

---

BEM VINDO AO CURSO DE

# PROJETO DE ESCADAS DE CONCRETO ARMADO

By Enson Portela

---



# O QUE VOCÊ VAI APRENDER?

---

Definição de Dimensões (NBR 9050:2015)

Estimativa de Carga nas Escadas (NBR 6120:2019)

Análise Estrutural de Escadas

Tipos de Escadas

Dimensionamento de Escadas (NBR 6118:2014)

Detalhamento do Projeto Estrutural



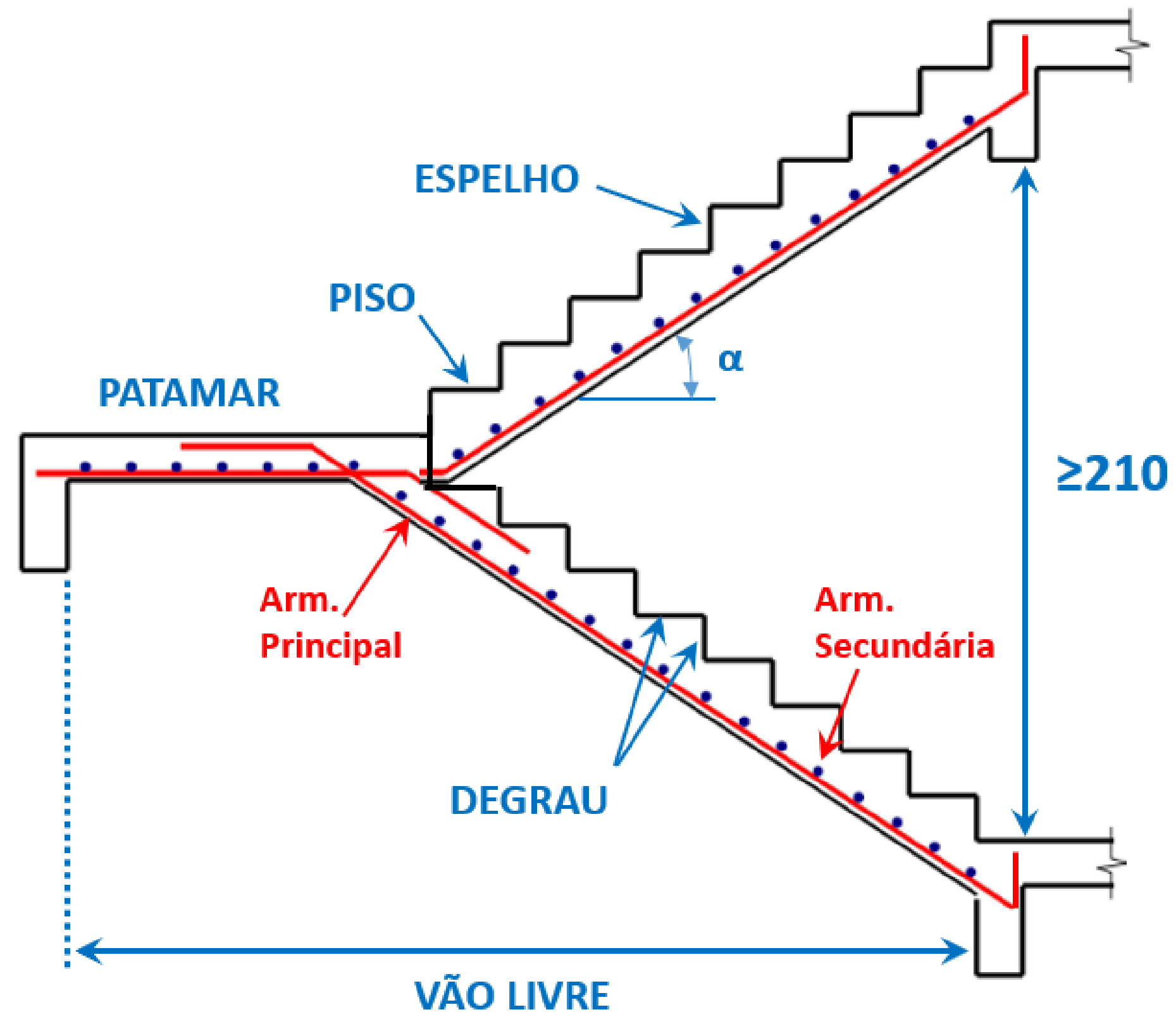


# DEFINIÇÃO PADRÃO DE ESCADAS

...elementos estruturais que servem para unir, através de degraus sucessivos, os diferentes níveis de uma construção.

... tem como objetivo comunicar dois espaços verticais diferentes progredindo diagonalmente

# ESCADA – NOMENCLATURA BÁSICA



NOTA: Lances não devem ter mais que 20 ou 22 degraus



# ESCADAS – NORMATIZAÇÃO

NORMA  
BRASILEIRA

**ABNT NBR  
9050**

Terceira edição  
11.09.2015

Válida a partir de  
11.10.2015

---

**Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços  
e equipamentos urbanos**

*Accessibility to buildings, equipment and the urban environment*

6.8.1 - Uma sequência de três degraus ou mais é considerada escada

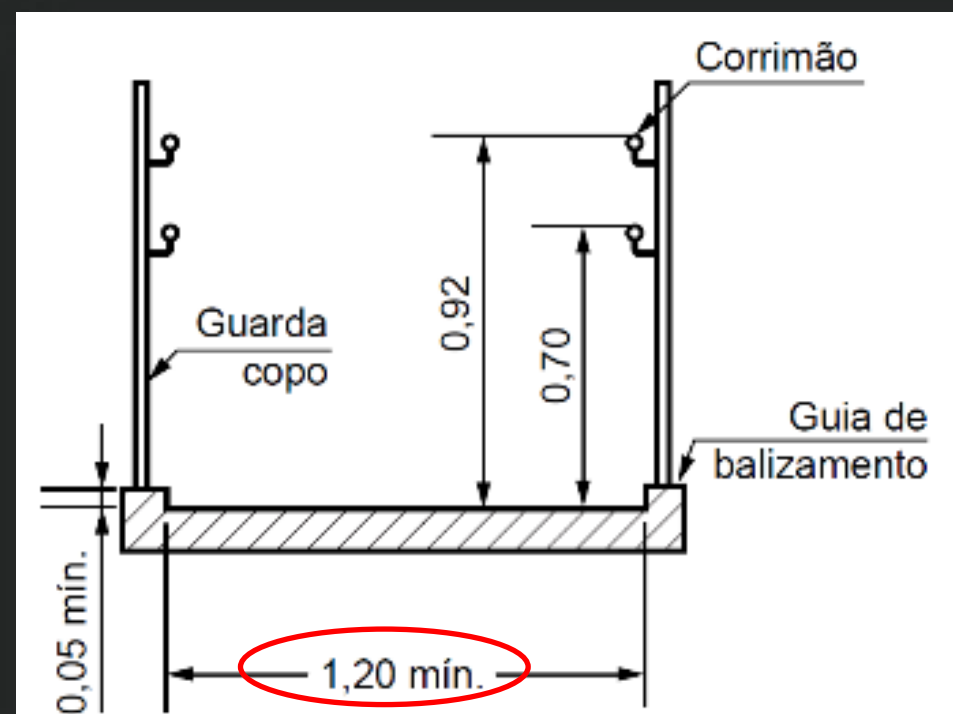
# ESCADAS – DIMENSÕES – NBR 9050

6.8.2 - As dimensões dos pisos e espelhos devem ser constantes em toda a escada ou degraus isolados. Para o dimensionamento, devem ser atendidas as seguintes condições:

- a)  $0,63\text{ m} \leq p + 2e \leq 0,65\text{ m}$ ,
- b) pisos ( $p$ ):  $0,28\text{ m} \leq p \leq 0,32\text{ m}$  e
- c) espelhos ( $e$ ):  $0,16\text{ m} \leq e \leq 0,18$

NOTA: Inclinação da escada entre 26° e 32°.

6.8.3 - A largura mínima para escadas em rotas acessíveis é de 1,20 m, e deve dispor de guia de balizamento conforme 6.6.3. (RECOMENDÁVEL 150CM)

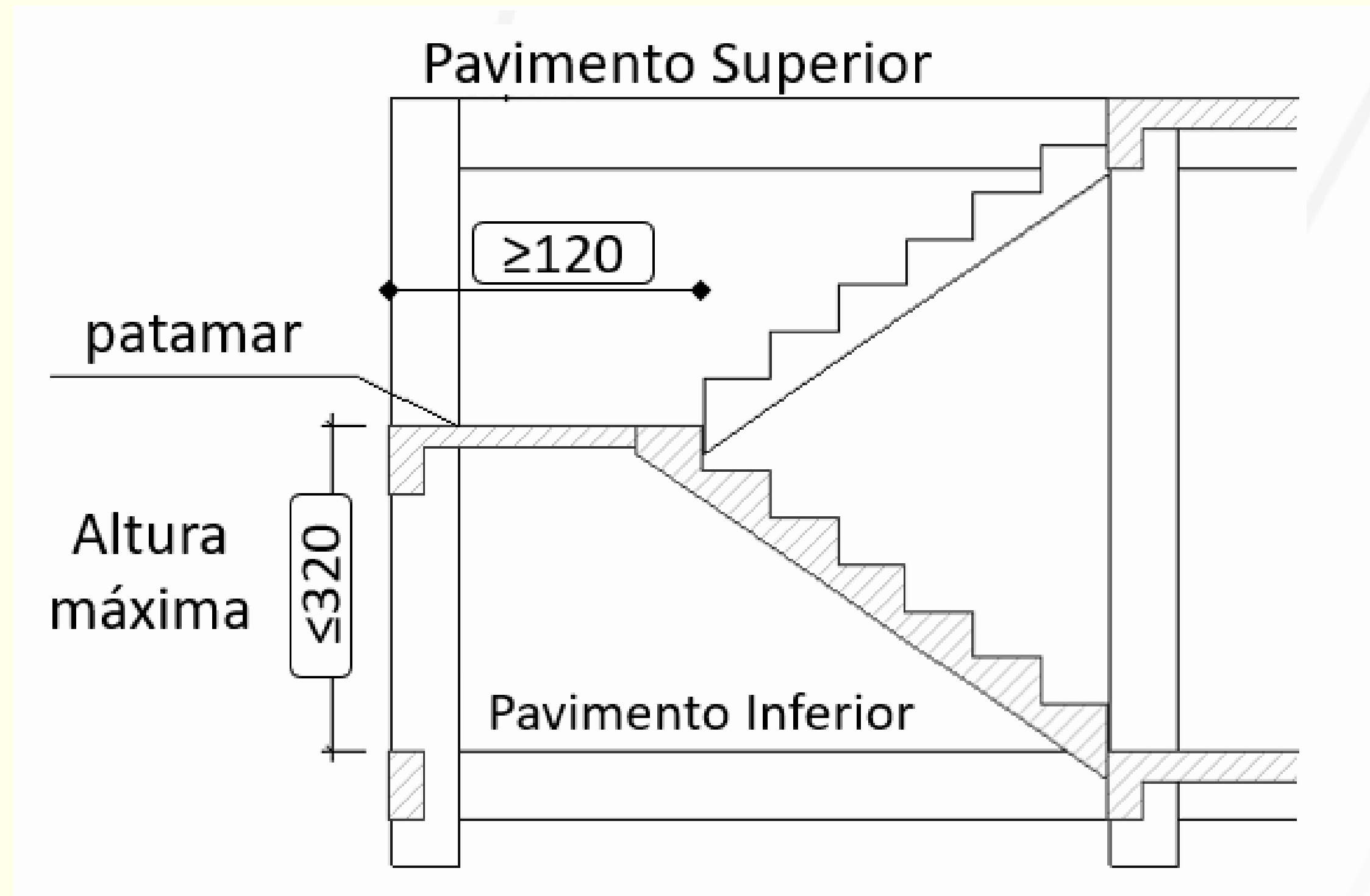




# NBR 9050

As escadas fixas devem ter no mínimo um patamar a cada **3,20 m** de desnível e sempre que houver mudança de direção.

Entre os lances de escada devem ser previstos patamares com dimensão longitudinal mínima de **1,20 m**.



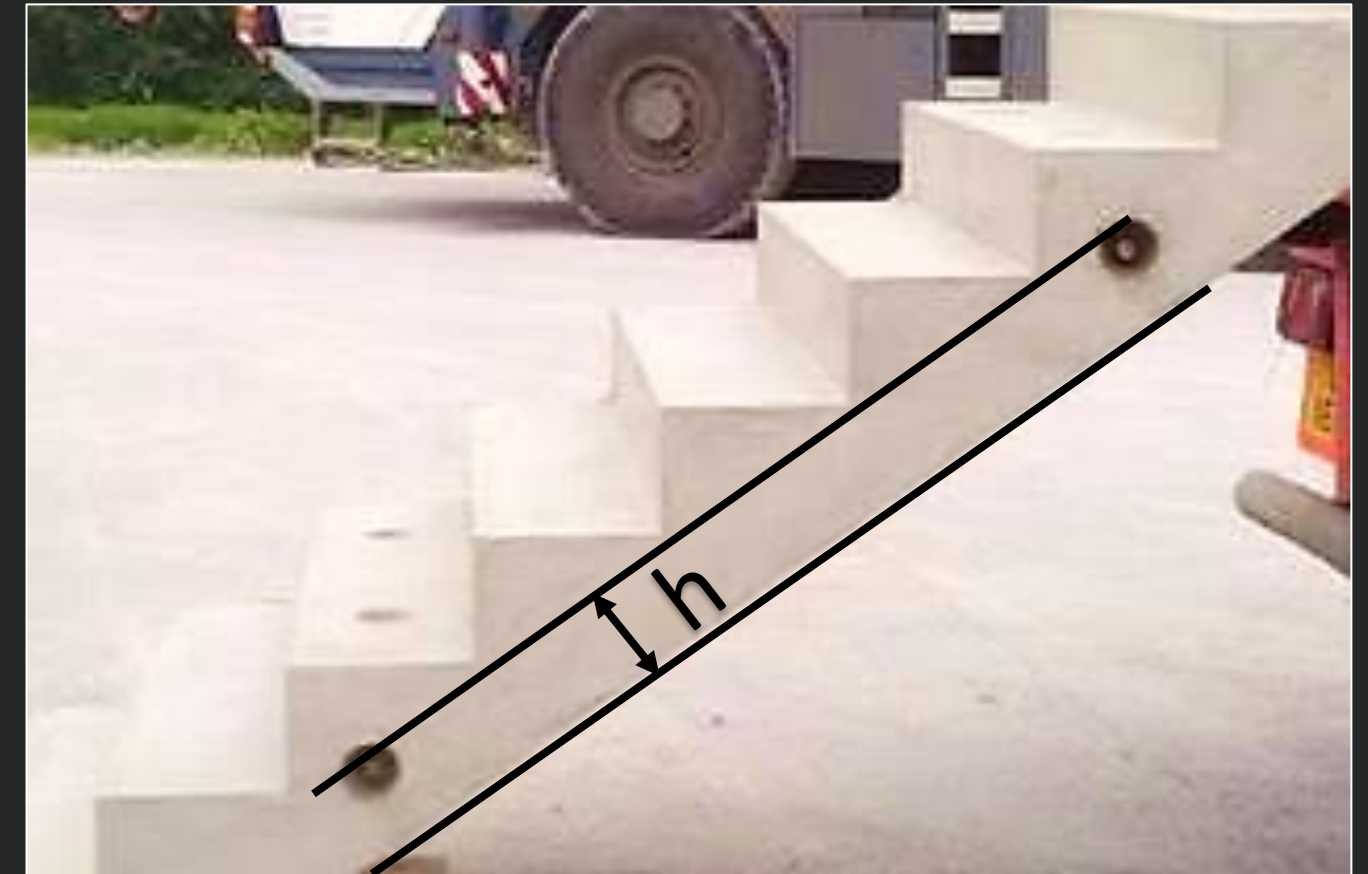
# ESPESSURA

Escolher a espessura de modo a evitar:

- 1- fissuras,;
- 2- armadura dupla;
- 3- flechas significativas ( $> 1.5\text{ cm}$ ) :



Um bom start é considerar a espessura “h” como 3% do vão



$$h = 0,03 \times L_{\text{vão}}$$



# ESPESSURA

$$h = 0,03 \times L_{\text{VÃO}}$$

Vão	Espessura
$L \leq 3\text{m}$	10cm
$3\text{m} < L \leq 4\text{m}$	12cm
$4\text{m} < L \leq 5\text{m}$	14cm

# EXEMPLO 1







CARREGAMENTOS



# CARREGAMENTOS

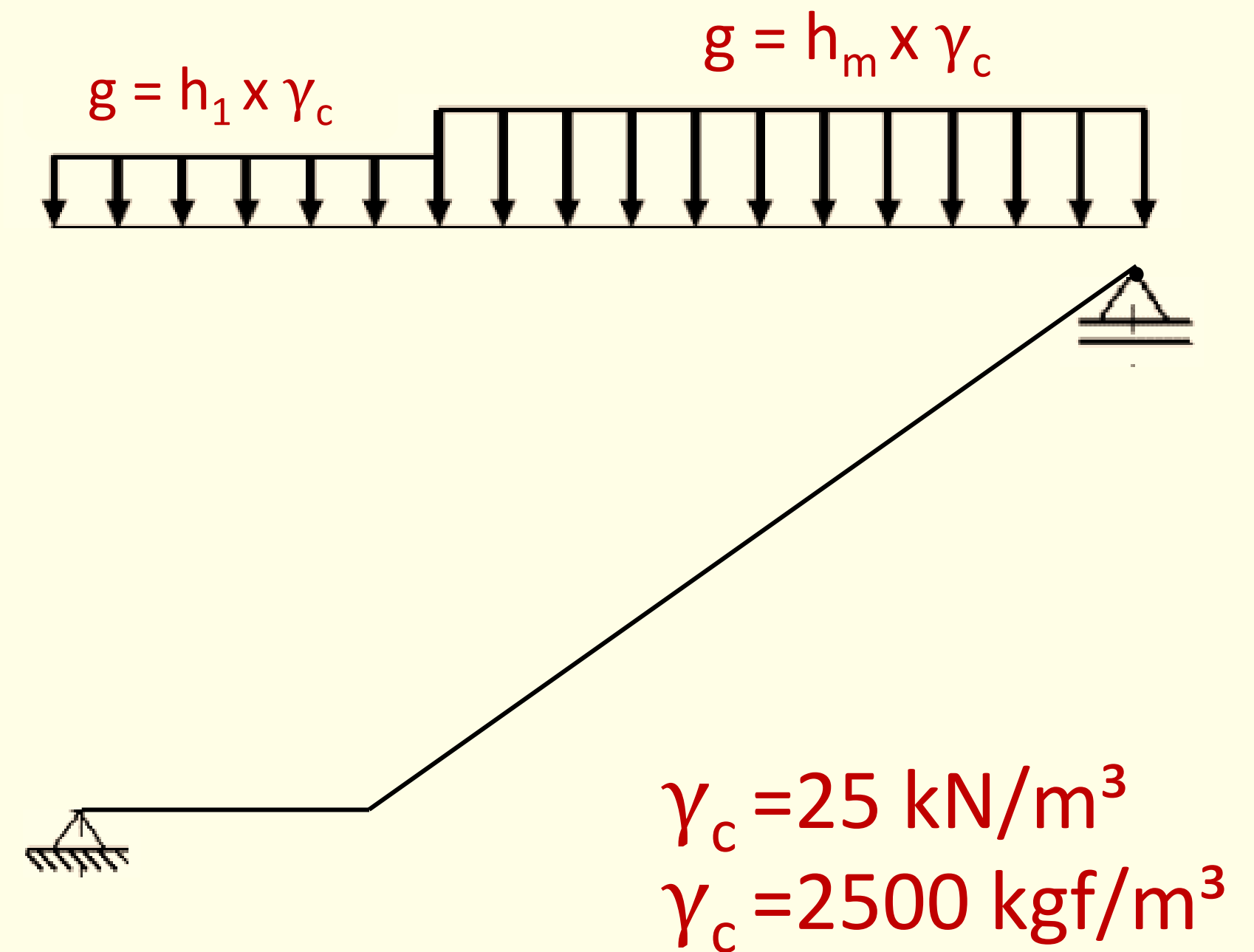
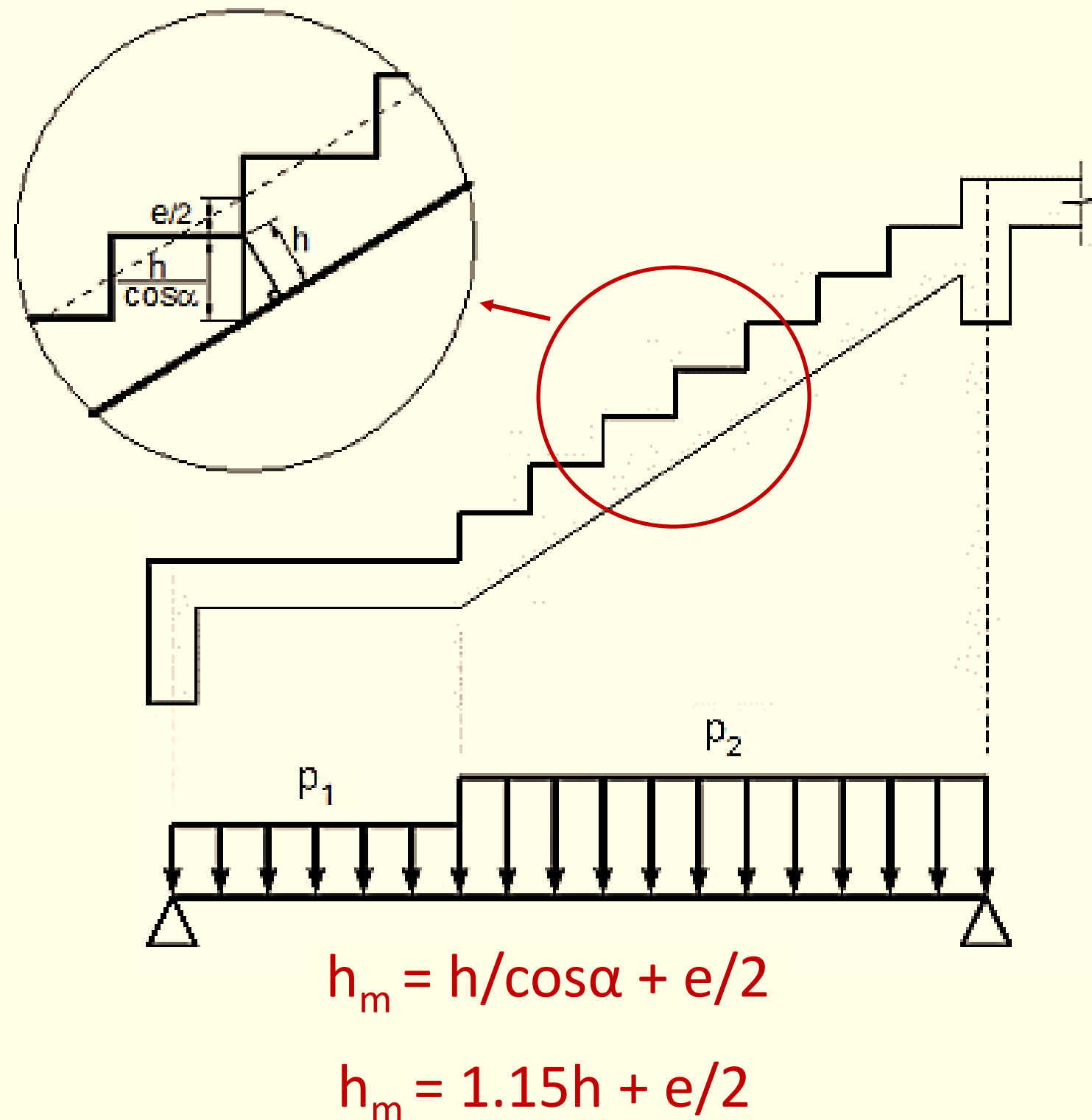
Cargas a serem consideradas:

- 1- Peso Próprio
- 2- Revestimento
- 3- Sobrecarga
- 4- Parapeito



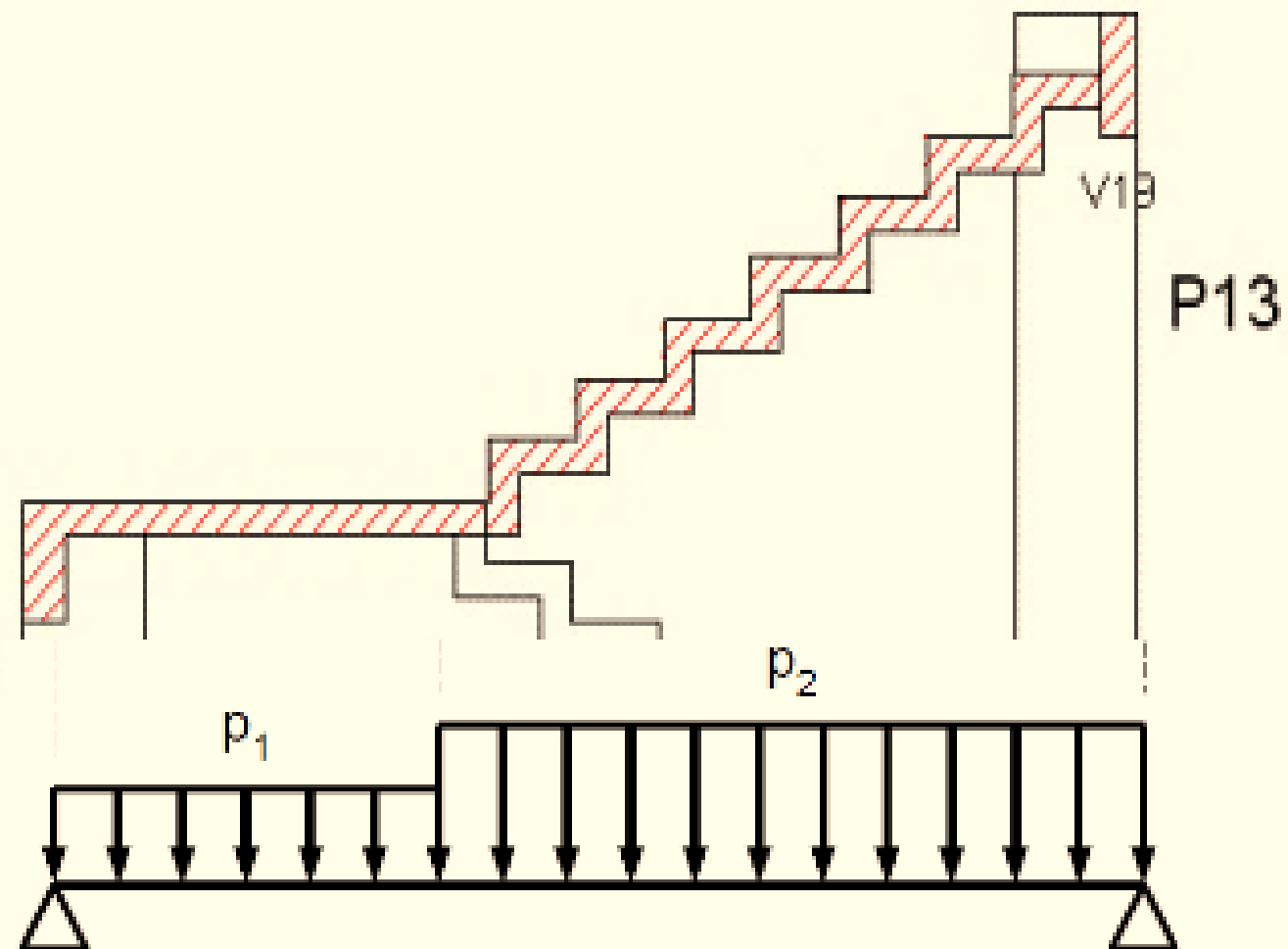
# ESCADAS – Peso Próprio (kgf/m<sup>2</sup>)

Para considerar a carga correspondente ao peso dos degraus, deve-se tomar uma espessura média igual a metade da altura de cada degrau

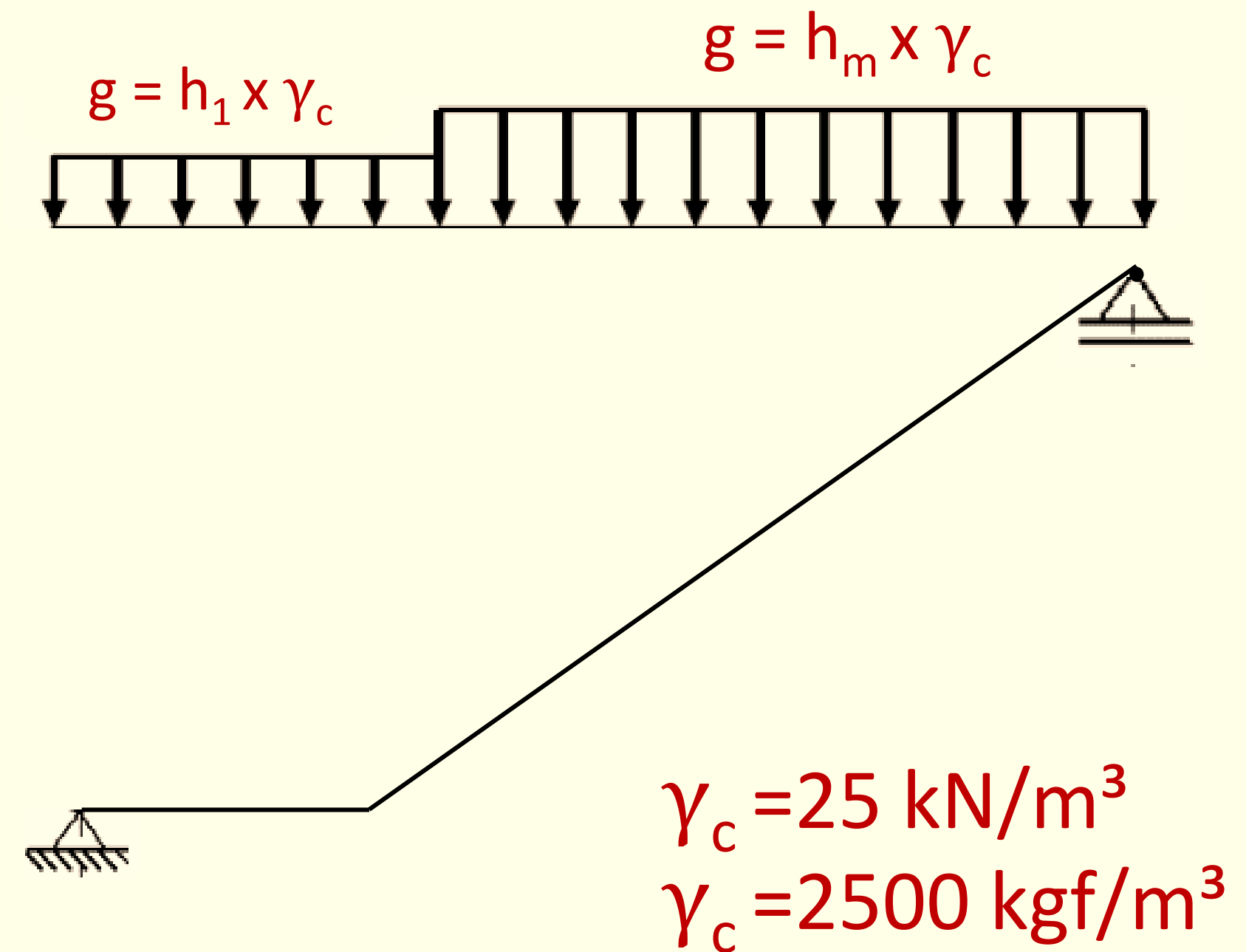


# ESCADAS PLISSADA – Peso Próprio (kgf/m<sup>2</sup>)

Para considerar a carga correspondente ao peso dos degraus, deve-se tomar uma espessura média



$$h_m = h + (l_{\text{lance}} / l_{\text{vão}}) \cdot h$$



# ESCADAS – Sobrecarga – NBR 6120:2019

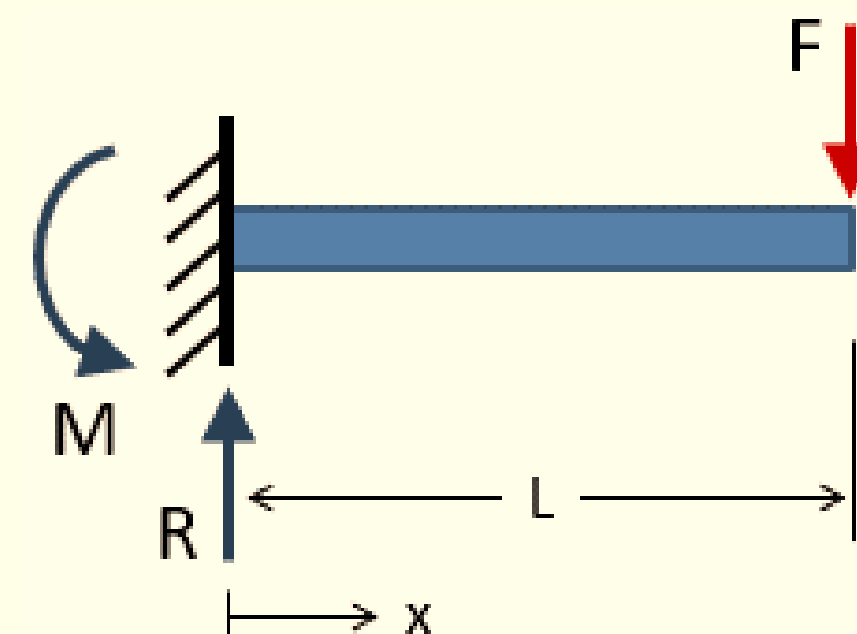
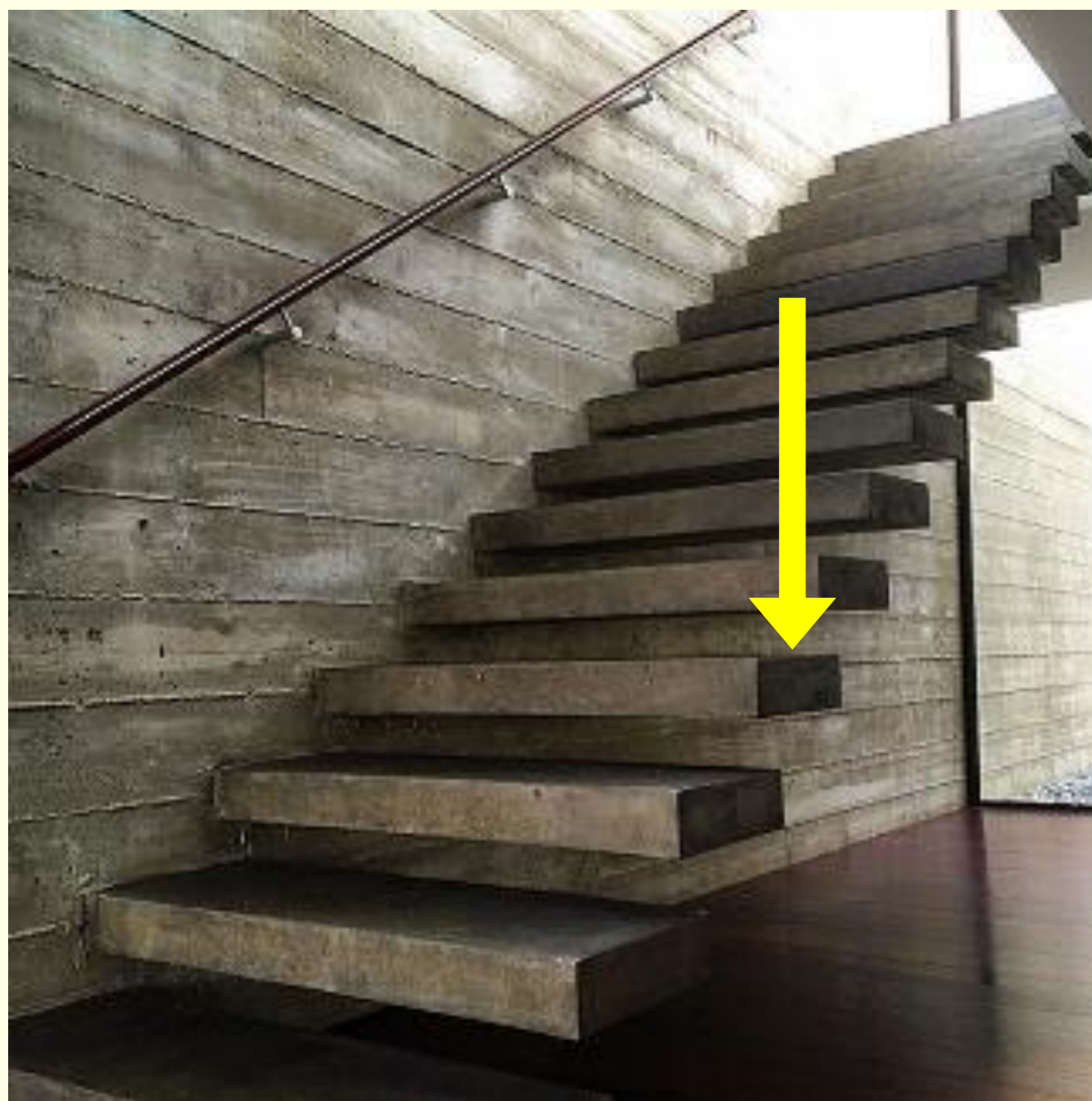
Escadas e passarelas <sup>t</sup>	Hospitais	3	—
	Residenciais, hotéis (dentro de unidades autônomas)	2,5	—
	Residenciais, hotéis (uso comum)	3	—
	Edifícios comerciais, clubes, escritórios, bibliotecas	3	—
	Centros de exposição	5	—
	Centros de convenções e locais de reunião de pessoas, teatros, igrejas	5	—
	Escolas	3	—
	Cinemas, centros comerciais, <i>shopping centers</i>	4	—
	Servindo arquibancadas	5	—
	Com acesso público	3	—
	Sem acesso público	2,5	—

<sup>t</sup> Nas escadas com trechos em balanço, devem ser verificados os efeitos da alternância das cargas. Para degraus isolados em balanço ou biapoiados, calcular o degrau com carga concentrada de 2,5 kN aplicada na posição mais desfavorável. A verificação com carga concentrada deve ser feita separadamente, sem consideração simultânea da carga variável uniformemente distribuída.



# ESCADAS – Sobrecarga – NBR 6120:2019

- <sup>t</sup> Nas escadas com trechos em balanço, devem ser verificados os efeitos da alternância das cargas. Para degraus isolados em balanço ou biapoiados, calcular o degrau com carga concentrada de 2,5 kN aplicada na posição mais desfavorável. A verificação com carga concentrada deve ser feita separadamente, sem consideração simultânea da carga variável uniformemente distribuída.



# ESCADAS – Revestimento

Deve ser analisado em cada caso, pois depende do material utilizado. Em geral, o valor fica entre 50 e 100kgf/m<sup>2</sup>.

# ESCADAS – Revestimento

Deve ser analisado em cada caso, pois depende do material utilizado. Em geral, o valor fica entre 50 e 100kgf/m<sup>2</sup>.



$$\gamma_{\text{madeira}} = 4,5 - 12 \text{ kN/m}^3$$



# ESCADAS – Revestimento

Deve ser analisado em cada caso, pois depende do material utilizado. Em geral, o valor fica entre 50 e 100kgf/m<sup>2</sup>.



$$\gamma_{\text{porcelanato}} = 23 \text{ kN/m}^3$$



# ESCADAS – Revestimento

Deve ser analisado em cada caso, pois depende do material utilizado. Em geral, o valor fica entre 50 e 100kgf/m<sup>2</sup>.



$$\gamma_{\text{granito}} = 27 - 30 \text{ kN/m}^3$$

# ESCADAS – Parapeito

Se houver um peitoril de alvenaria, deve-se considerar o seu peso distribuído ao longo da largura da escada.

## 6.3 Forças horizontais variáveis

As estruturas que suportam guarda-corpos, parapeitos, portões ou qualquer outra barreira destinada a reter, parar, guiar ou prevenir quedas de pessoas, sejam estas barreiras permanentes ou temporárias, devem resistir às forças da Tabela 12. A barreira em si deve ser projetada para forças indicadas em Normas Brasileiras específicas ou, quando estas Normas não existirem, devem ser consideradas as forças da Tabela 12.

Independentemente da altura da barreira, as forças da Tabela 12 devem ser consideradas atuando a 1,1 m acima do piso acabado e perpendiculares ao eixo longitudinal da barreira.

# ESCADAS – Parapeito

Se houver um peitoril de alvenaria, deve-se considerar o seu peso distribuído ao longo da largura da escada.

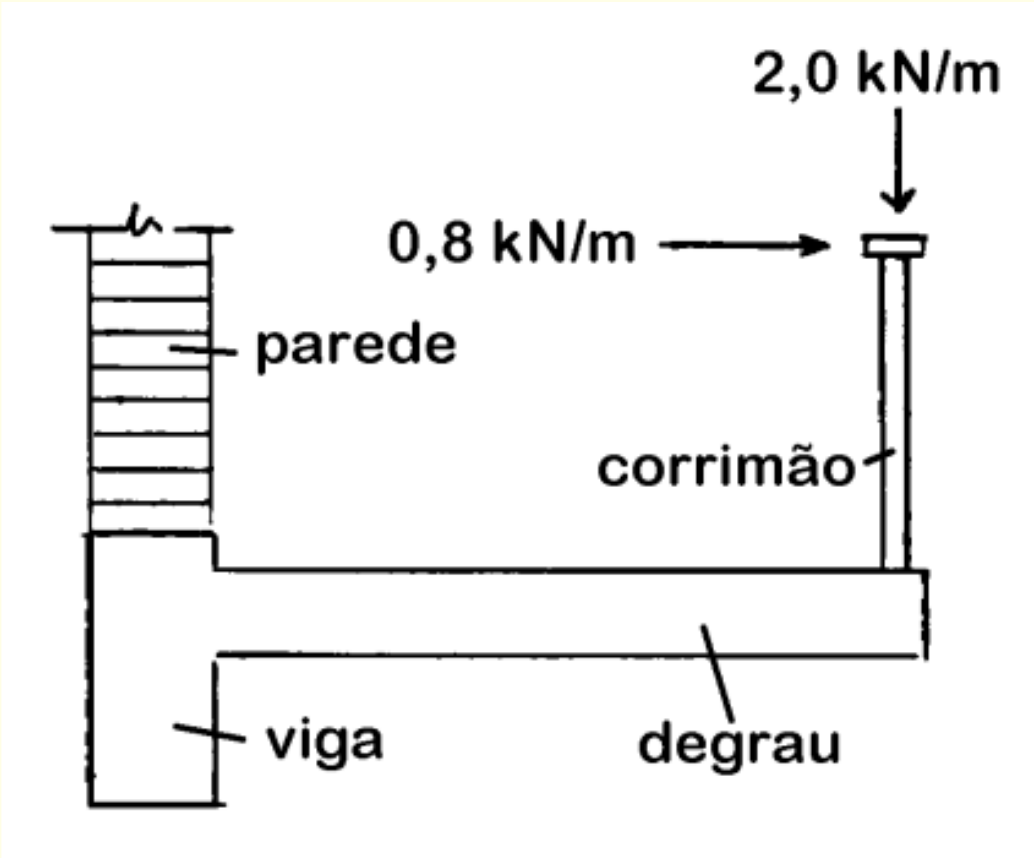
Tabela 12 – Forças horizontais em guarda-corpos e outras barreiras destinadas à proteção de pessoas (continua)

Localização da barreira	Força horizontal kN/m
Passarelas acessíveis apenas para inspeção e manutenção	0,4
Áreas privativas de unidades residenciais, escritórios, quartos de hotéis, quartos e enfermarias de hospitais Coberturas, terraços, passarelas etc. sem acesso público	1,0
Escadas privativas ou sem acesso público, escadas de emergência em edifícios	1,0
Escadas panorâmicas	2,0
Áreas com acesso público (exceto os casos descritos nos itens a seguir)	1,0 <sup>b</sup>
Zonas de fluxo de pessoas <sup>a</sup> em áreas de acesso público, barreiras paralelas à direção do fluxo das pessoas	2,0 <sup>b</sup>
Zonas de fluxo de pessoas <sup>a</sup> em áreas de acesso público, barreiras perpendiculares à direção do fluxo das pessoas	3,0 <sup>b</sup>
Áreas de possível acolhimento de multidões, galerias e <i>shopping centers</i> (exceto dentro das lojas), plataformas de passageiros	3,0 <sup>b</sup>

# ESCADAS – Parapeito (kN/m²)

Se houver um peitoril de alvenaria, deve-se considerar o seu peso distribuído ao longo da largura da escada.

Alvenaria	Espessura nominal do elemento cm	Peso - Espessura de revestimento por face kN/m <sup>2</sup>		
		0 cm	1 cm	2 cm
ALVENARIA DE VEDAÇÃO				
Bloco de concreto vazado (Classe C – ABNT NBR 6136)	6,5	1,0	1,4	1,8
	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,3	1,7	2,1
	14	1,4	1,8	2,2
	19	1,8	2,2	2,6
Bloco cerâmico vazado (Furo horizontal - ABNT NBR 15270-1)	9	0,7	1,1	1,6
	11,5	0,9	1,3	1,7
	14	1,1	1,5	1,9
	19	1,4	1,8	2,3
Bloco de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	7,5	0,5	0,9	1,3
	10	0,6	1,0	1,4
	12,5	0,8	1,2	1,6
	15	0,9	1,3	1,7
	17,5	1,1	1,5	1,9
	20	1,2	1,6	2,0





# ESCADAS – Parapeito (kN/m<sup>2</sup>)

Se houver um peitoril de alvenaria, deve-se considerar o seu peso distribuído ao longo da largura da escada.



Em escadas residenciais sempre considerar peitoril!!!!

# EXEMPLO 2



# EXEMPLO 2

Definir carregamento da escada do exemplo 1: escada de um prédio residencial com espelho de 18cm e piso de 28cm. Vão 316cm.

## Carregamentos:

Peso Próprio:

$$\begin{aligned} h_m &= 1.15h + e/2 \\ 1.15 \cdot 12 + 18/2 &= 22.8\text{cm} \\ pp &= 25 \times 22.15 = 570 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

Pav + Rev:



$$p + r = 100 \text{ kgf/m}^2$$

Sobrecarga:



$$sc = 300 \text{ kgf/m}^2$$

---

TOTAL =

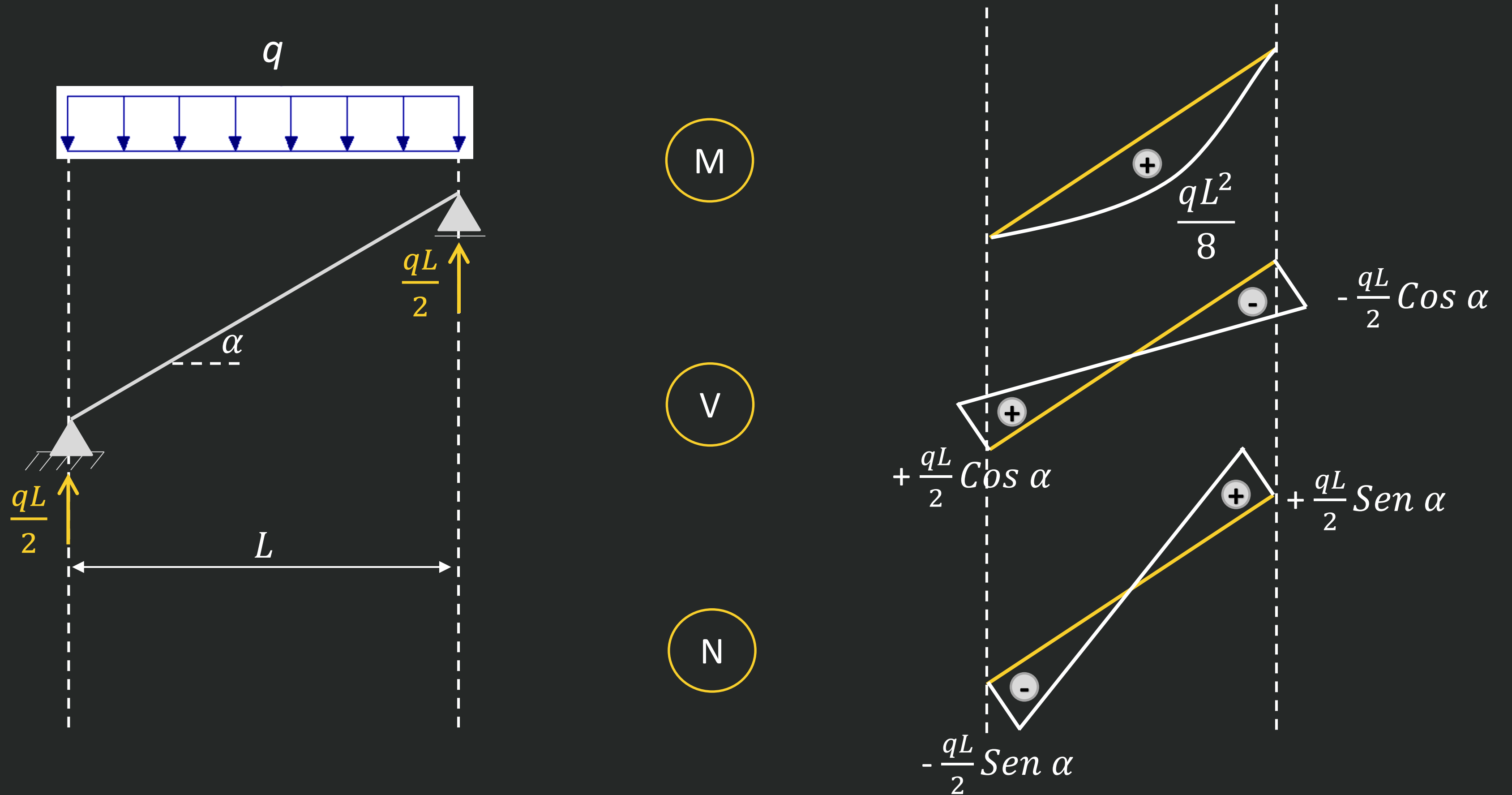
$$970 \text{ kgf/m}^2 \sim 1 \text{ tf/m}^2$$



# ANÁLISE ESTRUTURAL



# ESCADA – Modelo Estrutural





# CISALHAMENTO - NBR 6118

Dois ELU precisam ser atendidos simultaneamente:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

onde

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d}, \text{ não maior que } 0,02,$$

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$$

$k$  é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio:  $k = |1|$ ;
- para os demais casos:  $k = |1,6 - d|$ , não menor que  $|1|$ , com  $d$  em metros;

$\tau_{Rd}$  é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

$A_{s1}$  é a área da armadura de tração que se estende até não menos que  $d + \ell_{b,nec}$  além da seção considerada, com  $\ell_{b,nec}$  definido em 9.4.2.5 e na Figura 19.1;

$b_w$  é a largura mínima da seção ao longo da altura útil  $d$ ;

