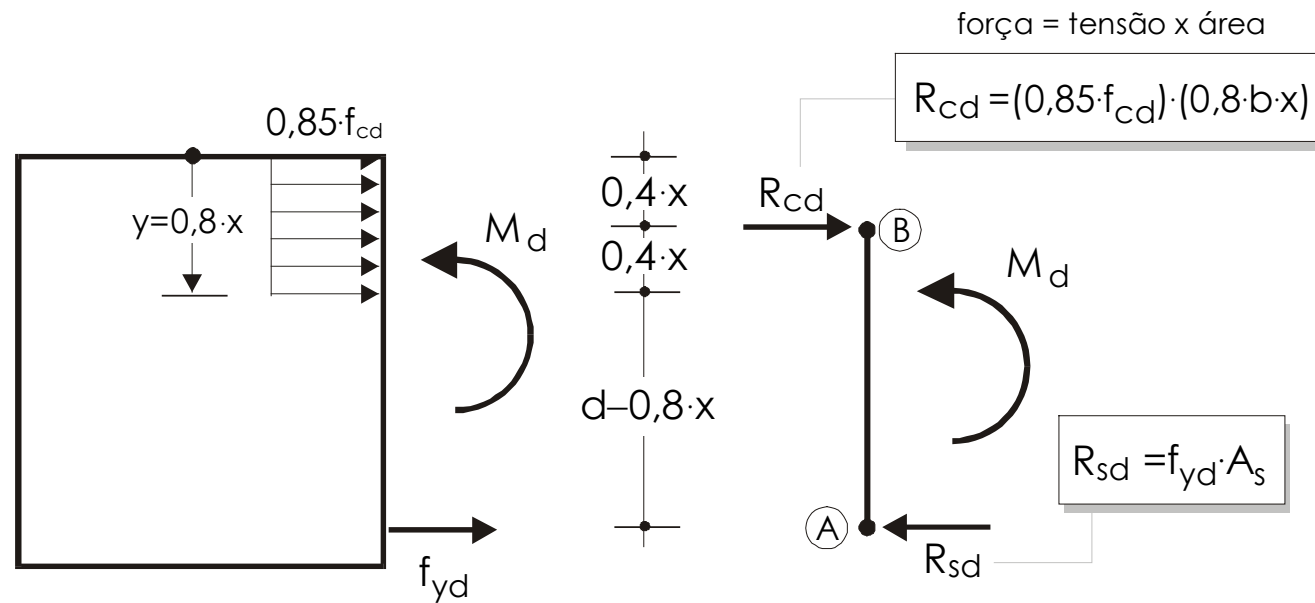
NBR 6118:2003/7.2.2e



4.1.5 DIAGRAMA RETANGULAR SIMPLIFICADO (cont...)



4.1.6 RESULTANTES DE TENSÃO



Distribuição de tensões
ao longo da altura da ST

Resultantes das
tensões na ST

4.1.7 EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO

$$\sum F_{hor} = 0$$

$$R_{cd} = R_{sd} \quad \rightarrow \quad \boxed{0,68 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd}} \quad (1)$$

$$\sum M_A = 0$$

$$M_d = R_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \rightarrow \quad \boxed{M_d = 0,68 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} \quad (2)$$

$$\sum M_B = 0$$

$$M_d = R_{sd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \rightarrow \quad \boxed{M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} \quad (3)$$

4.1.7 EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO (cont...)

Resolvendo-se a equação (2), chega-se a:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

e da equação(3), vem:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

4.1.8 MOMENTO RESISTENTE

Conhecendo-se a área de aço empregada, pode-se utilizar a equação (1), chegando-se a:

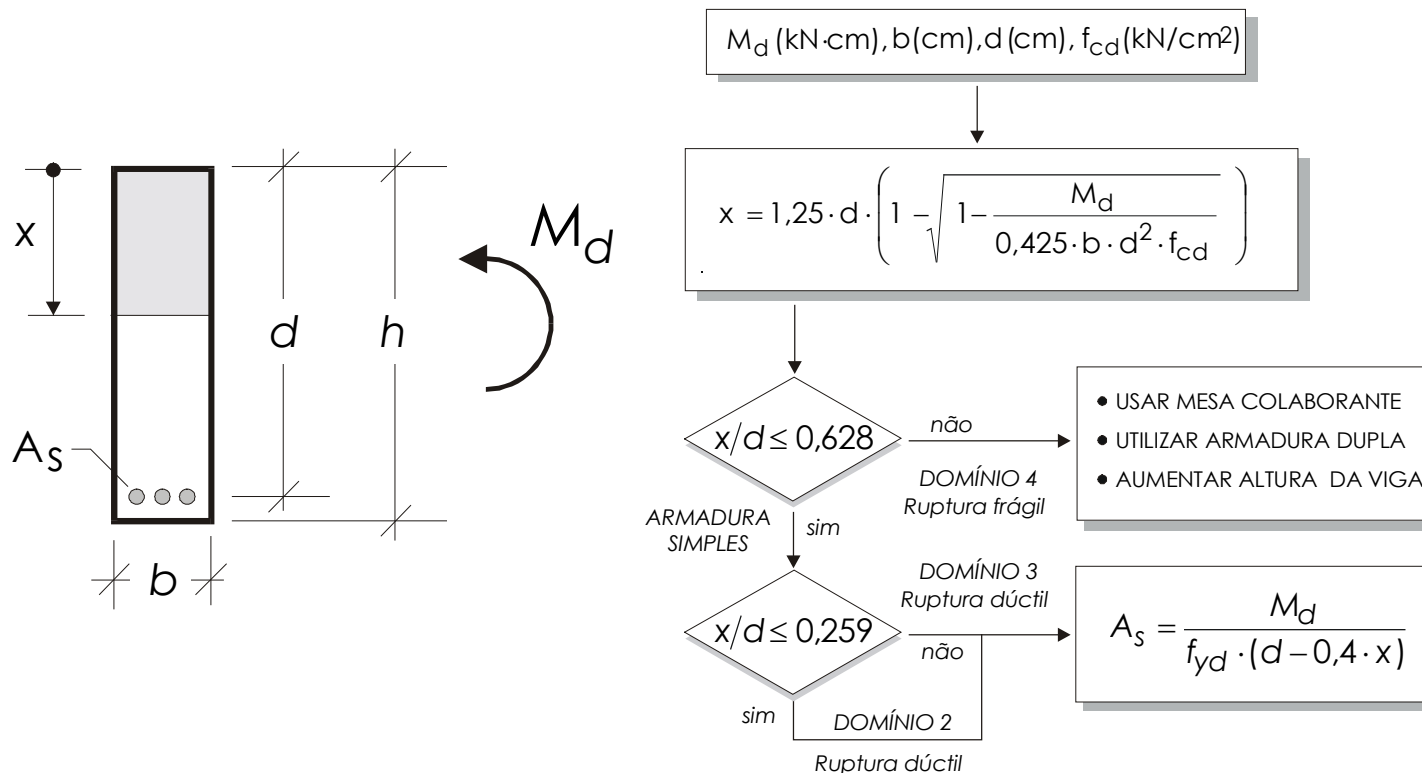
$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,68 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

que permite verificar se a peça encontra-se no Domínios 4 ($x > 0,628d$). Em caso afirmativo, deve-se ou diminuir a área de aço ou aumentar a resistência do concreto ou a largura da peça, para que a peça não trabalhe no Estado Limite Último em regime de superarmadura (ruptura sem aviso). Em seguida, utilizando-se a equação(3), vem:

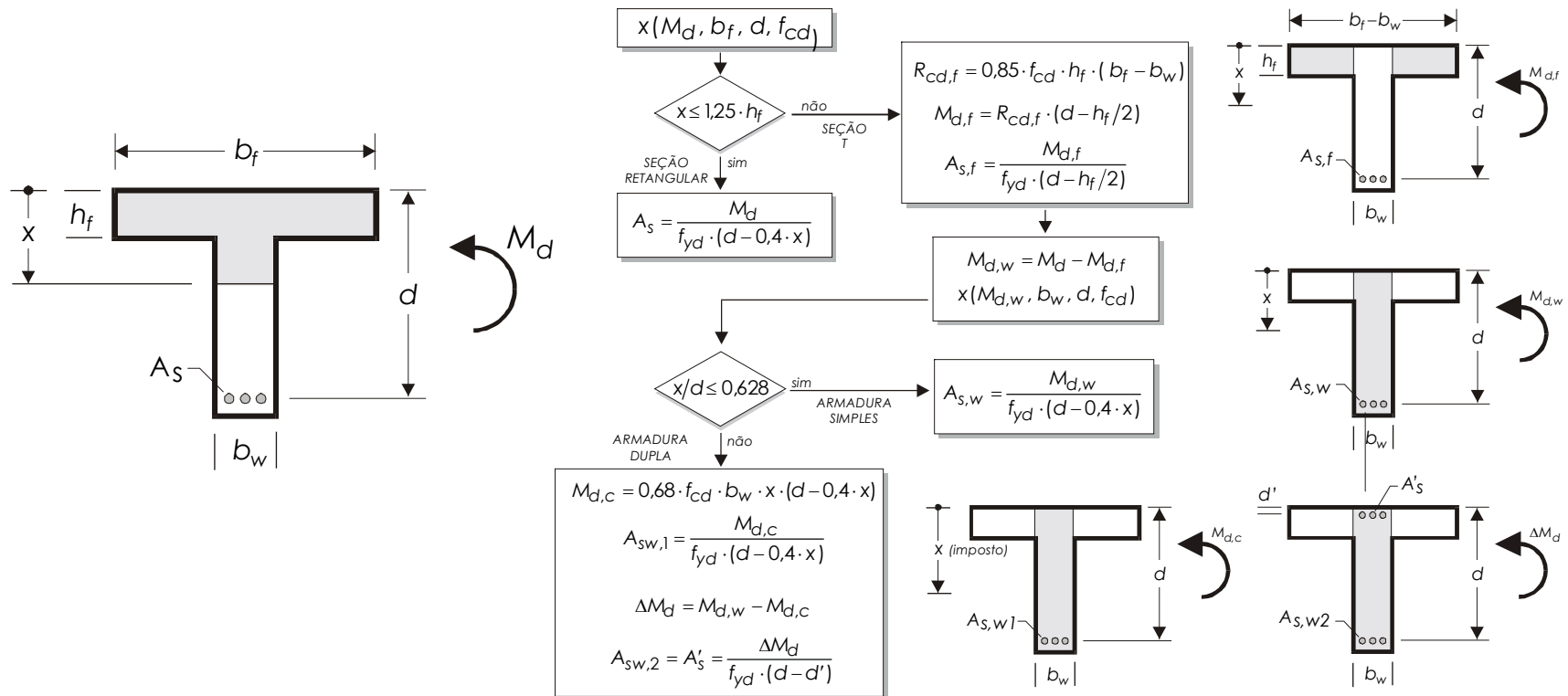
$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

4.2 DIMENSIONAMENTO ANALÍTICO

4.2.1 SEÇÃO RETANGULAR



4.2.2 SEÇÃO T





4.3 TABELA KC-KS

Multiplicando-se ambos os lados da expressão (2) por:

$$d^2 \cdot M_d = d^2 \cdot 0,68 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

sendo $k_x = x/d$ (profundidade LN adimensional), chega-se a:

$$M_d = 0,68 \cdot b d^2 \cdot f_{cd} \cdot k_x \cdot (1 - 0,4 \cdot k_x)$$

Definindo-se:

$$k_C = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{\gamma_C}{0,68 \cdot f_{ck} \cdot k_x \cdot (1 - 0,4 \cdot k_x)}$$

