

ECV 313 – ESTRUTURAS DE CONCRETO

AULA: TORÇÃO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

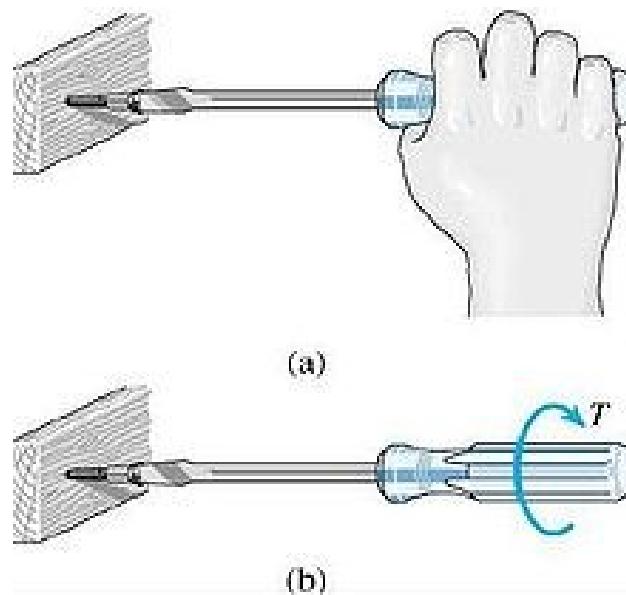
Prof. Ana Paula Moura
ana.paula.moura@live.com

PROGRAMAÇÃO DA AULA

- 1) Torção de equilíbrio VS Torção de compatibilidade;**
- 2) Resistência das seções a torção;**
- 3) Considerações para o dimensionamento;**
- 4) Formas de ruptura;**
- 5) Dimensionamento;**
- 6) Exercícios.**

1. INTRODUÇÃO

“Um conjugado que tende a torcer uma peça fazendo-a girar sobre o seu próprio eixo é denominado “momento de torção”, momento torçor ou torque.



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

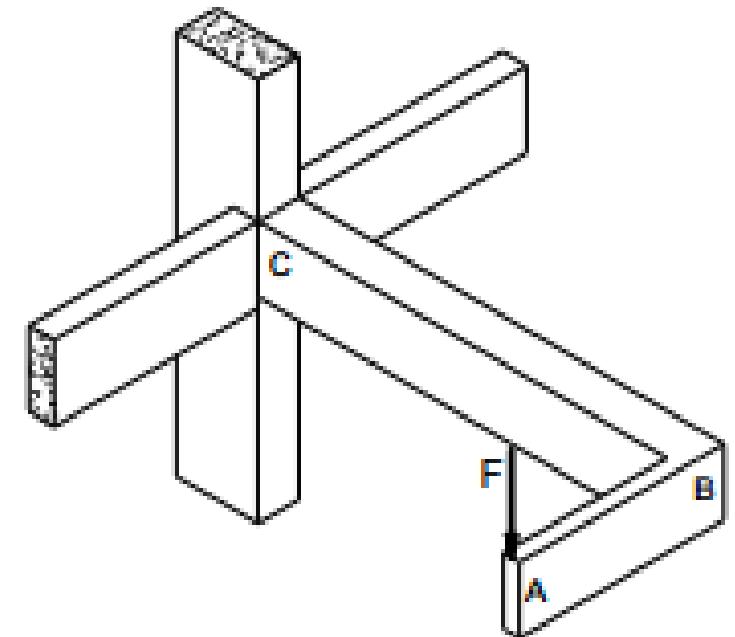
O momento torsor em vigas usuais de edifícios pode ser classificado em dois grupos:

- 1.1) Torção de equilíbrio;**
- 1.2) Torção de compatibilidade.**

2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.1) Torção de equilíbrio

- A torção é necessária ao equilíbrio da estrutura;
- É obrigatória a consideração dos momentos torsores na análise de estrutura é obrigatória;
- Geralmente a torção ocorre combinada com momento fletor e força cortante.



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.1) Torção de equilíbrio

A) Torção em viga devido ao engastamento da laje

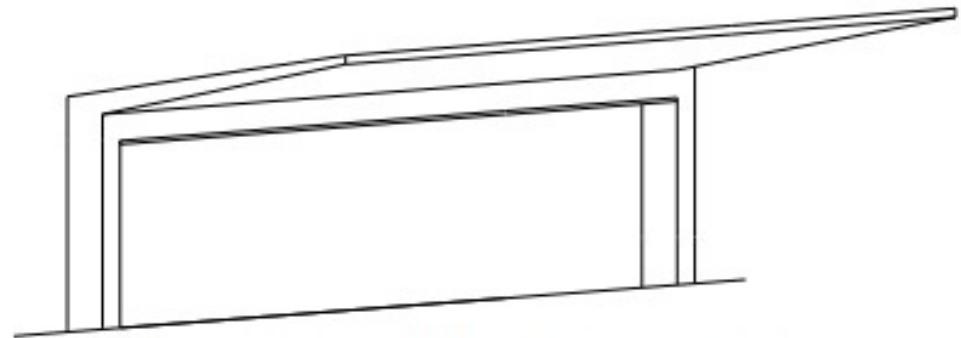


Figura 3 – Torção em viga devido a engastamento de laje em balanço.

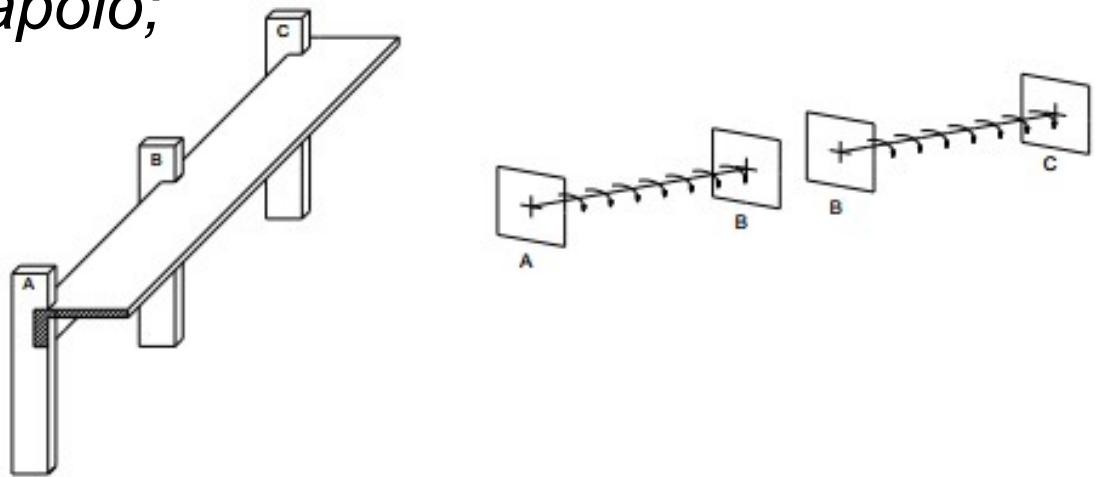
Laje é engastada na viga de apoio;

Flexão na laje

→ *torção na viga;*

Torção na viga

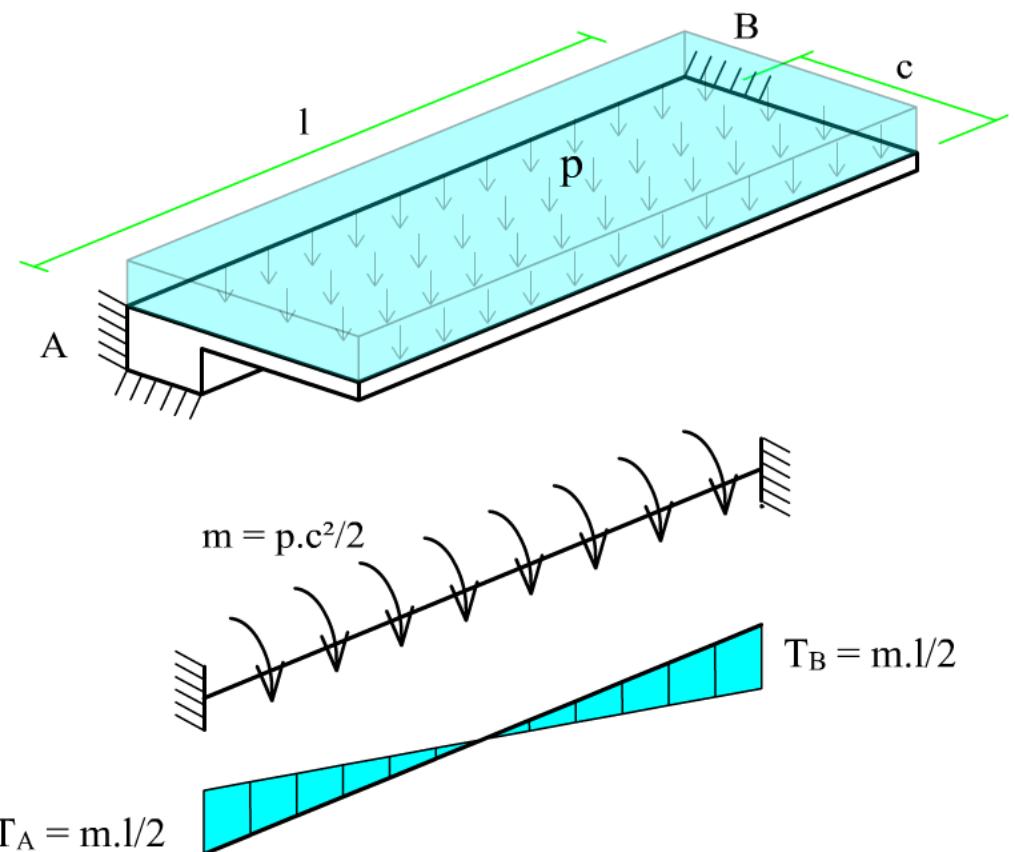
→ *flexão no pilar.*



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.1) Torção de equilíbrio

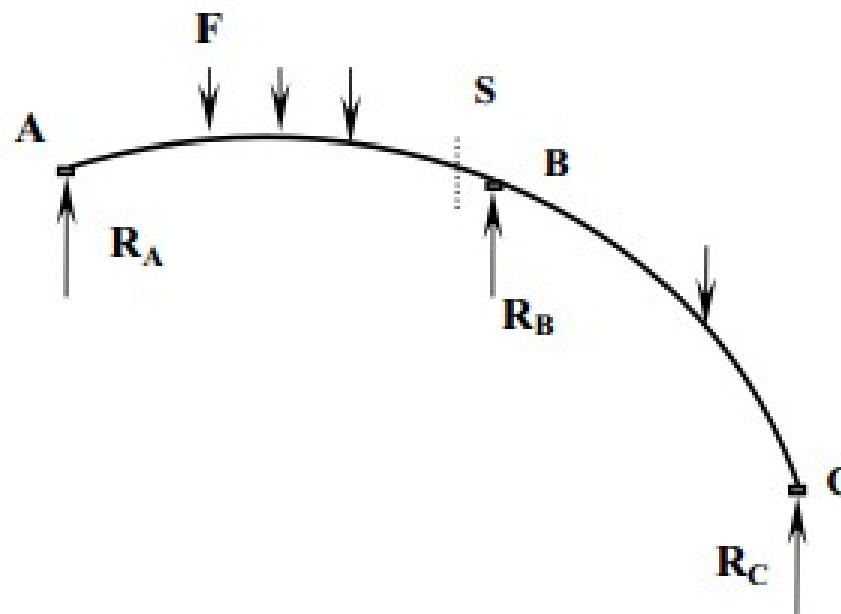
A) Torção em viga devido ao engastamento da laje



