

INSTITUTO FEDERAL
Sul-rio-grandense

Câmpus
Passo Fundo

EDUCAÇÃO
PÚBLICA
100%
GRATUITA

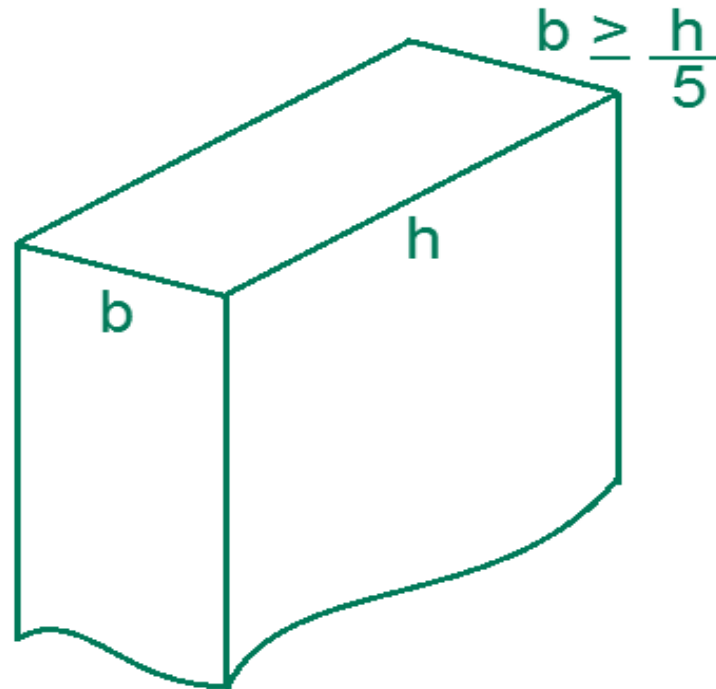
Estrutura de concreto armado

UNIDADE III – Solicitações normais: presso-flexão

3.1 Pilares: conceito e generalidades



- Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes e a maior dimensão da seção transversal não excede cinco vezes a menor.





- **(13.2.3)** A seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que **19 cm**.
- Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e **14 cm**, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 13.1.
- Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a **360 cm²**.

Tabela 13.1 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

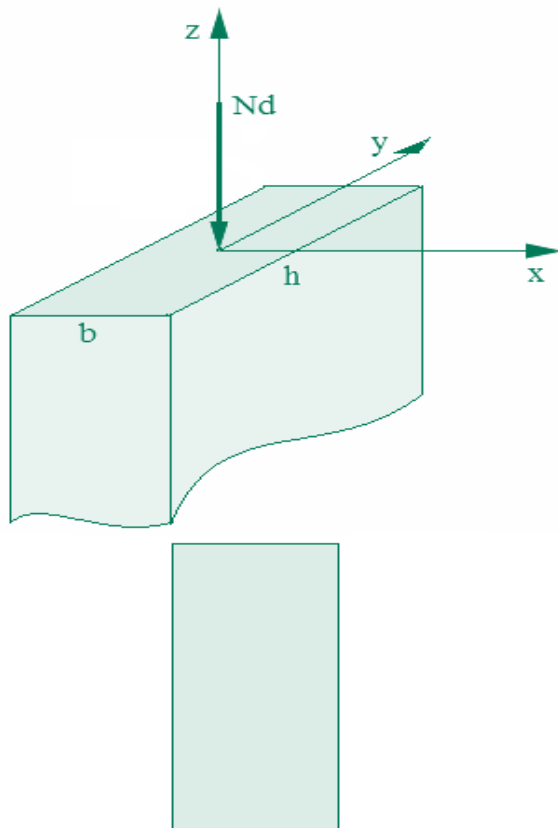
| b cm | ≥ 19 | 18 | 17 | 16 | 15 | 14 |
|------------------------------|-----------|------|------|------|------|------|
| γ_n | 1,00 | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,20 | 1,25 |

onde

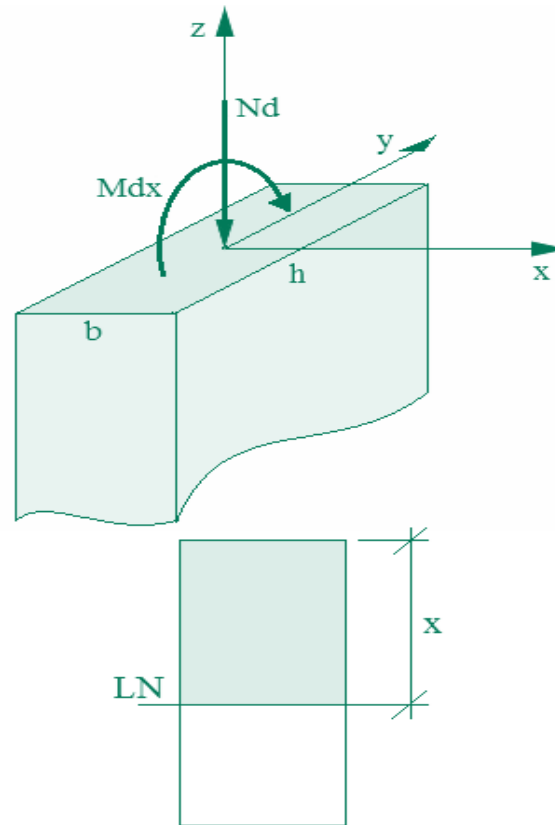
$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

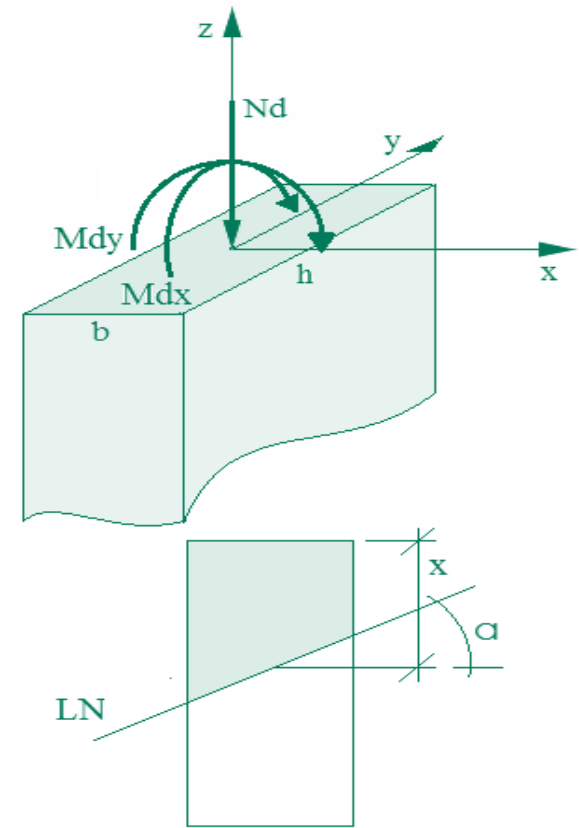
NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.



