

**FACULDADE DE CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS DE EXTREMA  
FAEX**

CLAITON VILLARINHO DE MORAIS

**DOMÍNIO DE DEFORMAÇÕES II E III EM VIGAS DE CONCRETO  
ARMADO**

EXTREMA  
2018

CLAITON VILLARINHO DE MORAIS

**DOMÍNIO DE DEFORMAÇÕES II E III EM VIGAS DE CONCRETO  
ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado a Faculdade de Ciências Sociais Aplicadas de Extrema, como parte das exigências para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Ma. Renata Martinho de Camargo

Co-orientador: Professor Afonso Henrique Vilela

EXTREMA  
2018

## **RESUMO**

O presente trabalho busca evidenciar as diferenças entre Domínios de Deformação e analisar qual possibilita os melhores índices pertinentes à segurança, no tocante, ao dimensionamento de vigas de concreto armado com seção retangular. A partir de pesquisas em literaturas e cálculos realizados, os resultados obtidos serão utilizados como parâmetro no trabalho em questão, possibilitando ao seu término, comprovar os ideais acerca da proposta do mesmo, que como mencionado acima, objetiva a análise de um mesmo elemento estrutural dimensionado em diferentes domínios. Será demonstrado, que devido à solicitação máxima tanto do aço como a do concreto, o Domínio III de deformação leva vantagem uma vez que, teoricamente aço e concreto são solidários e absorvem em conjunto os esforços atuantes, não há parcela de concreto e aço sem utilização, o mesmo permite que em caso de problemas a estrutura demonstre “sinais”, possibilitando ações, a fim de prevenir e/ou corrigir eminentes colapsos.

Palavras chaves: Domínio, estruturas, segurança, atuante.

## **ABSTRACT**

The present work seeks to show the differences between Deformation Domains and to analyze which allows the best indexes pertinent to the safety, regarding the dimensioning of reinforced concrete beams with rectangular section. Based on researches in literatures and calculations, the results obtained will be used as a parameter in the work in question, making it possible to conclude the ideals about the proposal, which as mentioned above, aims at the analysis of a same dimensioned structural element in different domains. It will be demonstrated that, due to the maximum demand of both steel and concrete, the deformation domain III takes advantage of the fact that steel and concrete are theoretically solid and absorb together the working forces, there is no piece of concrete and steel without use, it allows that in case of problems the structure demonstrates "signals", enabling actions, in order to prevent and / or correct eminent collapses.

Key words: Domain, structures, safety, acting.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Exemplo de viga de concreto .....	12
Figura 2 Estádio I de Deformação .....	13
Figura 3 Estádio II de Deformação .....	13
Figura 4 Estádio III de Deformação .....	14
Figura 5 Diagrama de tensão parábola-retângulo .....	15
Figura 6 Diagrama tensão-deformação do concreto à compressão .....	15
Figura 7 Domínios de estado-limite último de uma seção transversal .....	17
Figura 8 Domínio 2 de Deformação .....	17
Figura 9 Domínio 3 de Deformação .....	18
Figura 10 Viga Isostática .....	20
Figura 11 Seção transversal de uma viga .....	20
Figura 12 Diagramas de Cortante e Momento Fletor .....	22
Figura 13 Detalhamento viga em domínio 2 .....	31
Figura 14 Detalhamento viga no domínio 3 .....	37

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tabela de coeficientes $K_c$ e $K_s$ domínio 2 .....	23
Tabela 2 - Área de aço da seção conforme número de barras .....	24
Tabela 3 - Espaçamento de estribos em função de $A_{sw}$ .....	30
Tabela 4 - Tabela de coeficientes $K_c$ e $K_s$ domínio 3 .....	32
Tabela 5 - Resultados .....	38

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\gamma_c$	Coeficiente de minoração da resistência do concreto
$\gamma_s$	Coeficiente de minoração da resistência do aço
$\gamma_f$	Coeficiente de majoração das cargas
$\epsilon_{yd}$	Deformação específica de escoamento de cálculo do aço
$\epsilon_c$	Deformação específica do concreto
$\epsilon_s$	Deformação específica do aço
$\epsilon_{cu}$	Deformação de encurtamento último do concreto
$\epsilon_{su}$	Deformação de alongamento último do aço
$h$	Altura da viga
$d$	Altura útil da viga
$b$	Largura da seção transversal
$d'$	Distância do centro de gravidade da armadura longitudinal comprimida até a fibra mais comprimida do concreto
$z$	Braço de alavanca
$A_s$	Área de aço das armaduras longitudinais
$A_{smin}$	Área mínima de aço na viga
$A_{sw}$	Área de aço armadura transversal
$V$	Esforço cortante
$V_d$	Esforço cortante de projeto
$M$	Momento fletor
$M_d$	Momento fletor de cálculo
$x$	Linha neutra
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto
$f_{cd}$	Resistência de cálculo do concreto
$f_{yk}$	Resistência característica do aço
$f_{yd}$	Resistência de cálculo do aço

# SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO .....	8
1.1 OBJETIVO.....	9
1.1.1 OBJETIVO GERAL.....	9
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	9
1.2 JUSTIFICATIVA .....	9
1.3 METODOLOGIA.....	10
2 REFERENCIAL TEÓRICO .....	11
2.1 VIGAS .....	11
2.2 COMPONENTES DE UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO.....	11
2.3 CÁLCULOS DA ARMADURA DE FLEXÃO .....	12
2.3.1 Estádio I (estado elástico) .....	12
2.3.2 Estádio II (estado de fissuração) .....	13
2.3.3 Estádio III (estado limite último) .....	14
2.3.3.1 Distribuição de tensões no concreto .....	15
2.3.4 Hipóteses básicas para o Cálculo .....	16
2.3.5 Domínios de Deformação.....	16
2.3.5.1 Domínio de Deformação 2.....	17
2.3.5.2 Domínio de deformação 3 .....	18
3 ESTUDO DE CASO .....	20
3.1 Cálculos – Domínio de deformação 2 .....	22
3.1.1 Altura mínima da seção ( $d_{min}$ ).....	23
3.1.2 Área de aço longitudinal ( $A_s$ ).....	23
3.1.3 Comprimento de ancoragem .....	24
3.1.4 Cálculo das armaduras transversais (estribos) .....	27
3.1.4.1 Cálculo de $\tau_w d$ (tensão de cisalhamento de projeto).....	27
3.1.4.2 Cálculo de tensão última de cisalhamento ( $\tau_w u$ ) .....	27
3.1.4.3 Parcela de tensão de cisalhamento absorvida pelo concreto ( $\tau_c$ ) .....	28
3.1.4.4 Cortante correspondente ao espaçamento máximo .....	28
3.1.4.5 Cálculo espaçamento máximo entre estribos.....	28
3.1.4.6 Cálculo da área de aço.....	29
3.1.4.7 Detalhamento .....	31
3.2 Cálculos – Domínio de deformação 3 .....	31



3.2.1	Altura mínima da seção ( $d_{min}$ ).....	32
3.2.2	Área de aço longitudinal ( $A_s$ ).....	32
3.2.3	Comprimento de ancoragem .....	33
3.2.4	Cálculo das armaduras transversais (estribos) .....	34
3.2.4.1	Cálculo de $\tau_w d$ (tensão de cisalhamento de projeto) .....	34
3.2.4.2	Cálculo da tensão última de cisalhamento ( $\tau_{wu}$ ). .....	34
3.2.4.3	Parcela de tensão de cisalhamento absorvida pelo concreto ( $\tau_c$ ) .....	35
3.2.4.4	Cortante correspondente ao espaçamento máximo .....	35
3.2.4.5	Cálculo espaçamento máximo entre estribos .....	36
3.2.4.6	Cálculo da área de aço.....	36
3.2.4.7	Detalhamento .....	37
4	RESULTADOS .....	38
5	CONCLUSÃO.....	39
	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA .....	39

## 1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de vigas de concreto armado se inicia após estudos sobre as cargas atuantes na mesma, sejam elas, provenientes de lajes, alvenarias, caixas d'água, entre outras. Essas cargas provocam esforços normais (tração e compressão) e de flexão nas vigas, logo, serão consideradas vigas de concreto na flexão normal simples. Obtidos os valores dos esforços solicitantes, torna-se possível o começo da análise e cálculo da seção transversal. De acordo com a NBR 6118-2014 o dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado é feito com a majoração dos esforços e a minoração da resistência dos materiais, por meio de coeficientes de segurança, o que caracteriza o Estado Limite Último (E.L.U.). A ruína no E.L.U. é caracterizada pelas deformações específicas de cálculo do concreto e do aço, que atingem, uma delas ou ambas, os valores máximos das deformações específicas dos materiais em questão. O conjunto de deformações específicas ao longo de uma seção retangular com armadura simples, submetida a ações normais definem os domínios de deformação. Sendo um fator determinante para o dimensionamento, os Domínios de Deformação, representam toda a importância necessária para a concepção de projetos estruturais, tendo em vista a segurança e execução de obras mais viáveis financeiramente. Em um dimensionamento, deve-se levar em consideração a região em que a linha neutra irá atuar, tornando-se fundamental o conhecimento sobre os diferentes Domínios e seus respectivos resultados, uma vez que os mesmos poderão ou não proporcionar estruturas que absorvam os esforços atuantes de forma a não permitir o colapso ou até mesmo patologias simples das mesmas.