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.1) Torção de equilíbrio

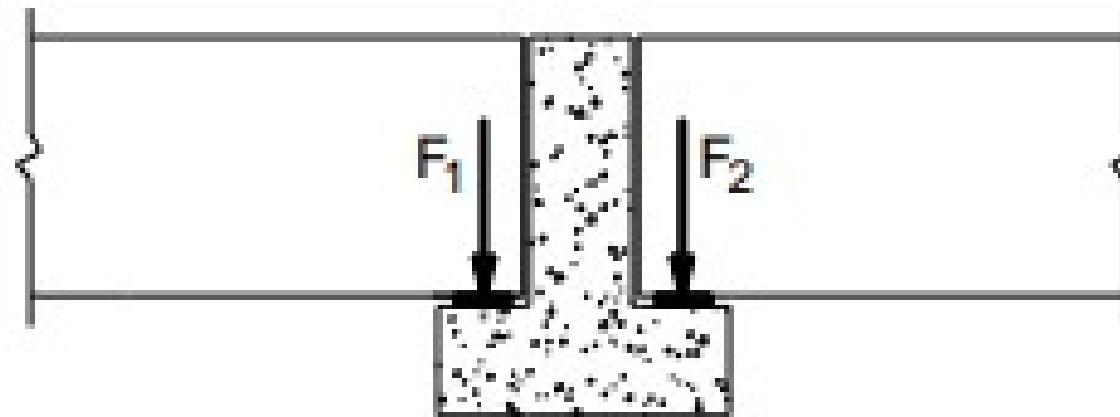
B) Um segmento curvo AS qualquer da viga só consegue equilibrar as cargas se também houver momento torsor em S:



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.1) Torção de equilíbrio

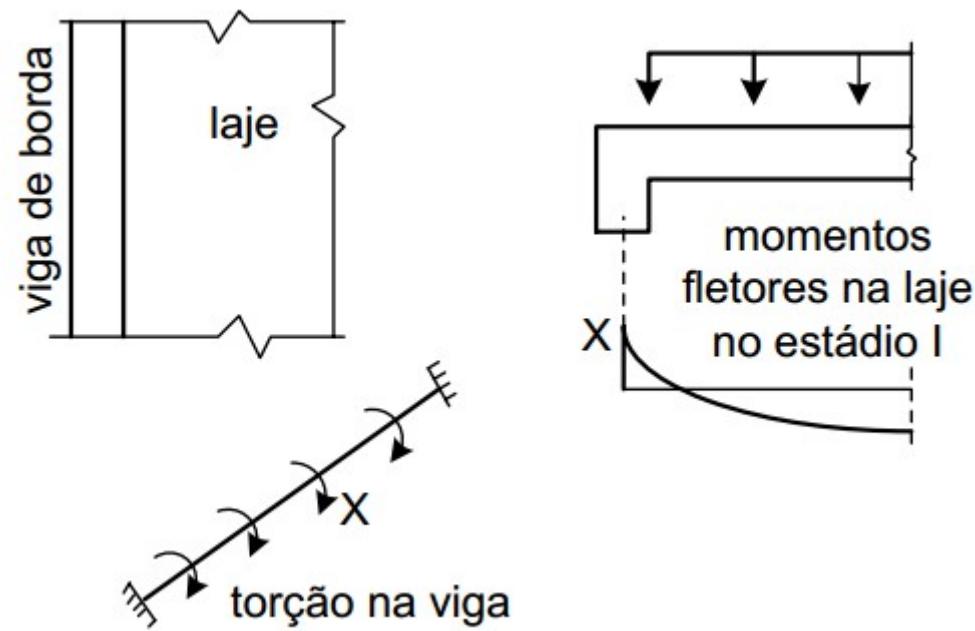
C) Viga do tipo T invertido para apoio de estrutura de piso ou de cobertura:



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.2) Torção de compatibilidade

Consequência do impedimento ao giro das vigas. Ex.: vigas de borda ligadas monoliticamente às lajes de piso;

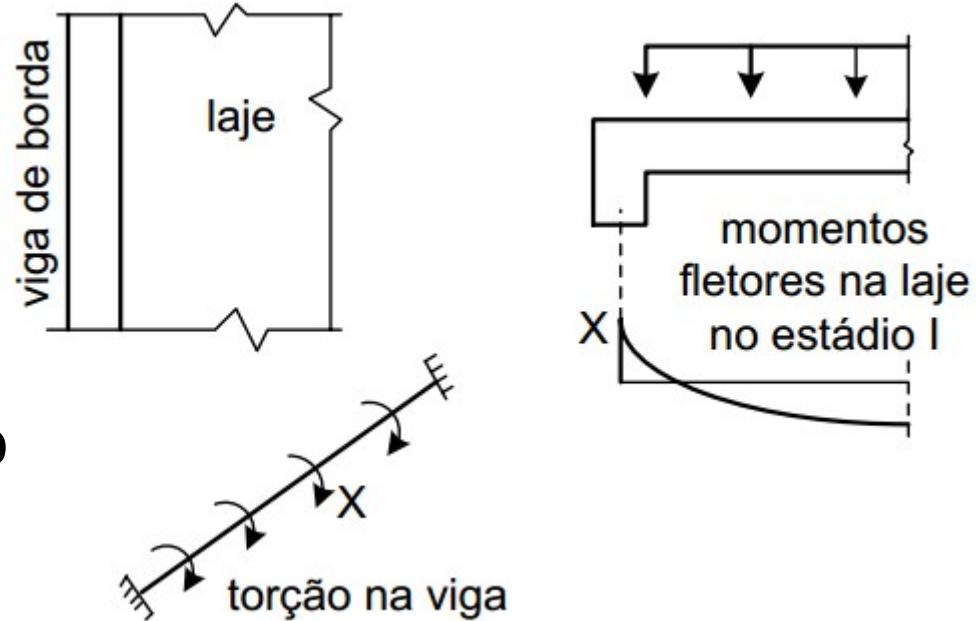


2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.2) Torção de compatibilidade

No estádio I surge o momento de engastamento X da laje, o qual é um momento torçor por unidade de comprimento para a viga.

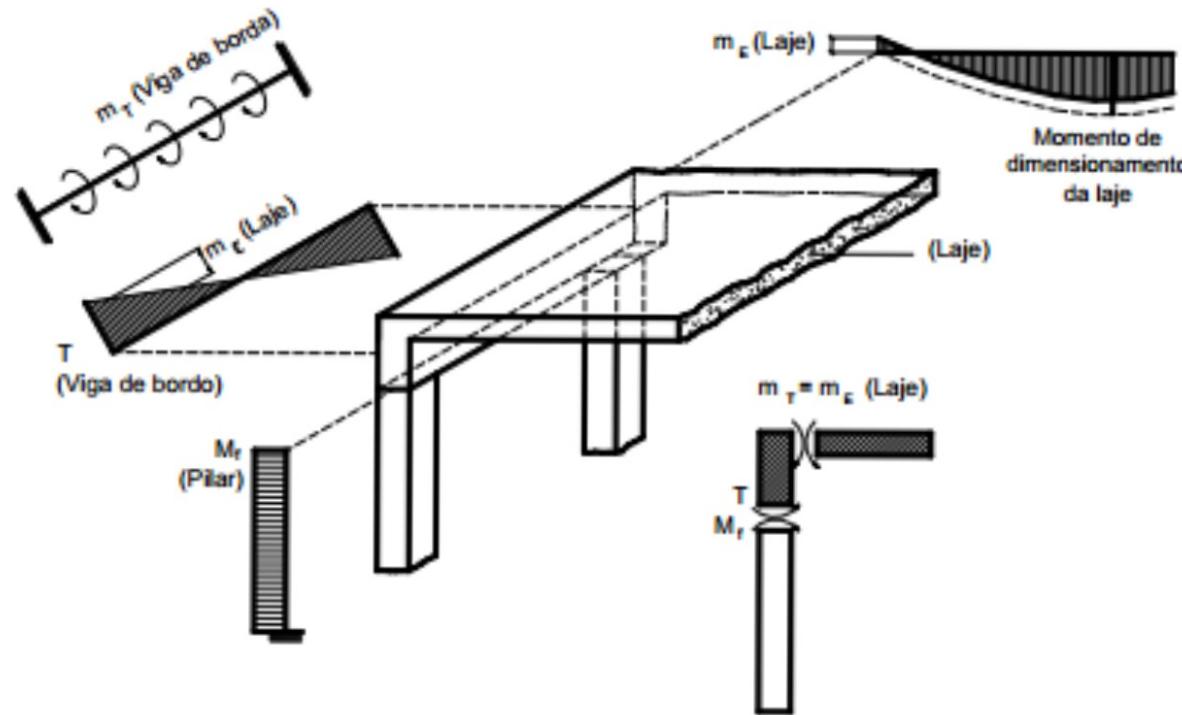
Após a fissuração, esse momento torçor diminui e pode ser desprezado.