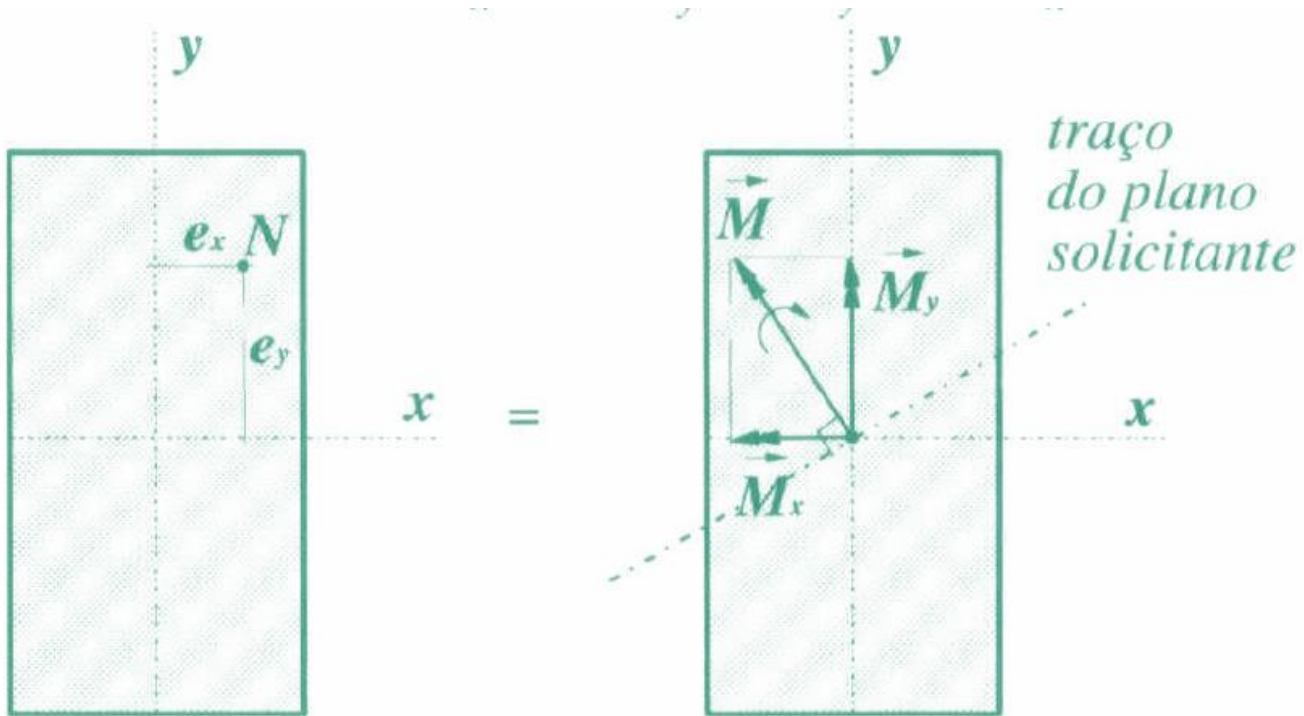
Compressão Simples
Pré-dimensionamento



Flexocompressão
Normal ou Reta



Flexocompressão
Oblíqua



$$M_y = N \cdot e_x$$

$$M_x = N \cdot e_y$$

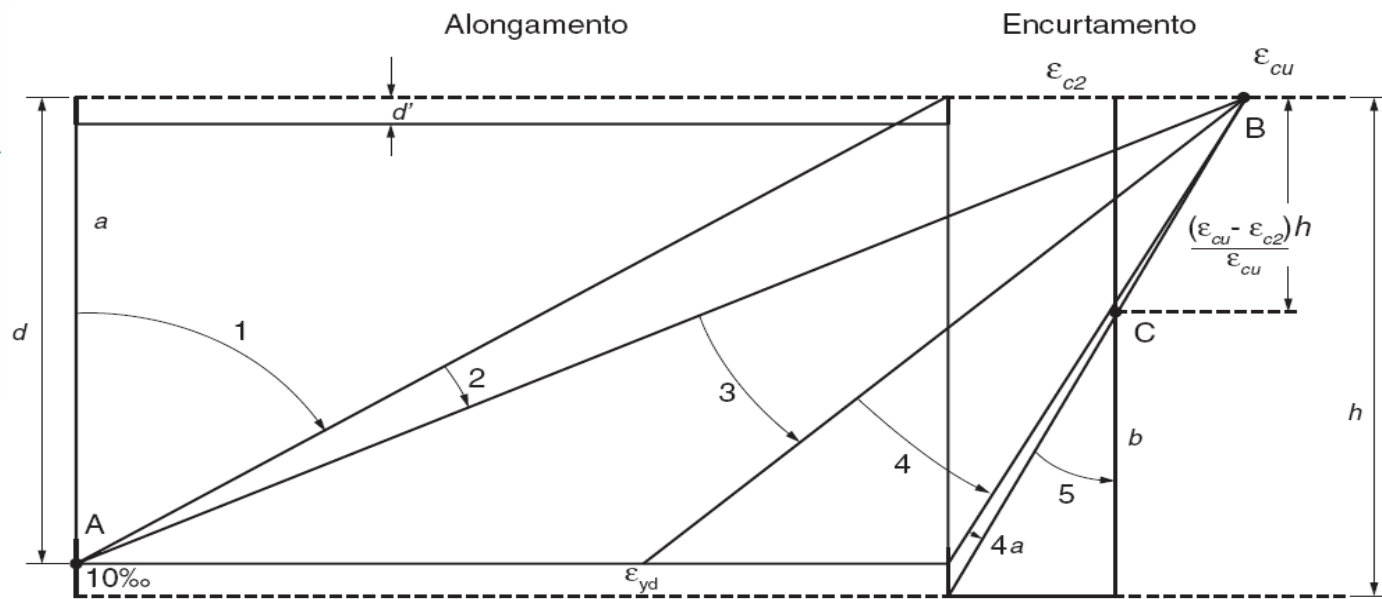
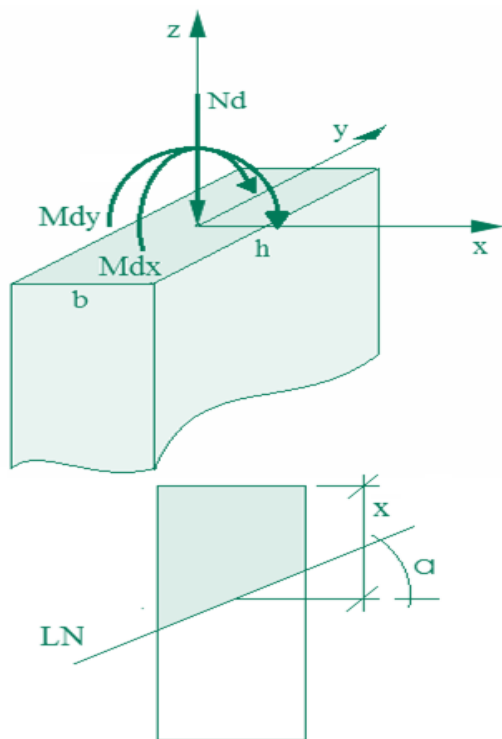


Figura 17.1 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal

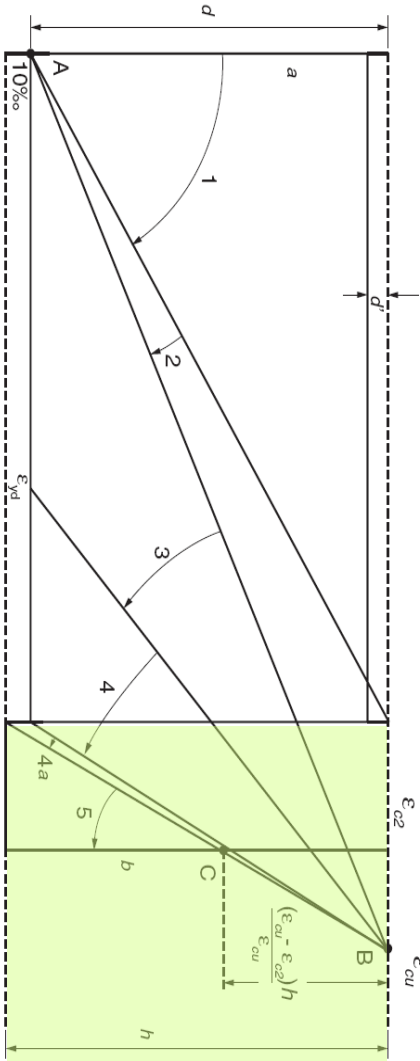
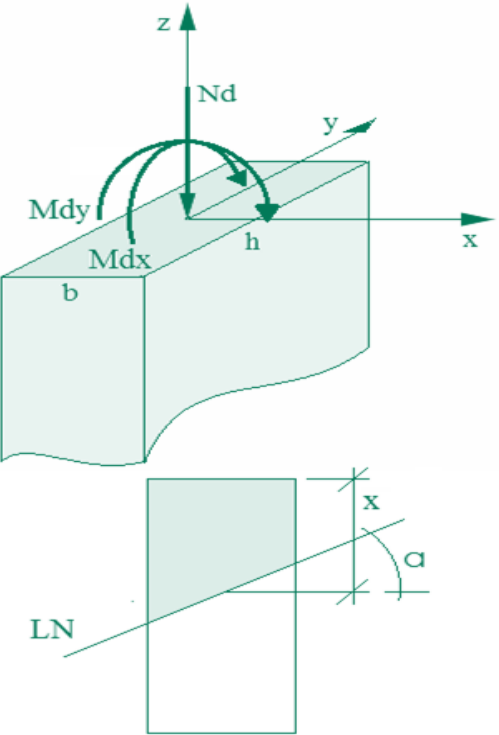