A equação (3) pode ser reescrita como:

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

4.3 TABELA KC-KS (cont...)

Os parâmetros, abaixo definidos, podem ser tabelados em função de k_x .

$$k_C = \frac{\gamma_C}{0,68 \cdot f_{ck} \cdot k_x \cdot (1 - 0,4 \cdot k_x)} \quad \text{e} \quad k_S = \frac{1}{\sigma_{sd} \cdot (1 - 0,4 \cdot k_x)}$$

O dimensionamento é feito do seguinte modo: a partir do esforço de flexão de dimensionamento M_d e das dimensões da seção transversal b e d determina-se

$$\frac{b \cdot d^2}{M_d} \rightarrow k_C$$

que a partir do concreto especificado obtém-se a profundidade adimensional. Definindo-se o tipo de aço utilizado chega-se ao valor de k_S . Multiplicando-se este fator por

$$k_S \cdot \frac{M_d}{d} \rightarrow A_s$$

determina-se a armadura desejada.



$k_x = \frac{x}{d}$	$k_c = \frac{bd^2}{M_d}$ (Unidades: kN, cm)							k_s	D O M I N O	M E M B R O	DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES
	C-20	C-25	C-30	C-35	C-40	C-45	C-50				
0,02	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9	23,1	20,8	0,0232	2	SUBARMADA	
0,04	26,2	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,5	0,0234			
0,06	17,6	14,1	11,7	10,0	8,8	7,8	7,0	0,0236			
0,08	13,3	10,6	8,9	7,6	6,6	5,9	5,3	0,0238			
0,10	10,7	8,6	7,1	6,1	5,4	4,8	4,3	0,0240			
0,12	9,0	7,2	6,0	5,1	4,5	4,0	3,6	0,0242			
0,14	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,0244			
0,16	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,7	0,0246			
0,18	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,0248			
0,20	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,0250			
0,22	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,0252			
0,24	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,0254			
0,259	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,0257			
0,28	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,0259			
0,30	3,9	3,1	2,6	2,2	1,9	1,7	1,6	0,0261			
0,32	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,0264			
0,34	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,0266			
0,36	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,0269			
0,38	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,0271			
0,40	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,0274			
0,42	2,9	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,0276			
0,44	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,0279			
0,46	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,0282			
0,48	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,0285			
0,50	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,0288			
0,52	2,5	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,0290			
0,54	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,0293			
0,56	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,9	0,0296			
0,58	2,3	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,0299	4	SUPERARMADA	
0,60	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,0303			
0,62	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,0306			
0,628	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,0307			
0,64	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,0325			
0,66	2,1	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,8	0,0359			
0,68	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,0397			
0,70	2,0	1,6	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,0441			

4.4 TAXA DE ARMADURA MÍNIMA



NBR 6118:2003/17.3.5.2.1

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}=A_{s,min}/A_c$						
	fck=20	fck=25	fck=30	fck=35	fck=40	fck=45	fck=50
Retangular	0,150%	0,150%	0,173%	0,201%	0,230%	0,259%	0,288%
T (mesa comprimida)	0,150%	0,150%	0,150%	0,150%	0,158%	0,177%	0,197%
T (mesa tracionada)	0,150%	0,150%	0,153%	0,178%	0,204%	0,229%	0,255%