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.2) Torção de compatibilidade

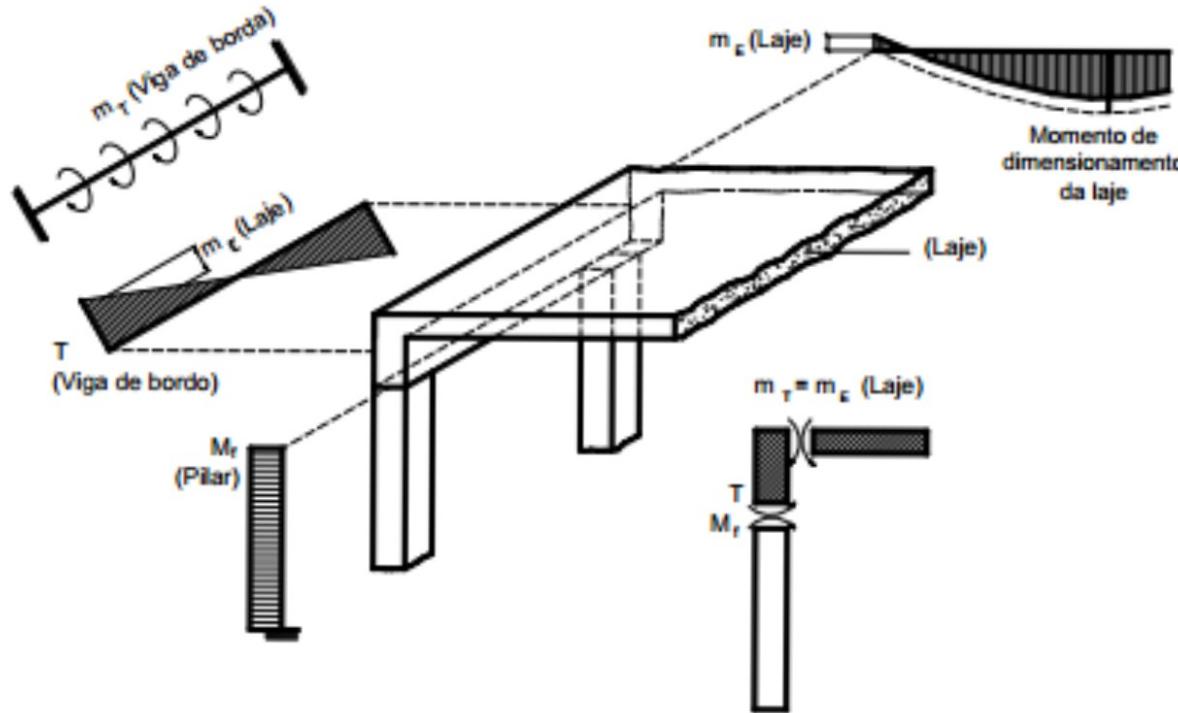
A laje, ao tentar girar, aplica um momento de torção na viga que tende a girar também, sendo impedida pela rigidez a flexão dos pilares.



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.2) Torção de compatibilidade

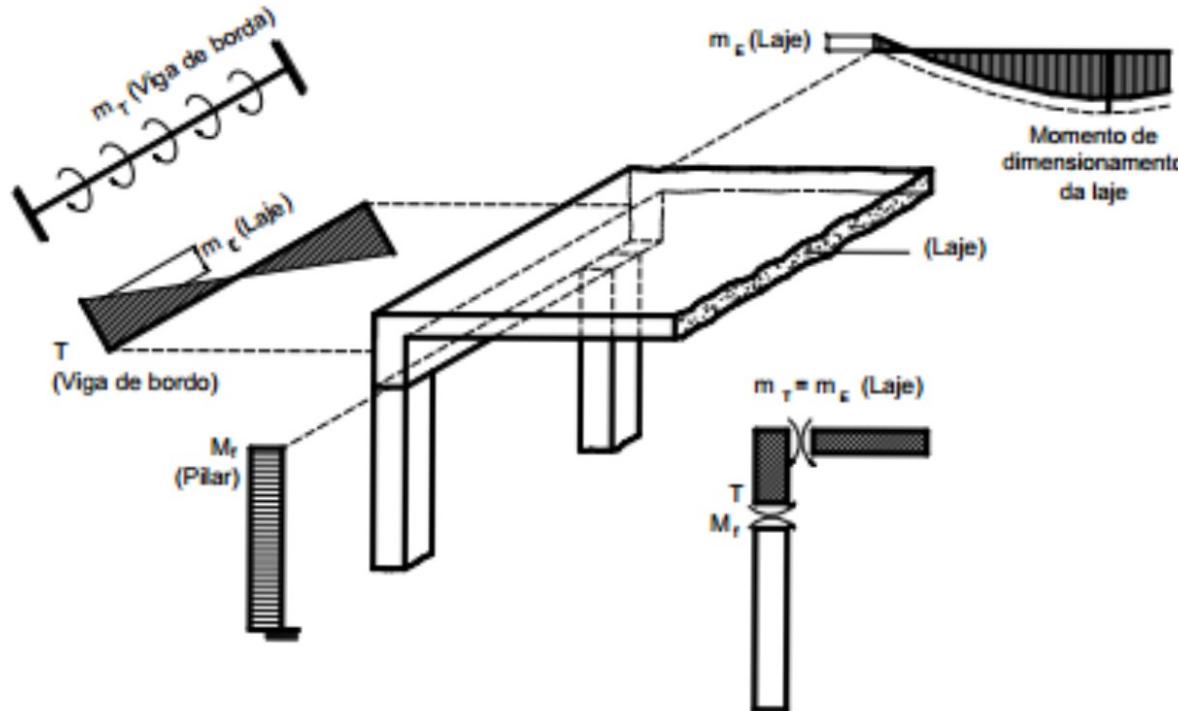
O momento fletor negativo na borda da laje é transmitido a viga como momento torçor/comprimento e surgem momentos fletores nos pilares.



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.2) Torção de compatibilidade

Quando a rigidez da viga à torção é pequena comparada a sua rigidez a flexão, a viga fissura e gira, permitindo o giro da laje também.



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.2) Torção de compatibilidade

A passagem do estádio I (sem fissuras) para o estádio II (com fissuras) altera a rigidez a torção e os momentos transmitidos por compatibilidade de rotação tem seu valor bastante reduzido.

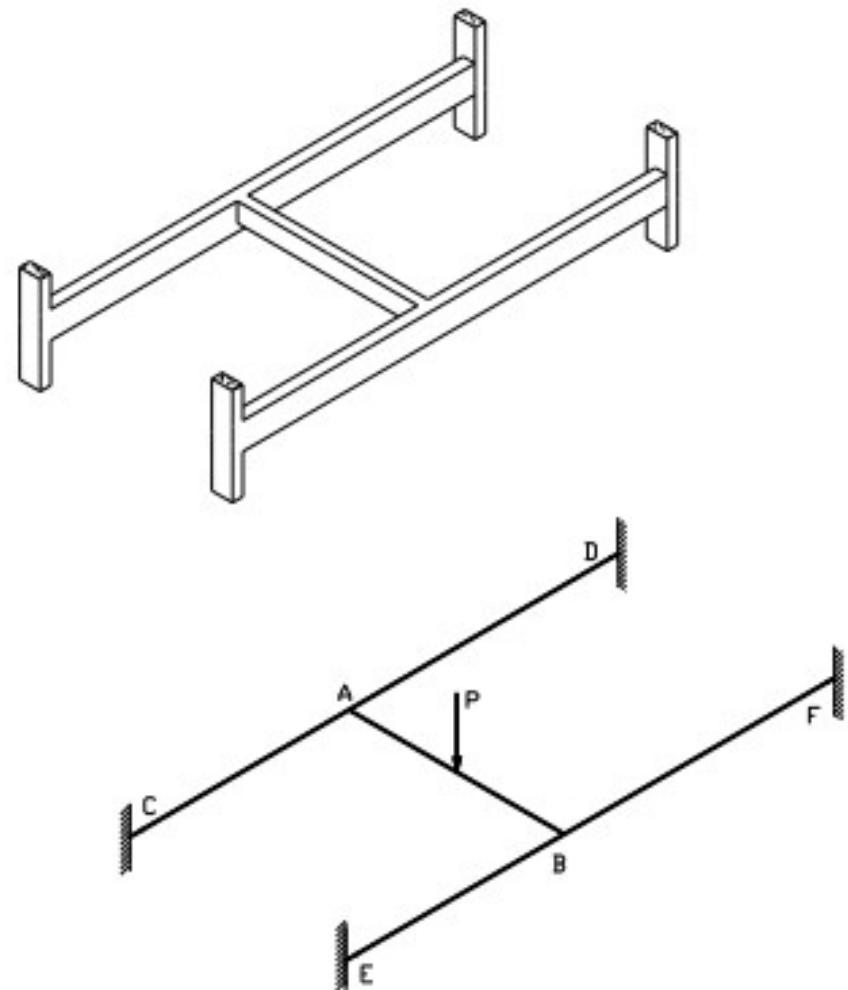
Ocorre então uma compatibilização entre as deformações na viga e na laje, e como consequência os momentos torções na viga diminuem bastante, podendo ser desprezados.

Em geral essa torção não é essencial ao equilíbrio e torna-se insignificante, após a fissuração do concreto;

2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

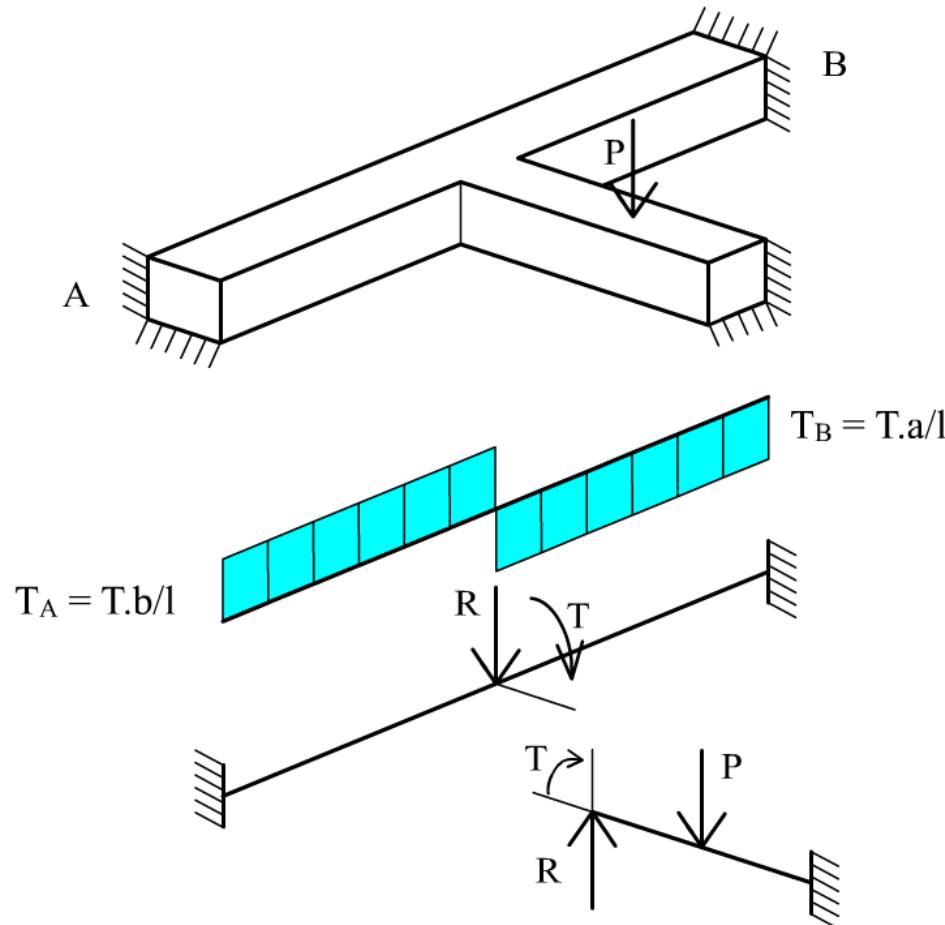
1.2) Torção de compatibilidade

A viga AB não possui liberdade de rotação nas extremidades, por isso transmite momentos de engastamento M_a e M_b para as vigas CD e EF, que são transferidos como momentos torções.