$N_{Sd}$  é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (a compressão

$V_{Rd1}$  — força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante

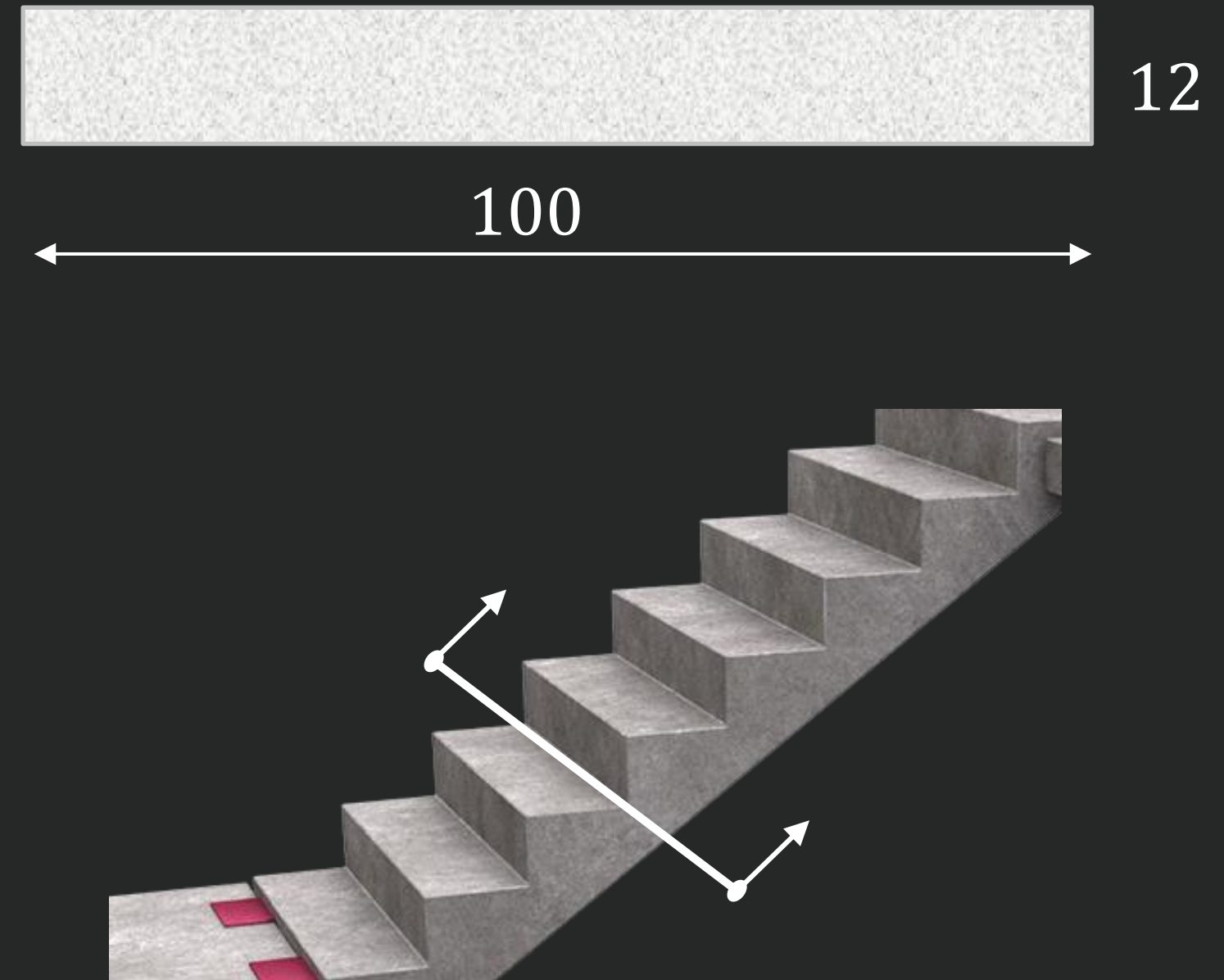
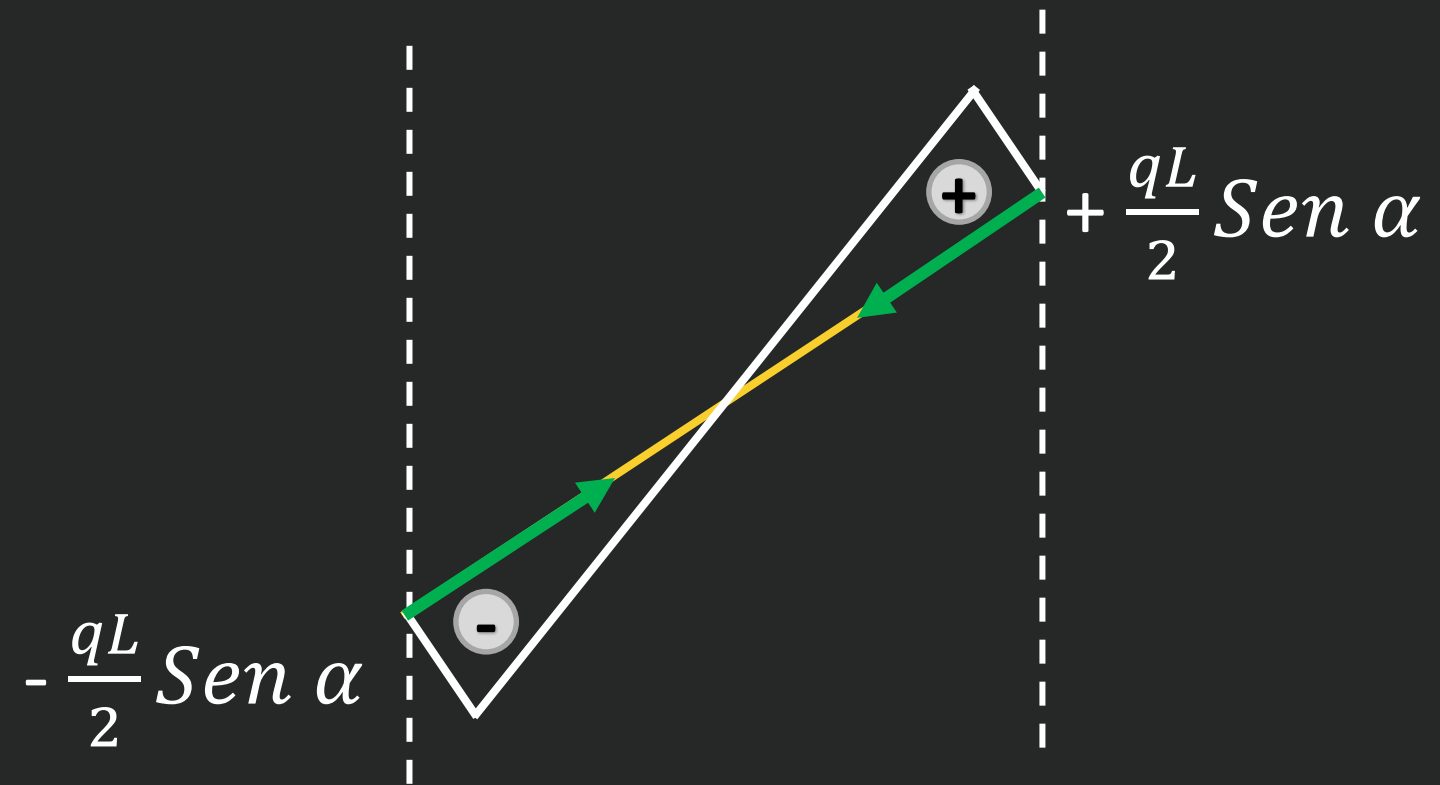
$V_{Sd}$  = força cortante solicitante de cálculo na seção;

$V_{Rd2}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

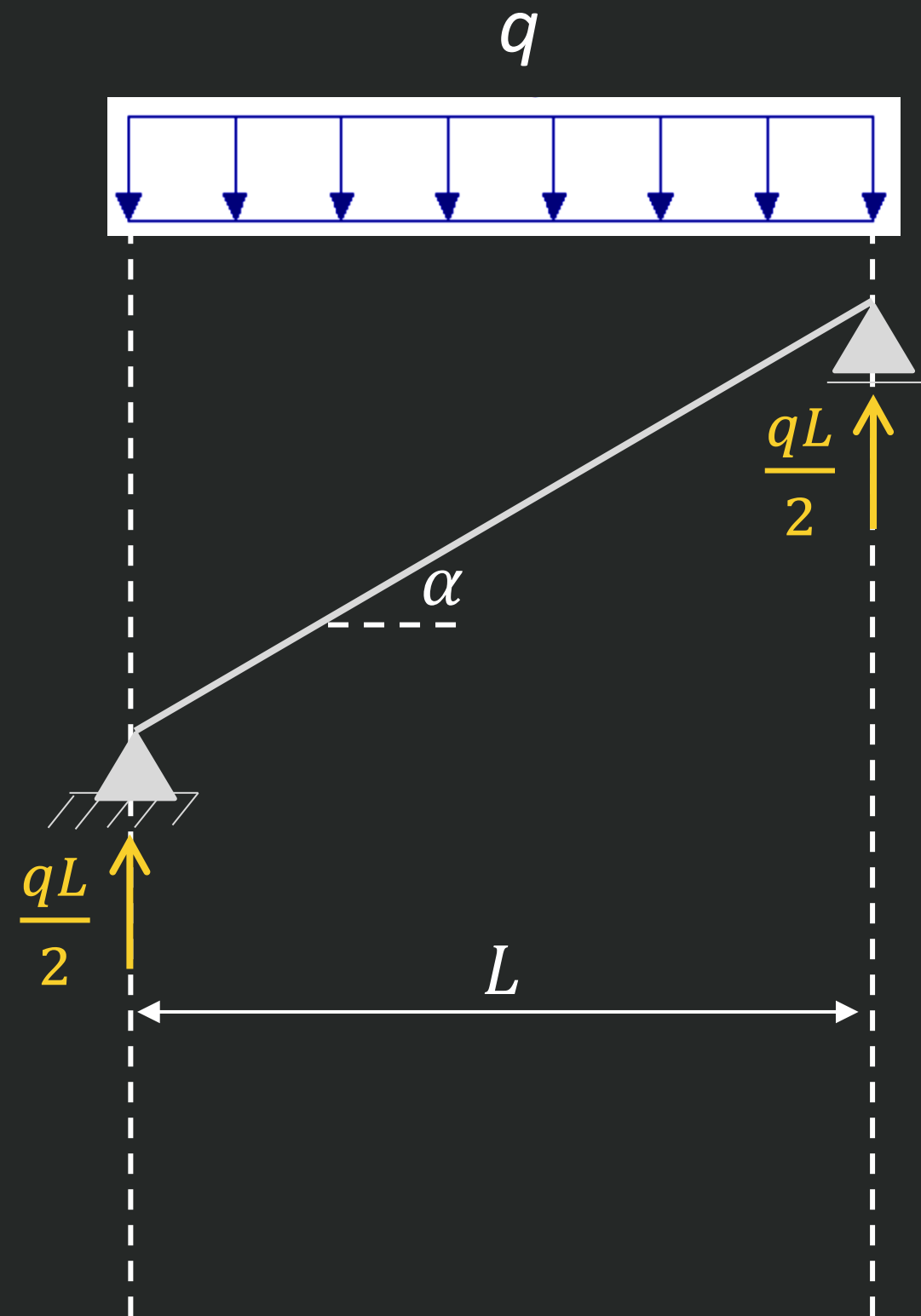
$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$  = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

$V_{sw}$  = parcela da força cortante solicitante resistida pela armadura transversal.

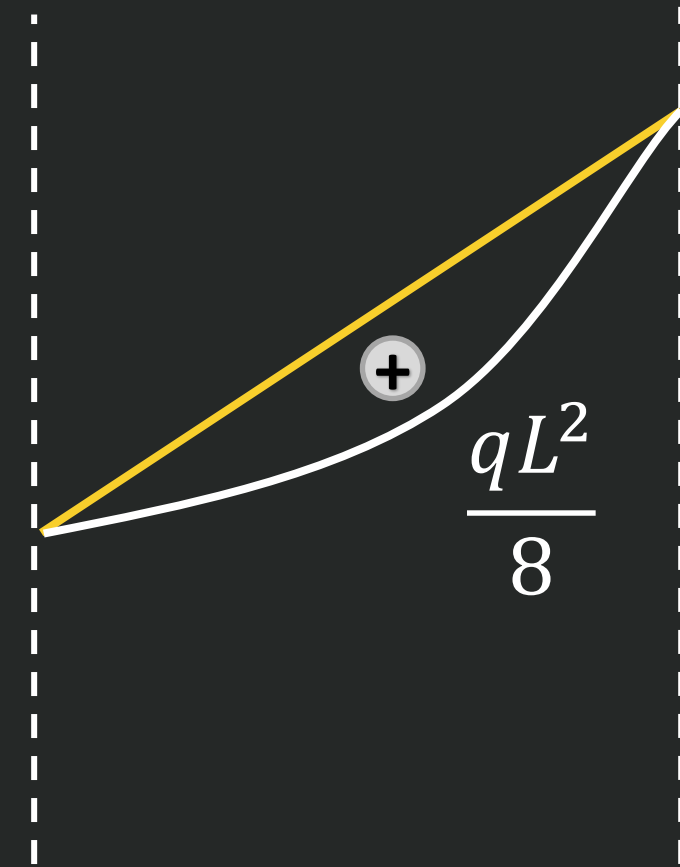
# ESCADA – Esforço Normal



# CONCLUSÃO: MOMENTO FLETOR

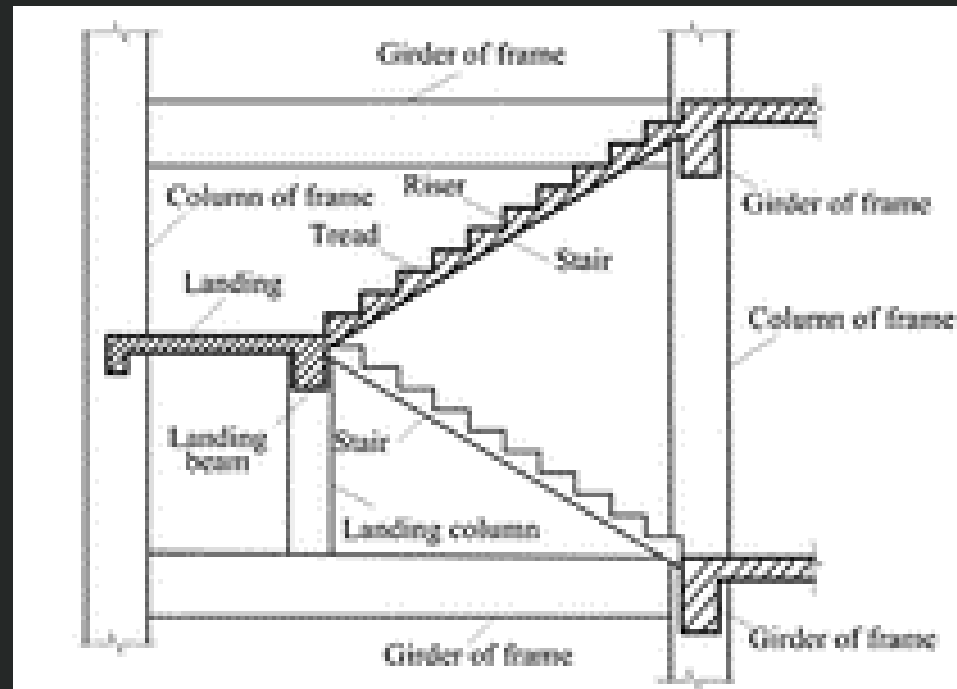


M

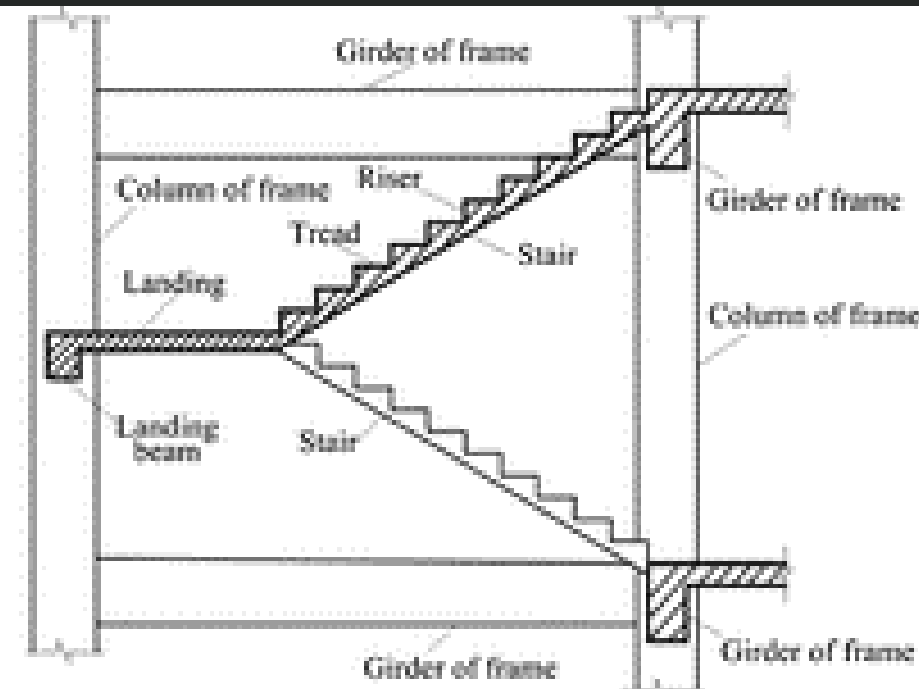


Também vale p/ Plissada

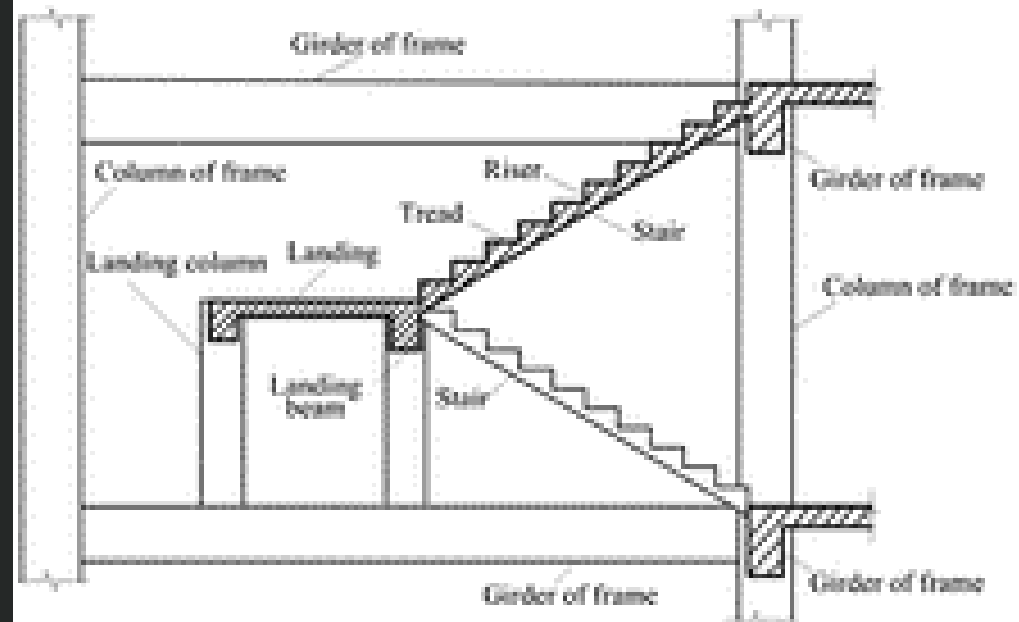
# ESCADA – Modelo Estrutural



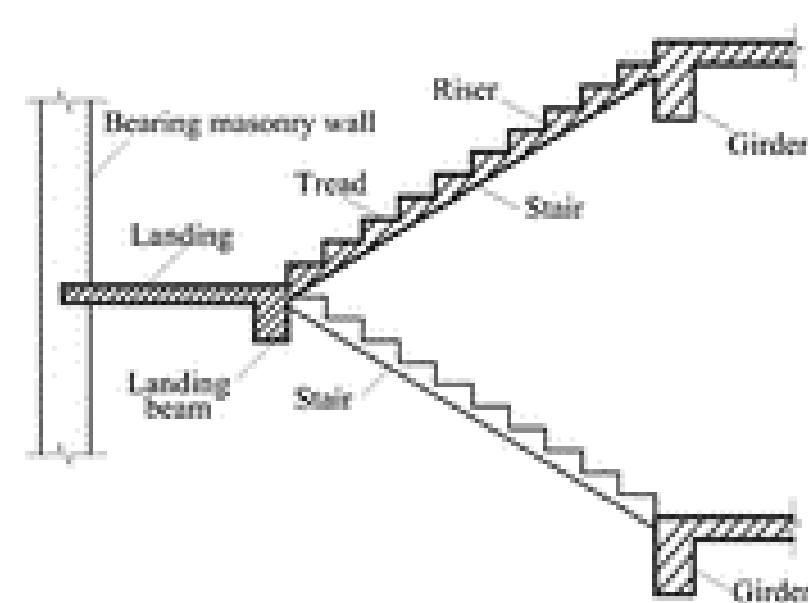
(a) "Slab stair" with landing beam



(b) "Slab stair" without landing beam under the flight-landing junction



(c) "Slab stair" with freestanding landing platform



(d) "Slab stair" in masonry structures

$$\text{Mom}^+ = qL^2/8$$

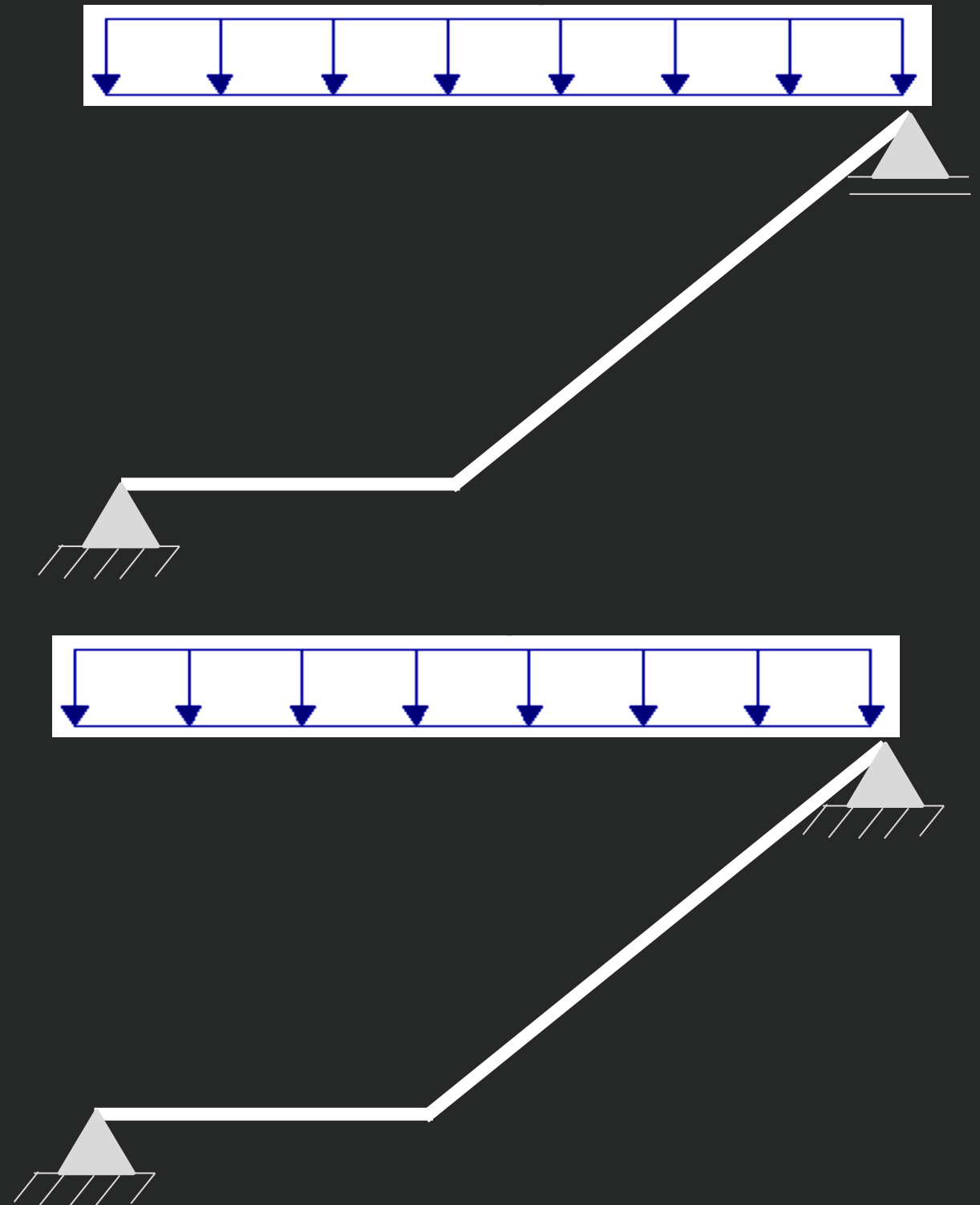
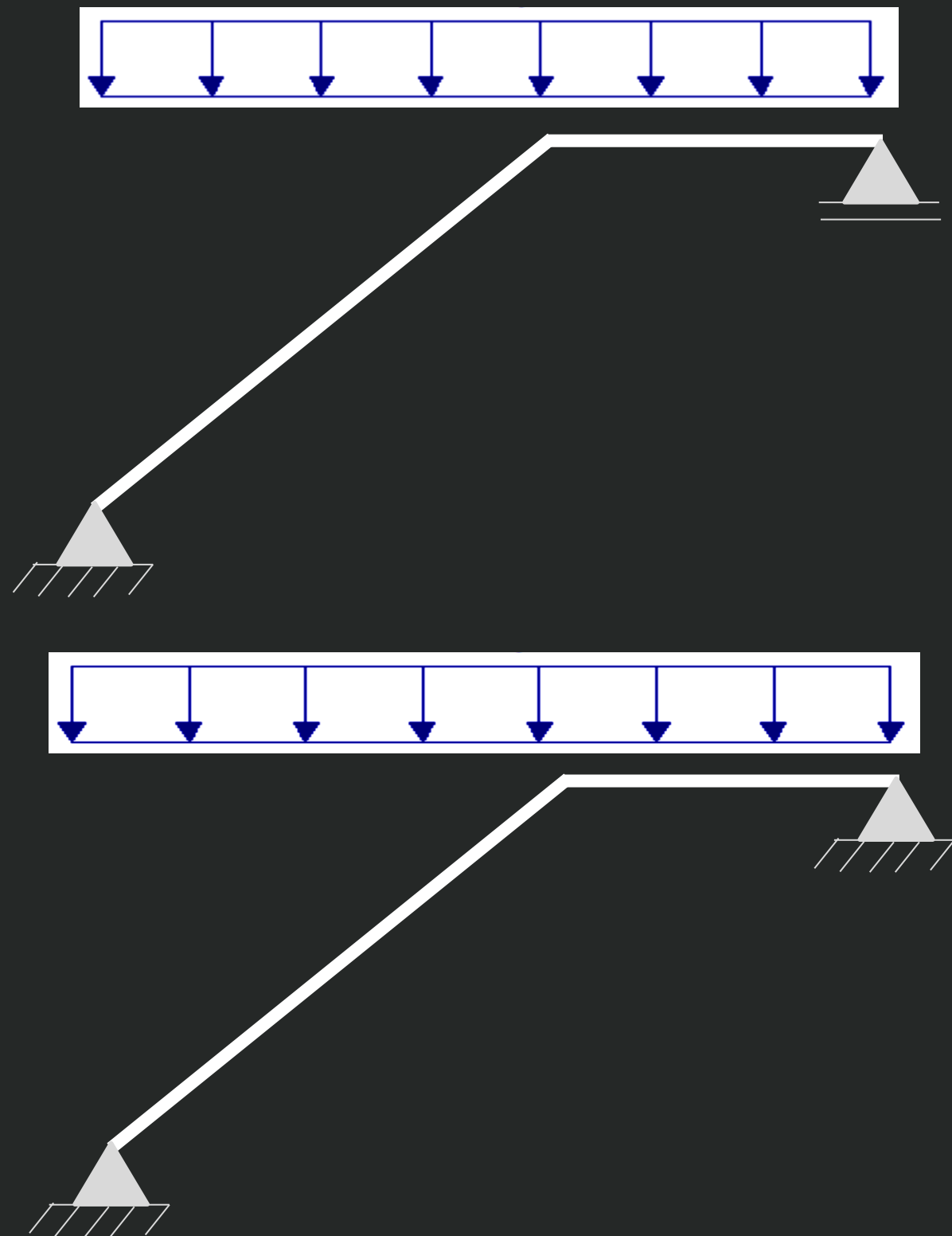