## 1.1 OBJETIVO

### 1.1.1 OBJETIVO GERAL

Desenvolver um trabalho ao qual demonstre como é importante e necessário o conhecimento sobre domínios de deformação para a concepção de projetos estruturais

### 1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Esse trabalho tem como objetivo a realização de um estudo comparativo sobre dimensionamento de vigas de concreto armado em Domínios de Deformação II e III, a fim de evidenciar suas peculiaridades, sejam estas, melhores aspectos de segurança, a seção de concreto necessária em cada uma, área de aço, entre outras, visto que, a cada dia que se passa os projetos são concebidos de modo que suas estruturas são reduzidas ou modificadas para que se adequem ao projeto arquitetônico, fazendo com que as mesmas trabalhem em sua capacidade máxima, não permitindo então margem para erros na concepção dos projetos estruturais, evitando então patologias ou em casos mais graves o colapso da estrutura.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

O trabalho em questão surgiu devido à empolgação frente a um tema tão importante e necessário para profissionais que buscam seguir carreira em cálculo de projetos estruturais, onde, através do conhecimento sobre domínios e sua correta utilização, permite aos mesmos assimilar, por exemplo, a forma como os materiais que compõe as vigas se comportam sob os esforços atuantes, encontrar as seções de concreto e áreas necessárias de aço para suportar as cargas, evitar e/ou entender as patologias geradas pelas tensões aplicadas, a fim de dimensionar estruturas que desempenhem as funções a qual foi projetada de maneira eficaz.

### 1.3 METODOLOGIA

Para a realização do trabalho, se fez necessário à utilização de literaturas e notas de aula, que possibilitaram explicar sobre os assuntos pertinentes a cada componente do tema e também auxiliou nos cálculos necessários para o dimensionamento das vigas utilizadas como exemplo, podendo então, analisar os resultados gerados, no intuito de confirmar os ideais acerca do trabalho.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 VIGAS

Pela definição da NBR 6118:14 (item 14.4.1.1), vigas “são elementos lineares em que a flexão é preponderante”. Elemento linear é aquele em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominado “barra”.

### 2.2 COMPONENTES DE UMA VIGA DE CONCRETO ARMADO

O presente trabalho tem como tema principal vigas de concreto armado, então se faz necessário explanar sobre os componentes existentes nessa estrutura, a fim de elucidar algumas características e propriedades existentes que são de extrema importância para o dimensionamento.

Em uma viga, há diferentes materiais, onde cada um contribui de forma diferente para que a estrutura desempenhe sua função da melhor forma possível. Trata-se de cimento, agregados miúdos e graúdos, água e o aço.

Segundo Neville e Brooks (2013) Os romanos foram o primeiro povo a utilizar concreto com cimento hidráulico, material esse que endurece pela ação da água, porém, o mesmo caiu em desuso, quando em 1824 foi criado o cimento Portland.

O cimento Portland caracteriza-se como um pó fino com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob ação da água. Depois de endurecido, mesmo que seja novamente submetido à ação da água, o cimento Portland não se decompõe mais (ABCP, 2002).

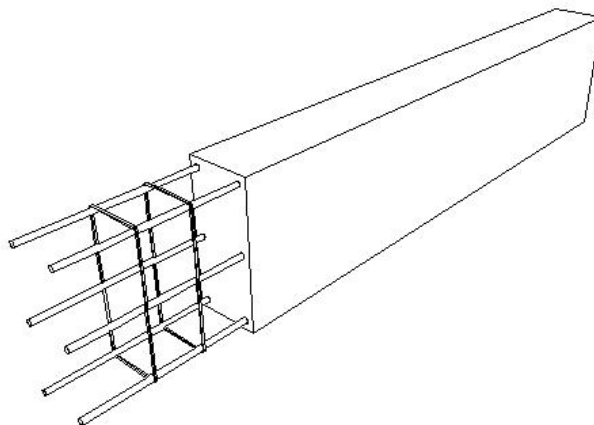
A resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) está diretamente relacionada à qualidade do traço, onde todas as etapas de fabricação devem ser realizadas de forma rigorosa.

Enquanto o concreto possui alta resistência à compressão o mesmo não se aplica em relação à tração e devido à baixa parcela de contribuição quanto a esforços que geram esse tipo de solicitação, se faz necessário, a utilização de

armaduras de aço, surge então o concreto armado, onde, o aço tem como função compensar a deficiência do concreto em relação a esforços de tração na estrutura.

Essa união é o que nos traz a elaboração desse trabalho, possibilitando o dimensionamento de estruturas seguras, mas também, permitindo trabalhar com margens de economia.

Figura 1 Exemplo de viga de concreto



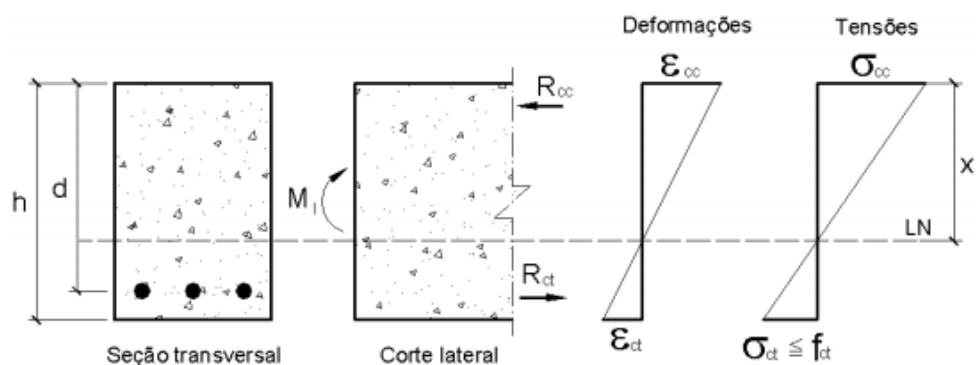
Fonte: Elaborada pelo autor

## 2.3 CÁLCULOS DA ARMADURA DE FLEXÃO

Devido à flexão, ocorrem tensões normais nas seções, iniciando então o processo de colapso das vigas, que é composto por três estádios de deformação.

### 2.3.1 Estádio I (estado elástico)

Figura 2 Estádio I de Deformação

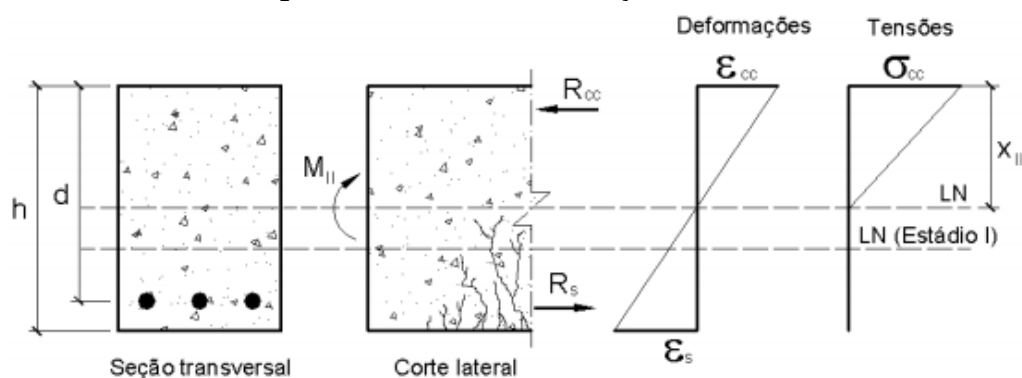


Fonte: Pinheiro (2007)

Caracterizado pelo início do carregamento, nesse estágio as tensões normais que surgem são de baixa intensidade, onde o concreto consegue resistir aos esforços de tração. O diagrama de tensões é linear ao longo da seção transversal. (PINHEIRO, 2007)