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

1.2) Torção de compatibilidade



2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

Conclusão: a torção nas vigas deve ser considerada quando for necessária para o equilíbrio (torção de equilíbrio), e pode ser desconsiderada quando for de compatibilidade.

Conforme indicado pela NBR 6118:2014, item 17.5.1.2.

2. TORÇÃO DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE

Torção de equilíbrio x Torção de compatibilidade

Quando é possível rotular a ligação entre duas vigas?

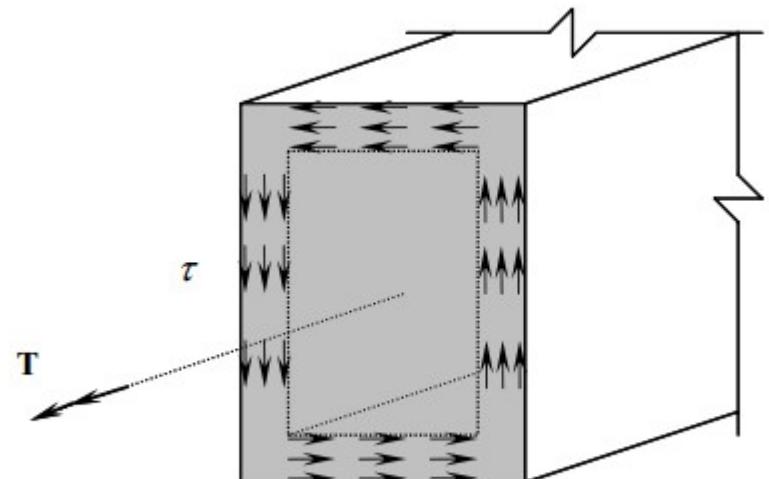
Vídeo Software Eberick

<http://faq.altoqi.com.br/content/256/1114/pt-br/tor%C3%A7%C3%A3o-de-equil%C3%ADbrio-x-tor%C3%A7%C3%A3o-de-compatibilidade.html>

2. RESISTÊNCIA DAS SEÇÕES À TORÇÃO

2.1) Torção simples, de Saint Venant ou circulatória.

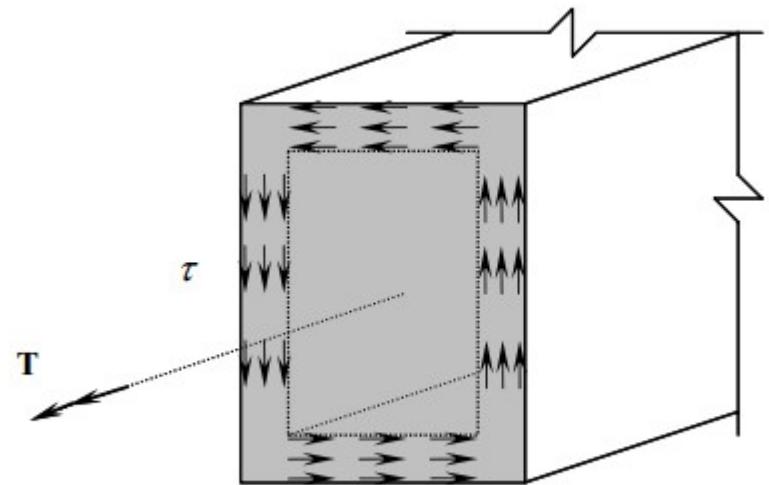
O momento torçor é equilibrado por tensões tangenciais que dão a volta na seção.



2. RESISTÊNCIA DAS SEÇÕES À TORÇÃO

2.1) Torção simples, de Saint Venant ou circulatória.

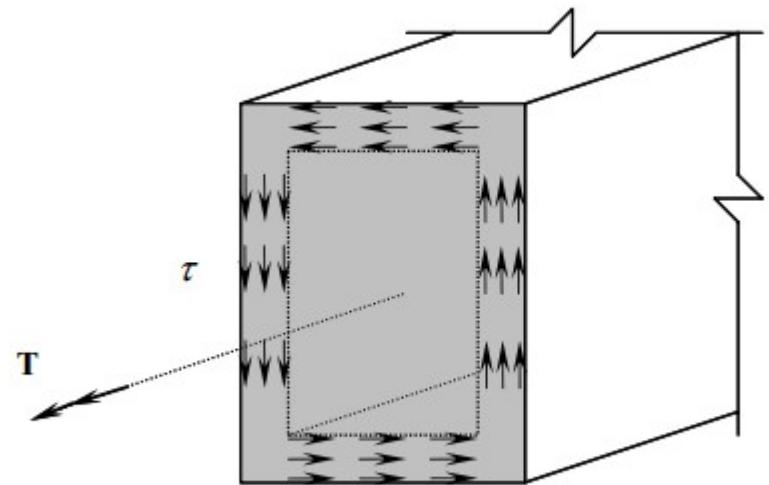
As tensões tangenciais originadas pela torção são concentradas na periferia de modo a maximizar o braço de alavanca das forças resultantes das tensões tangenciais em cada lado da seção.



2. RESISTÊNCIA DAS SEÇÕES À TORÇÃO

2.1) Torção simples, de Saint Venant ou circulatória.

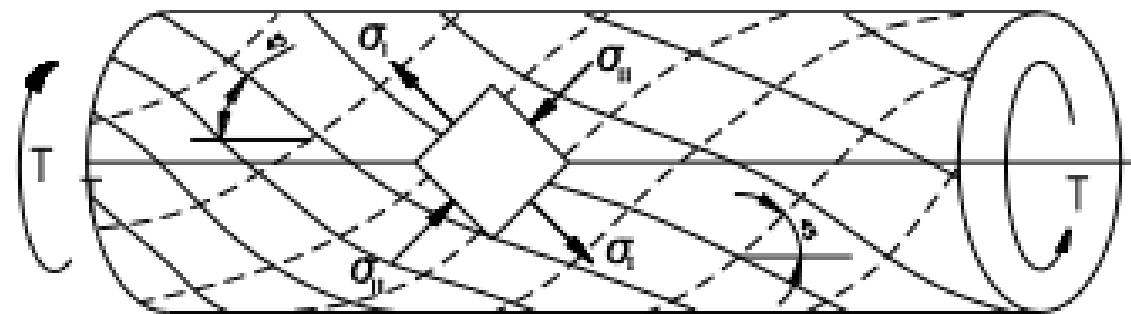
Torque resultante na seção transversal = Torque produzido pela distribuição linear da seção de cisalhamento em torno da linha central longitudinal do eixo.



2. RESISTÊNCIA DAS SEÇÕES À TORÇÃO

2.1) Torção simples, de Saint Venant ou circulatória.

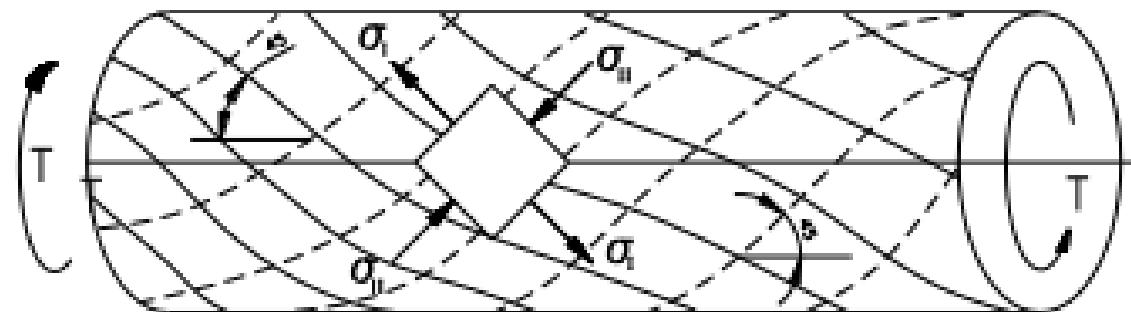
Trajetórias principais de tensão \rightarrow Seguem uma curvatura helicoidal em torno da barra.



2. RESISTÊNCIA DAS SEÇÕES À TORÇÃO

2.1) Torção simples, de Saint Venant ou circulatória.

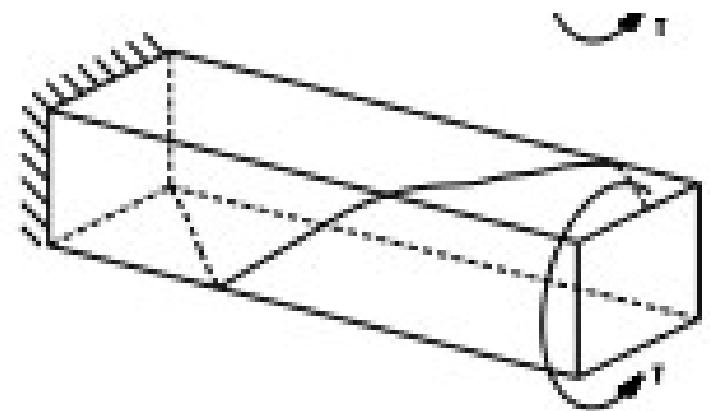
O momento de torção provoca o surgimento de tensões de cisalhamento em planos perpendiculares ao eixo da barra circular e em planos longitudinais, simultaneamente.



2. RESISTÊNCIA DAS SEÇÕES À TORÇÃO

2.1) Torção simples, de Saint Venant ou circulatória.

Fissuras com trajetória helicoidal

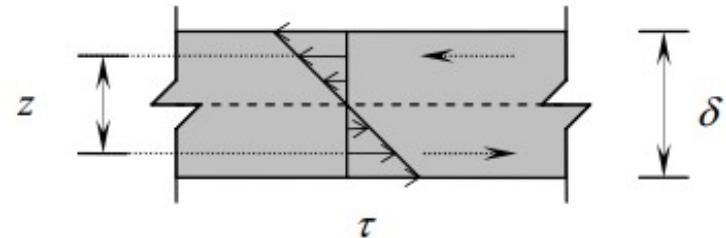


2. RESISTÊNCIA DAS SEÇÕES À TORÇÃO

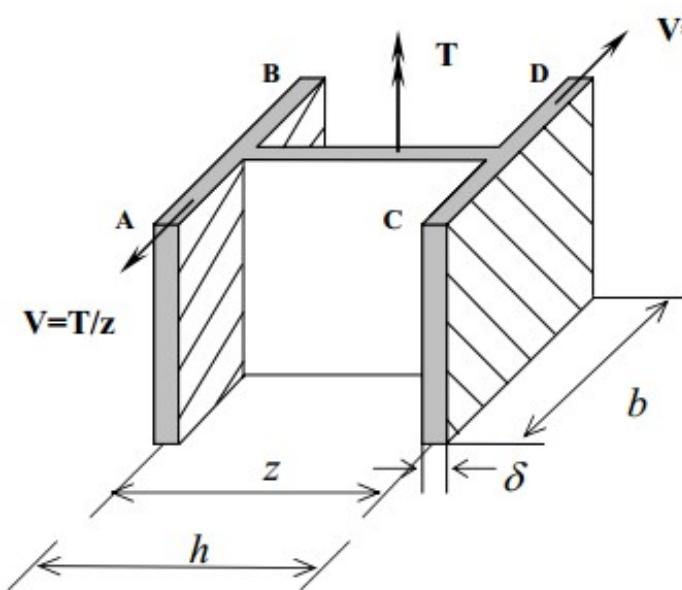
2.2) Flexo torção ou torção de empenamento

- É a que ocorre em perfis de paredes delgadas;
- A resistência da seção passa a se dar através de momento fletor e força cortante, com consequente empenamento da seção.