# ESCADA – Modelo Estrutural

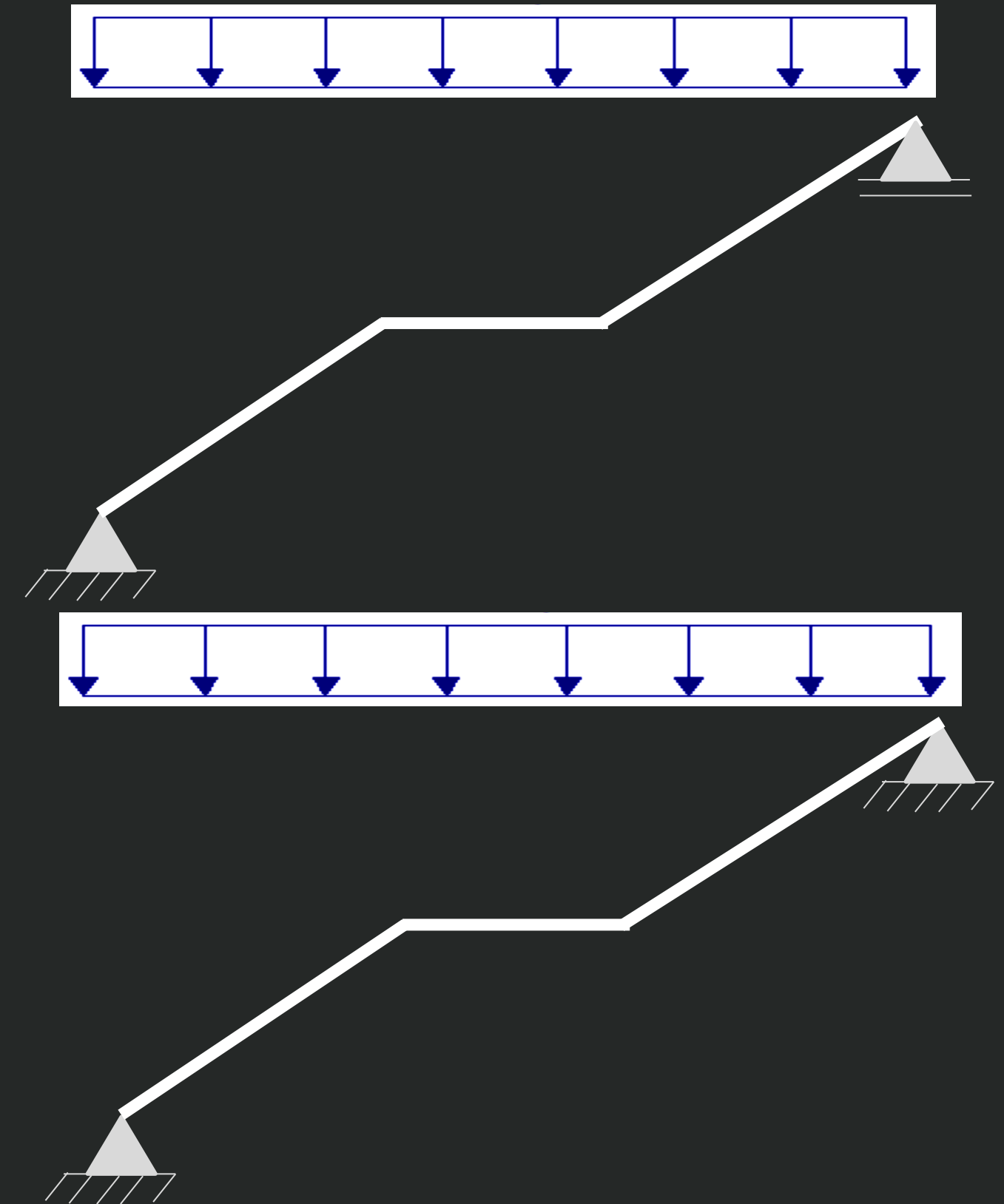
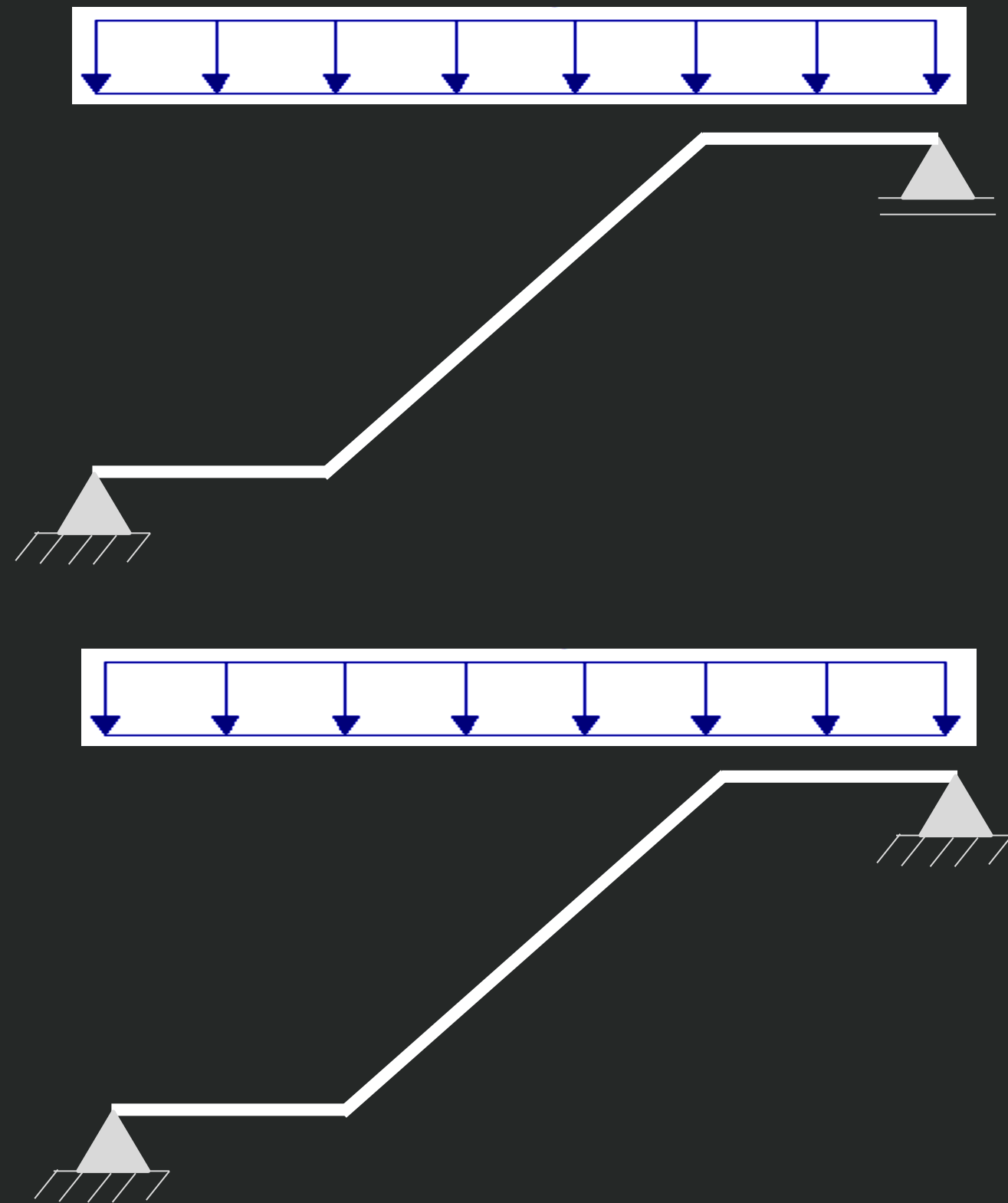




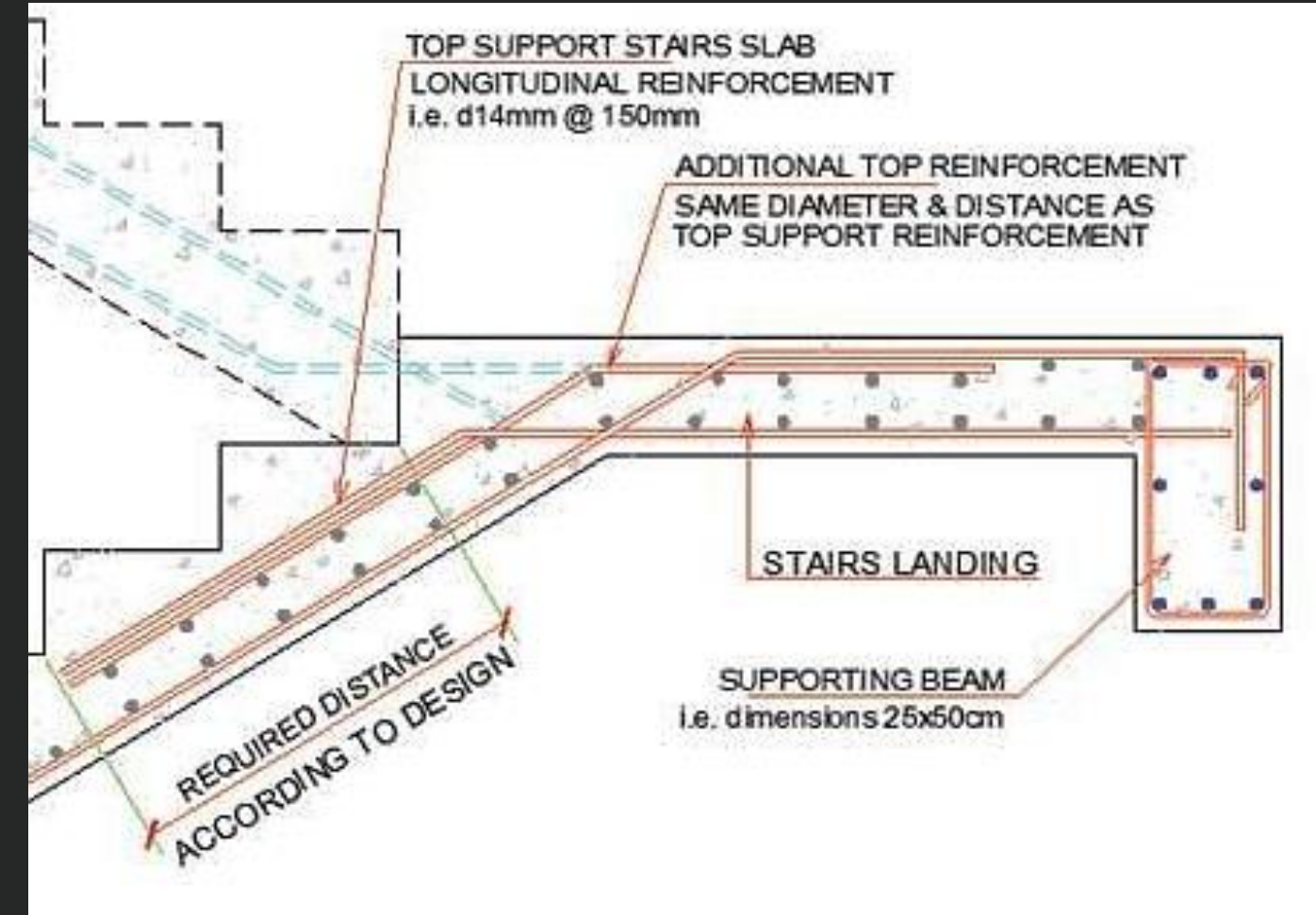
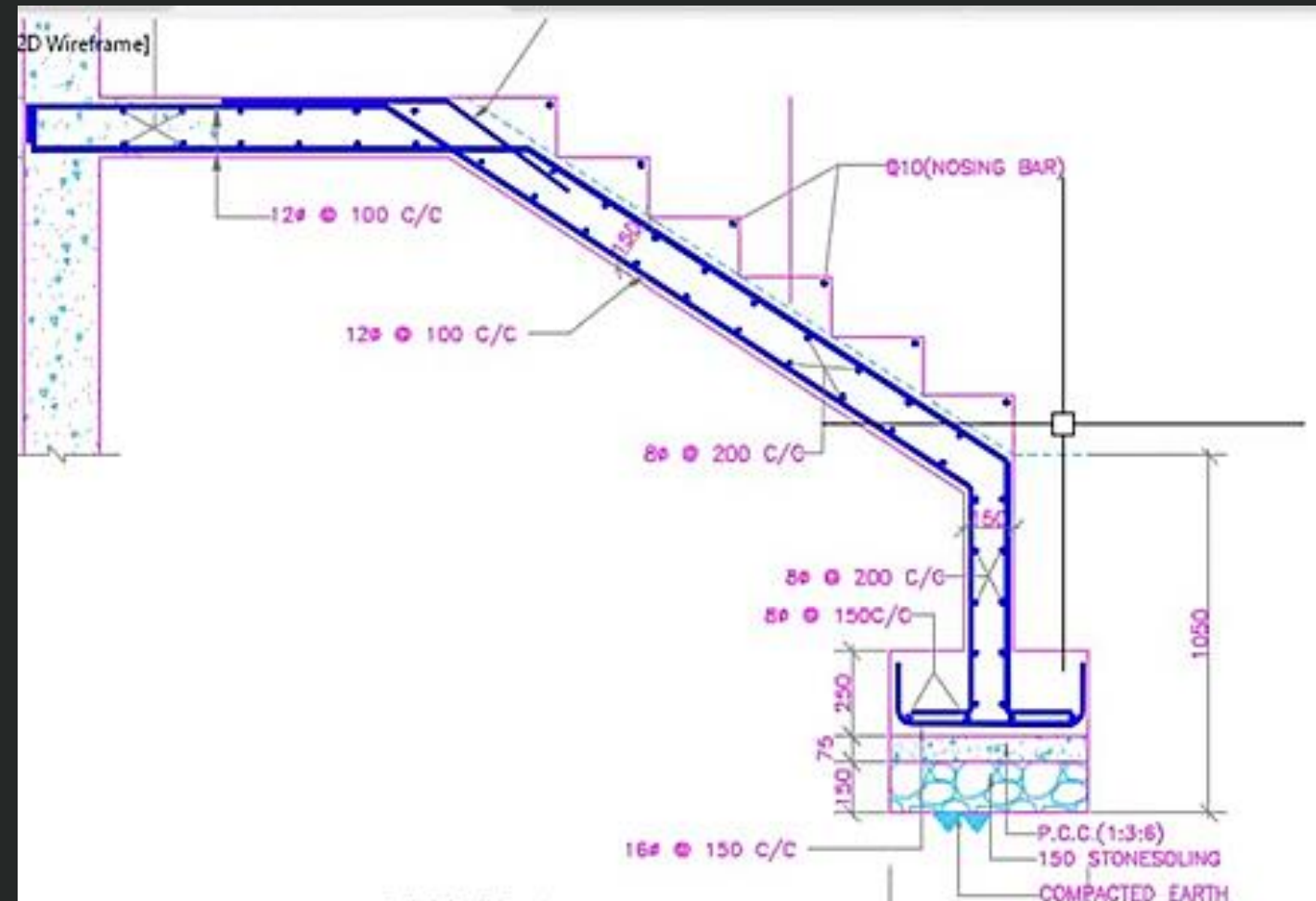
# ESCADA – Modelo Estrutural



# ESCADA – Modelo Estrutural



# Adequar a armação ao modelo de análise

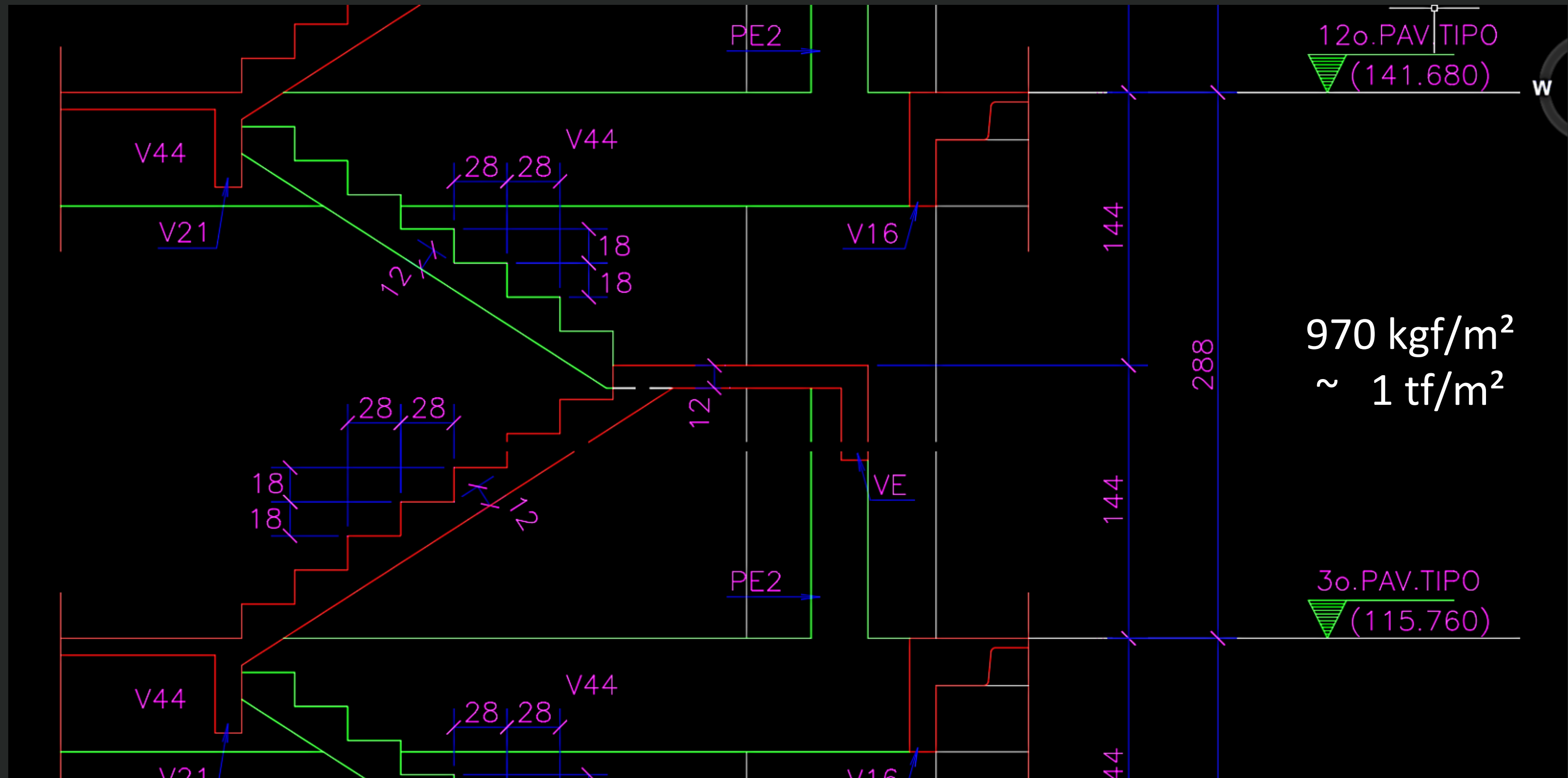


# EXEMPLO 3



# EXEMPLO 3

Estimar o momento característico da escada do exemplo 2.