### 2.3.2 Estádio II (estado de fissuração)

Figura 3 Estádio II de Deformação



Fonte: Pinheiro (2007)

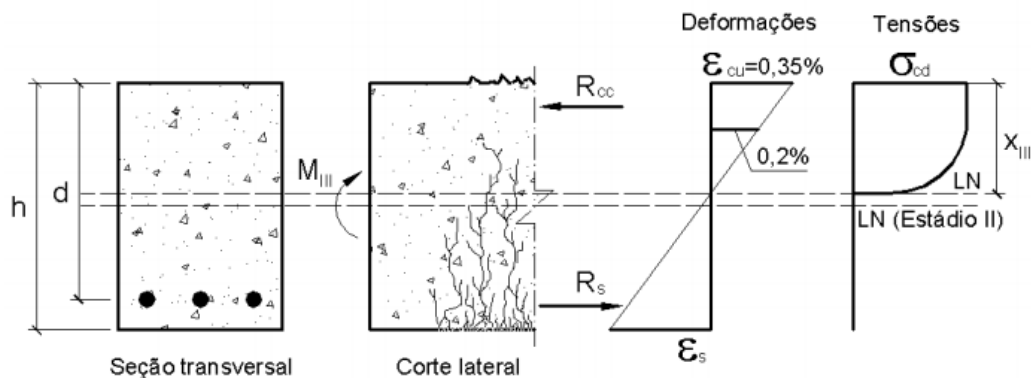
Nesse estágio, as tensões de tração que ocorrem abaixo da linha neutra, serão superiores a resistência característica do concreto, necessitando então da utilização de armaduras de aço, para que o mesmo absorva os esforços provenientes dessas tensões.

Admite-se que a tensão de compressão no concreto continue linear, as fissuras na peça são visíveis.

Segundo Pinheiro (2007 p.51), “Basicamente, o estágio II serve para a verificação da peça em serviço. Como exemplos, citam-se o estado limite de abertura de fissuras e o estado limite de deformações excessivas”.

### 2.3.3 Estádio III (estado limite último)

Figura 4 Estádio III de Deformação

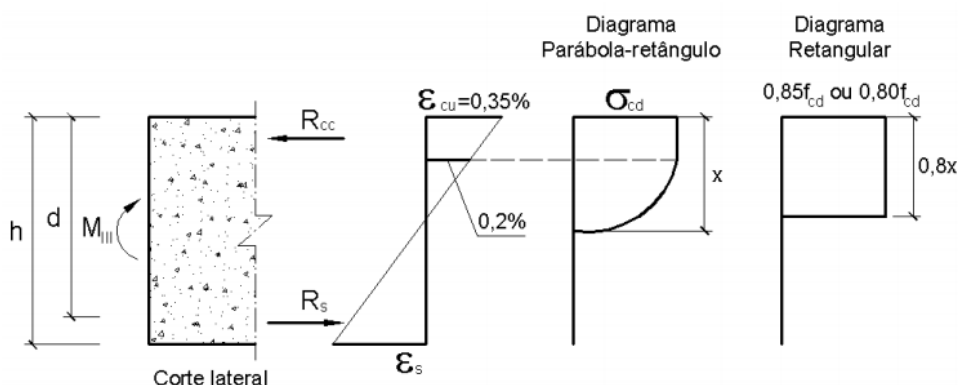


Fonte: Pinheiro (2007)

No estágio III, a zona comprimida encontra-se plastificada e o concreto dessa região está na iminência da ruptura. Admite-se que o diagrama de tensões seja da forma parabólico-retangular, também conhecido como diagrama parábola-retângulo (PINHEIRO, 2007, p.52).



Figura 5 Diagrama de tensão parábola-retângulo



Fonte: Pinheiro (2007)

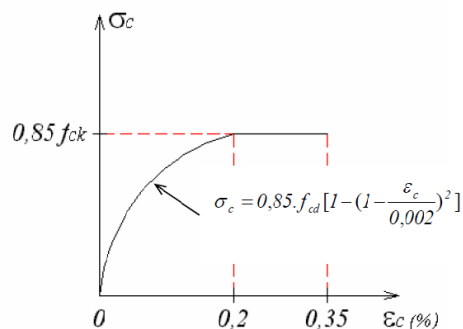
### 2.3.3.1 Distribuição de tensões no concreto

Para o dimensionamento da estrutura, se faz necessário analisar a distribuição de tensões no concreto no E.L.U.

Devido a muitos fatores não há como definir uma única distribuição real que possa ser utilizada em todas as situações existentes. (Fernandes, 2006)

De acordo com Fernandes (2006, p. 8 apud NBR 6118:2003), o diagrama tensão-deformação do concreto à compressão, a ser usado no cálculo, compõe-se de uma parábola do 2º grau que passa pela origem e tem seu vértice no ponto de abscissa 0,2% e ordenada  $0,85 f_{cd}$  e de um segmento reto entre as deformações de 0,2% e 0,35% tangente à parábola e paralelo ao eixo das abscissas – figura abaixo.

Figura 6 Diagrama tensão-deformação do concreto à compressão



Fonte: Fernandes (2006)

### 2.3.4 Hipóteses básicas para o Cálculo

Para o dimensionamento de vigas de concreto armado, devem-se respeitar as seguintes hipóteses de cálculo, desconsiderando-se a resistência a tração do concreto:

- As seções transversais permanecem planas após o início das deformações até o estado limite último;
- Solidariedade dos materiais: admite-se a perfeita solidariedade entre o concreto e a armadura. Dessa forma, a deformação específica de uma barra da armadura, em tração ou compressão, é igual á deformação específica do concreto adjacente;
- As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no E.L.U.
- Admitem-se encurtamentos máximos (últimos) do concreto no E.L.U., ou seja,

$$\varepsilon_{c2} = 2 \times 10^{-3} = 2\text{‰}$$

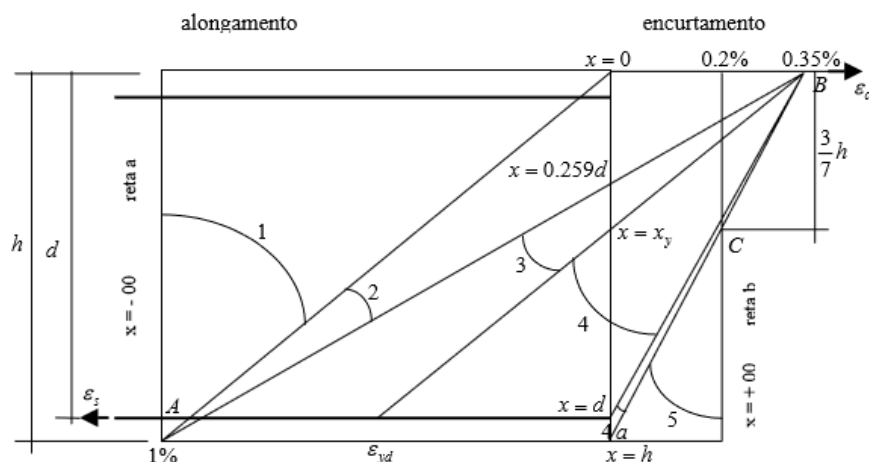
$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3} = 3,5\text{‰}$$

- Admite-se alongamento último das armaduras  $\varepsilon_{su} = 10 \times 10^{-3} = 10\text{‰}$ , para prevenir deformação plástica excessiva. (CARVALHO E PINHEIRO, 2009, p. 260)

### 2.3.5 Domínios de Deformação

O dimensionamento de vigas de concreto ocorre no estágio limite último (ELU), pressupõe-se então, que, para isso o aço e o concreto trabalham em seus limites, escoamento por tração e encurtamento por compressão respectivamente. Surgem então os domínios de deformação.