Figura 17.1 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal

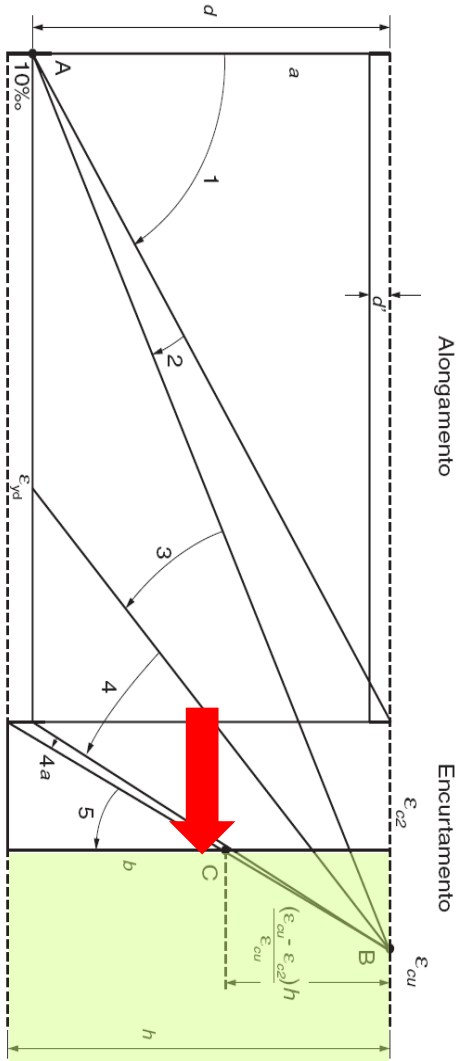


Figura 17.1 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal

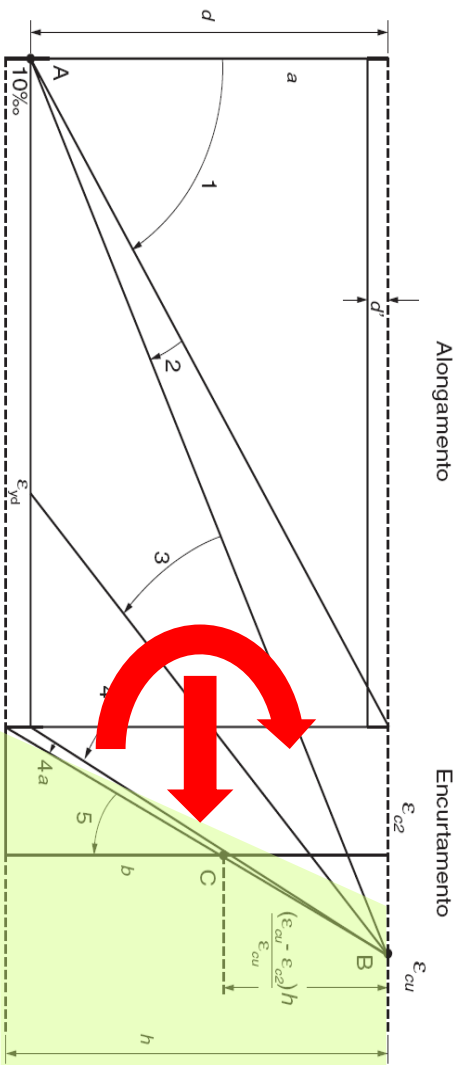
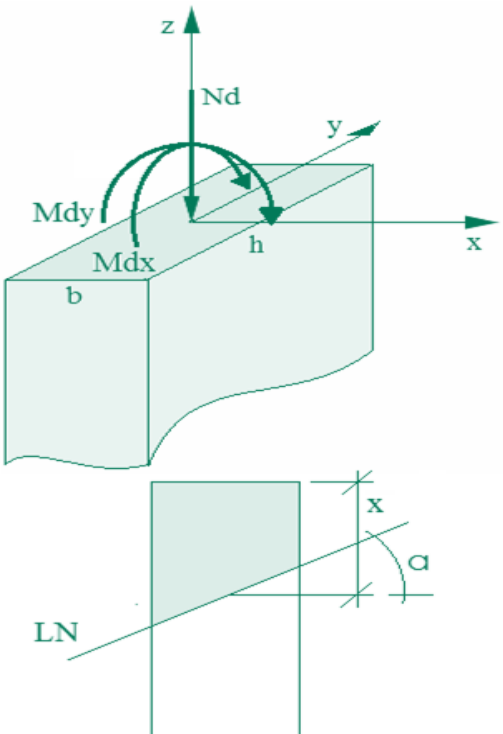


Figura 17.1 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal

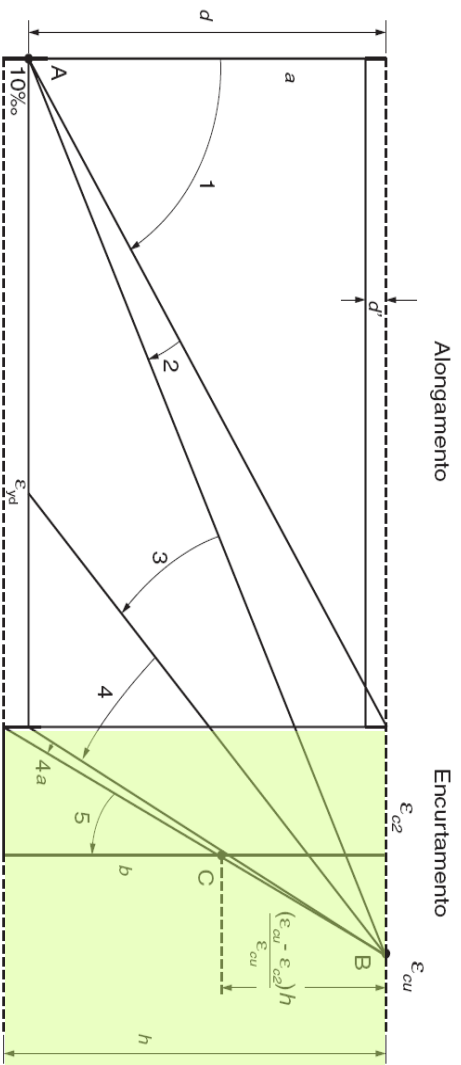


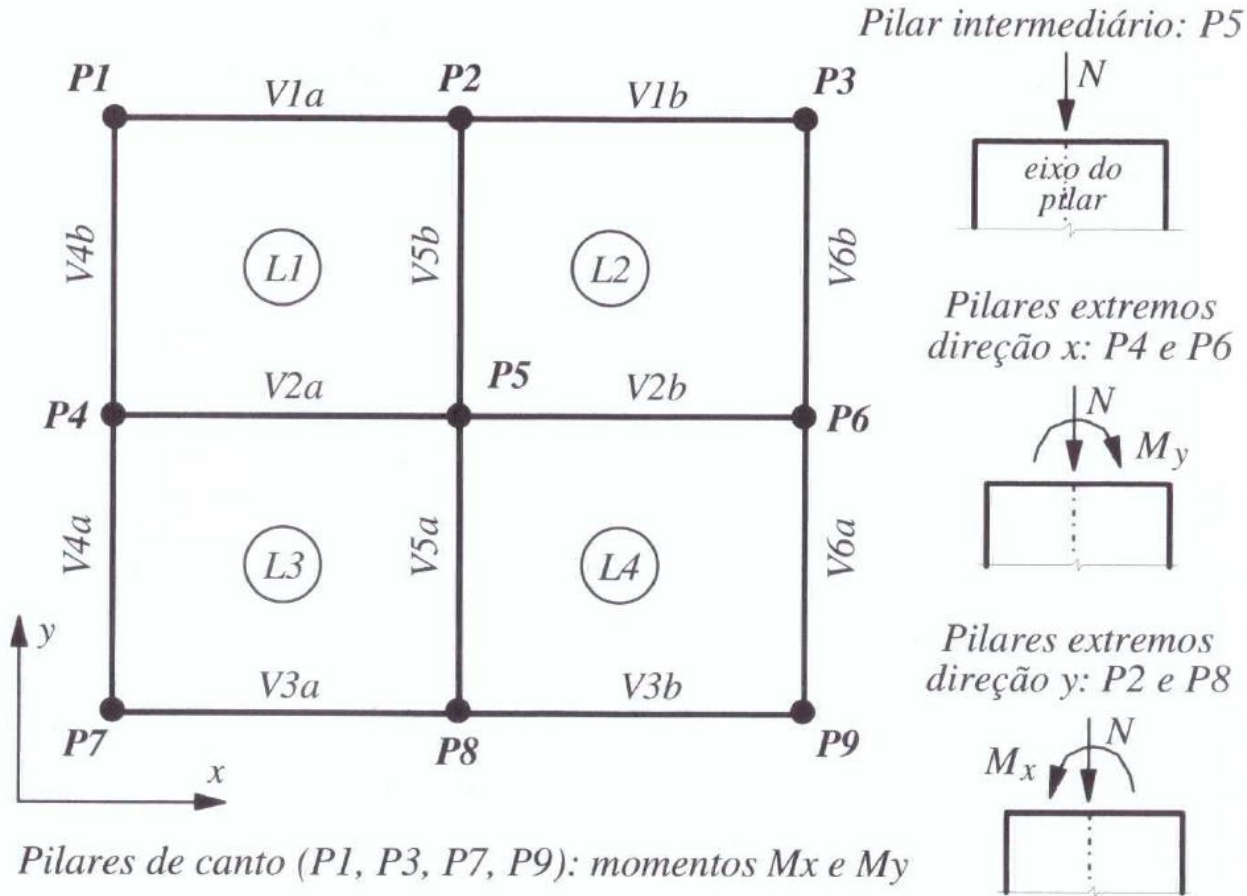
Figura 17.1 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