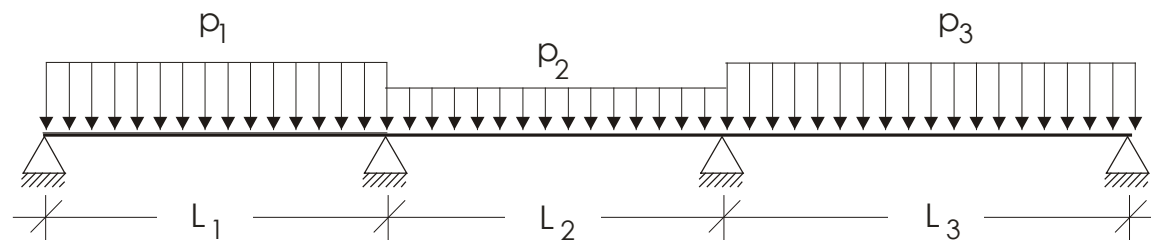
4.5 BITOLAS COMERCIAIS

ϕ (mm)	$A_{s1}\phi$ (cm ²)	PESO LINEAR (kgf/m)	CLASSE
5	0,20	0,16	CA-60
6,3	0,315	0,25	CA-50
8	0,50	0,40	
10	0,80	0,63	
12,5	1,25	1,00	
16	2,00	1,60	
20	3,15	2,50	

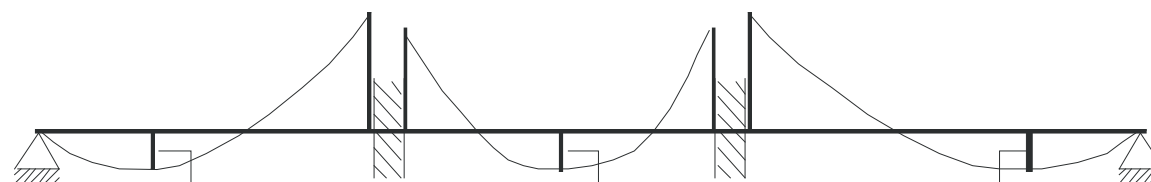
4.6 MOMENTOS POSITIVOS MÍNIMOS



NBR 6118:2003/14.6.7.1



engastar apoios internos



vão extremo:

$$M_{\min} = \frac{9}{128} p_1 L_1^2$$

vão interno:

$$M_{\min} = \frac{1}{24} p_2 L_2^2$$

vão extremo:

$$M_{\min} = \frac{9}{128} p_3 L_3^2$$

4.7 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

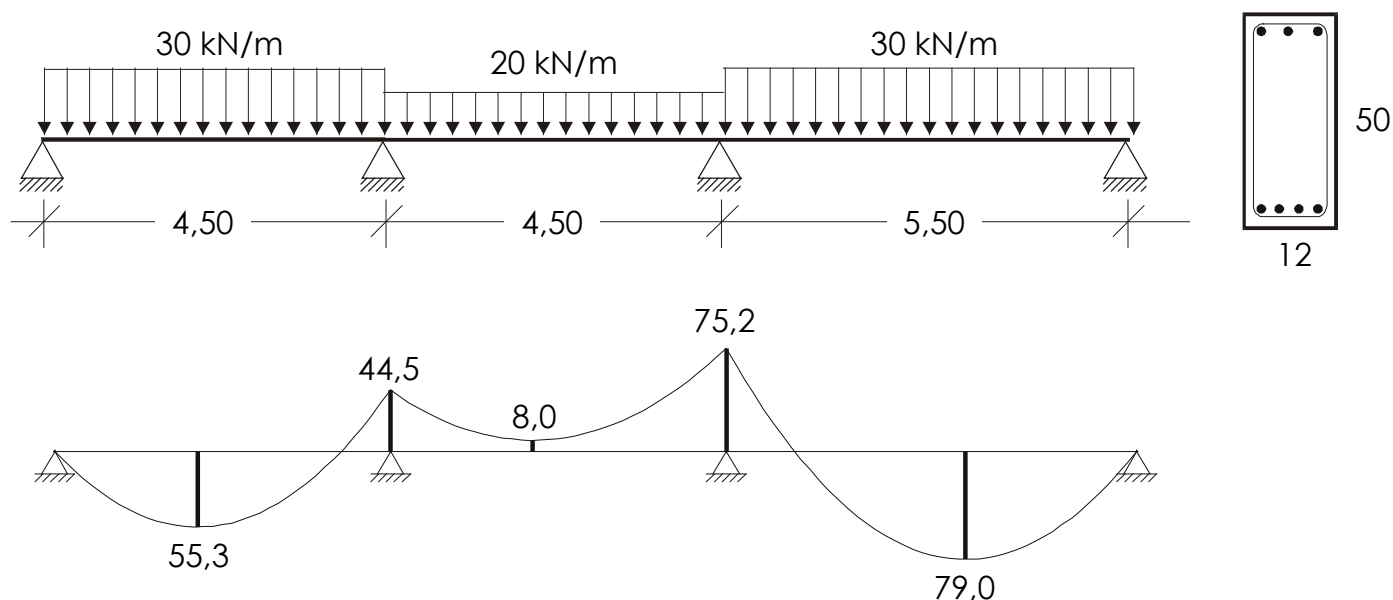
EXEMPLO 4.7.1 Determinar a armadura mínima da viga V1 (15,65) constituída de concreto classe C-35 ($f_{ck} = 35$ MPa), segundo o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2003. Detalhar com barras de 8 mm.