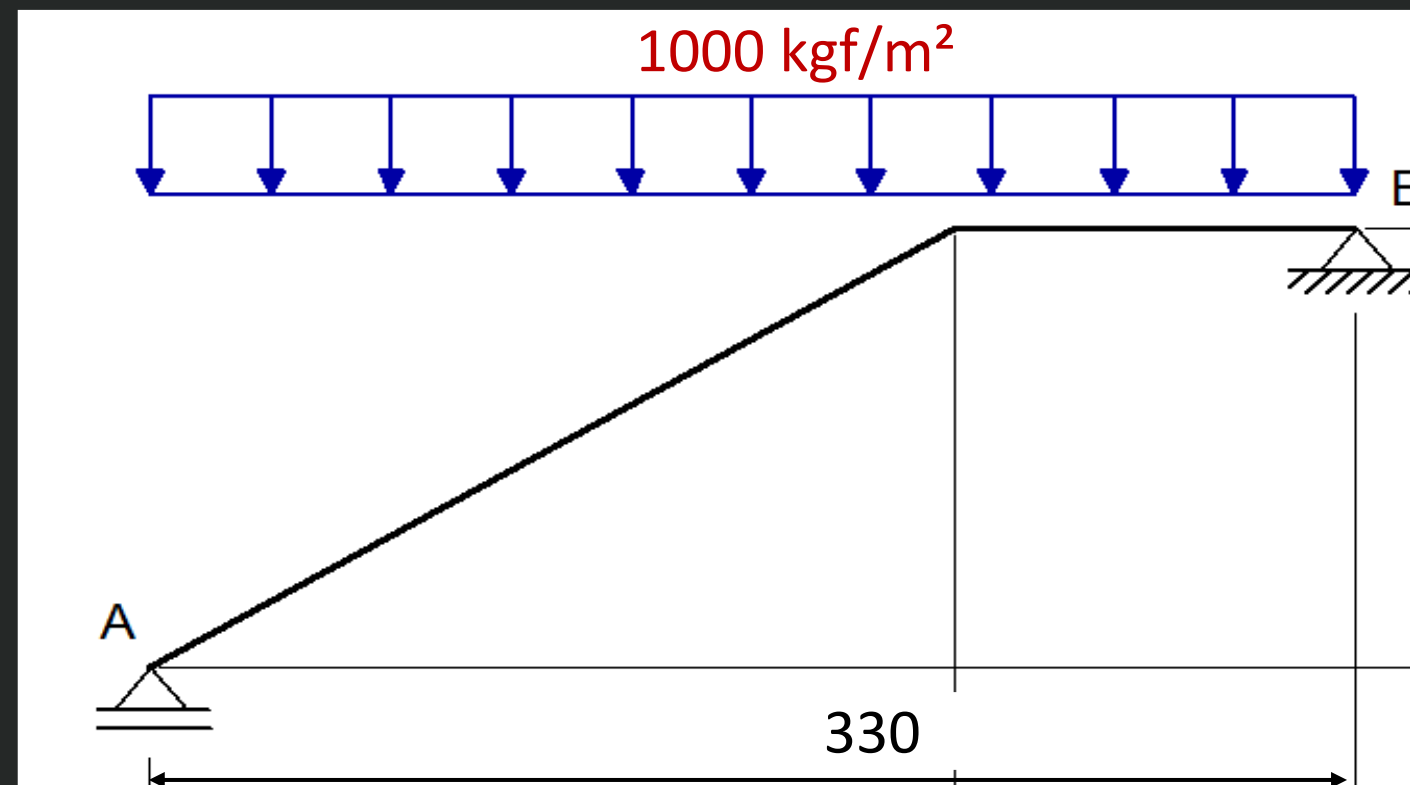
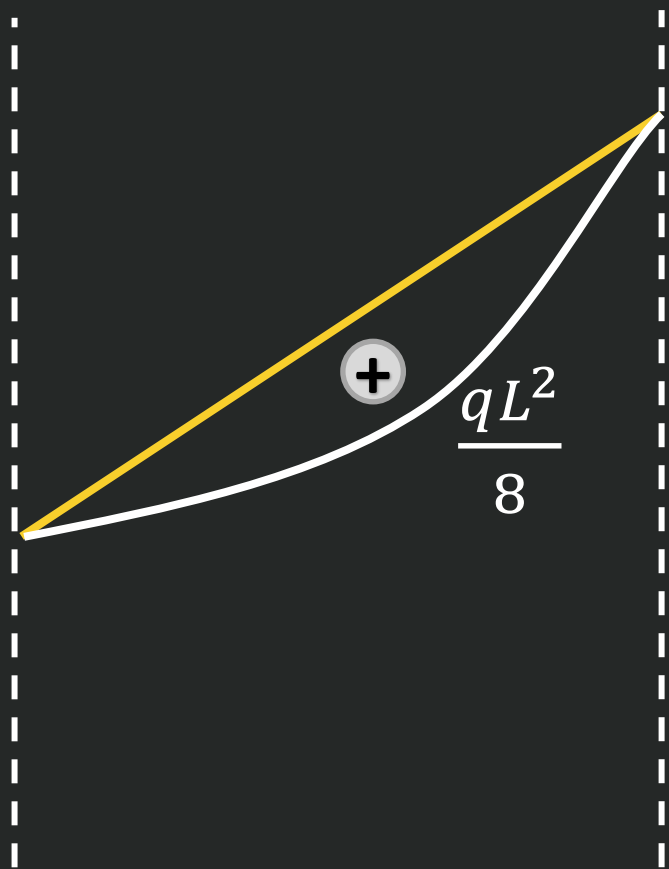


# EXEMPLO 3

Estimar o momento característico da escada do exemplo 2.

$$970 \text{ kgf/m}^2 \sim 1 \text{ tf/m}^2$$

$$L_{\text{vão}} = 330$$

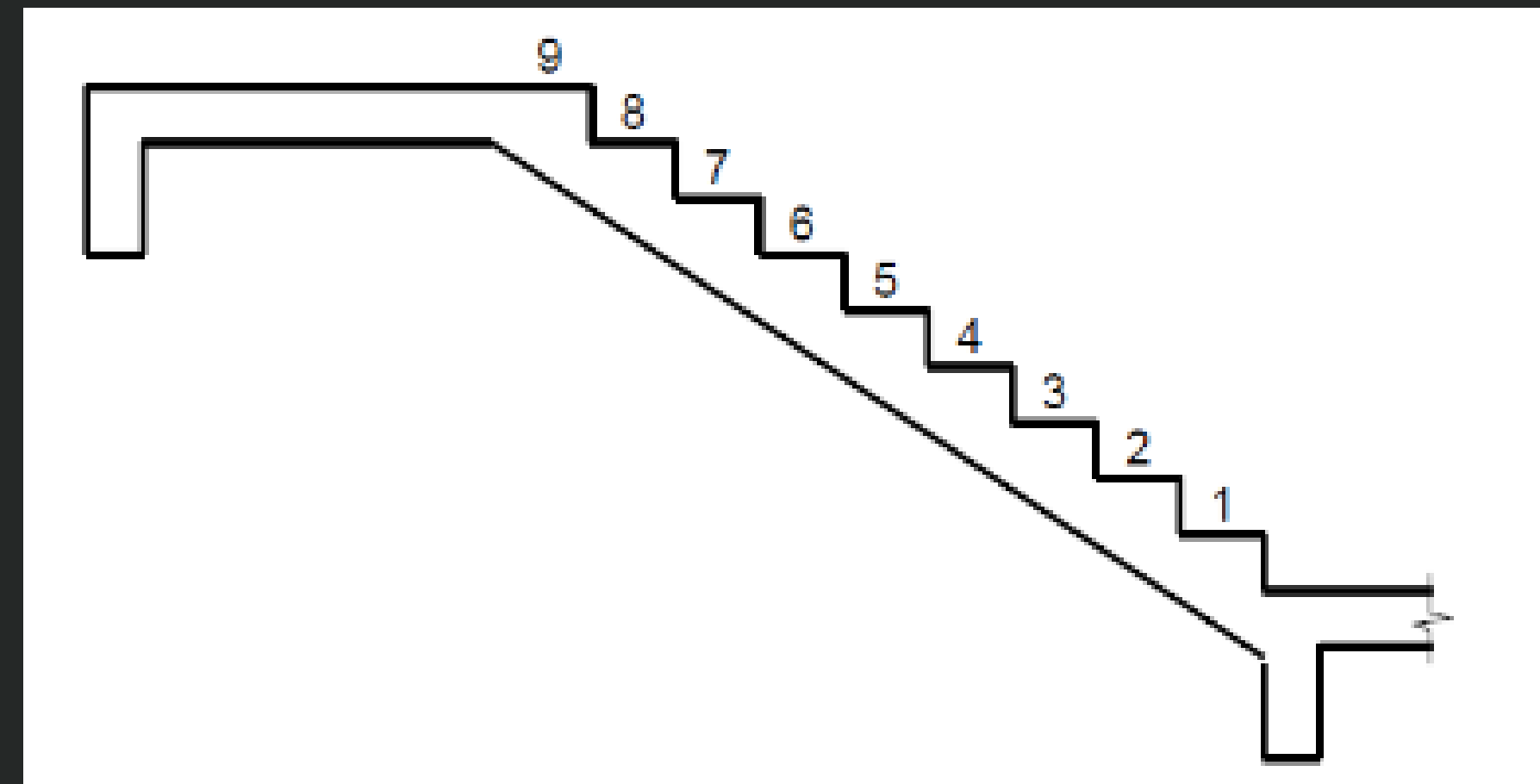
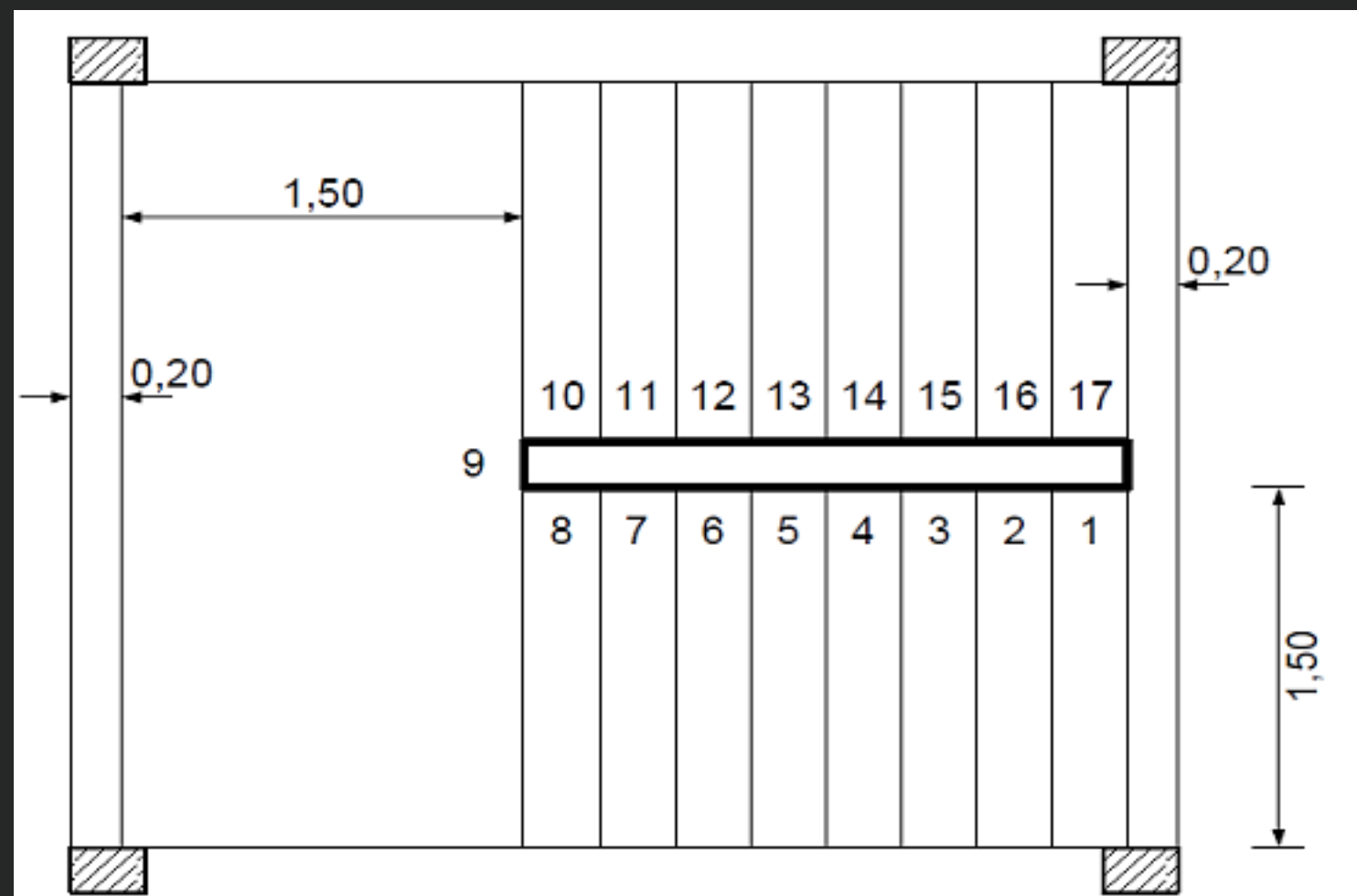


$$\text{Mom} = 1000 \times 3,3^2 / 8$$

$$M_k = 1361,25 \text{ kgf.m/m}$$

# EXEMPLO 4

Estimar o momento característico da escada residencial com espelho de 16,7cm e piso de 28cm. No lado interno do degrau há um peitoril com carga de 1,5 kN/m. Vão 394cm.



# EXEMPLO 4

Dimensionar uma escada residencial com espelho de 16,7cm e piso de 28cm. No lado interno do degrau há um peitoril com carga de 1,5 kN/m. Vão 394cm.

## Carregamentos:

Peso Próprio:

$$h_m = 1.15h + e/2$$

$$1.15 \cdot 12 + 16.7/2 = 22.15 \text{ cm}$$

$$pp = 25 \times 22.15 = 555 \text{ kgf/m}^2$$

Pav + Rev:

$$p + r = 100 \text{ kgf/m}^2$$

Sobrecarga:

$$sc = 250 \text{ kgf/m}^2$$

peitoril:

$$150/1.5 = 100 \text{ kgf/m}^2$$

TOTAL =

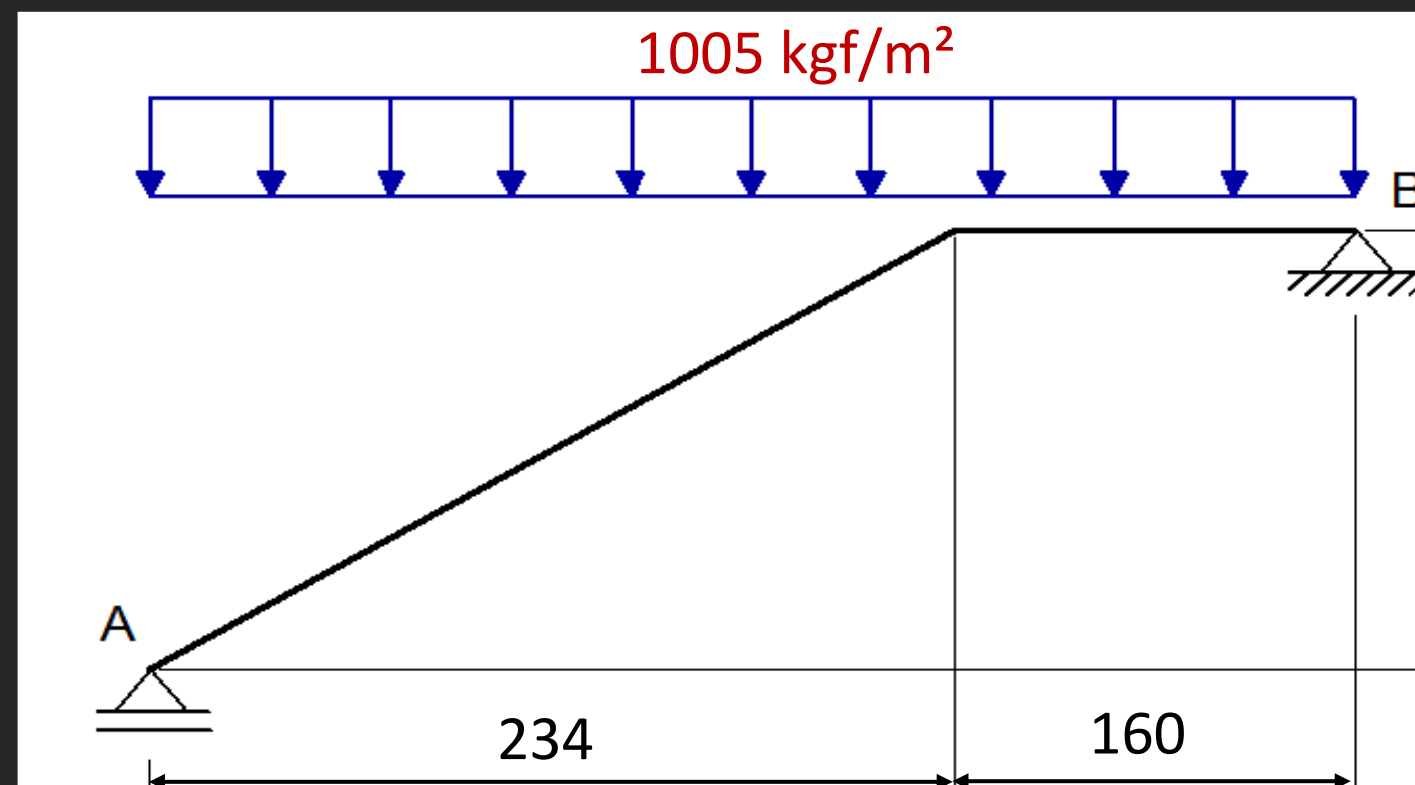
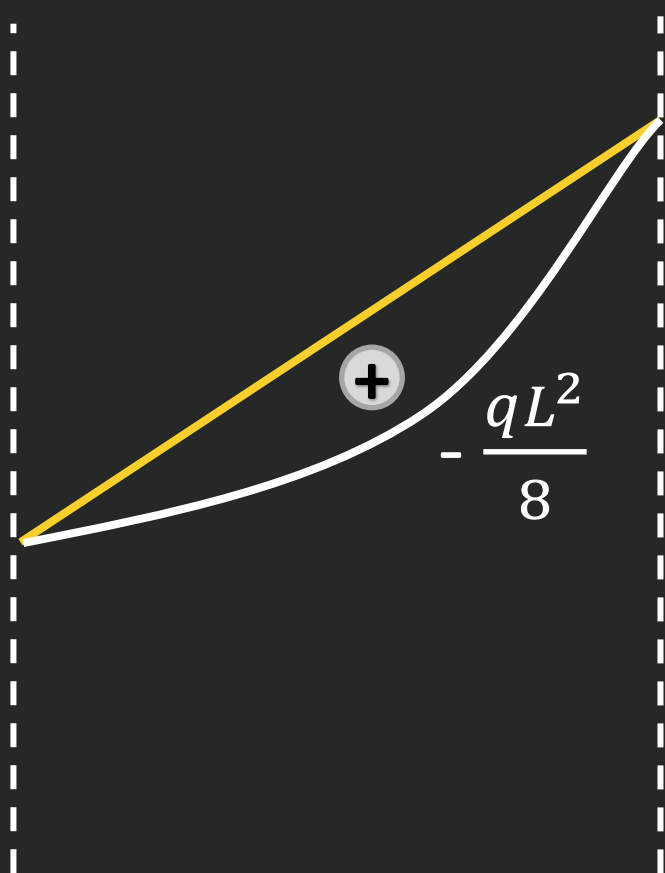
$$1005 \text{ kgf/m}^2 \sim 1 \text{ tf/m}^2$$

# EXEMPLO

## 4

Dimensionar a escada de um prédio residencial com espelho de 16,7cm e piso de 28cm. No lado interno do degrau há um peitoril com carga de 1,5 kN/m. Vão 394cm.

### Momento Fletor:



$$Mom = 1005 \times 3,94^2 / 8$$

$$M_k = 1950,15 \text{ kgf.m/m}$$

$$M_d = 1,4 \times 1950,15 = 2730,21 \text{ kgf.m/m}$$

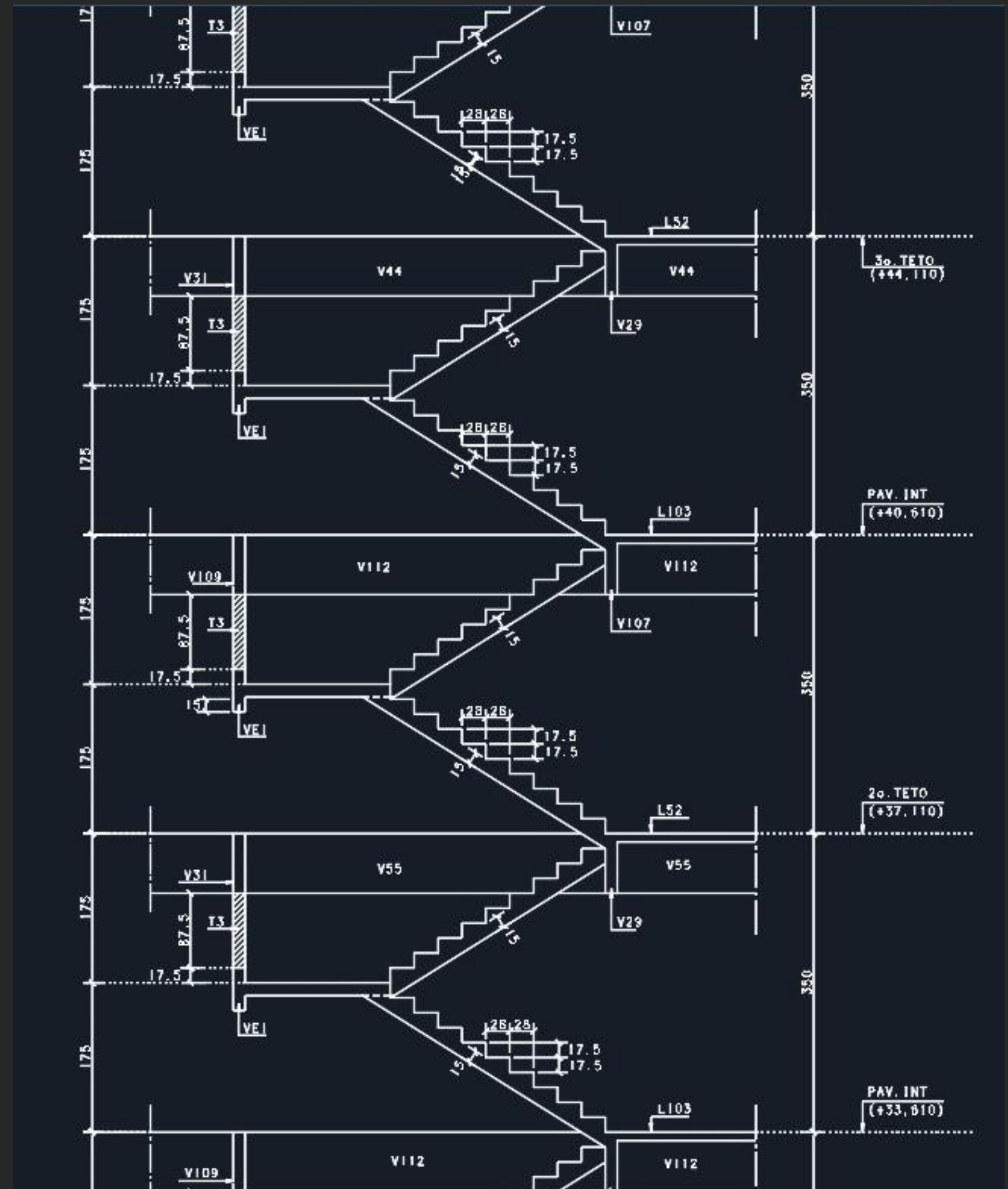
---

# TIPOS DE ESCADA

---

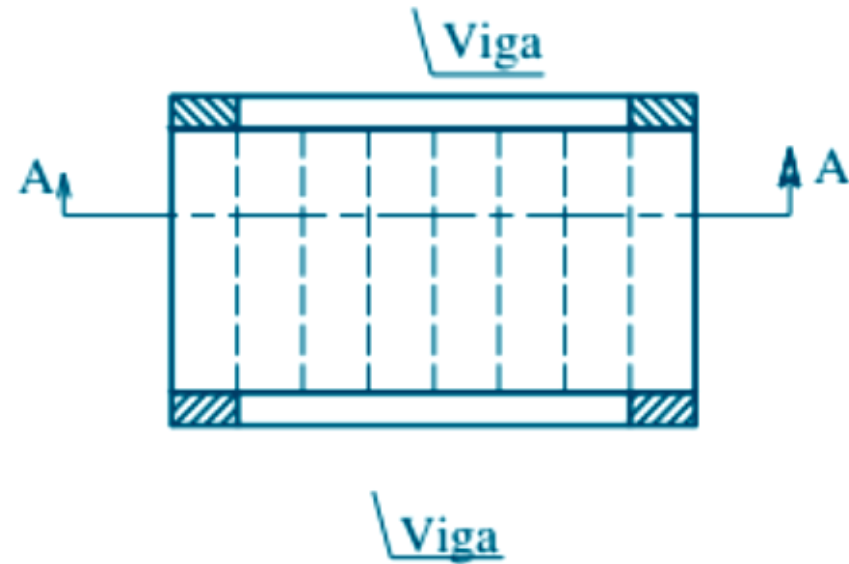


© 2006 The Authors  
Journal compilation © 2006 Blackwell Publishing Ltd

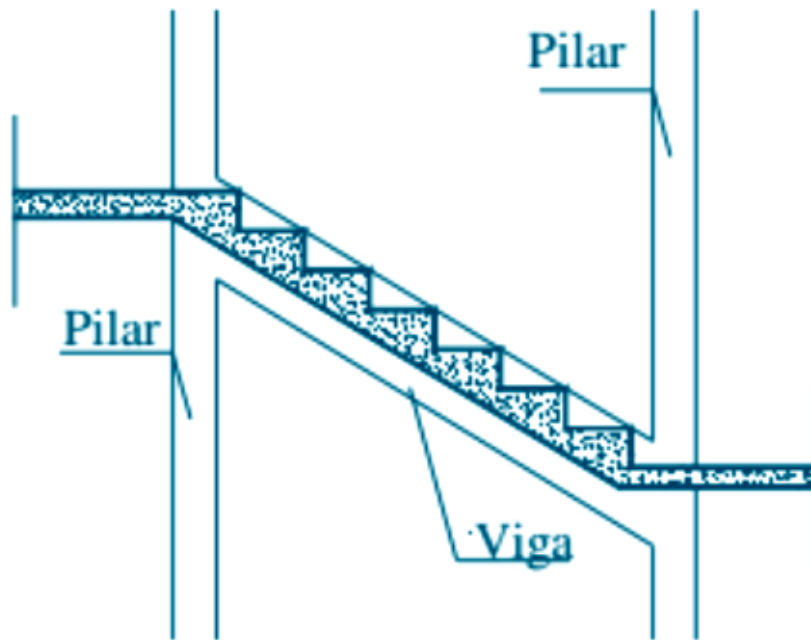


# Escada Transversal

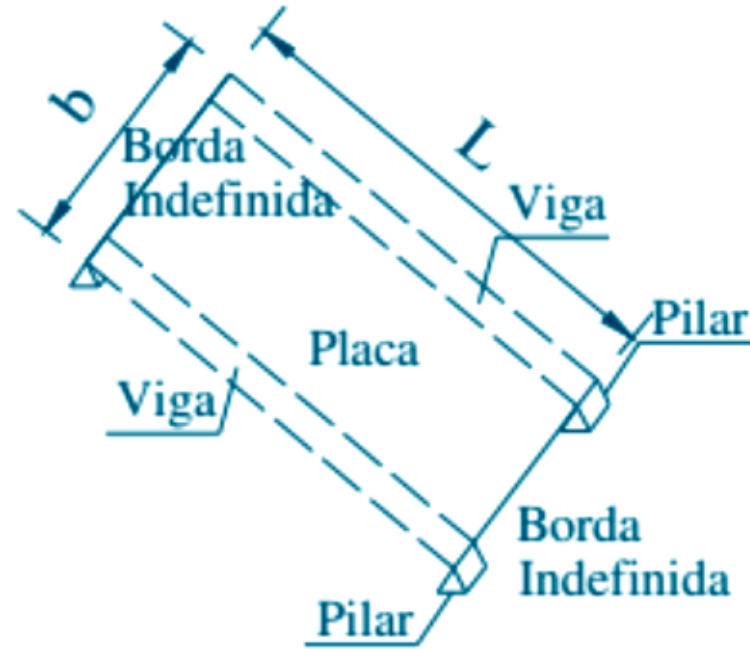
PLANTA



CORTE AA



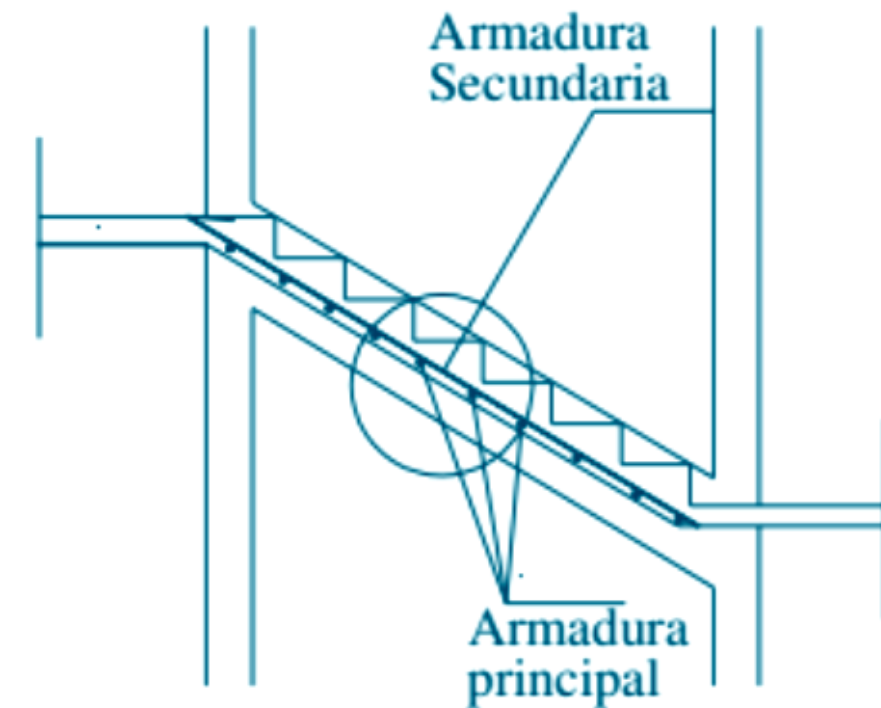
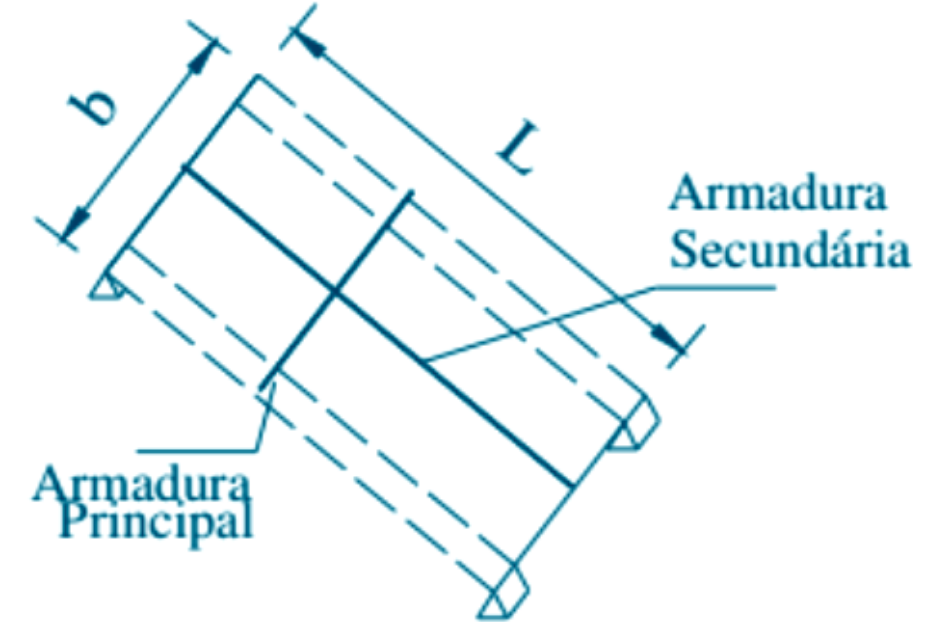
PERSPECTIVA DO  
ESQUEMA ESTRUTURAL