- Imprecisões geométricas
- Momentos induzidos pelas vigas e lajes
- Efeitos de 2ª ordem
 - **Não – linearidade física:** são efeitos decorrentes do comportamento não-linear do material concreto armado (peças de concreto armado fissuradas quando em serviço);
 - **Não – linearidade geométrica:** são efeitos decorrentes da mudança de posição da estrutura (deslocamentos). Os esforços são obtidos considerando a configuração deformada da estrutura.
- Efeitos da deformação de fluência do concreto

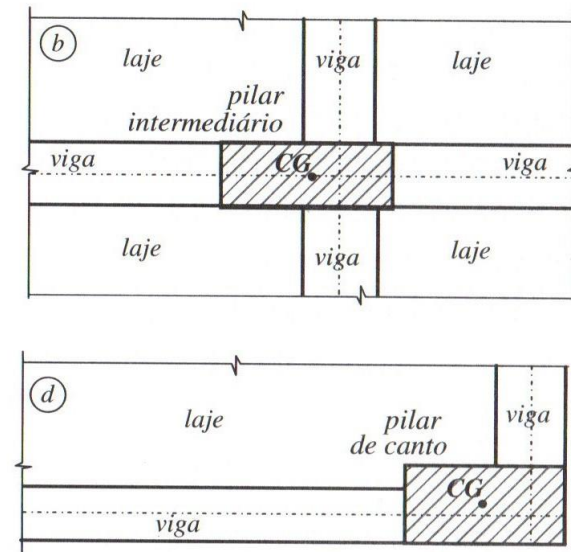
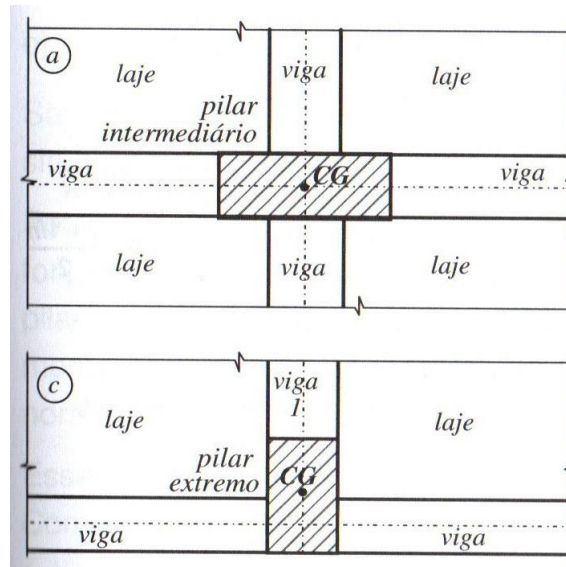
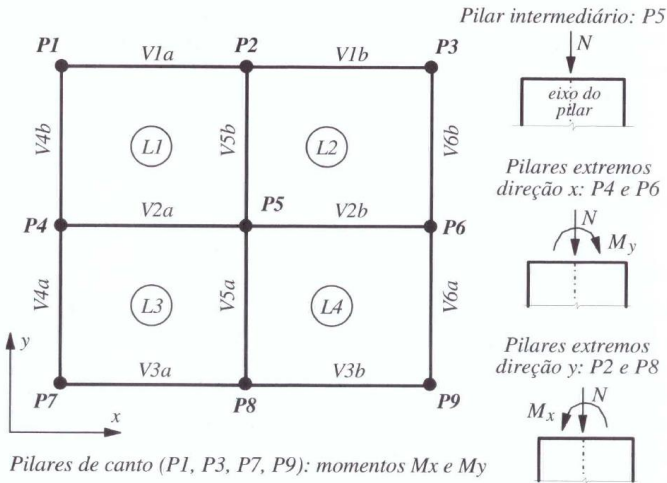


- Momentos induzidos por vigas e lajes





- Momentos induzidos por vigas e lajes

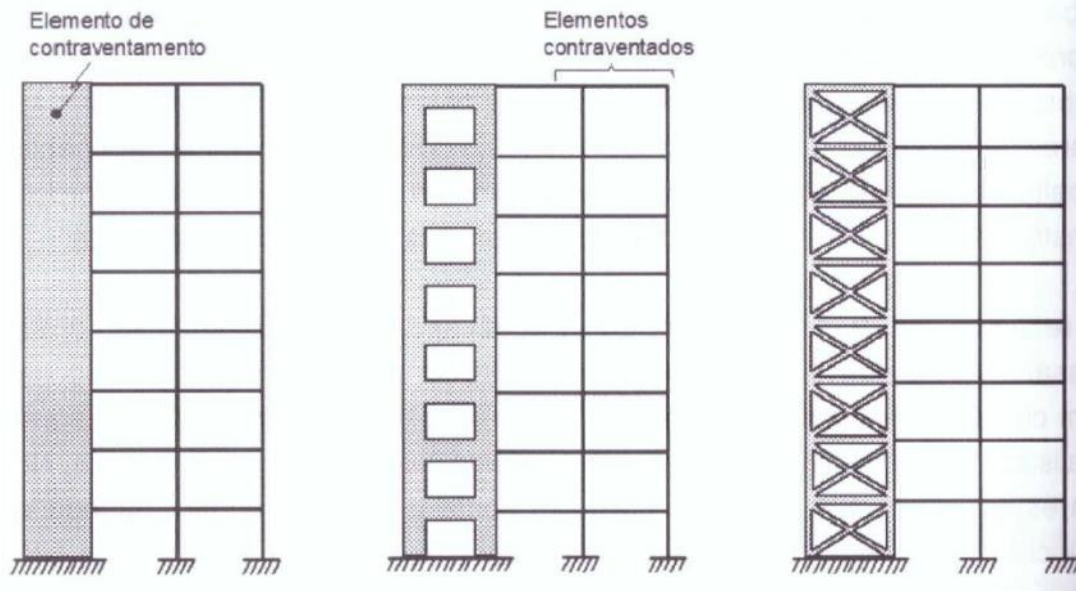


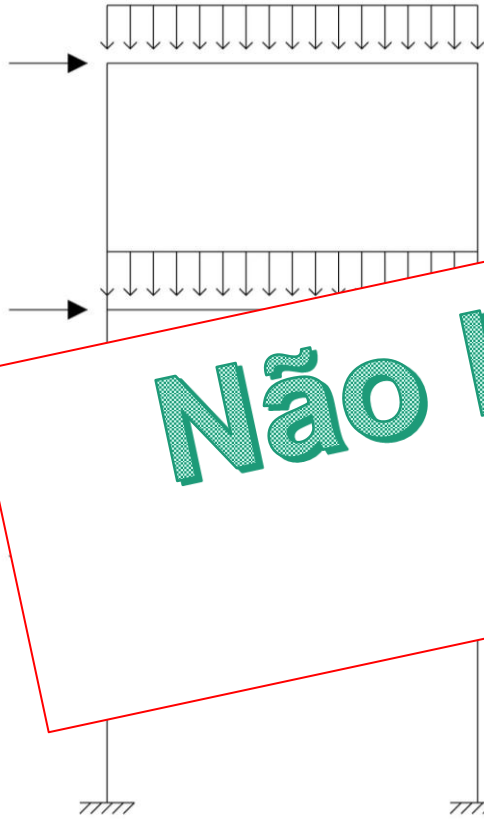


- **(15.4.1) Efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem**
- Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente.
- Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem.
- Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.
- Os esforços de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.

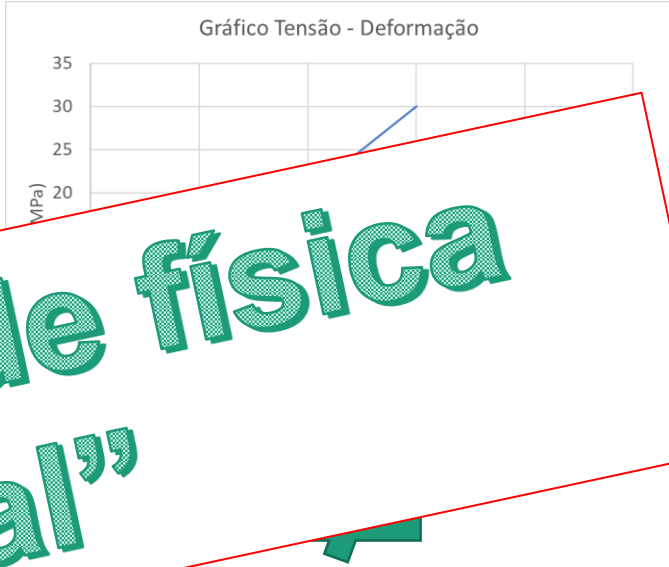


- 15.4.2 – Estruturas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais são pequenos e, por decorrência, os efeitos de 2ª ordem desprezíveis (inferiores a 10% dos de 1ª ordem)
 - Considera efeitos locais e localizados de 2ª ordem
- 15.4.3 – Ações horizontais
 - Subestruturas de contraventamento
 - Elementos contraventados