$$A_{s,min} = 0,201\% \cdot A_C = \frac{0,201}{100} \cdot 15 \cdot 65$$
$$A_{s,min} = 2,0 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 8\text{mm})$$

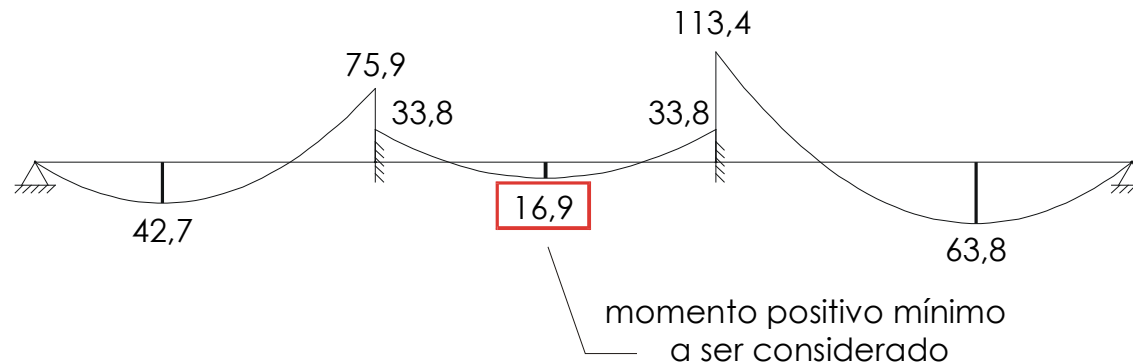
EXEMPLO 4.7.2 Determinar a armadura mínima da viga V1 (15,65) constituída de concreto classe C-20 ($f_{ck} = 20$ MPa), segundo o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2003. Detalhar com barras de 8 mm.

$$A_{s,min} = 0,150\% \cdot A_C = \frac{0,150}{100} \cdot 15 \cdot 65$$
$$A_{s,min} = 1,5 \text{ cm}^2 \quad (3\phi 8\text{mm})$$

EXEMPLO 4.7.3 Determinar as armaduras positivas da viga V1 (12/50), constituída de concreto classe C-20 ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$) e barras de aço CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$). Considerar o momento mínimo e taxa de armadura mínima, de acordo, respectivamente, os itens 14.6.7.1 e 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2003. Adotar distância $d' = 4 \text{ cm}$.



4.7.3.1 MOMENTOS POSITIVOS MÍNIMOS



4.7.3.2 ARMADURA MÍNIMA

$$A_{s,min} = 0,15\% \cdot A_c = \frac{0,15}{100} \cdot 12 \cdot 50$$

$$A_{s,min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

4.7.3.3 ARMADURAS POSITIVAS DA VIGA V1