Figura 7 Domínios de estado-limite último de uma seção transversal

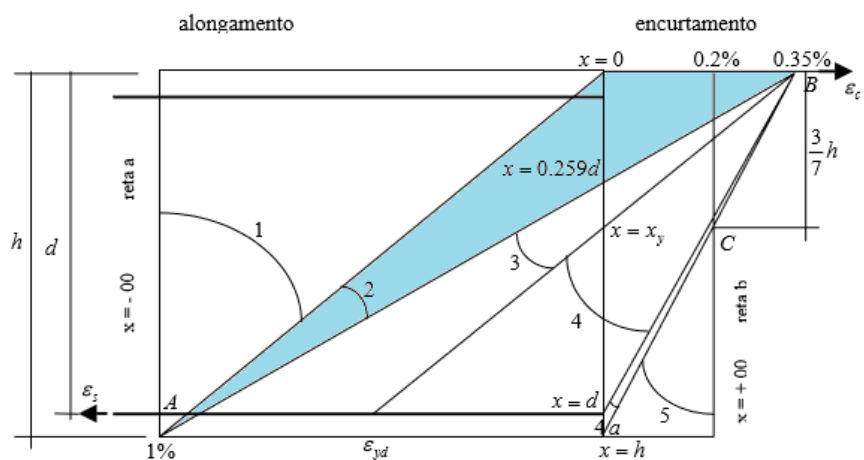


Fonte: Almeida (2002)

Esses estão diretamente relacionados com a posição em que a linha neutra atua na seção, determinando assim, a contribuição do aço e concreto, o que nos leva ao fator de segurança e economia. Na figura 7, pode-se perceber cada um dos domínios existentes, onde, dependendo do tipo de estrutura a ser utilizada, o mesmo será específico para atendê-la.

### 2.3.5.1 Domínio de Deformação 2

Figura 8 Domínio 2 de Deformação



Fonte: Adaptado de Almeida (2002)

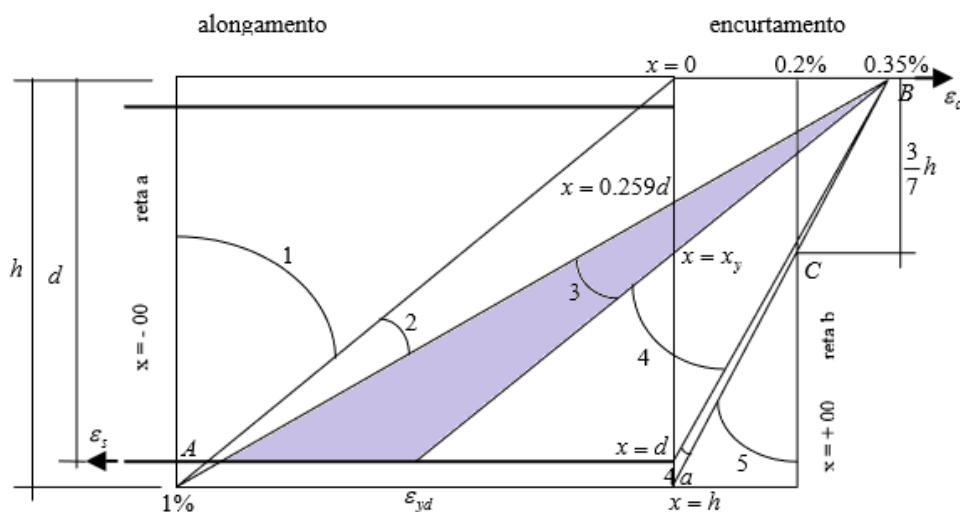
A respeito do Domínio 2 de deformação:

*Domínio 2* Abrange os casos de flexão simples e flexão composta com grande excentricidade. A linha neutra é interna à seção transversal e cobre o campo de profundidade desde  $x > 0$  até  $x \leq 0.259d$ . Este domínio corresponde às situações em que o estado limite último é atingido pelo alongamento da armadura em 1%, e o encurtamento da fibra mais comprimida de concreto é inferior a 0,35%. A reta do diagrama de deformações na seção passa pelo ponto A (Almeida, 2002, p.12).

Percebe-se que não está sendo exigida a capacidade máxima de resistência do concreto, em contrapartida, o aço já está no seu limite máximo de alongamento.

### 2.3.5.2 Domínio de deformação 3

Figura 9 Domínio 3 de Deformação



Fonte: Adaptado de Almeida (2002)

O Domínio 3 que compõe esse estudo é definido da seguinte forma:

O *domínio 3* corresponde à flexão simples e flexão composta com grande excentricidade. A linha neutra é interna à seção e as retas do diagrama de deformações na seção passam pelo ponto B. Abrange os casos em que o estado limite último é alcançado na borda comprimida da seção com o encurtamento de 0,35% e o alongamento na armadura está compreendido entre 1% e  $\epsilon_{yd}$ . Cobre o campo de profundidade da linha neutra desde  $x > 0.259$  até  $x \leq x_y$ .

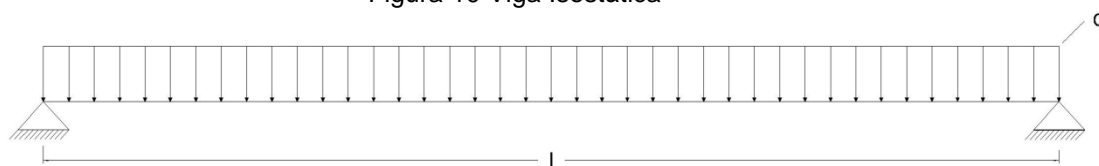
Esta é a situação desejável para projeto, pois os materiais são aproveitados de forma econômica e a ruína poderá ser avisada pelo aparecimento de muitas fissuras motivadas pelo escoamento da armadura. As peças de concreto armado nestas condições são denominadas peças sub-armadas (Almeida, 2002, p.12).

Como o autor menciona acima, o Domínio III é caracterizado como situação desejável para projeto, o que nos remete ao tema do trabalho, e será provado através de cálculos com resultados obtidos.

### 3 ESTUDO DE CASO

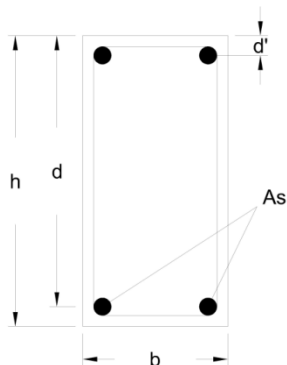
Para o estudo de caso, será realizado o dimensionamento da viga isostática abaixo, calculada em domínios distintos.

Figura 10 Viga Isostática



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 11 Seção transversal de uma viga



Fonte: Elaborada pelo autor

Dado que:

$$l = 5,0 \text{ m}$$

Aço CA50 A

Concreto C25

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$q = 20 \text{ KN/m}$$

Para iniciar o dimensionamento, se faz necessário calcular o peso próprio da viga, somando-o a carga distribuída.

$$p.p = b_w \times h \times \gamma_{\text{conc}}$$

$$p.p = 0,15\text{m} \times 0,30\text{m} \times 25 \text{ KN/m}^3$$

$$p.p = 1,13 \text{ KN/m}$$

$$\text{Carga total da viga} = p.p + q$$

$$1,13 \text{ KN/m} + 20 \text{ KN/m} = 21,13 \text{ KN/m}$$

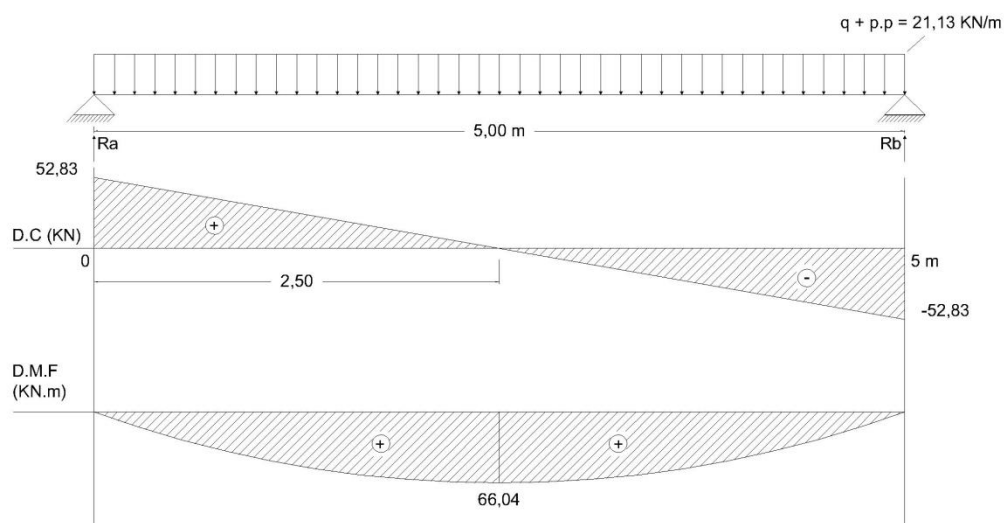
Calculo de reações e momento fletor

Se tratando de uma viga simples, que contém somente carga distribuída, encontra-se as reações de apoio ( $R_a, R_b$ ) e momento fletor ( $M$ ), através das equações abaixo:

$$R_a \text{ e } R_b = \frac{(q + p.p) \times l}{2}$$

$$M = \frac{q \times l^2}{8}$$

Figura 12 Diagramas de Cortante e Momento Fletor



Fonte: Elaborada pelo autor

Com os valores obtidos acima é possível agora encontrar a seção da viga, área de aço longitudinal, área de aço transversal (estribos) e a ancoragem necessária.

$$V = 52,83 \text{ KN}$$

$$V_d = \gamma_f \times V = 1,4 \times 52,83 = 73,96 \text{ KN}$$

$$M = 66,04 \text{ KN.m}$$

$$M_d = \gamma_f \times M = 1,4 \times 66,04 = 92,46 \text{ kN.m} \rightarrow 9246 \text{ KNcm}$$

$$\text{Aço CA50} \rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Concreto C25} \rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,40} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 1,79 \text{ KN/cm}^2$$

### 3.1 Cálculos – Domínio de deformação 2



Sabendo-se que o valor de  $x_{23}$  é igual a  $0,259d$  e com a utilização da tabela abaixo, obtêm-se os valores de  $k_c$  e  $k_s$  que serão necessários para os cálculos de  $d_{min}$  e  $A_s$ .