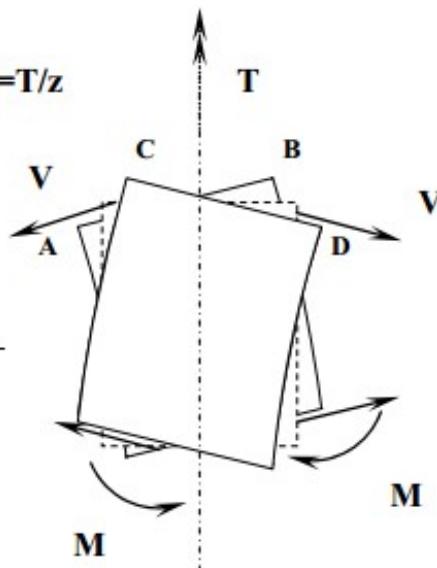
2. RESISTÊNCIA DAS SEÇÕES À TORÇÃO



(a): O binário das tensões tangenciais circulatórias tem braço de alavanca z muito pequeno ($z = \frac{2}{3}\delta$).



(b): Momento torçor resistido por forças cortantes com braço de alavanca grande ($z = h - \delta$).



(c): O empenamento da seção resulta de curvaturas opostas das chapas AB e CD.

2. RESISTÊNCIA DAS SEÇÕES À TORÇÃO

Conclusão: “só será estudada a torção circulatória, mais comum em peças de concreto estrutural.”

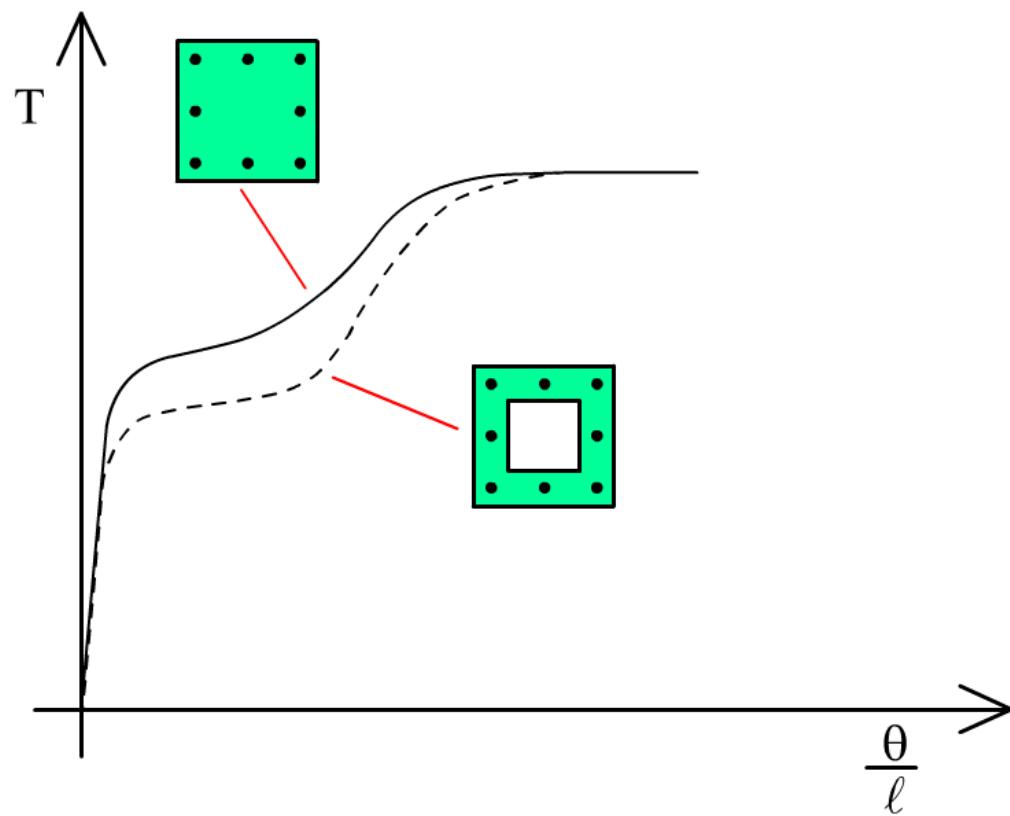
3. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

a) a seção maciça é transformada em um tubo

Ensaios feitos em cilindros ocos à torção simples, sem armadura e com armadura confirmam que após surgimento das fissuras de torção, que se desenvolvem em forma de hélice, apenas uma casca externa e com pequena espessura colabora na resistência da seção a torção.

3. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

a) a seção maciça é transformada em um tubo



3. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

a) a seção maciça é transformada em um tubo

Arranjo usual das armaduras → Estripos e barras longitudinais

Tabela 1 – Momentos torções de primeira fissura e de ruptura (kN.cm) de seções ocas ensaiadas por MÖRSCH.

Seção	Momento Torçor de Primeira fissura	Momento Torçor de Ruptura
Sem armaduras	2330	2330
Com armadura longitudinal	2330	2380
Com armadura transversal	2500	2500
Com armaduras longitudinal e transversal	2470	3780
Com armadura helicoidal	2700	> 7000*

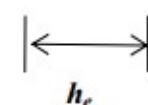
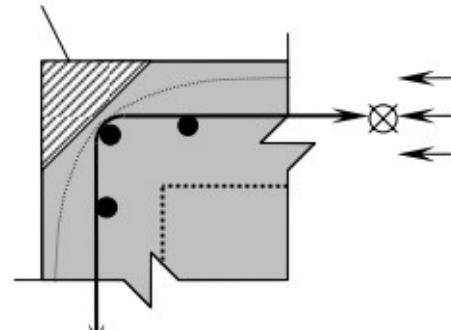
* A máquina de ensaio não levou a seção à ruptura

3. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

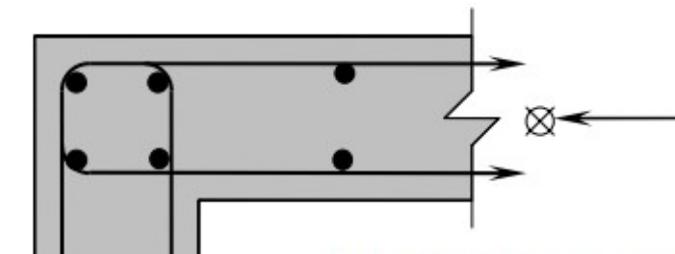
b) Garantir o monolitismo das diferentes paredes

Armaduras bem detalhadas e ancoradas.

Canto pode destacar



(a) Seções maciças.



Em seção caixão com estribos de 2 ramos por parede, pode-se fazer $h_e = h_{e,ef}$. Se o estribo tiver um ramo só, a espessura h_e é calculada como se a seção fosse maciça (cf. Marti, P.)

Sentido do fluxo de cisalhamento

(b) Seções vazadas (p.ex., seção caixão em pontes).

3. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

c) modelo da treliça espacial

- Mesmo modelo resistente usado para a força cortante;
- Substitui o momento torçor solicitante por forças cortantes a ele estaticamente equivalentes e atuantes nas paredes do tubo;

3. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

c) modelo da treliça espacial

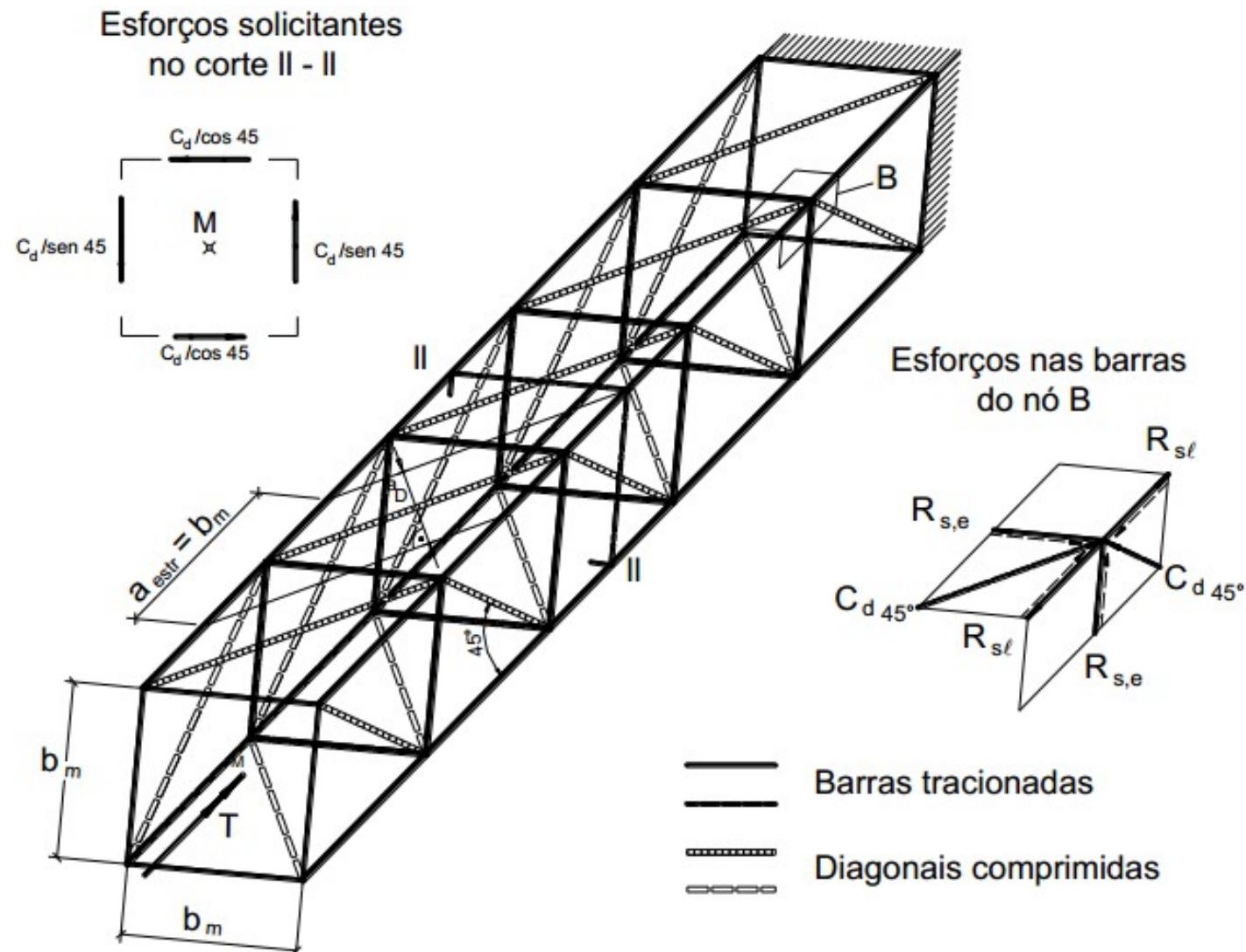
- A inclinação das bielas de compressão podem ser arbitrárias num intervalo de 30 a 45 graus;
- Na combinação de torção com esforço cortante, os ângulos devem ser coincidentes.

3. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

c) modelo da treliça espacial

- **Banzos paralelos** → armadura longitudinal
- **Diagonais comprimidas** → bielas de compressão em hélice
- **Montantes verticais e horizontais** → estribos fechados a 90° com o eixo longitudinal da viga

3. CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO



4. FORMAS DE RUPTURA POR TORÇÃO

Após fissuração, uma viga sob torção pura pode ter os seguintes tipos de ruptura:

- 4.1) Escoamento dos estribos;**
- 4.2) Escoamento da armadura longitudinal;**
- 4.3) Escoamento dos estribos e da armadura longitudinal;**
- 4.4) Esmagamento do concreto antes do escoamento das armaduras;**

4. FORMAS DE RUPTURA POR TORÇÃO

4.5) Ruptura por tração

Após as primeiras fissuras pode ocorrer ruptura brusca por efeito das tensões de tração por torção.

4.6) Ruptura da ancoragem

A insuficiência da ancoragem do estribo pode causar seu escorregamento e deslizamento das barras longitudinais.

4. FORMAS DE RUPTURA POR TORÇÃO

4.7) Ruptura por compressão

Com armaduras colocadas longitudinalmente e transversalmente pode surgir forte empenamento das faces laterais, ocasionando tensões adicionais ao longo das bielas comprimidas, podendo ocorrer seu esmagamento.

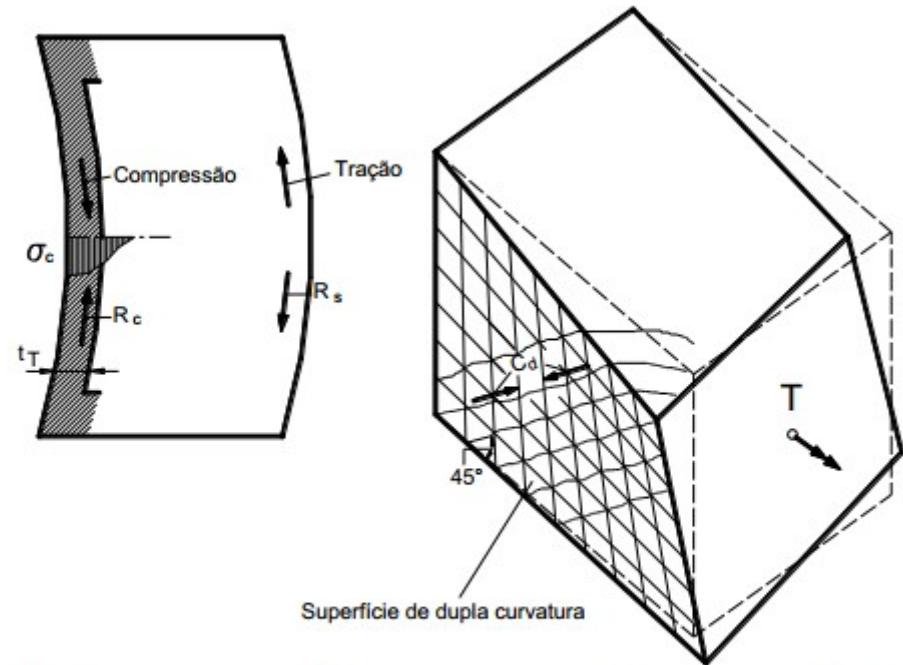


Figura 30 – Empenamento da viga originando tensões adicionais de flexão. (LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

4. FORMAS DE RUPTURA POR TORÇÃO

4.8) Ruptura dos cantos

A mudança de direção das tensões de compressão nos cantos, origina uma força que pode levar ao rompimento dos cantos da viga.

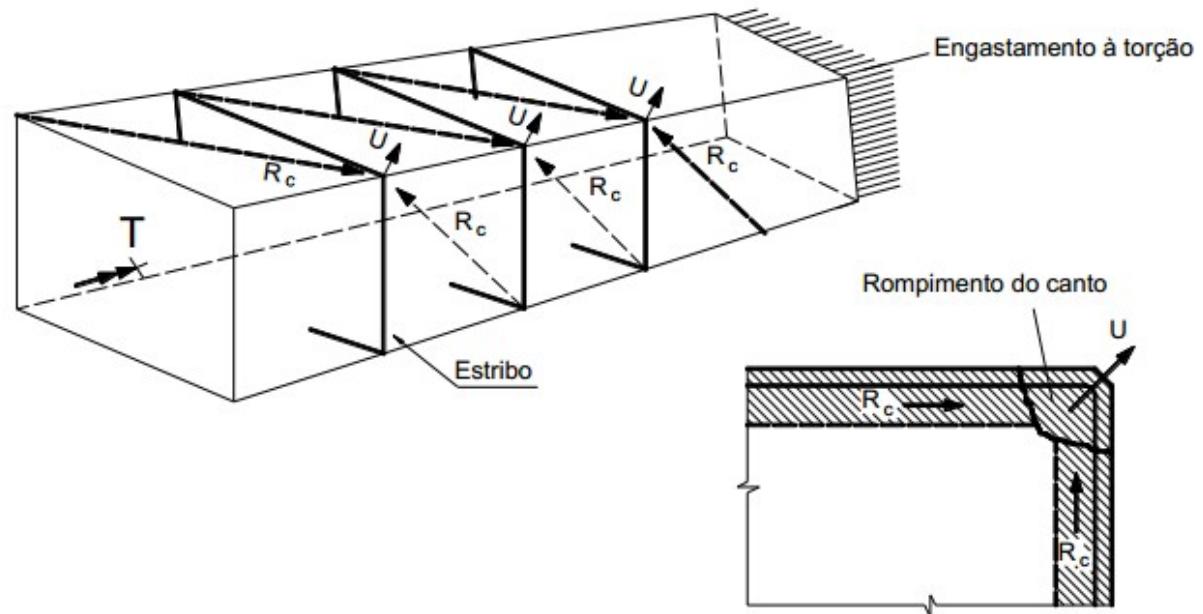


Figura 31 – Possível ruptura do canto devida à mudança de direção das diagonais comprimidas.
(LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

- Torção Uniforme → Item 17.5.1
- Torção em perfis abertos de paredes finas → Item 17.5.2

Objetivo desse estudo: Item 17.5.1

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

1) Espessura equivalente do tubo (h_e)

Item 17.5.1.4 NBR 6118:2014 – pag. 139

A seção vazada equivalente se define a partir da seção cheia com espessura da parede equivalente h_e dada por:

A – Área da seção;

u – Perímetro da seção;

c , – Distância entre a face lateral do elemento e o eixo da barra longitudinal de canto.

$$h_e \leq \frac{A}{u} \quad h_e \geq 2 c_1$$

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

1) Espessura equivalente do tubo (h_e)

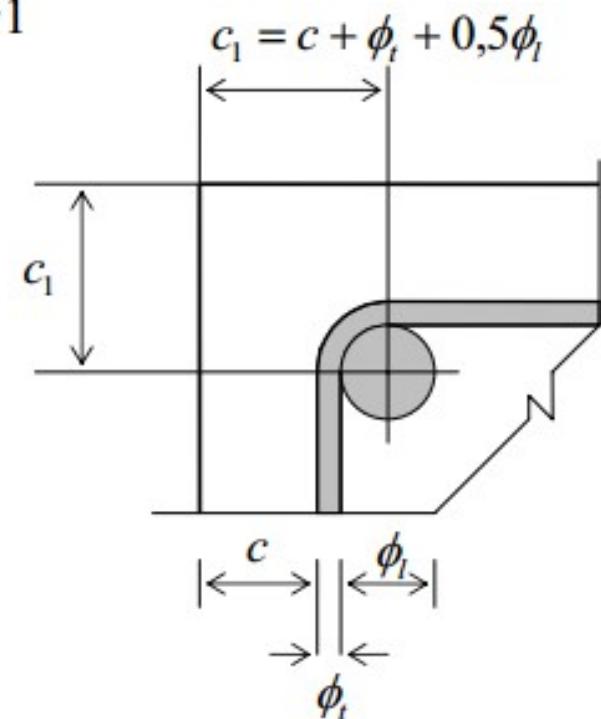
Item 17.5.1.4 NBR 6118:2014

A – Área da seção;

u – Perímetro da seção;

c_1 – Distância entre a face lateral do elemento e o eixo da barra longitudinal de canto.

$$h_e \leq \frac{A}{u} \quad h_e \geq 2 c_1$$



5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

1) Espessura equivalente do tubo (h_e)

Item 17.5.1.4 NBR 6118:2014

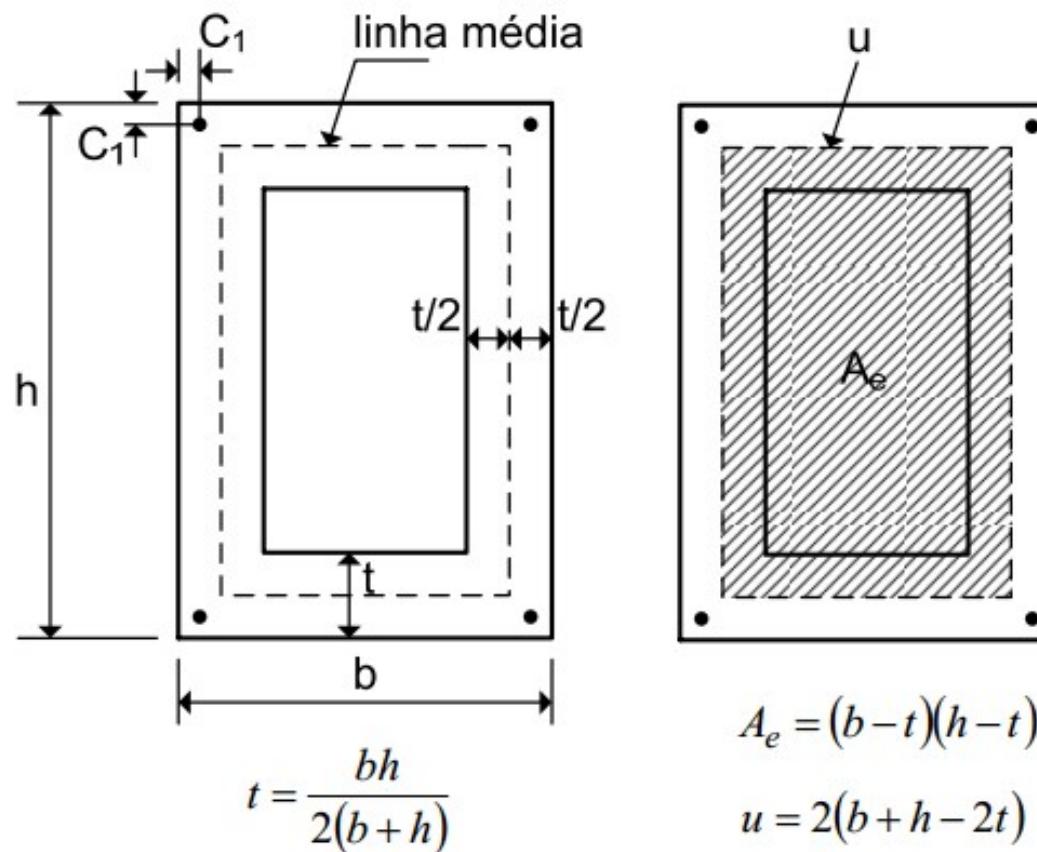
“Caso A/u resulte menor que $2c_1$, pode-se adotar $h_e = A/u \leq b_w - 2c_1$ e a superfície média da seção celular equivalente A_e definida pelos eixos das armaduras do canto (respeitando o cobrimento exigido nos estribos).”