ESQUEMA ESTRUTURAL

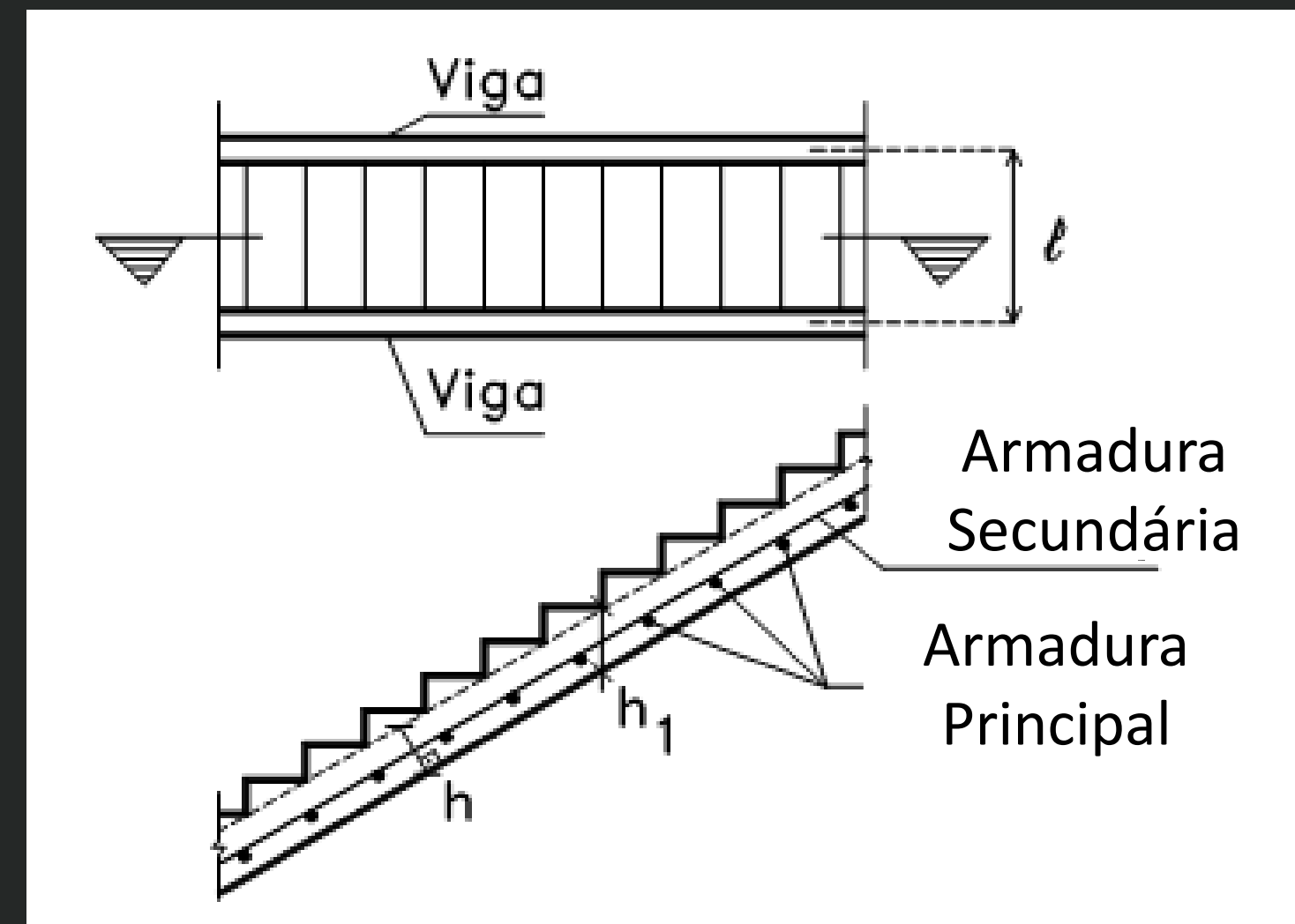
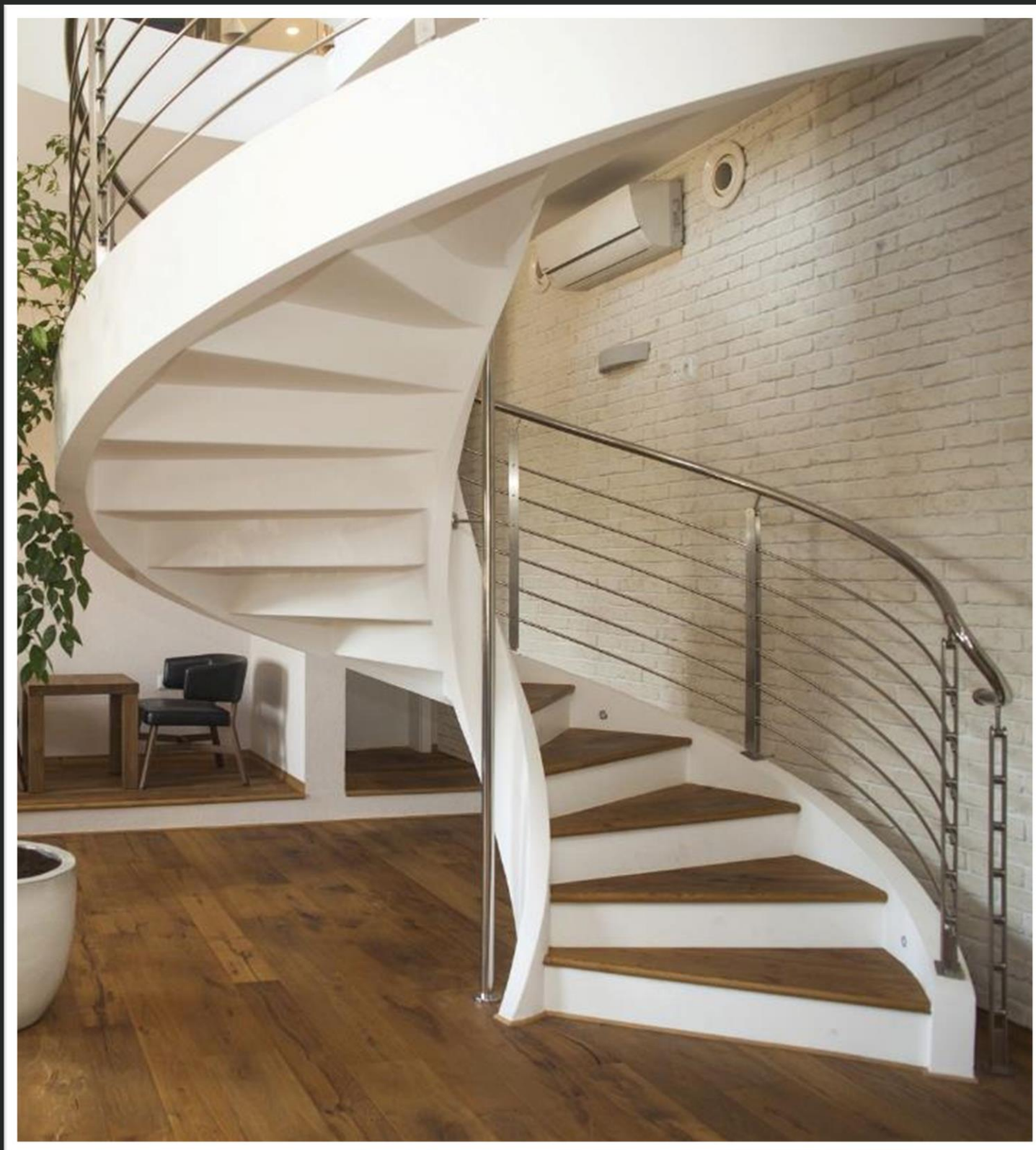


PERSPECTIVA DO  
ESQUEMA ESTRUTURAL

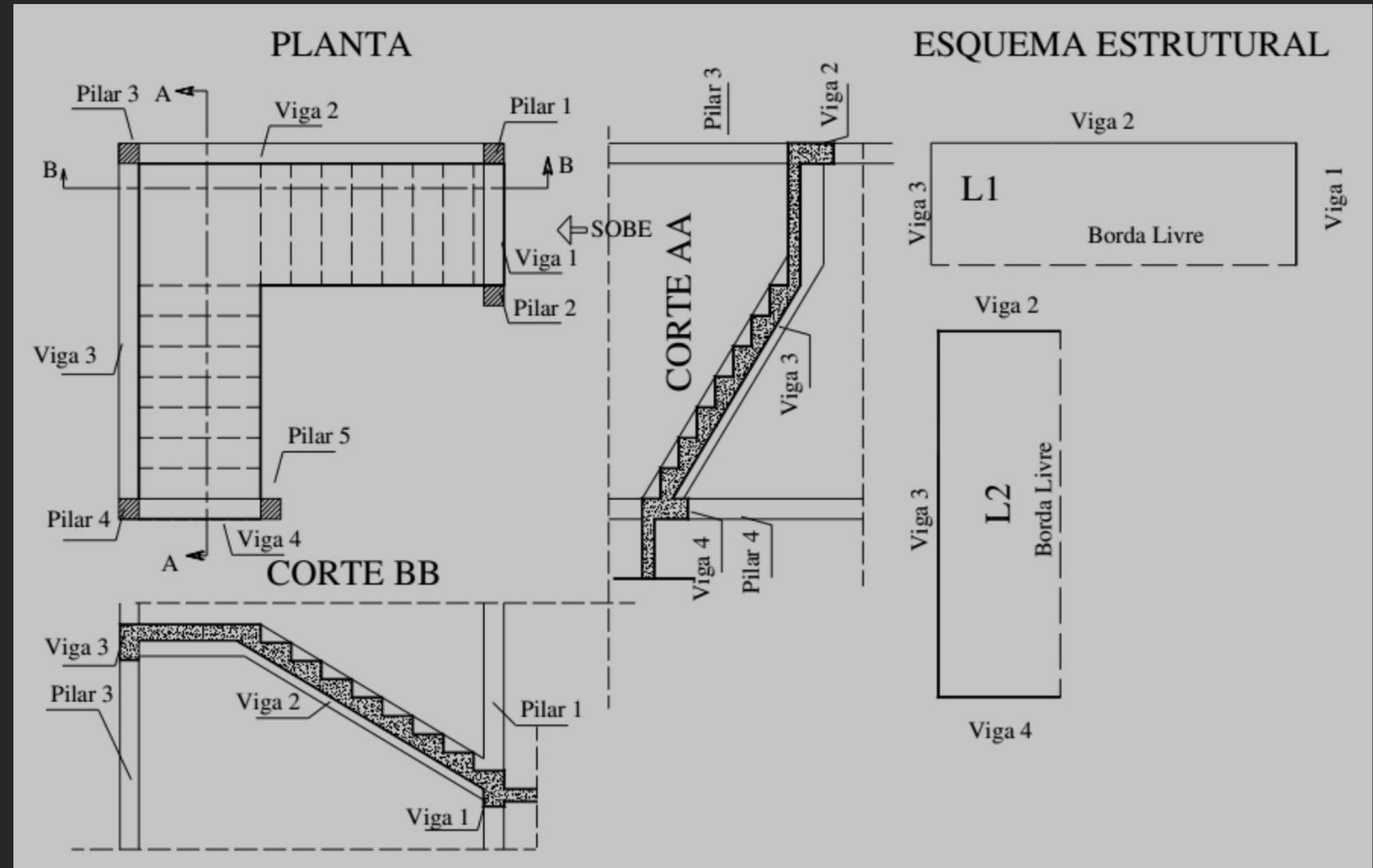
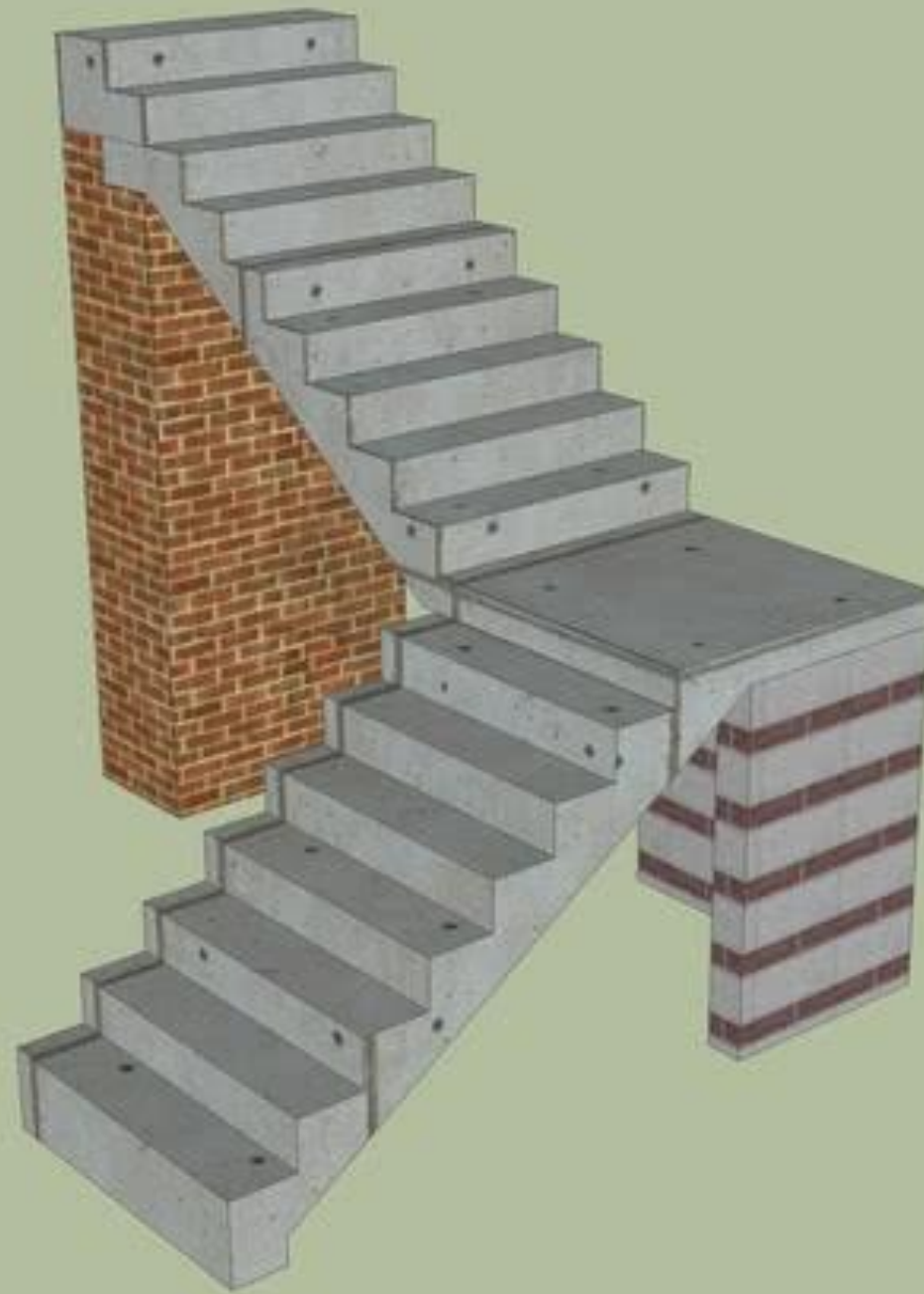