Tabela 1 - Tabela de coeficientes  $K_c$  e  $K_s$  domínio 2

Tabela 1.1													
FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES													
$\beta_c = \frac{x}{d}$	$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$									$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$			D O M Í N I O
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60	
0,02	103,8	69,2	51,9	41,5	34,6	29,7	25,9	23,1	20,8	0,046	0,023	0,019	2
0,04	52,3	34,9	26,2	20,9	17,4	15,0	13,1	11,6	10,5	0,047	0,023	0,020	
0,06	35,2	23,4	17,6	14,1	11,7	10,1	8,8	7,8	7,0	0,047	0,024	0,020	
0,08	26,6	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,7	5,9	5,3	0,048	0,024	0,020	
0,10	21,5	14,3	10,7	8,6	7,2	6,1	5,4	4,8	4,3	0,048	0,024	0,020	
0,12	18,0	12,0	9,0	7,2	6,0	5,2	4,5	4,0	3,6	0,048	0,024	0,020	
0,14	15,6	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,049	0,024	0,020	
0,16	13,8	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,8	0,049	0,025	0,021	
0,18	12,3	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,050	0,025	0,021	
0,20	11,2	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,050	0,025	0,021	
0,22	10,3	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,050	0,025	0,021	
0,24	9,5	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,051	0,025	0,021	
0,26	8,8	5,9	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,051	0,026	0,021	

Fonte: Adaptado de Pinheiro (2007)

### 3.1.1 Altura mínima da seção ( $d_{min}$ )

$$d_{min} = \sqrt{\frac{K_c \times Md}{b}} \rightarrow d_{min} \sqrt{\frac{3,8 \times 9246}{15}} = 48,39 \text{ cm}$$

$$\text{Adoto } d = 52 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

### 3.1.2 Área de aço longitudinal ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{K_s \times Md}{d} \rightarrow A_s = \frac{0,025 \times 9246}{52} = 4,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} \times b \times d \rightarrow A_{smin} = \frac{0,15}{100} \times 15 \times 52 = 1,17 \text{ cm}^2$$

Conforme tabela abaixo, utilizando a área de aço encontrada acima, podemos estipular o diâmetro e a quantidade de barras a serem utilizadas na viga em questão.

Tabela 2 - Área de aço da seção conforme número de barras  
Barras de aço destinadas a armaduras de concreto armado

Valor nominal para cálculo		Área de aço da seção conforme número de barras - $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]									
$\phi$ diâmetro (mm)	massa linear (kg/m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,0	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	0,25	0,315	0,63	0,945	1,26	1,575	1,89	2,205	2,52	2,835	3,15
8,0	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10,0	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00
12,5	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16,0	1,60	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
20,0	2,50	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
25,0	4,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
32,0	6,30	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
40,0	10,00	12,50	25,00	37,50	50,00	62,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

Fonte: [www.ebah.com.br/content/ABAAfYqkAF/tabela-areas-aco](http://www.ebah.com.br/content/ABAAfYqkAF/tabela-areas-aco)

Para  $A_s = 4,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 12,5 \text{ mm}$  (Área =  $5,00 \text{ cm}^2$ )

### 3.1.3 Comprimento de ancoragem

Como se trata de uma viga bi apoiada, onde os esforços cortantes possuem o mesmo valor, será necessário calcular a ancoragem em um único apoio.

Comprimento de ancoragem necessário ( $l_{b_{nec}}$ )

A equação para comprimento de ancoragem necessário é dada por:

$$l_{b_{nec}} = \alpha \times l_b \times \frac{A_s \text{ calculada}}{A_s \text{ efetiva}} \geq l_{b_{min}}$$

Comprimento de ancoragem básico ( $l_b$ )

$$l_b = \frac{\emptyset f_{yd}}{4 f_{bd}} =$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} ;$$

onde  $\eta_1 = 2,25$  ,  $\eta_2 = 1,0$  (boa aderência) e  $\eta_3 = 1,0$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctkinf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctkinf} = 0,7 \times f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{(f_{ck})^2}$$

Com o auxílio das equações acima, pode-se encontrar o valor correspondente à ancoragem básica:

$$f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{(f_{ck})^2} \rightarrow f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{(25)^2} = 2,56 \text{ MPa} = 0,26 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{ctkinf} = 0,7 \times f_{ctm} \rightarrow f_{ctkinf} = 0,7 \times 0,26 = 0,182 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctkinf}}{\gamma_c} \rightarrow f_{ctd} = \frac{0,182}{1,4} = 0,13 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \rightarrow f_{bd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 0,13 = 0,29 \text{ KN/cm}^2$$

Utilizaremos  $\alpha = 0,7$ , supondo-se que o pilar tenha largura de 15 cm e o espaço necessário para a ancoragem não seja suficiente.

Utilizando-se barras com  $\varnothing 12,5$  mm, temos 1,25 cm e possibilitando encontrar o valor de  $l_b$ :

$$l_b = \frac{\varnothing f_{yd}}{4 f_{bd}} \rightarrow l_b = \frac{1,25 \times 43,48}{4 \times 0,29} = 46,85 \text{ cm}$$

A área efetiva de aço corresponde à área das barras que chegam aos apoios, temos:

$$2 \varnothing 12,5 \text{ mm} = 2,45 \text{ cm}^2$$

A área de aço calculada é dada pela expressão:

$$A_{\text{calculada}} = \frac{R_{st}}{f_{yd}}, \text{ onde:}$$

$$R_{st} = \frac{a l \times V d}{d} \rightarrow R_{st} = \frac{0,5 d \times 73,96}{d} = 36,98 \text{ KN}$$

$$A_{\text{calculada}} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \rightarrow A_{\text{calculada}} = \frac{36,98}{43,48} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Com os valores conhecidos, é possível calcular o  $l_{b_{nec}}$ :

$$l_{b_{nec}} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s \text{ calculada}}}{A_{s \text{ efetiva}}} \geq l_{b_{min}}$$

$$l_{b_{nec}} = 0,7 \times 46,85 \times \frac{0,85}{2,45} = 11,38 \text{ cm}$$

$$l_{b_{min}} \geq \begin{cases} 0,3 \times l_b = 0,3 \times 46,85 = 14,1 \text{ cm} \\ 10 \times \phi = 10 \times 1,25 = 12,5 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Adota-se 14,1 cm para ancoragem.