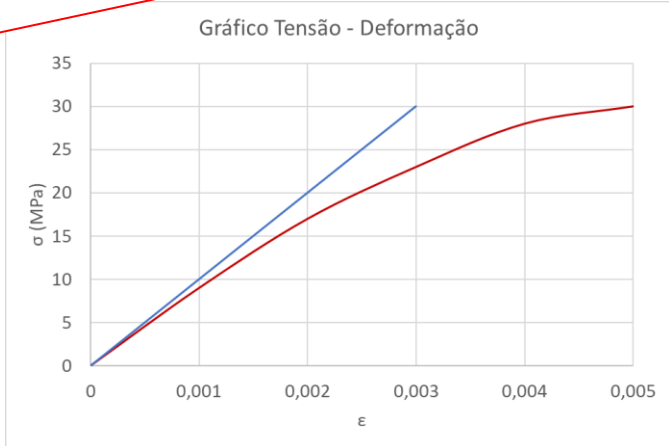


Linear



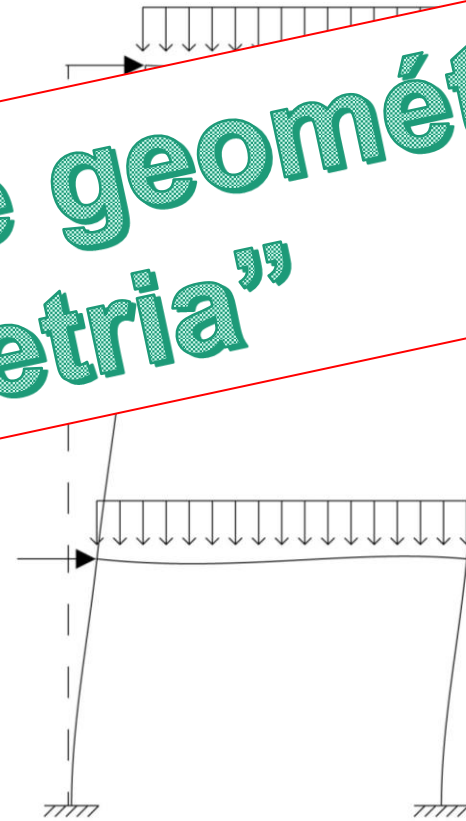
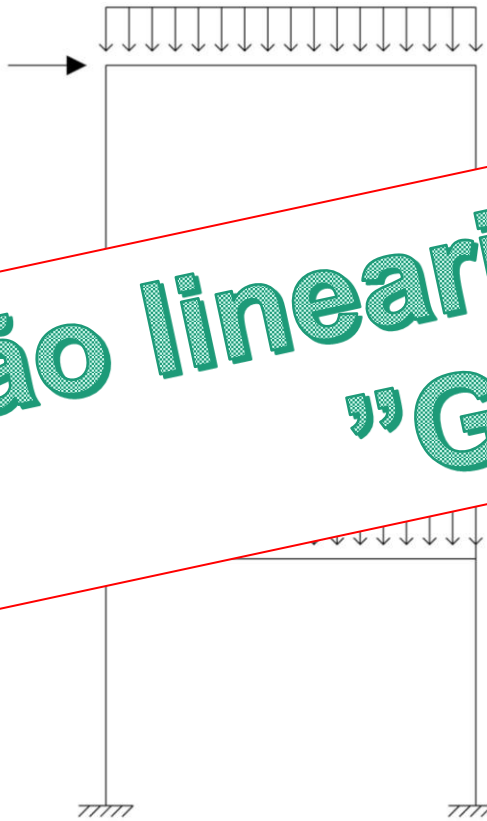
Não linearidade física
"Material"

Real
Não Linear





- Estrutura deformada \rightarrow efeitos de 2ª ordem



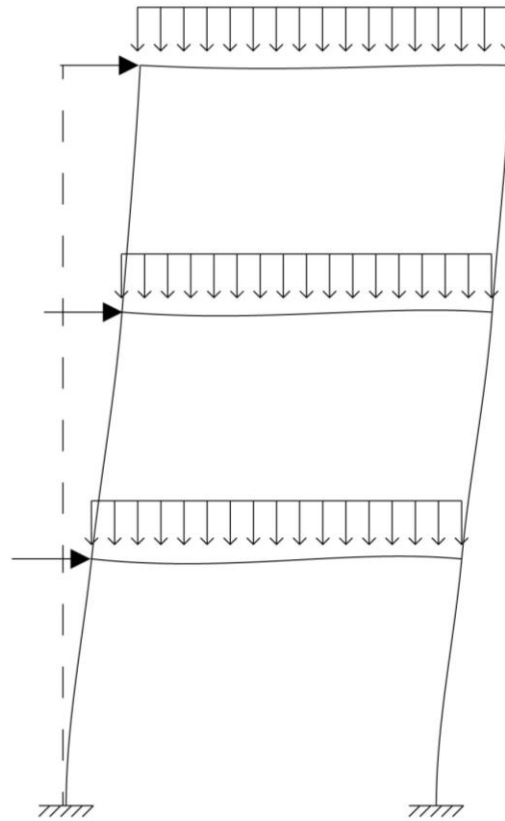
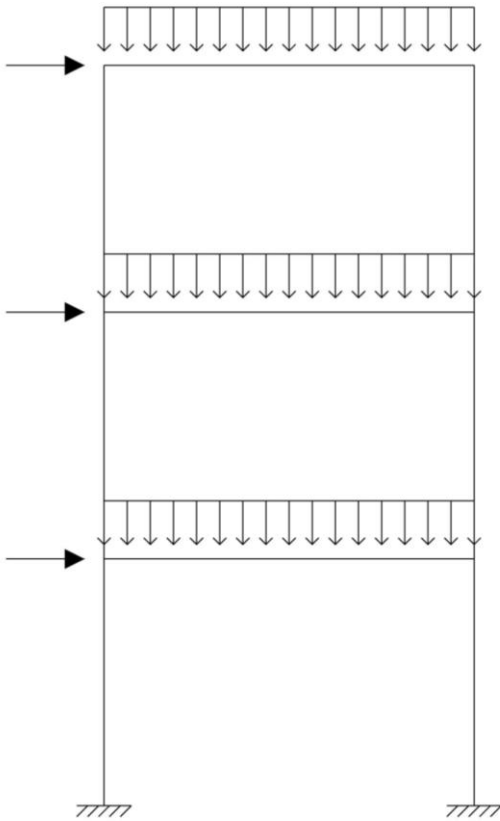
Não linearidade geométrica
"Geometria"



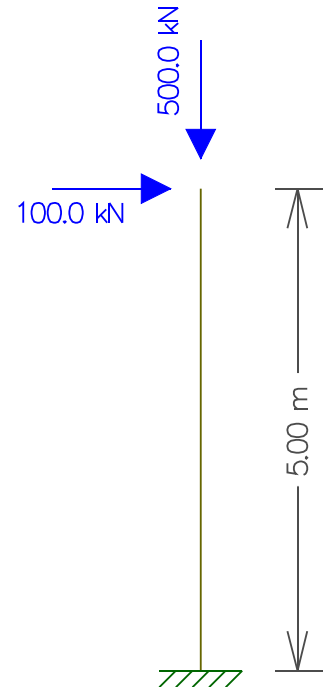
- Item 15.3:
 - A análise estrutural com efeitos de 2ª ordem deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo
 - A não linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, deve ser obrigatoriamente considerada