# Escada Transversal

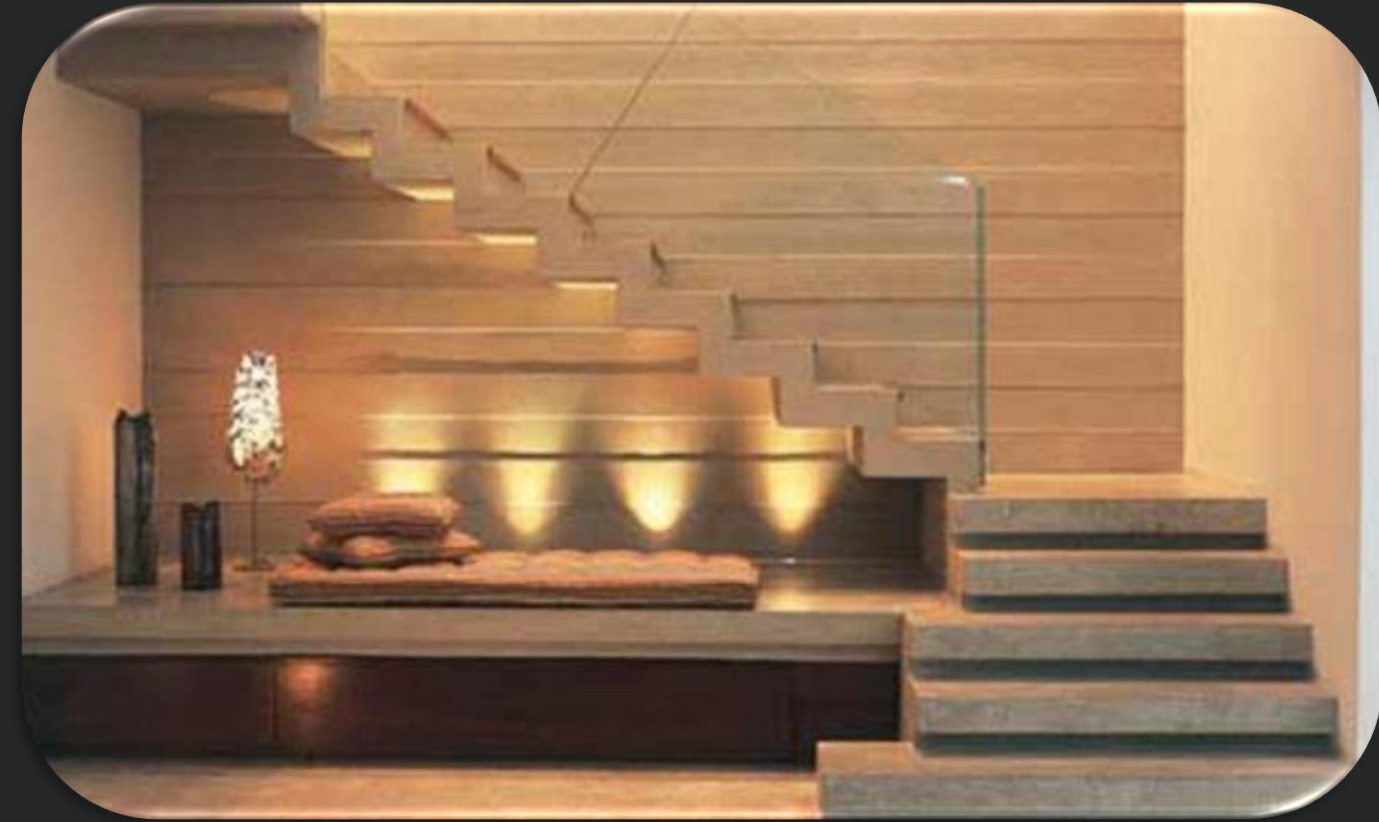


# Escada em L



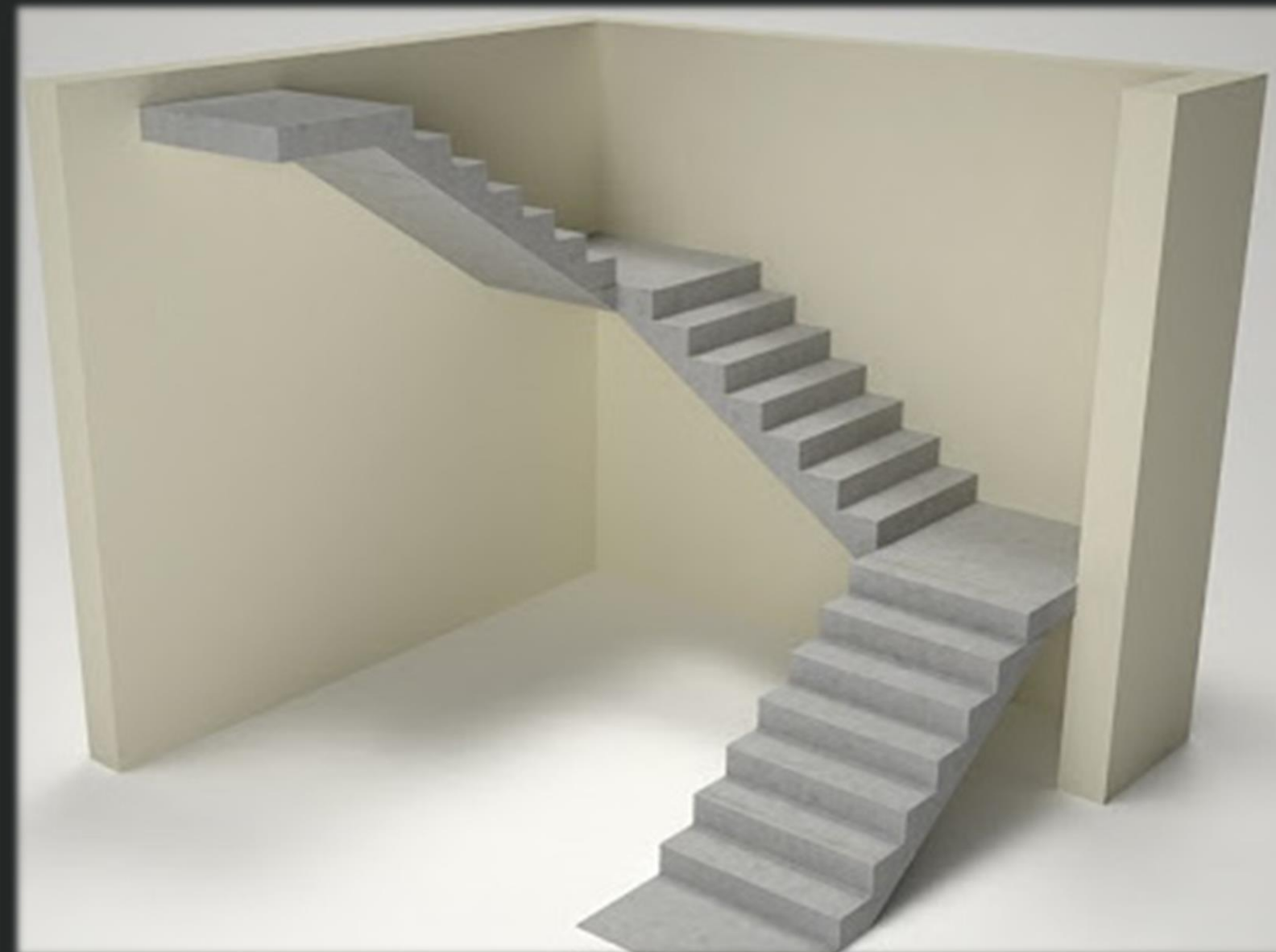
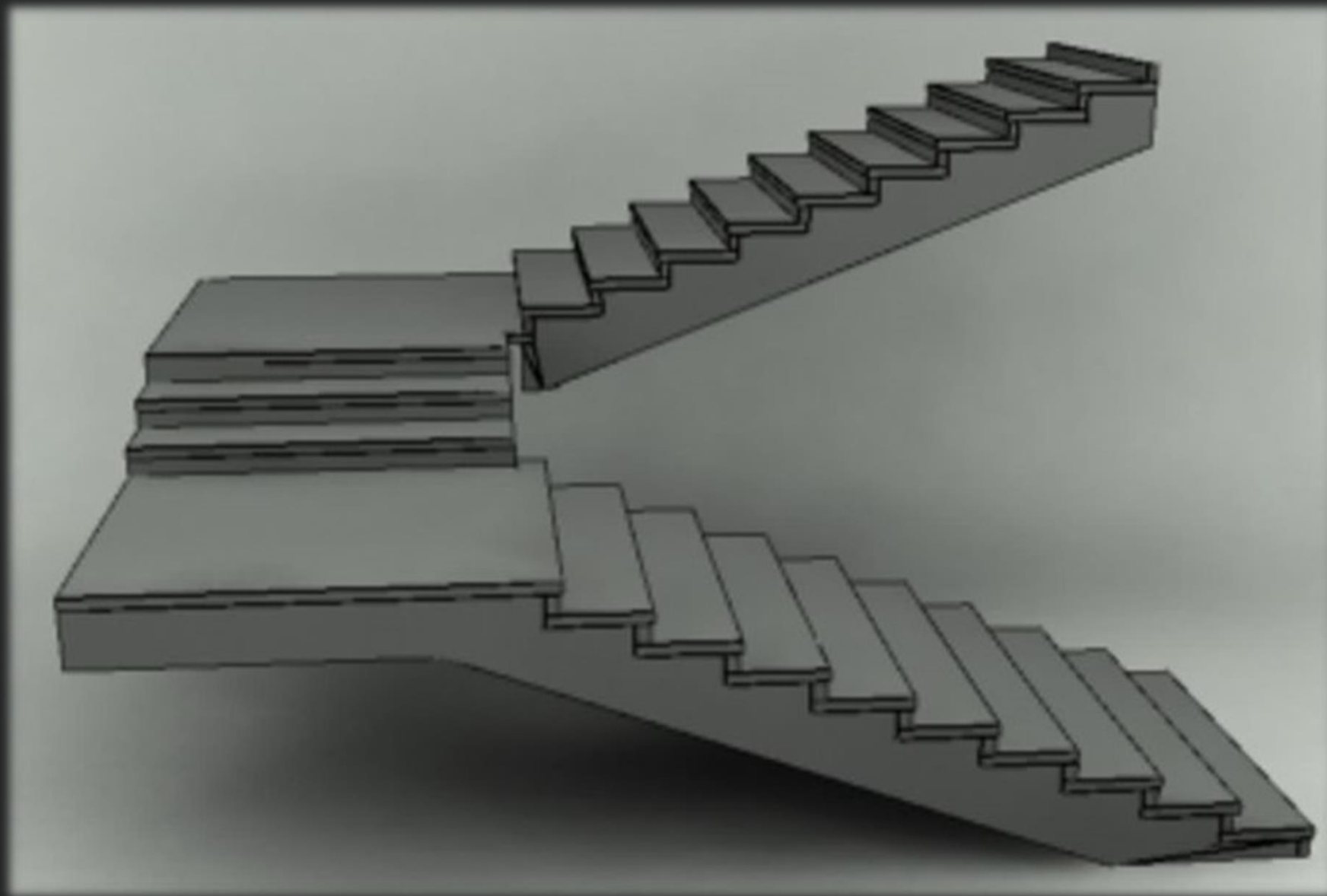


# Escada em L

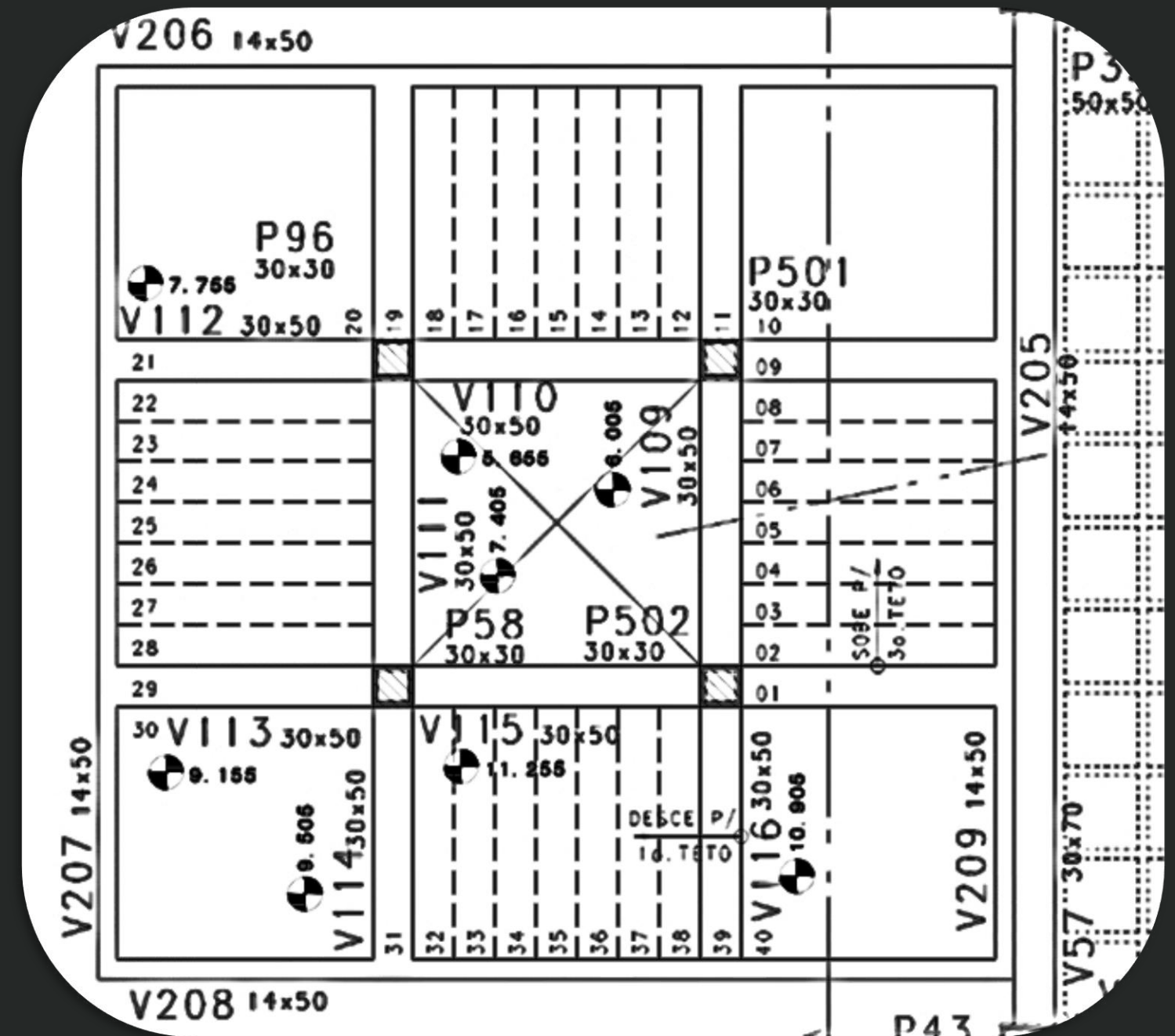




# Escada em U

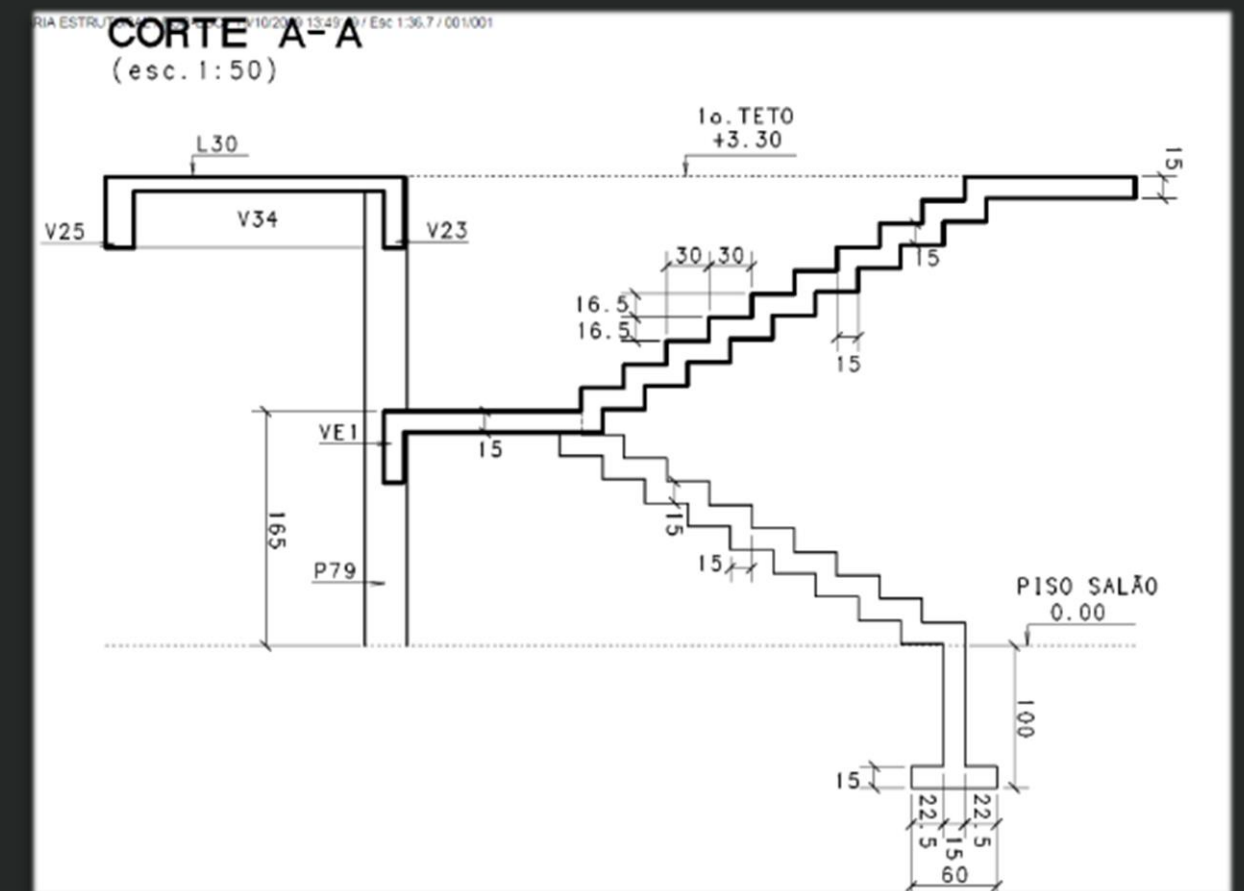


# Escada em O





# Escada Plissada



---

# DIMENSIONAMENTO

---

---

ELS - ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

ELU - ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

---



### **3.2.1**

#### **estado-limite último**

#### **ELU**

estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura

## **10.4 Estados-limites de serviço (ELS)**

Estados-limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

Em estruturas de concreto armado o dimensionamento é sempre feito no ELU, impondo que na seção mais solicitada sejam alcançadas as deformações limites de cada material.

---

Isso implica que o ELU pode ocorrer tanto pela ruptura do concreto comprimido como do aço tracionado.

Projetar significa garantir que, sob solicitações de cálculo, a peça **não atinge os ELU-S**, assumindo que o concreto e o aço tenham como resistências reais os valores minorados (resistências de cálculo).

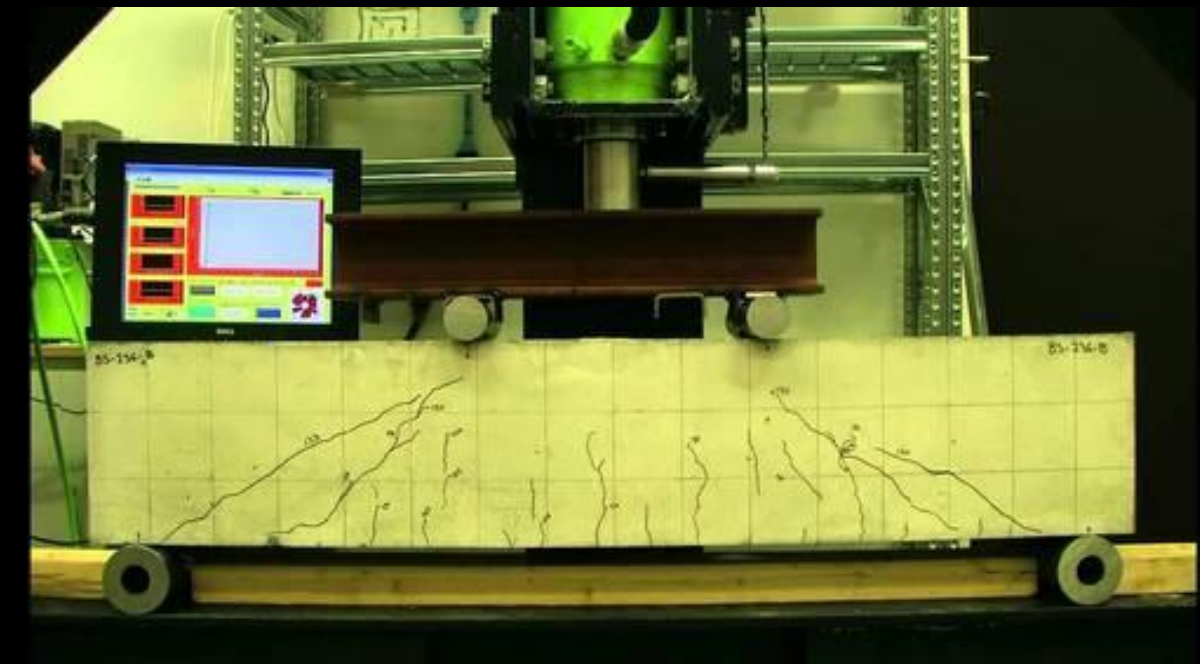
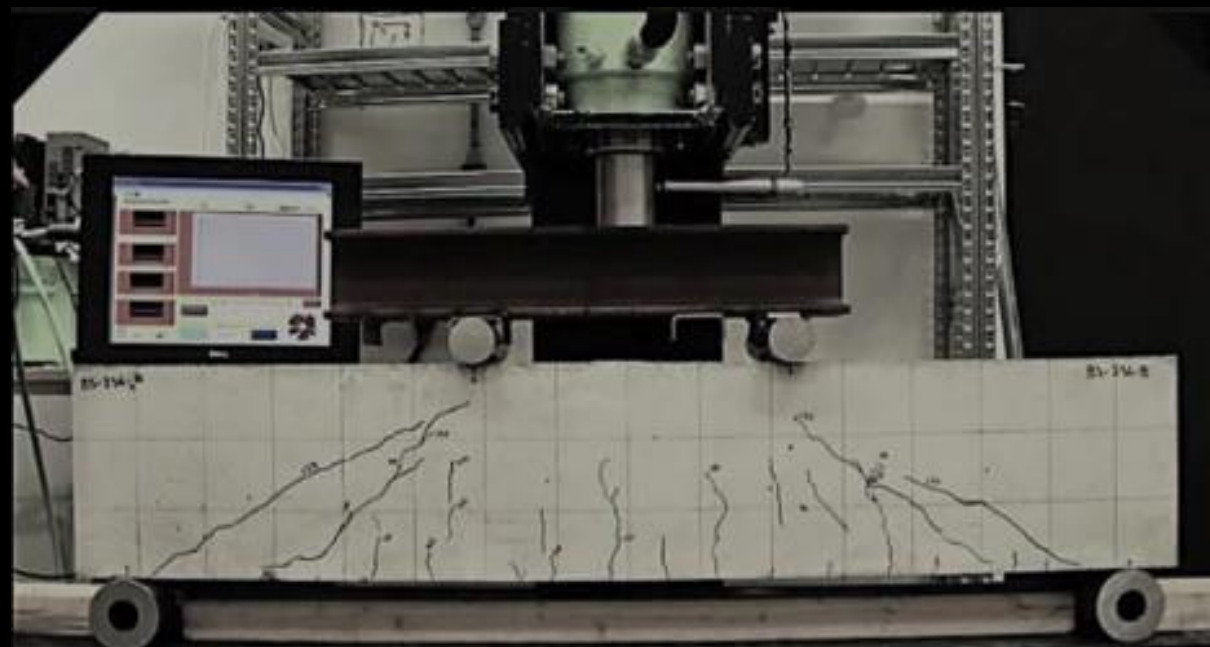
O procedimento para se caracterizar o desempenho de uma seção de concreto consiste em aplicar um carregamento, que se inicia do zero e vai até a ruptura.

Estas fases de carregamento/deformação são denominadas de ESTÁDIOS.

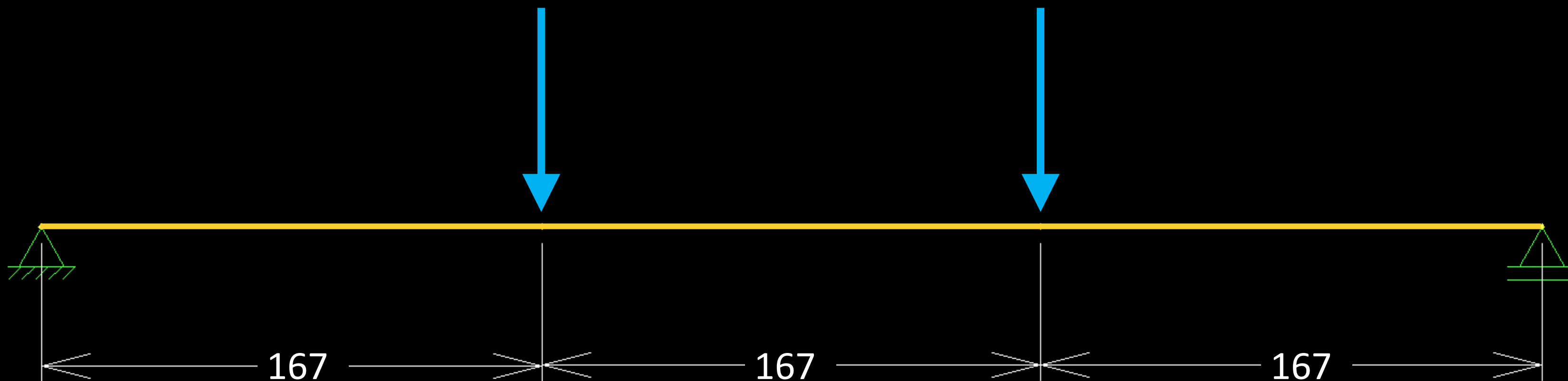




# TESTE UNIVERSAL

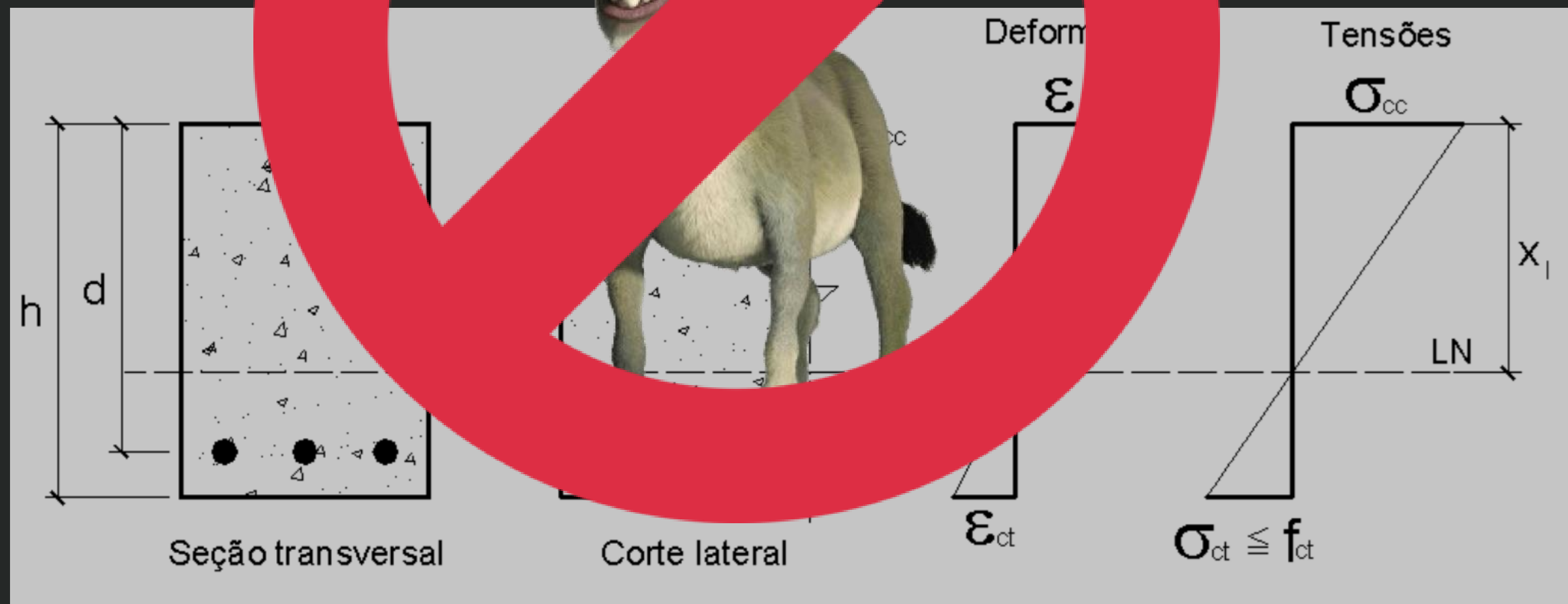






# ESTÁDIO I

1. Carregamento externo e as tensões são ainda pequenos
2. Concreto ainda consegue resistir a tração
3. As tensões se distribuem de forma linear ao longo da altura da seção transversal
4. Lei de Hooke ainda é válida



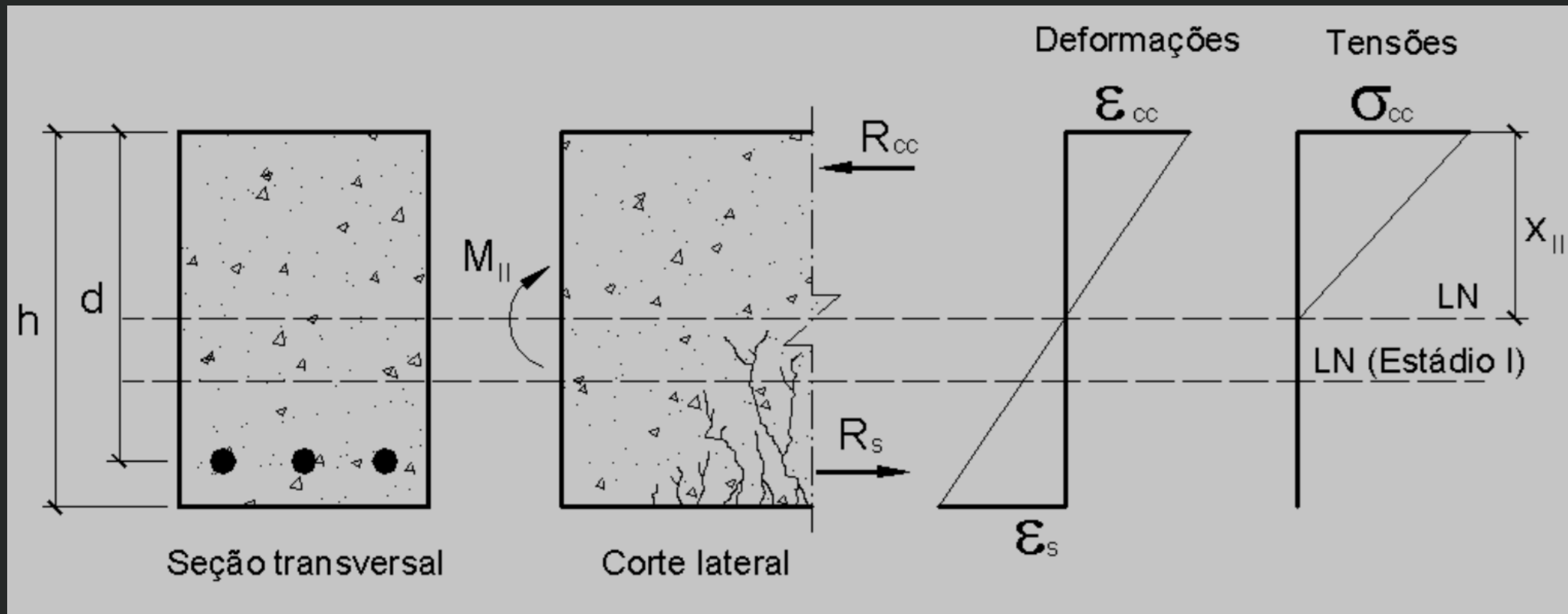
# ESTÁDIO I – Por que é importante então?

Aqui é feito o cálculo do momento de fissuração  
(separa o estágio I do II).

Com o momento de fissuração dá para calcular a armadura mínima, de modo que esta seja capaz de absorver as tensões geradas por um fletor de mesma grandeza.