### 3.1.4 Cálculo das armaduras transversais (estribos)

O valor máximo de esforço cortante na viga é de 52,83 KN, para o dimensionamento da armadura transversal é necessário majorar o esforço cortante, então:

$$V = 52,83 \text{ KN}$$

$$V_d = \gamma_f \times V = 1,4 \times 52,83 = 73,96 \text{ KN}$$

#### 3.1.4.1 Cálculo de $\tau_{wd}$ (tensão de cisalhamento de projeto).

Com o valor de  $V_d$ , calcula-se a tensão de cisalhamento de projeto através da equação:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b \times d} = \tau_{wd} = \frac{73,96}{15 \times 52} = 0,095 \text{ KN/cm}^2$$

#### 3.1.4.2 Cálculo de tensão última de cisalhamento ( $\tau_{wu}$ )

Para se prosseguir com os cálculos é necessário encontrar a tensão última de cisalhamento suportada pelo concreto C25.

$$\tau_{wu} = 0,27 \times \alpha_{v_2} \times f_{cd}$$

$$f_{cd} = 1,79 \text{ KN/cm}^2$$

$$\alpha_{v_2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \alpha_{v_2} = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9$$

$$\tau_{wu} = 0,27 \times 0,9 \times 1,79 = 0,43 \text{ KN/cm}^2$$

A tensão de projeto deve ser menor que a tensão última, caso contrário deve haver alterações na seção da viga, a fim de que essa condição ocorra.

$$\tau_{wd} < \tau_{wu} \rightarrow 0,095 \text{ KN/cm}^2 < 0,43 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

### 3.1.4.3 Parcela de tensão de cisalhamento absorvida pelo concreto ( $\tau_c$ )

$$\tau_c = 0,09 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} \rightarrow \tau_c = 0,09 \times \sqrt[3]{(25)^2} = 0,77 \text{ MPa} \rightarrow 0,077 \text{ KN/cm}^2$$

### 3.1.4.4 Cortante correspondente ao espaçamento máximo

$$\rho_{w\min} = 0,12\%$$

$$V_{d\min} = \left( \frac{\rho_{w\min} \times f_{yd}}{1,11} + \tau_c \right) \times b \times d =$$

$$V_{d\min} = \left( \frac{0,12}{100} \times 43,48 + 0,077 \right) \times 15 \times 52 = 96,72 \text{ KN}$$

$$V_{k\min} = \frac{V_{d\min}}{\gamma_c} \rightarrow V_{k\min} = \frac{96,72}{1,40} = 69,09 \text{ KN}$$

$$0,67 \times \tau_{wu} = 0,67 \times 0,43 = 0,29 \text{ KN/cm}^2$$

### 3.1.4.5 Cálculo espaçamento máximo entre estribos.

A NBR 6118:2014 apresenta os seguintes valores para espaçamento máximo entre estribos:

$$\text{Se } \begin{cases} \tau_{wd} \leq 0,67 \times \tau_{wu} \rightarrow S_{\max} = 0,6d \leq 30 \text{ cm} \\ \tau_{wd} > 0,67 \times \tau_{wu} \rightarrow S_{\max} = 0,3d \leq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{wd} \leq 0,67 \times \tau_{wu}$$

$$0,095 \text{ KN/cm}^2 \leq 0,29 \text{ KN/cm}^2, \text{ então:}$$

$$S_{\max} = 0,6d \leq 30 \text{ cm} \rightarrow 0,6 \times 52 \text{ cm} = 31,2 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo entre estribos deve ser de 30 cm.

#### 3.1.4.6 Cálculo da área de aço

$$A_{sw} = 100 \times b \times \frac{\tau d}{f_{yd}}$$

$$\tau d = 1,11 (\tau_{wd} - \tau_c) \rightarrow \tau d = 1,11 (0,095 - 0,077) = 0,02 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_{sw} = 100 \times 15 \times \frac{0,02}{43,48} = 0,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Devido a área de aço ( $A_{sw}$ ) encontrada ter um valor baixo, será utilizada a menor área descrita na tabela, obtendo-se então o espaçamento de 30 cm para uma área igual a  $1,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ , referente ao esforço cortante que age sobre a viga:

$$\emptyset 5,0 \text{ mm c/30 cm}$$

Tabela 3 - Espaçamento de estribos em função de  $A_{sw}$ 

Resistência à Força Cortante  
 Área de Estribos de 2 ramos por unidade de comprimento  
 Valores de  $A_{sw}$  em  $\text{cm}^2/\text{m}$

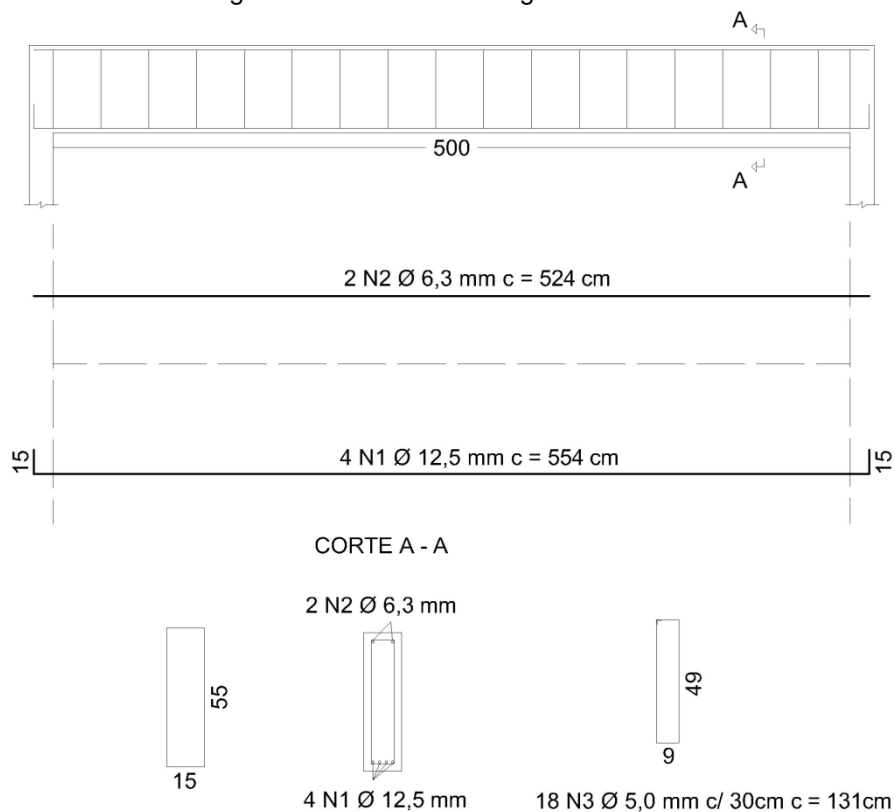
Espaçamento (cm)	Diâmetro $\varnothing$									
	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	32	40
5	8,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	6,67	10,50	16,70	26,70	41,70	-	-	-	-	-
7	5,71	9,00	14,30	22,90	35,70	57,10	90,00	142,90	-	-
8	5,00	7,88	12,50	20,00	31,20	50,00	78,70	125,00	200,00	-
9	4,44	7,00	11,10	17,80	27,80	44,40	70,00	111,10	177,80	277,80
10	4,00	6,30	10,00	16,00	25,00	40,00	63,00	100,00	160,00	250,00
11	3,64	5,73	9,09	14,50	22,70	36,40	57,30	90,90	145,50	227,30
12	3,33	5,25	8,33	13,30	20,80	33,80	52,50	83,30	133,30	208,30
13	3,03	4,85	7,69	12,30	19,20	30,80	48,50	76,90	123,10	192,30
14	2,86	4,50	7,14	11,40	17,90	28,60	45,00	71,40	114,30	178,60
15	2,67	4,20	6,67	10,70	16,70	26,70	42,00	66,70	106,70	166,70
16	2,50	3,84	6,25	10,00	15,60	25,00	39,40	62,50	100,00	156,30
17	2,35	3,71	5,88	9,41	14,70	23,50	37,10	58,80	94,10	147,10
18	2,22	3,50	5,56	8,89	13,90	22,20	35,00	55,60	88,90	138,90
19	2,11	3,32	5,26	8,42	13,20	21,10	33,20	52,60	84,20	131,60
20	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50	20,00	31,50	50,00	80,00	125,00
21	1,90	3,00	4,76	7,62	11,90	19,00	30,00	47,60	76,20	119,00
22	1,82	2,86	4,55	7,27	11,40	18,20	28,60	45,40	72,70	113,60
23	1,74	2,74	4,35	6,96	10,90	17,40	27,40	43,50	69,60	108,70
24	1,67	2,60	4,17	6,67	10,40	16,70	26,20	41,70	66,70	104,20
25	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00	16,00	25,20	40,00	64,00	100,00
26	1,54	2,42	3,85	6,15	9,62	15,40	24,20	38,50	61,50	96,20
27	1,48	2,33	3,70	5,93	9,26	14,80	23,30	37,00	59,30	92,60
28	1,43	2,25	3,57	5,71	8,93	14,30	22,50	35,70	57,10	89,30
29	1,38	2,17	3,45	5,52	8,62	13,80	21,70	34,50	55,20	86,20
30	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33	13,30	21,00	33,30	53,30	83,30
35	-	1,80	2,86	4,37	7,14	11,40	18,00	28,60	45,70	71,40

Fonte: Adaptado site [www.eng-cirilojr.com.br](http://www.eng-cirilojr.com.br)



## 3.1.4.7 Detalhamento

Figura 13 Detalhamento viga em domínio 2



Fonte: Elaborada pelo Autor

## 3.2 Cálculos – Domínio de deformação 3

O valor de  $x$  utilizado para o cálculo de domínio 3 é igual a  $0,45d$ , onde com a utilização da tabela abaixo, obtêm-se os valores de  $k_c$  e  $k_s$  que serão necessários para os cálculos de  $d_{min}$  e  $A_s$ .