- Estrutura deformada → efeitos de 2ª ordem

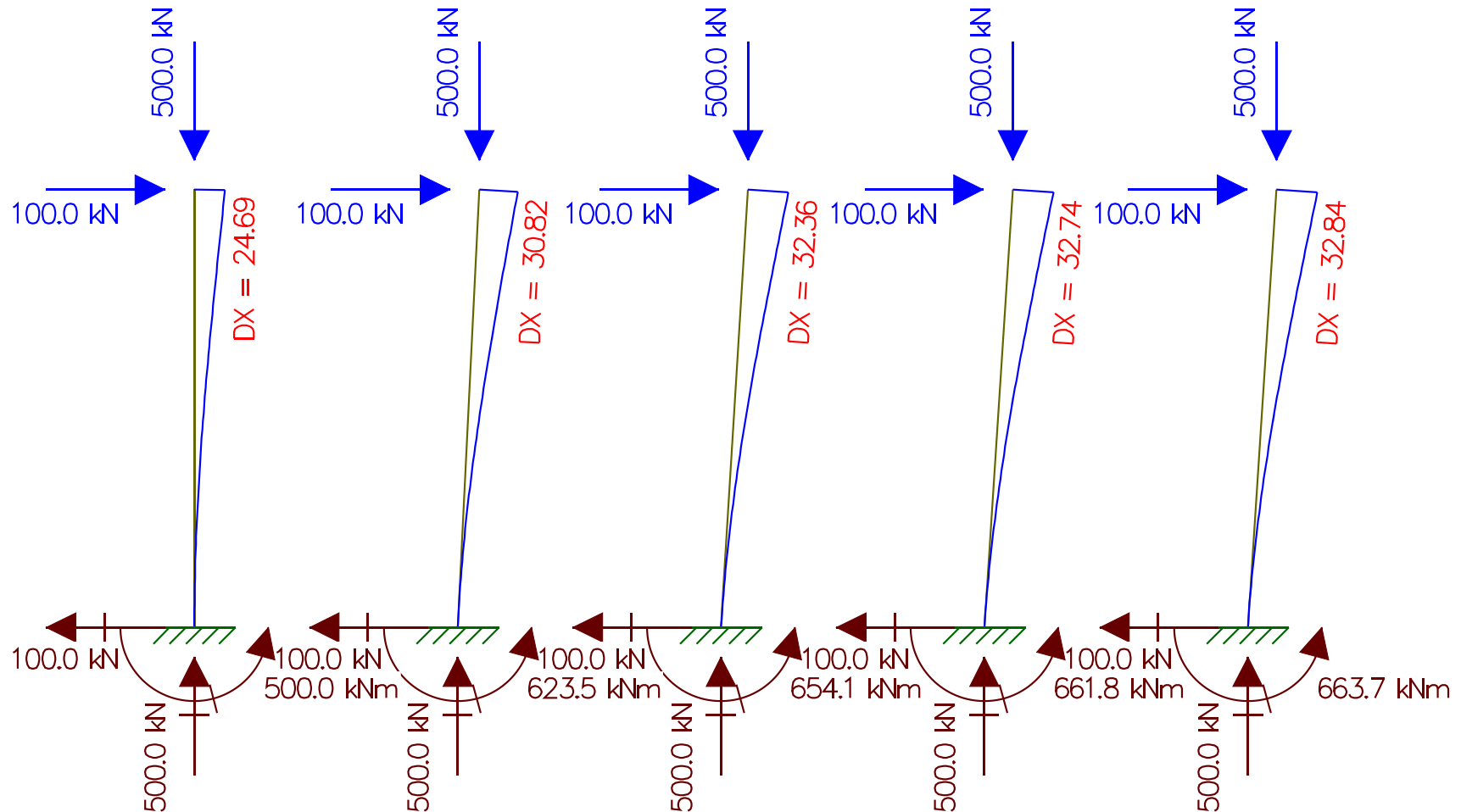


$$f = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$$





- Exemplo: Pilar com seção 30 cm x 30 cm





- Quando considerar os efeitos de segunda ordem?

Estrutura de nós fixos

X

Estrutura de nós móveis



- **Estruturas de nós fixos** - quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.
 - Esforços 2º ordem \leq 10% Esforços 1º ordem
- **Estruturas de nós móveis** - são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.
 - Esforços 2º ordem $>$ 10% Esforços 1º ordem



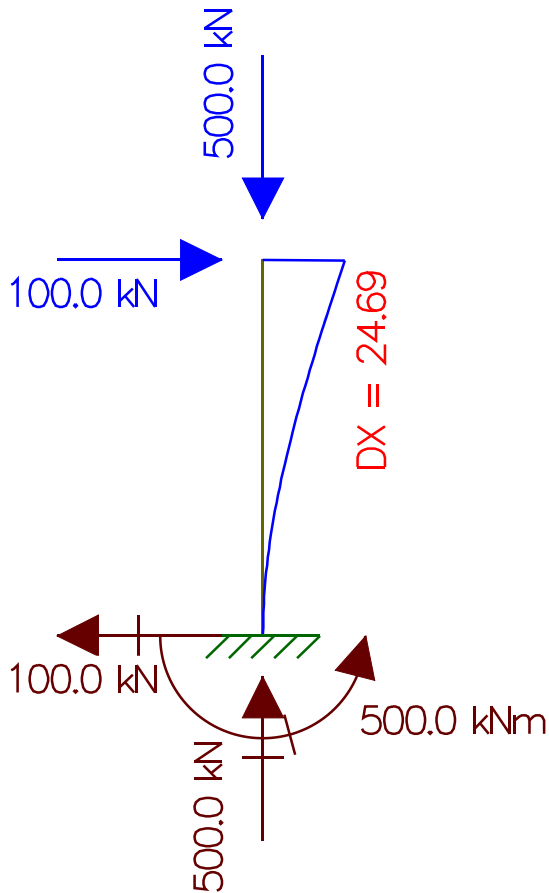
- Parâmetro de estabilidade global \rightarrow indica a magnitude dos efeitos globais de 2ª ordem
- $\gamma_z < 1,10 \rightarrow$ *estrutura de nós fixos*

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

- $\Delta M_{tot,d}$: é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em primeira ordem
- $M_{1,tot,d}$: é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura



- Exemplo:



$$f = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{500.0 \cdot 24.69}{500}} = 1,33$$

- Estrutura de nós móveis



- Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade (α) for menor que o valor (α_1), conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_c \cdot I_c}}$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se } n > 4$$

- H_{tot} : é a altura total da estrutura, medida a partir da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo
- N_k : é a somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura com seu valor característico
- $E_c \cdot I_c$: representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada



- **Processo P-Delta** → processo de análise não-linear geométrica que relaciona a carga axial (P) com o deslocamento horizontal (D) .
- Diversos métodos que levam em conta este processo:
 - Método de Dois Ciclos Iterativos;
 - Método da Carga de Gravidade Iterativa;
 - Método da Rigidez Negativa;
 - **Método da Carga Lateral Fictícia.**
- **Processo P-Delta → Processo iterativo**



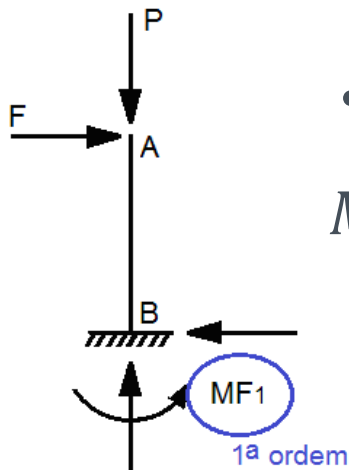
- Método da carga lateral fictícia

$$H = 21,6\text{m}$$

$$E.I = 17,3 \cdot 10^6 \text{ kN.m}^2$$

$$P = 18 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

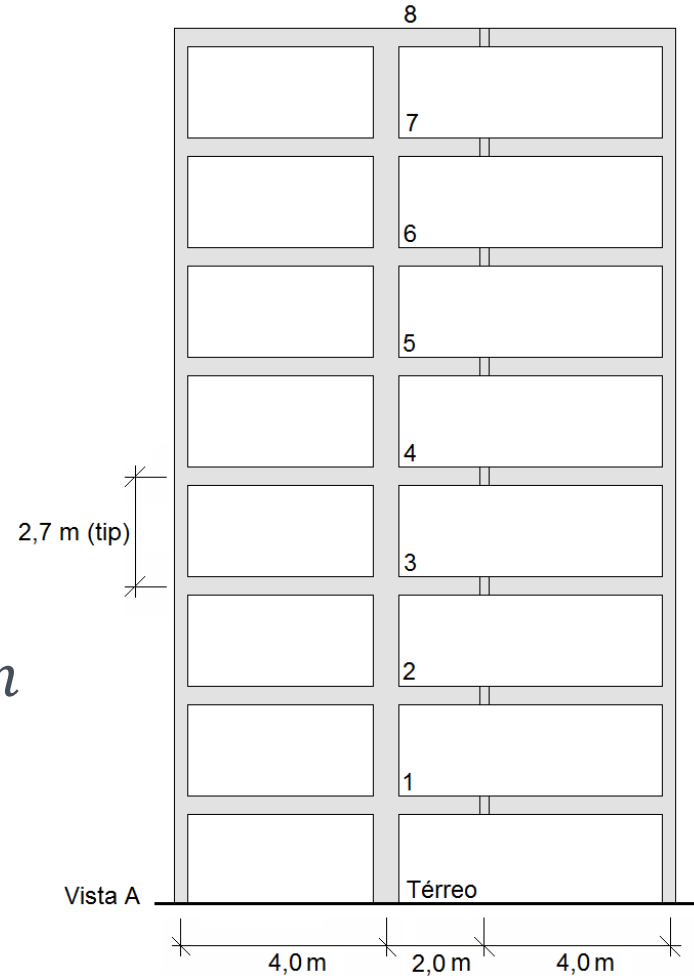
$$F = 300 \text{ kN}$$



- 1ª Ordem:

$$MF_1 = 300 \cdot 21,6 = 6480 \text{ kNm}$$

Posição indeformada





- Método da carga lateral fictícia

$$H = 21,6m$$

$$E.I = 17,3.10^6 \text{ kN.m}^2$$

$$P = 18.10^3 \text{ kN}$$

$$F = 300 \text{ kN}$$

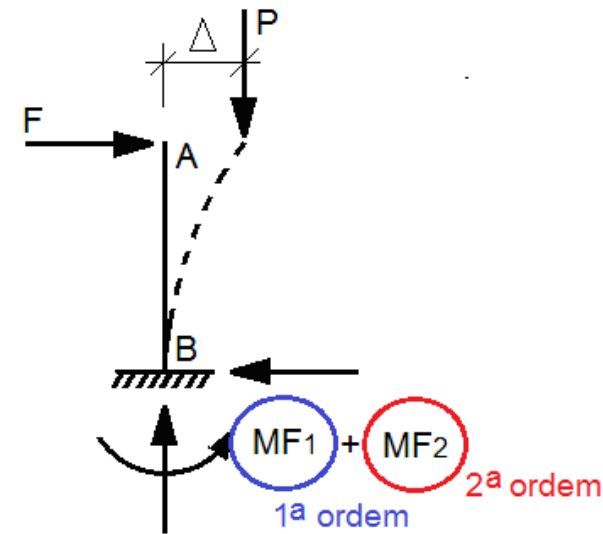
- 2ª Ordem – iteração 1:

$$\delta = \frac{F.l^3}{3.E.I} = \frac{300.21,6^3}{3.17,3.10^6} = 0,058m$$

$$MF_1 = 300.21,6 = 6480 \text{ kNm}$$

$$MF_2 = 18.10^3.0,058 = 1048,55 \text{ kNm}$$

$$M = MF_1 + MF_2 = 7528,55 \text{ kNm}$$



Posição deformada



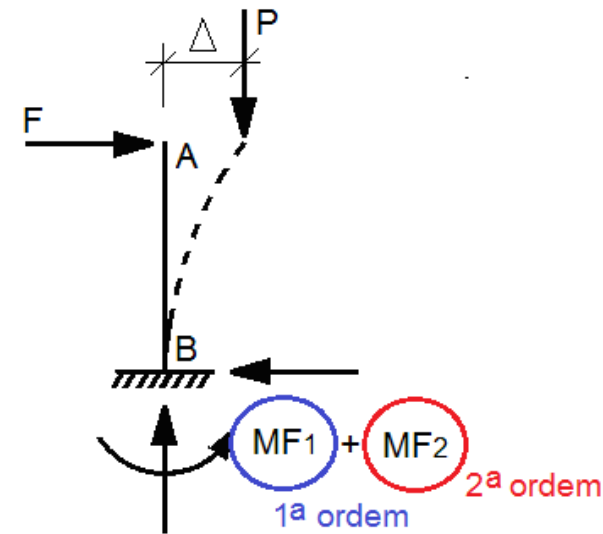
- Método da carga lateral fictícia

$$H = 21,6m$$

$$E.I = 17,3.10^6 \text{ kN.m}^2$$

$$P = 18.10^3 \text{ kN}$$

$$F = 300 \text{ kN}$$



- 2ª Ordem – iteração 2:

$$\Delta F = \frac{\Delta M}{H} = \frac{1048,55}{21,6} = 48,54 \text{ kN}$$

$$\delta = \frac{F.l^3}{3.E.I} = \frac{(300 + 48,54).21,6^3}{3.17,3.10^6} = 0,069m$$

$$MF_1 = 300.21,6 = 6480 \text{ kNm}$$

$$MF_2 = 18.10^3.0,069 = 1218,21 \text{ kNm}$$

$$M = MF_1 + MF_2 = 7698,21 \text{ kNm}$$



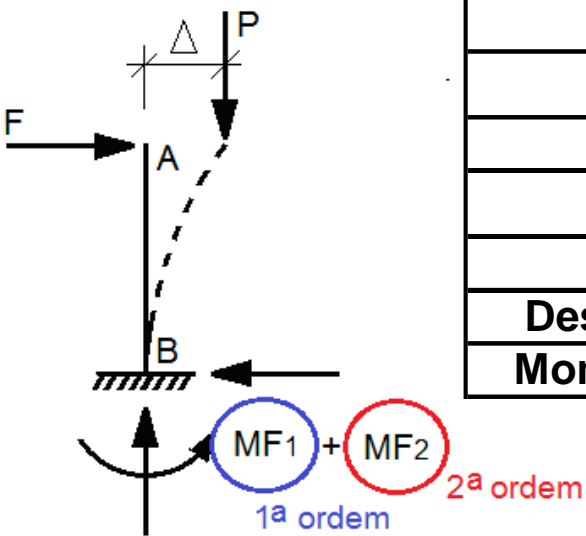
- Método da carga lateral fictícia

$$H = 21,6\text{m}$$

$$E.I = 17,3 \cdot 10^6 \text{ kN.m}^2$$

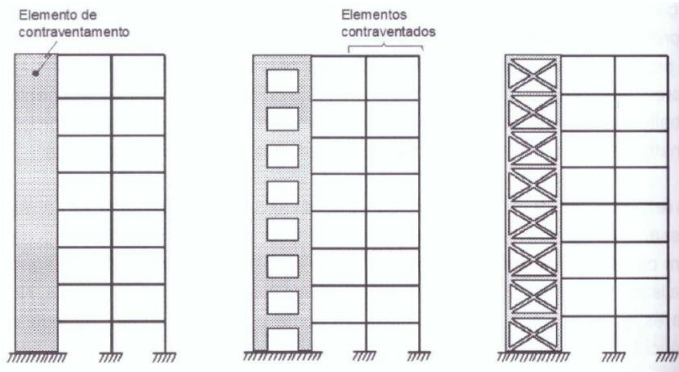
$$P = 18 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

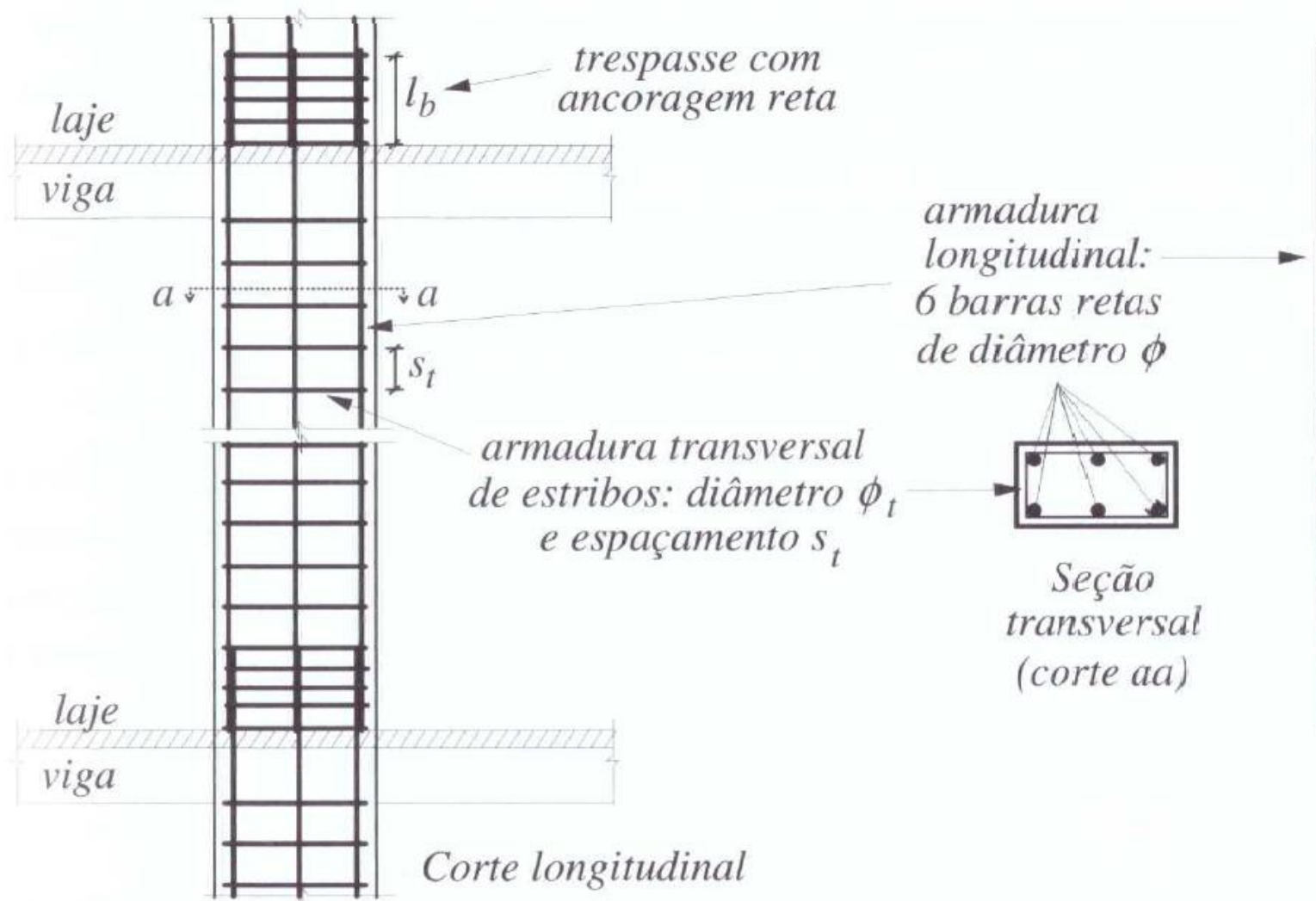
$$F = 300 \text{ kN}$$



| | ITERAÇÕES | | | | | |
|---------------|-----------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| ΔF | | 48,54 | 56,40 | 57,67 | 57,88 | 57,91 |
| Δ | 0,058 | 0,068 | 0,069 | 0,069 | 0,069 | 0,069 |
| M1 | 6480,00 | 6480,00 | 6480,00 | 6480,00 | 6480,00 | 6480,00 |
| Δm | 1048,55 | 1218,21 | 1245,67 | 1250,11 | 1250,83 | 1250,95 |
| M2 | 7528,55 | 7698,21 | 7725,67 | 7730,11 | 7730,83 | 7730,95 |
| Desl % | | 16,181 | 2,254 | 0,357 | 0,058 | 0,009 |
| Mom % | | 2,254 | 0,357 | 0,058 | 0,009 | 0,002 |