No item 17.5.1.4 a norma também define como deve ser considerada a seção resistente de “Seção Composta de Retângulos” e de “Seções Vazadas”, e no item 17.5.2 a “Torção em Perfis Abertos de Parede Fina”.

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

1) Espessura equivalente do tubo ($t = h_e$)

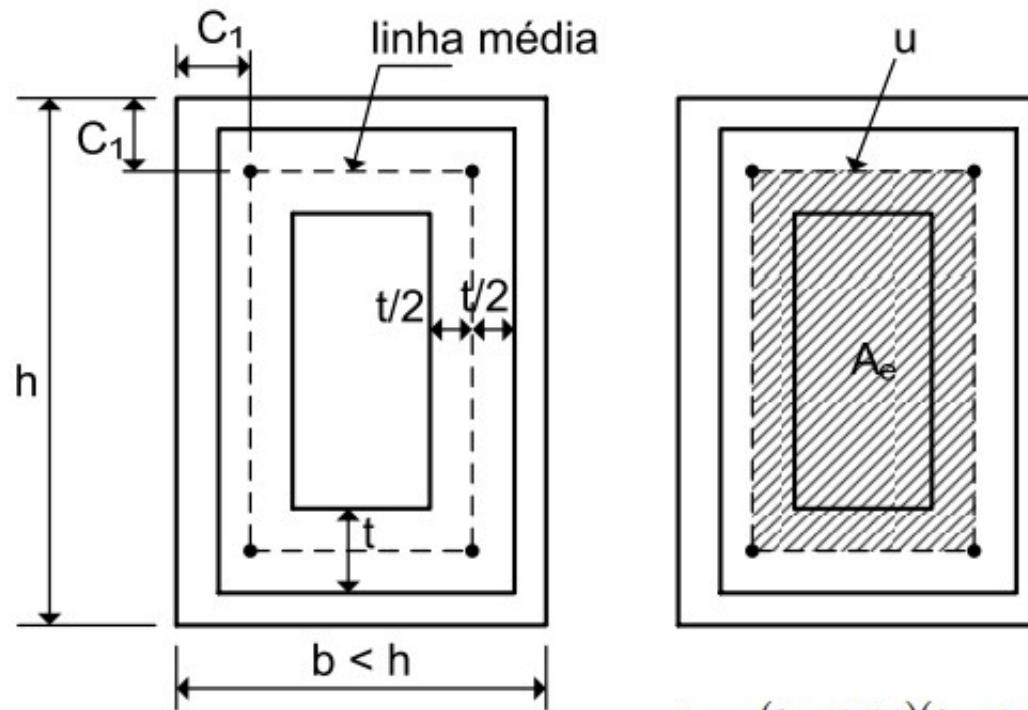
Caso 1: $t \geq 2C_1$



5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

1) Espessura equivalente do tubo ($t = h_e$)

Caso 2: $t < 2C_1$



$$t = \frac{bh}{2(b+h)} \leq b - 2C_1$$

$$A_e = (b - 2C_1)(h - 2C_1)$$
$$u = 2(b + h - 4C_1)$$

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

- 2) Resistência das diagonais comprimidas de concreto;**
- 3) Estripes normais ao eixo do elemento estrutural;**
- 4) Barras longitudinais paralelas ao eixo do elemento estrutural;**
- 5) Armadura mínima.**

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

2) Resistência das diagonais comprimidas de concreto

a) Tensão na diagonal de compressão

$$\sigma_{cd} = \frac{T_{Sd}}{A_e t \operatorname{sen} 2\theta}$$

b) Limitada pela norma ao valor máximo dado por:

$$0,5\alpha_{v2} f_{cd}$$

Assim:

$$T_{Rd,2} = 0,5\alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \operatorname{sen} 2\theta$$

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

17.5.1.5 Verificação da compressão diagonal do concreto

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto deve ser obtida por:

$$T_{Rd2} = 0,50 \alpha_{v2} f_{cd} A_e h_e \sin 2\theta$$

onde

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck} / 250, \text{ com } f_{ck}, \text{ expresso em megapascal (MPa).}$$

onde

θ é o ângulo de inclinação das diagonais de concreto, arbitrado no intervalo $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$;

A_e é a área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada;

h_e é a espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado.

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

3) Estripos normais ao eixo do elemento estrutural;

$$\frac{A_{s,90}}{s} = \frac{T_{Sd}}{2 A_e f_{ywd}} \operatorname{tg} \theta \quad T_{Rd,3} = (A_{s,90}/s) f_{ywd} 2 A_e \operatorname{cotg} \theta$$

4) Barras longitudinais paralelas ao eixo do elemento estrutural

$$\frac{A_{sl}}{u_e} = \frac{T_{Sd}}{2 A_e f_{ywd} \operatorname{tg} \theta} \quad T_{Rd,4} = (A_{sl}/u_e) 2 A_e f_{ywd} \operatorname{tg} \theta$$

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

17.5.1.6 Cálculo das armaduras

Devem ser consideradas efetivas as armaduras contidas na área correspondente à parede equivalente, sendo que:

- a resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural é dada pela expressão:

$$T_{Rd3} = (A_{90} / s) f_{ywd} 2A_e \cotg \theta$$

onde

f_{ywd} é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço da armadura passiva, limitada a 435 MPa;

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

- b) a resistência decorrente das armaduras longitudinais é dada pela expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{sl}/u_e) 2A_e f_{ywd} \operatorname{tg} \theta$$

onde

A_{sl} é a soma das áreas das seções das barras longitudinais;

u_e é o perímetro de A_e .

A armadura longitudinal de torção, de área total A_{sl} , pode ter arranjo distribuído ou concentrado, mantendo-se obrigatoriamente constante a relação $\Delta A_{sl}/\Delta u$, onde Δu é o trecho de perímetro, da seção efetiva, correspondente a cada barra ou feixe de barras de área ΔA_{sl} .

Nas seções poligonais, em cada vértice dos estribos de torção, deve ser colocada pelo menos uma barra longitudinal.

5. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A TORÇÃO UNIFORME NO ELU (NBR6118)

5) Armadura mínima

Sempre que a torção for necessária ao equilíbrio do elemento estrutural, deve existir armadura destinada a resistir aos esforços de tração oriundos da torção. Essa armadura deve ser constituída por estribos verticais periféricos normais ao eixo do elemento estrutural e barras longitudinais distribuídas ao longo do perímetro da seção resistente, calculada de acordo com as prescrições desta Seção e com a taxa geométrica mínima dada pela expressão:

$$\left. \begin{aligned} \rho_{sl} &= \frac{A_{sl}}{h_e u_e} \\ \rho_{sw} &= \frac{A_{sw}}{b_w s} \end{aligned} \right\} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}, \text{ com } f_{ywk} \leq 500 \text{ MPa}$$

6. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A SOLICITAÇÕES COMBINADAS (NBR6118)

6.1) Flexão e torção

17.7 Solicitações combinadas

17.7.1 Flexão e torção

17.7.1.1 Generalidades

Nos elementos estruturais submetidos a torção e a flexão simples ou composta, as verificações podem ser efetuadas separadamente para a torção e para as solicitações normais, devendo ser atendidas complementarmente as prescrições de 17.7.1.2 a 17.7.1.4.

17.7.1.2 Armadura longitudinal

Na zona tracionada pela flexão, a armadura de torção deve ser acrescentada à armadura necessária para solicitações normais, considerando-se em cada seção os esforços que agem concomitantemente.

6. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A SOLICITAÇÕES COMBINADAS (NBR6118)

6.1) Flexão e torção

17.7.1.3 Armadura longitudinal no banzo comprimido por flexão

No banzo comprimido pela flexão, a armadura longitudinal de torção pode ser reduzida em função dos esforços de compressão que atuam na espessura efetiva h e no trecho de comprimento Δu correspondente à barra ou feixe de barras consideradas.

17.7.1.4 Resistência do banzo comprimido

Nas seções em que a torção atua simultaneamente com solicitações normais intensas, que reduzem excessivamente a profundidade da linha neutra, particularmente em vigas de seção celular, o valor de cálculo da tensão principal de compressão não pode superar os valores estabelecidos na Seção 22.

Essa tensão principal deve ser calculada como em um estado plano de tensões, a partir da tensão normal média que age no banzo comprimido de flexão e da tensão tangencial de torção calculada por:

$$\tau_{Td} = T_d / 2 A_e h_e$$

6. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A SOLICITAÇÕES COMBINADAS (NBR6118)

6.2) Torção e força cortante

17.7.2 Torção e força cortante

17.7.2.1 Generalidades

Na combinação de torção com força cortante, o projeto deve prever ângulos de inclinação das bielas de concreto θ coincidentes para os dois esforços.

Quando for utilizado o modelo I (ver 17.4.2.2) para a força cortante, que subentende $\theta = 45^\circ$, esse deve ser o valor considerado também para a torção.

17.7.2.2 A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

onde

V_{Sd} e T_{Sd} são os esforços de cálculo que agem concomitantemente na seção.

17.7.2.3 A armadura transversal pode ser calculada pela soma das armaduras calculadas separadamente para V_{Sd} e T_{Sd} .

6. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS A SOLICITAÇÕES COMBINADAS (NBR6118)

6.2) Torção e força cortante

Força no banzo inferior e superior considerando-se a influência dos três esforços solicitantes. Considerando $z=0,9d$.

$$R_{s,inf} = \frac{M_d}{z} + \frac{1}{2}|V_d| \cot \theta + \frac{|T_d|}{2A_e} (b - h_e) \cot \theta$$

$$R_{s,sup} = -\frac{M_d}{z} + \frac{1}{2}|V_d| \cot \theta + \frac{|T_d|}{2A_e} (b - h_e) \cot \theta$$

7. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

18.3.4 Armadura para torção

A armadura destinada a resistir aos esforços de tração provocados por torção deve ser constituída por estribos normais ao eixo da viga, combinados com barras longitudinais paralelas ao mesmo eixo, e deve ser projetada de acordo com as prescrições de 17.5.

Consideram-se efetivos na resistência os ramos dos estribos e as armaduras longitudinais contidos no interior da parede fictícia da seção vazada equivalente (ver 17.5.1.4).

Os estribos para torção devem ser fechados em todo o seu contorno, envolvendo as barras das armaduras longitudinais de tração, e com as extremidades adequadamente ancoradas por meio de ganchos em ângulo de 45°.

Devem ser obedecidas as prescrições de 18.3.3.2, relativas ao diâmetro das barras que formam o estribo e ao espaçamento longitudinal dos mesmos.

As barras longitudinais da armadura de torção podem ter arranjo distribuído ou concentrado ao longo do perímetro interno dos estribos, espaçadas no máximo em 350 mm.

Deve-se respeitar a relação $\Delta A_{sl} / \Delta u$, onde Δu é o trecho de perímetro da seção efetiva correspondente a cada barra ou feixe de barras de área ΔA_{sl} , exigida pelo dimensionamento.

As seções poligonais devem conter, em cada vértice dos estribos de torção, pelo menos uma barra.

7. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

18.3.3.2 Elementos estruturais armados com estribos

Os estribos para forças cortantes devem ser fechados através de um ramo horizontal, envolvendo as barras da armadura longitudinal de tração, e ancorados na face oposta. Quando essa face também puder estar tracionada, o estribo deve ter o ramo horizontal nessa região, ou complementado por meio de barra adicional.

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga. Quando a barra for lisa, seu diâmetro não pode ser superior a 12 mm. No caso de estribos formados por telas soldadas, o diâmetro mínimo pode ser reduzido para 4,2 mm, desde que sejam tomadas precauções contra a corrosão dessa armadura.

O espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa. O espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

- se $V_d \leq 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{máx} = 0,6 d \leq 300$ mm;
- se $V_d > 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{máx} = 0,3 d \leq 200$ mm.

O espaçamento transversal entre ramos sucessivos da armadura constituída por estribos não pode exceder os seguintes valores:

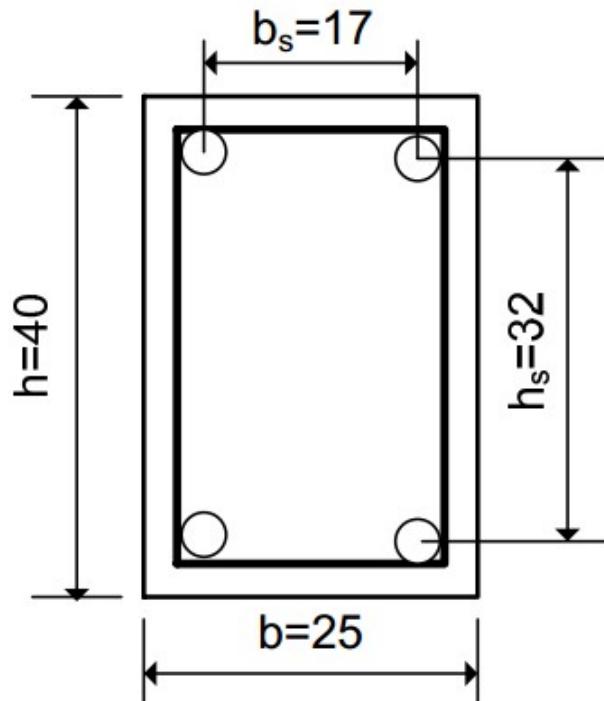
- se $V_d \leq 0,20 V_{Rd2}$, então $s_{t,máx} = d \leq 800$ mm;
- se $V_d > 0,20 V_{Rd2}$, então $s_{t,máx} = 0,6 d \leq 350$ mm.

As emendas por traspasse são permitidas apenas quando os estribos forem constituídos por telas ou por barras de alta aderência.

8. EXERCÍCIOS

8.1

Calcular as armaduras da viga abaixo, sujeita unicamente a um momento torçor.



Seção transversal (medidas em cm)

Dados:

Concreto: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$; $f_{cd} = 14,3 \text{ MPa} (=1,43 \text{ kN/cm}^2)$

Aço: CA-50 ($f_{ywd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$)

Cobrimento: $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$;
estribos: $\phi_t = 6,3 \text{ mm}$

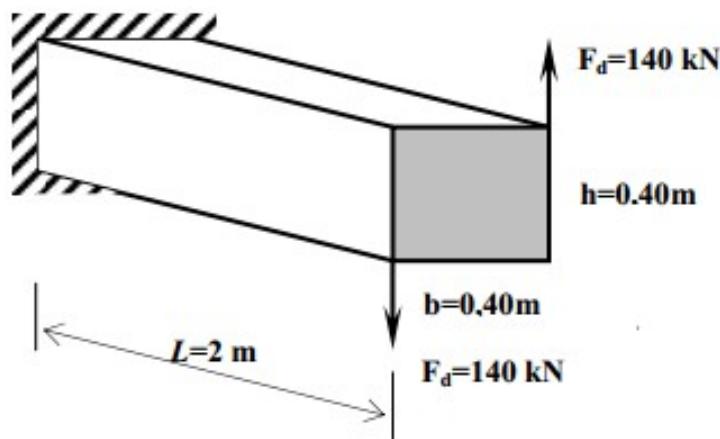
Momento torçor de cálculo: $T_d = 14 \text{ kNm}$

8. EXERCÍCIOS

8.2

Calcular e escolher as armaduras da viga abaixo.

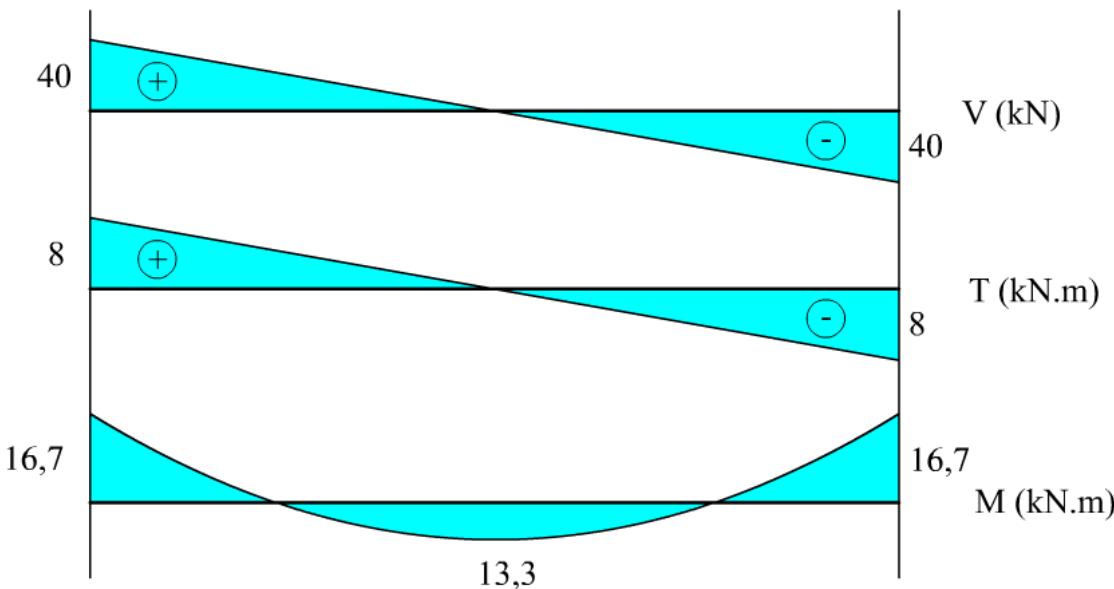
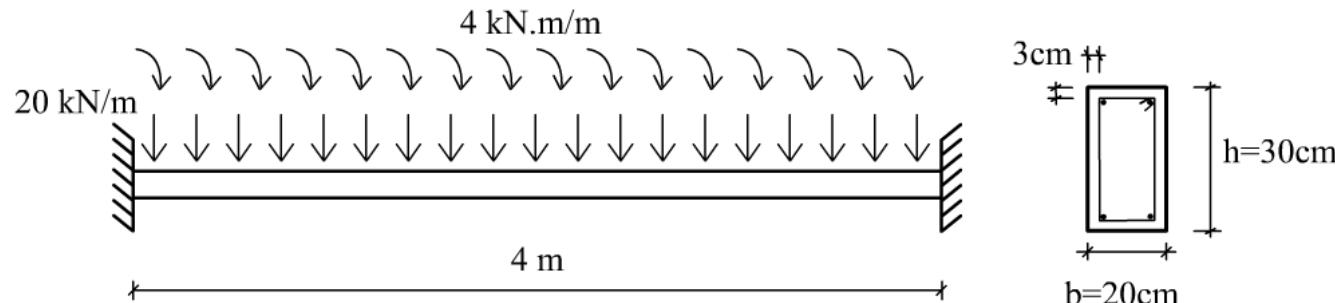
Dimensionar a viga de seção retangular em balanço da Figura 8 sujeita unicamente a um binário aplicado em sua extremidade. A seção transversal é quadrada. Adotar $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ e CA-50, cobrimento $c = 30 \text{ mm}$, estribo $\phi_t = 10 \text{ mm}$ e armaduras longitudinais $\phi_l = 16 \text{ mm}$ nos cantos e $\phi_t = 10 \text{ mm}$ nas faces.



8. EXERCÍCIOS

8.3

Determinar a armadura transversal e verificar a seção de concreto para a viga esquematizada a seguir. Dados: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, aço CA-50.



8. EXERCÍCIOS

8.4

Dimensionar no ELU a seção retangular de 30x60, considerando os dados:

$$V_d = 215 \text{ kN}$$

$$M_d = 188,1 \text{ kN.m}$$

$$T_d = 55,9 \text{ kN.m}$$

$$F_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Aço CA-50

Adotar $\theta=30^\circ$

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

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$c_1 = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Cobrimento} = c = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Diâmetro do estribo} = 10 \text{ mm}$$

BIBLIOGRAFIA

- 1)ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.**
- 2)BASTOS, P. S. S. Torção em vigas de concreto armado. Bauru, 2015. 111p.**
- 3)BUCHAIM, R. Estado limite último – Torção simples e torção combinada. 20p.**
- 4) José Milton de Araújo – Dimensionamento à torção de vigas de concreto armado.**