Tabela 4 - Tabela de coeficientes Kc e Ks domínio 3

Tabela 1.1													
FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES													
$\beta_c = \frac{x}{d}$	$k_c = \frac{bd^2}{M_d} \text{ (cm}^2/\text{kN)}$									$k_s = \frac{A_s d}{M_d} \text{ (cm}^2/\text{kN)}$			D O M Í N I O
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60	
0,02	103,8	69,2	51,9	41,5	34,6	29,7	25,9	23,1	20,8	0,046	0,023	0,019	2
0,04	52,3	34,9	26,2	20,9	17,4	15,0	13,1	11,6	10,5	0,047	0,023	0,020	
0,06	35,2	23,4	17,6	14,1	11,7	10,1	8,8	7,8	7,0	0,047	0,024	0,020	
0,08	26,6	17,7	13,3	10,6	8,9	7,8	6,7	5,9	5,3	0,048	0,024	0,020	
0,10	21,5	14,3	10,7	8,6	7,2	6,1	5,4	4,8	4,3	0,048	0,024	0,020	
0,12	18,0	12,0	9,0	7,2	6,0	5,2	4,5	4,0	3,6	0,048	0,024	0,020	
0,14	15,6	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,049	0,024	0,020	
0,16	13,8	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,8	0,049	0,025	0,021	
0,18	12,3	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,050	0,025	0,021	
0,20	11,2	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,050	0,025	0,021	
0,22	10,3	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,050	0,025	0,021	
0,24	9,5	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,051	0,025	0,021	
0,26	8,8	5,9	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,051	0,026	0,021	
0,28	8,3	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,052	0,026	0,022	
0,30	7,8	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	2,0	1,7	1,6	0,052	0,026	0,022	
0,32	7,4	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,053	0,026	0,022	
0,34	7,0	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,053	0,027	0,022	
0,36	6,7	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,054	0,027	0,022	
0,38	6,4	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,054	0,027	0,023	
0,40	6,1	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,055	0,027	0,023	
0,42	5,9	3,9	3,0	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,055	0,028	0,023	
0,438	5,7	3,8	2,9	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	0,023	
0,44	5,7	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	0,023	

Fonte: Adaptado de Pinheiro (2007)

3.2.1 Altura mínima da seção ( $d_{min}$ )

$$d_{min} = \sqrt{\frac{K_c \times M_d}{b}} \rightarrow d_{min} \sqrt{\frac{2,3 \times 9246}{15}} = 37,65 \text{ cm}$$

Adoto  $d = 42 \text{ cm}$  $h = 45 \text{ cm}$ 3.2.2 Área de aço longitudinal ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{K_s \times M_d}{d} \rightarrow A_s = \frac{0,028 \times 9246}{42} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0,15}{100} \times b \times d \rightarrow A_{smin} = \frac{0,15}{100} \times 15 \times 42 = 0,95 \text{ cm}^2$$

Conforme tabela 2 (pag.22), utilizando a área de aço encontrada acima, podemos estipular o diâmetro e a quantidade de barras a serem utilizadas na viga em questão.

Para  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 16,0 \text{ mm}$  (Área =  $8,00 \text{ cm}^2$ )

### 3.2.3 Comprimento de ancoragem

Comprimento de ancoragem básico ( $l_b$ )

$$f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{(f_{ck})^2} \rightarrow f_{ctm} = 0,3 \times \sqrt[3]{(25)^2} = 2,56 \text{ MPa} = 0,26 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{ctkinf} = 0,7 \times f_{ctm} \rightarrow f_{ctkinf} = 0,7 \times 0,26 = 0,182 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctkinf}}{\gamma_c} \rightarrow f_{ctd} = \frac{0,182}{1,4} = 0,13 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \rightarrow f_{bd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 0,13 = 0,29 \text{ KN/cm}^2$$

Utilizaremos  $\alpha = 0,7$ , supondo-se que o pilar tenha largura de 15 cm e o espaço necessário para a ancoragem não seja suficiente.

Utilizando barras com  $\phi 16,0 \text{ mm}$ , temos 1,60 cm, possibilitando encontrar o valor de  $l_b$ :

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \rightarrow l_b = \frac{1,60 \times 43,48}{4 \times 0,29} = 59,97 \text{ cm}$$

A área efetiva de aço corresponde à área das barras que chegam aos apoios, temos:

$$2 \phi 16,0 \text{ mm} = 4,02 \text{ cm}^2$$

A área de aço calculada:

$$R_{st} = \frac{0,5d \times 73,96}{d} = 36,98 \text{ KN}$$

$$A_{S_{calculada}} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \rightarrow A_{S_{calculada}} = \frac{36,98}{43,48} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Comprimento de ancoragem necessário ( $l_{b_{nec}}$ ):

Com os valores conhecidos, agora é possível calcular o  $l_{b_{nec}}$ :

$$l_{b_{nec}} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s \text{ calculada}}}{A_{s \text{ efetiva}}} \geq l_{b_{min}}$$

$$l_{b_{nec}} = 0,7 \times 59,97 \times \frac{0,85}{4,02} = 8,88 \text{ cm}$$

$$l_{b_{min}} \geq \begin{cases} 0,3 \times l_b = 0,3 \times 59,97 = 17,9 \text{ cm} \\ 10 \times \phi = 10 \times 1,60 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Adota-se 17,9 cm para ancoragem.

### 3.2.4 Cálculo das armaduras transversais (estribos)

#### 3.2.4.1 Cálculo de $\tau_{wd}$ (tensão de cisalhamento de projeto)

$$\tau_{wd} = \frac{Vd}{b \times d} = \tau_{wd} = \frac{73,96}{15 \times 42} = 0,117 \text{ KN/cm}^2$$

#### 3.2.4.2 Cálculo da tensão última de cisalhamento ( $\tau_{wu}$ ).

$$\tau_{wu} = 0,27 \times \alpha \times v_2 \times f_{cd}$$

$$f_{cd} = 1,79 \text{ KN/cm}^2$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \alpha_{v2} = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9$$

$$\tau_{wu} = 0,27 \times 0,9 \times 1,79 = 0,43 \text{ KN/cm}^2$$

A tensão de projeto deve ser menor que a tensão última, caso contrário deve haver alterações na seção da viga, a fim de que essa condição ocorra.

$$\tau_{wd} < \tau_{wu} \rightarrow 0,117 \text{ KN/cm}^2 < 0,43 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

#### 3.2.4.3 Parcela de tensão de cisalhamento absorvida pelo concreto ( $\tau_c$ )

$$\tau_c = 0,09 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} \rightarrow \tau_c = 0,09 \times \sqrt[3]{(25)^2} = 0,77 \text{ MPa} \rightarrow 0,077 \text{ KN/cm}^2$$

#### 3.2.4.4 Cortante correspondente ao espaçamento máximo

$$\rho_{w\min} = 0,12\%$$

$$V_{d\min} = \left( \frac{\rho_{w\min} \times f_{yd}}{1,11} + \tau_c \right) \times b \times d =$$

$$V_{d\min} = \left( \frac{0,12}{100} \times 43,48 + 0,077 \right) \times 15 \times 42 = 78,12 \text{ KN}$$

$$V_{k\min} = \frac{V_{d\min}}{\gamma_c} \rightarrow V_{k\min} = \frac{78,12}{1,40} = 55,8 \text{ KN}$$

$$0,67 \times \tau_{wu} = 0,67 \times 0,43 = 0,29 \text{ KN/cm}^2$$

### 3.2.4.5 Cálculo espaçamento máximo entre estribos

$$\text{Se } \begin{cases} \tau_{wd} \leq 0,67 \times \tau_{wu} \rightarrow S_{\max} = 0,6d \leq 30 \text{ cm} \\ \tau_{wd} > 0,67 \times \tau_{wu} \rightarrow S_{\max} = 0,3d \leq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{wd} \leq 0,67 \times \tau_{wu}$$

$$0,117 \text{ KN/cm}^2 \leq 0,29 \text{ KN/cm}^2, \text{ então:}$$

$$S_{\max} = 0,6d \leq 30 \text{ cm} \rightarrow 0,6 \times 42 \text{ cm} = 25,2 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo entre estribos deve ser de 25,2 cm.