Posição deformada







- A_s : área total da seção transversal das barras da armadura longitudinal de tração
- A'_s : área total das barras da armadura longitudinal de compressão
- A_c : área da seção de concreto
- Armadura longitudinal ou principal
 - Resistir as tensões de compressão
 - Flexão composta \rightarrow compressão e tração
 - Estabilidade global
 - Restrição a deformação de fluência e retração do concreto
- Esperas ou arranques
- Trespasse ou emendas



- Estribos fechados e ancorados
- Evitar a flambagem das barras longitudinais
- Manter a posição das barras
- Inibir fissuras de fendilhamento do concreto comprimido



- Valores mínimos:

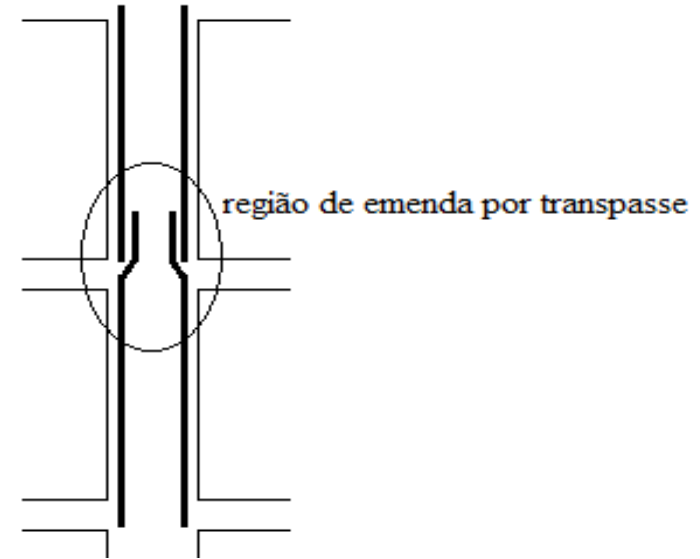
$$A_{s,min} = 0,15 \frac{N_{sd}}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

- Valores máximos: A taxa deve ser inferior a 8% da área de concreto A_c , inclusive na região de emenda por transpasse, portanto:

$$A_{s,máx} = 0,04 \cdot A_c$$

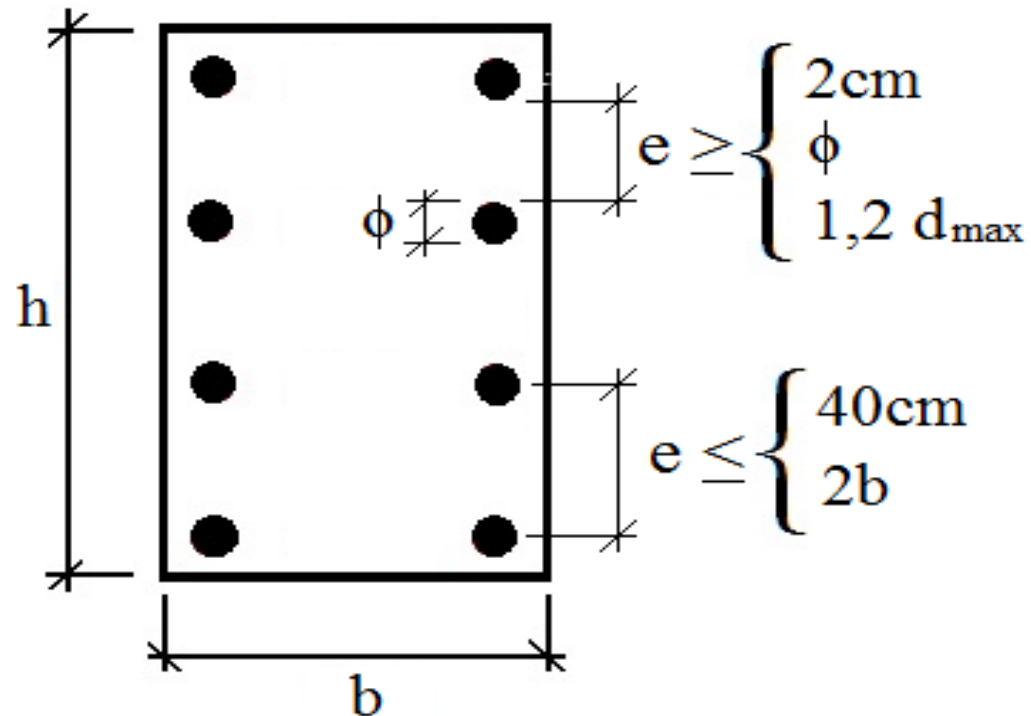
- Diâmetro:

$$10 \text{ mm} \leq \phi_l \leq \frac{b}{8}$$





- Distribuição transversal:
 - Uma barra em cada vértice
 - Seções circulares, no mínimo seis barras distribuídas ao longo do perímetro

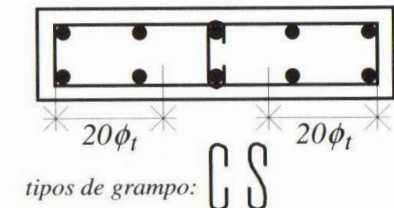
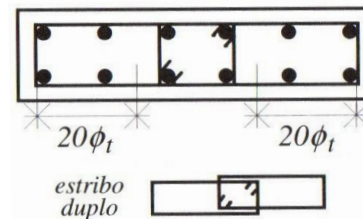
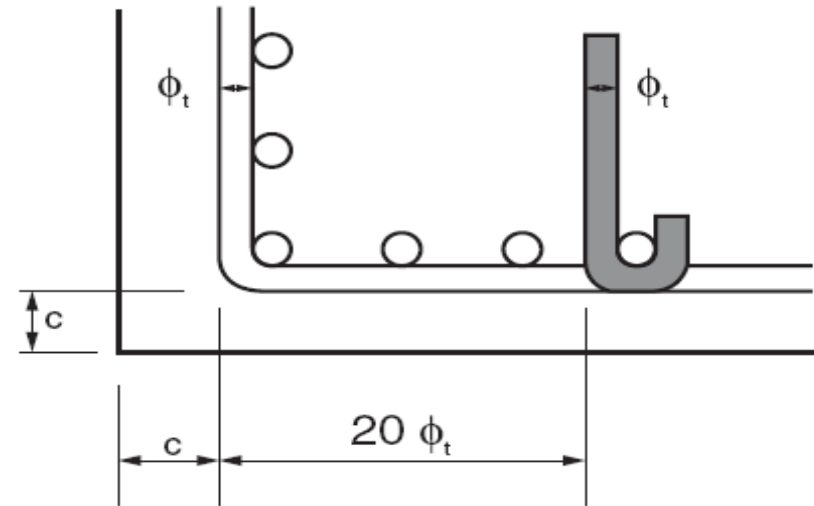




- Diâmetro e espaçamento

$$\phi_t \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} \end{cases} \quad s_t \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12 \cdot \phi_l \end{cases}$$

- Proteção contra flambagem das barras:
Os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e as por eles abrangidas, situadas no máximo à distância de $20 \Phi_t$ do canto, se nesse trecho de comprimento $20 \Phi_t$ não houver mais de duas barras, não contando a de canto. Quando houver mais de duas barras nesse trecho ou barra fora dele, deve haver estribos suplementares.





- Clímaco, J. C. T. S. Estruturas de concreto armado. Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 3ª edição. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.
- Araújo, J. M. Curso de concreto armado. Volume 3. Rio Grande: Dunas, 2003.
- Meseguer, A. G.; Cabré, F. M. Portero, J. C. A. Jiménes Montoya - Hormigón Armado. 15ª edição. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, 2009.