### 3.2.4.6 Cálculo da área de aço.

$$A_{sw} = 100 \times b \times \frac{\tau d}{f_{yd}}$$

$$\tau d = 1,11 (\tau_{wd} - \tau_c) \rightarrow \tau d = 1,11 (0,117 - 0,077) = 0,04 \text{ KN/cm}^2$$

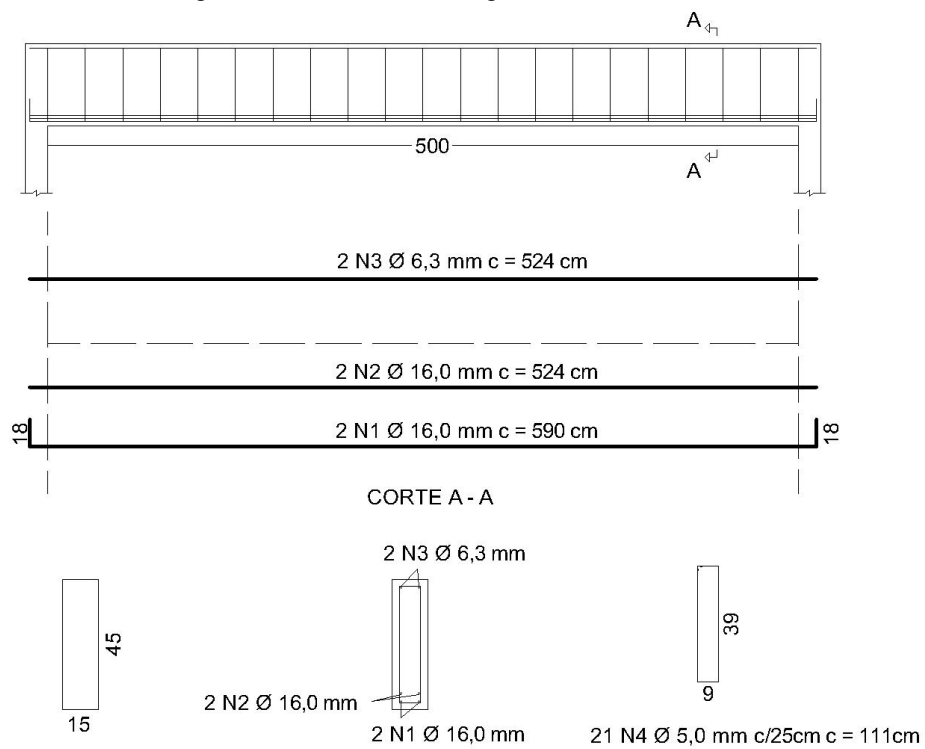
$$A_{sw} = 100 \times 15 \times \frac{0,04}{43,48} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para a área de aço ( $A_{sw}$ ) encontrada, utilizando a tabela 3 (pag. 28), tem-se que o espaçamento é de 28, porém o espaçamento máximo permitido é de 25,2cm, então será utilizado um espaçamento de 25 cm, com área equivalente a 1,60 cm<sup>2</sup>/m para o esforço cortante que age sobre a viga, então:

$$\varnothing 5,0 \text{ mm } c/25 \text{ cm}$$

## 3.2.4.7 Detalhamento

Figura 14 Detalhamento viga no domínio 3



Fonte: Elaborada pelo Autor

## 4 RESULTADOS

Para as vigas dimensionadas, foram obtidos os seguintes resultados:

Tabela 5 - Resultados

	<b>DOMÍNIO 2</b>	<b>DOMÍNIO 3</b>	
<b>Altura mínima</b>	48,39	37,65	cm
<b>Altura Útil da viga</b>	52,00	42,00	cm
<b>Altura viga</b>	55,00	45,00	cm
<b>Área de aço armadura longitudinal (As)</b>	4,45	6,16	cm <sup>2</sup>
<b>Comprimento Necessário de Ancoragem (lb<sub>nec</sub>)</b>	11,38	8,88	cm
<b>Área de aço armadura transversal (Asw)</b>	0,69	1,38	cm <sup>2</sup> /m

Fonte: Elaborada pelo autor

Os dados encontrados confirmam as distinções entre as vigas dimensionadas em cada domínio de deformação, embora possuam as mesmas características, como: comprimento do vão, largura, carga e apoios, fatores importantes como área de concreto, área de aço de armadura longitudinal e área de aço de armadura transversal sofreram alterações importantes.

No Domínio 2, percebe-se que a área de concreto é maior, para um projeto onde deverá ocorrer um controle maior sobre as flechas geradas na estrutura, o mesmo se torna uma boa opção.

A área de concreto sofreu uma redução significativa no domínio 3, o que poderá promover economia em sua execução, desde o custo com a quantidade de concreto utilizada até a diminuição do madeiramento necessário para montagem de formas para a concretagem.

A altura da viga sofreu uma redução de 18,18% do domínio 2 para o 3;

A área de aço da armadura longitudinal aumentou em 38,43%;

A área de aço da armadura transversal aumentou em 100%.



## 5 CONCLUSÃO

O resultado dos cálculos obtidos se comparados, apresentam a distinção entre os domínios 2 e 3, através da altura e áreas de aço encontradas para as mesmas vigas. No domínio 2 sabe-se que o aço trabalha com o máximo da capacidade de alongamento, porém o concreto dependendo da região de atuação da linha neutra, estará sofrendo uma variação em sua deformação compreendida entre 0 e 3,5‰ , então, esse não irá trabalhar de forma que toda sua parcela de resistência esteja sendo utilizada para absorver os esforços solicitantes incidentes sobre a viga, no domínio 3 ambos materiais estarão desempenhando suas funções na capacidade máxima de resistência, suportando os esforços em conjunto, resultando então, em economia para a execução da estrutura, uma vez que a área de concreto será menor.

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

Almeida, Luiz Carlos. **Solicitações normais Cálculo no estado limite último**, Notas de aula da disciplina AU414 - Estruturas IV– Concreto armado FEC-Unicamp, Campinas, p. 12. 2002. Disponível em <[www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/Solicitacoes\\_normais.pdf](http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/Solicitacoes_normais.pdf)>. Acesso em 22 de junho de 2018.

Fernandes, Gilson B. **Solicitações normais Cálculo no estado limite último**, Ec 702 Concreto armado I, FEC-Unicamp, Campinas, p. 7. 2006. Disponível em <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/APOSTILA-EC702-v2006.pdf>>. Acesso em 24 de novembro de 2018.

Fernandes, Gilson B. **Solicitações normais Cálculo no estado limite último**, Ec 702 Concreto armado I, FEC-Unicamp, Campinas, p. 8. 2006. Disponível em <<http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/APOSTILA-EC702-v2006.pdf>>. Acesso em 24 de novembro de 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 83. 2014.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2013. p. 448.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND: **Guia básico de utilização do cimento Portland**, 7 ed. São Paulo, p. 5. 2002. Disponível em <[http://www.abcp.org.br/cms/wp-content/uploads/2016/05/BT106\\_2003.pdf](http://www.abcp.org.br/cms/wp-content/uploads/2016/05/BT106_2003.pdf)> Acesso em 20 de novembro de 2018.

Carvalho, Roberto Chust; Pinheiro, Libânio M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1 ed. São Paulo: Pini, 2009. p. 260.

Pinheiro, Libânio M., **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**, Universidade de São Paulo, p. 50. 2007. Disponível em <[http://www.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost\\_EESC\\_USP\\_Libanio.pdf](http://www.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf)> Acesso em 20 de novembro de 2018.

Pinheiro, Libânio M., **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**, Universidade de São Paulo, p. 51. 2007. Disponível em <[http://www.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost\\_EESC\\_USP\\_Libanio.pdf](http://www.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf)> Acesso em 20 de novembro de 2018.

Pinheiro, Libânio M., **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**, Universidade de São Paulo, p. 52. 2007. Disponível em <[http://www.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost\\_EESC\\_USP\\_Libanio.pdf](http://www.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf)> Acesso em 20 de novembro de 2018.

**Área de aço conforme número de barras – As [ m<sup>2</sup>].** Disponível em <<https://www.ebah.com.br/content/ABAAAfYqkAF/tabela-areas-aco>> Acesso em 06 de dezembro de 2018

Eng Cirilo Jr., **Tabela de Conversão de Aço para Estribos**, Disponível em <<https://www.eng-cirilojr.com.br/single-post/2016/05/04/Tabela-de-convers%C3%A3o-de-A%C3%A7o-para-Estribos>> Acesso em 06 de dezembro de 2018.