# ESTÁDIO II

1. Corresponde ao início da fissuração no concreto tracionado;
2. A contribuição do concreto tracionado deve ser desprezada;
3. A parte comprimida ainda mantém um diagrama **linear** de tensões
4. Lei de Hooke ainda é **válida**



# ESTÁDIO II – Por que é importante então?

Serve para a verificação da peça em serviço:

ELS de abertura de fissuras

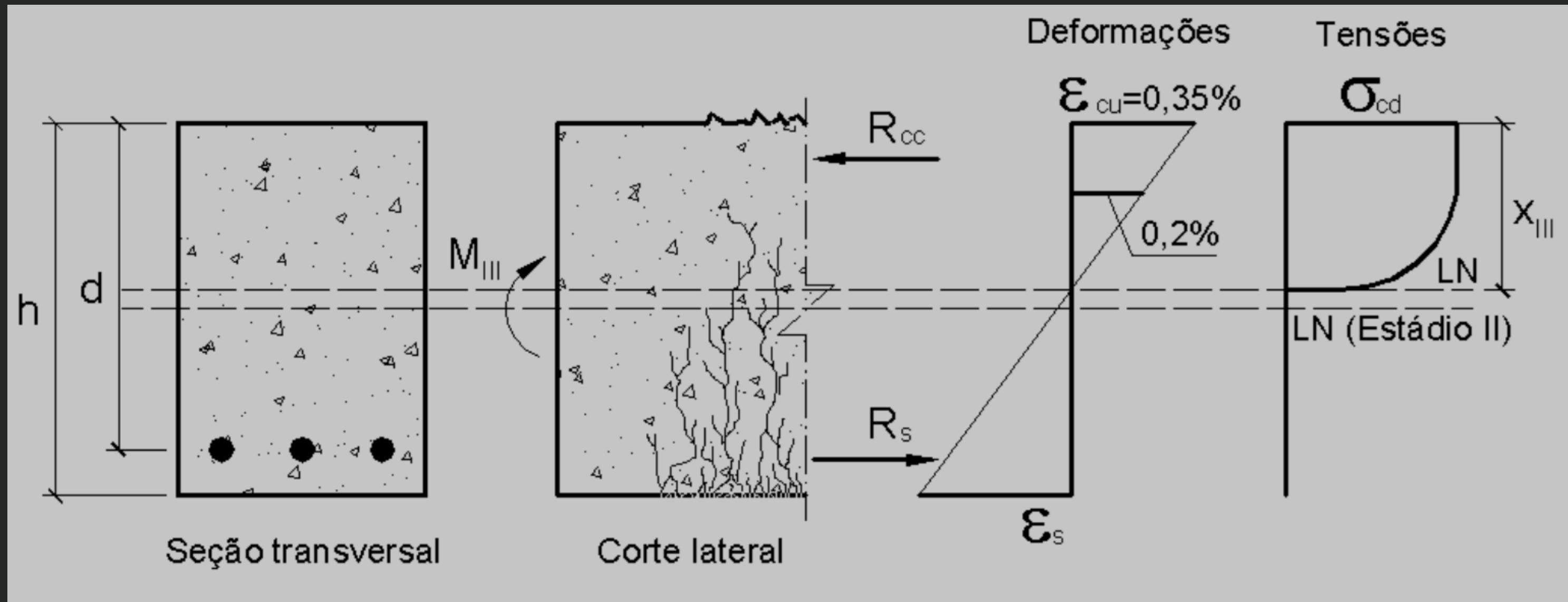
ELS de deformações excessivas

O Estádio II termina com o início da plastificação do concreto comprimido



# ESTÁDIO III

1. Zona comprimida encontra-se plastificada
2. Concreto comprimido na iminência da ruptura
3. Admite-se que o diagrama de tensões seja da forma parábola-retângulo
4. A NBR6118 permite que se trabalhe com um diagrama retangular

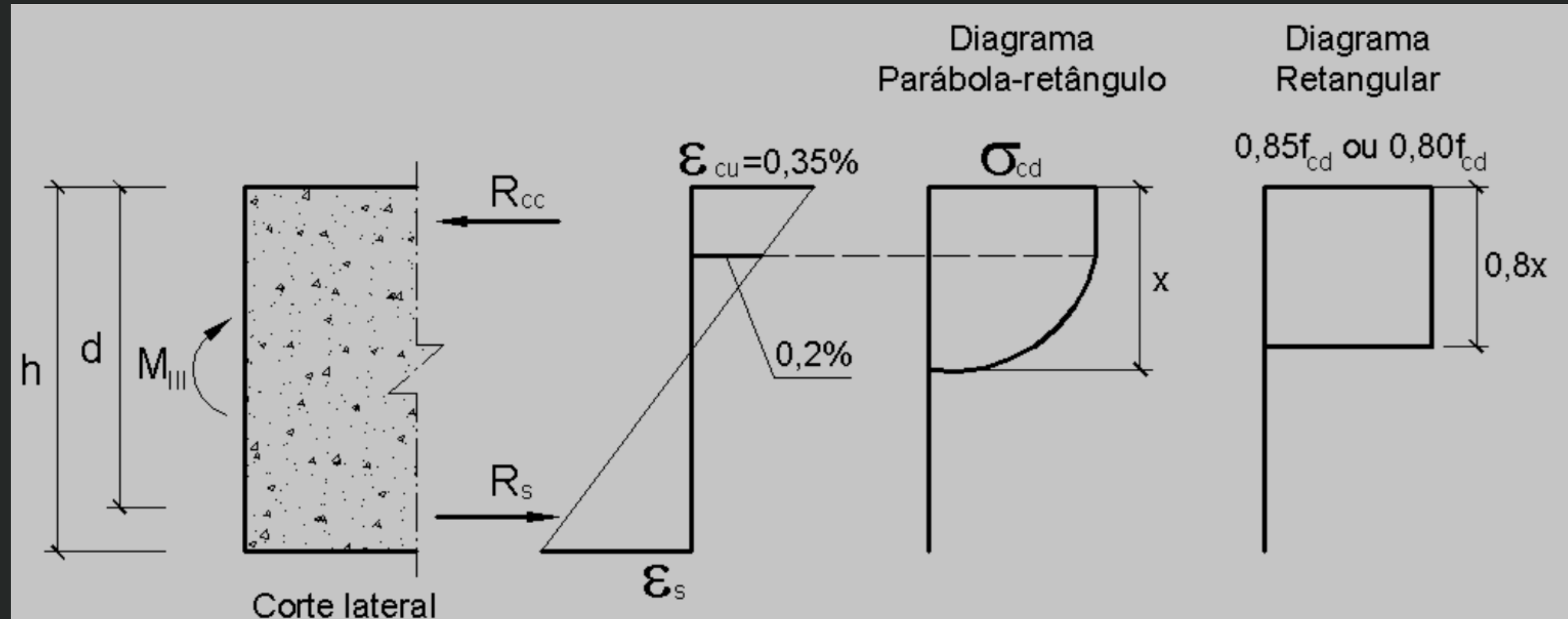


# ESTÁDIO III

A resultante de compressão e o braço em relação à linha neutra devem ser aproximadamente os mesmos para os dois diagramas

Aqui é feito o dimensionamento!

Situação em que se denomina “cálculo na ruptura”



# ... resumidamente...

“Não tem melhor e nem tem pior. O melhor é pior e o pior também é melhor. É todo mundo melhor”

Estádio I: cálculo do momento fletor de fissuração

Estádio II: verificação das deformações em vigas (seções predominantemente fissuradas) e análise das vigas em serviço

Estádio III: dimensionamento dos elementos estruturais no estado limite último.

# ENSAIOS

<https://www.youtube.com/watch?v=5cF2IEZge0M>

[https://youtu.be/0NCKo\\_CTiVw](https://youtu.be/0NCKo_CTiVw)

[https://www.youtube.com/watch?v=3xw9\\_33uNJA](https://www.youtube.com/watch?v=3xw9_33uNJA)

---

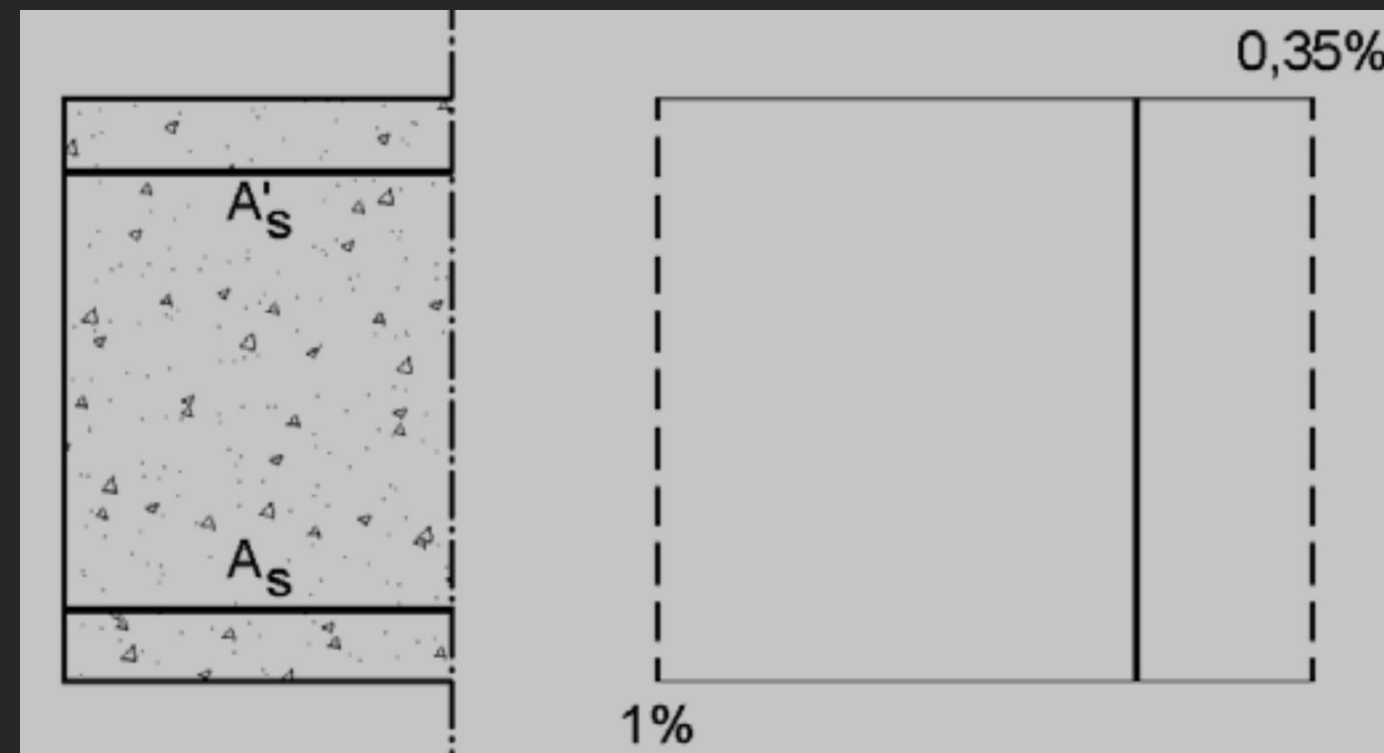
# DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO

---



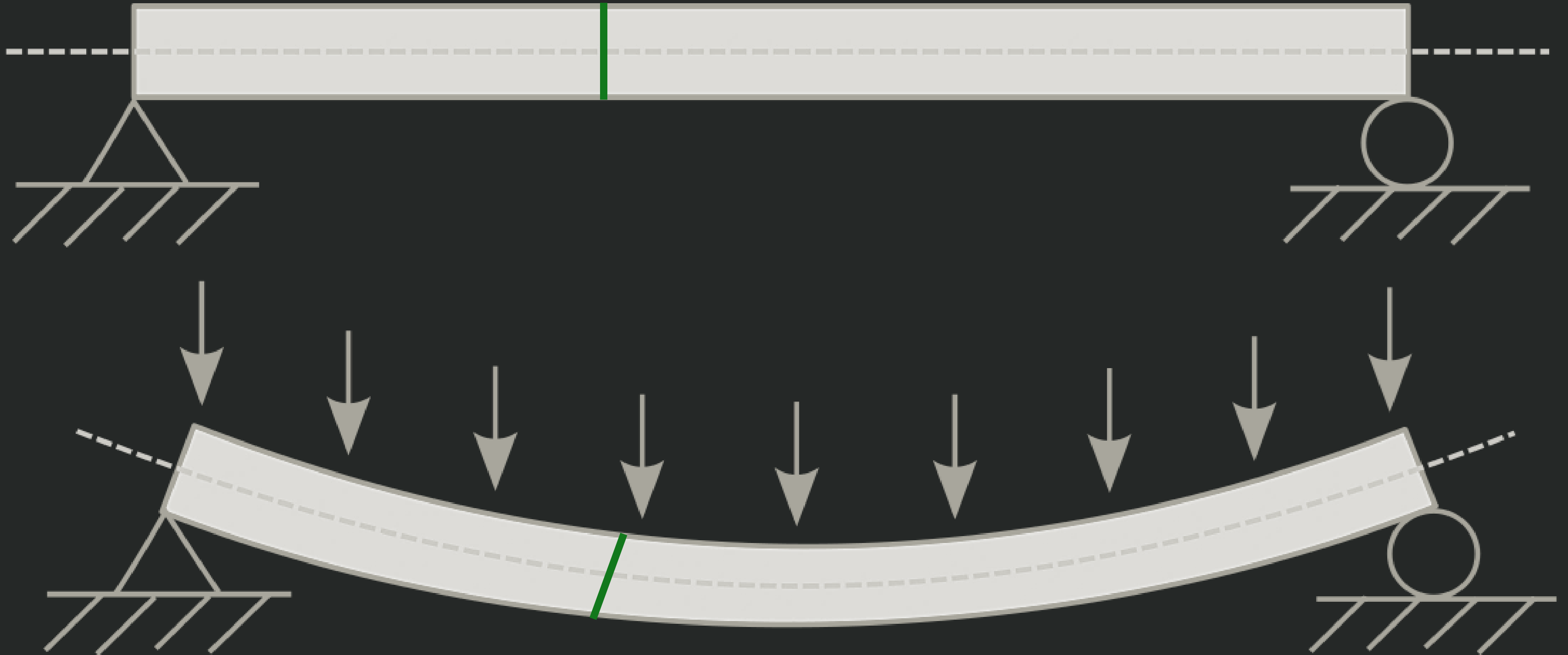
# Domínios de Deformação

- Representações das deformações que ocorrem na seção transversal dos elementos estruturais;
- As deformações são de alongamento e de encurtamento;
  - **alongamento último do aço  $\varepsilon_{cu} = 1,0\%$**
  - **encurtamento último do concreto  $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$**



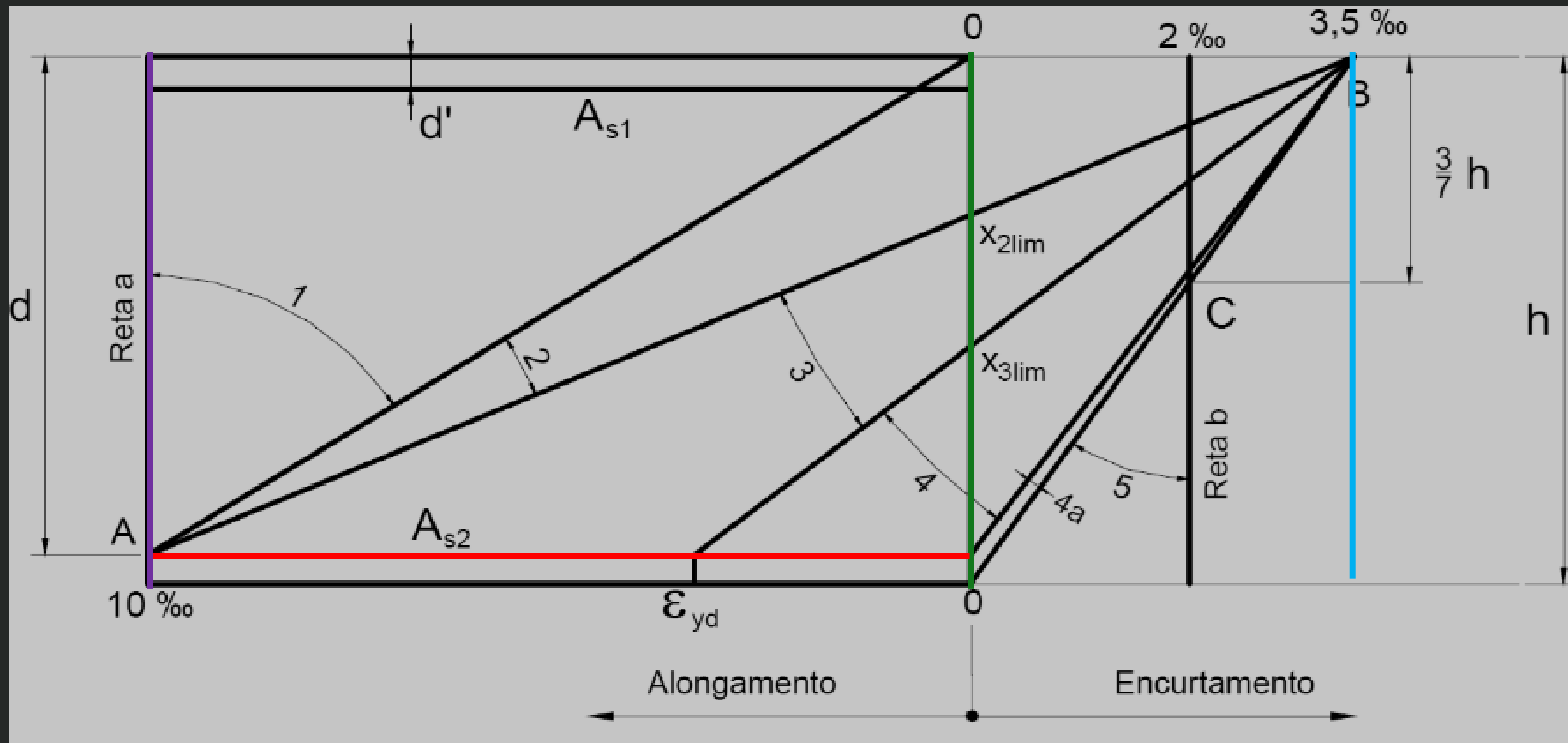
# Domínios de Deformação

---

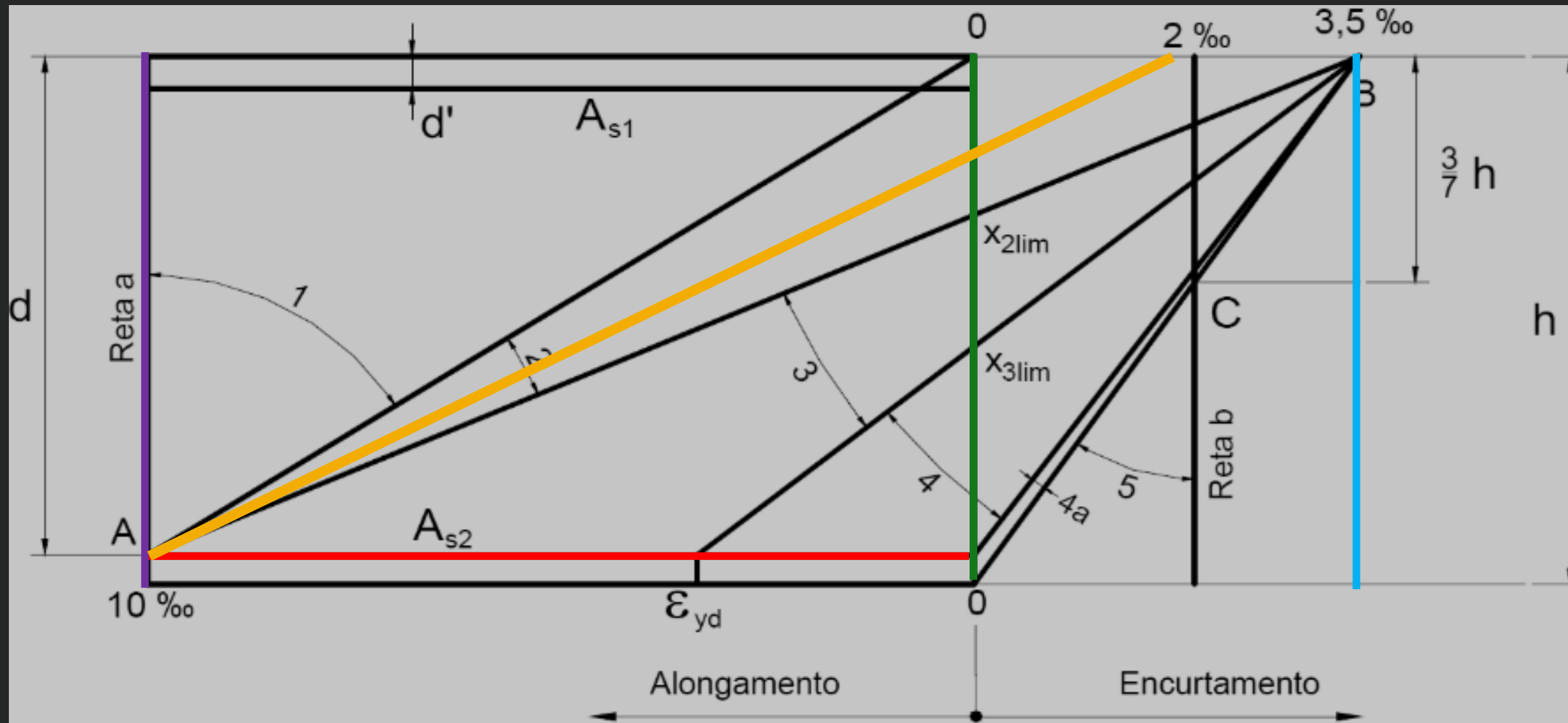


# Domínios de Deformação

- alongamento último do aço  $\varepsilon_{cu} = 1,0\%$
- encurtamento último do concreto  $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$

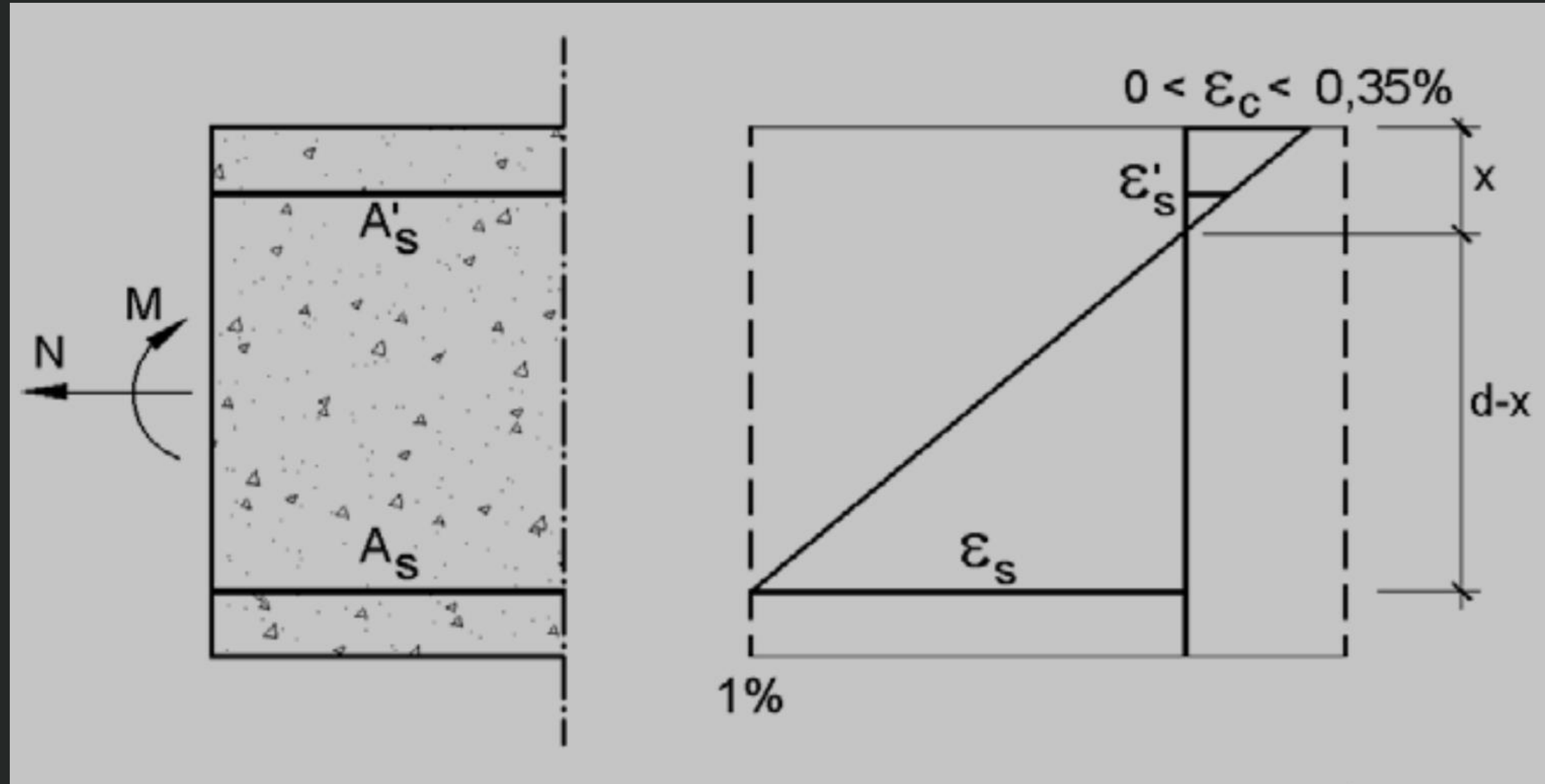


# Domínios 2



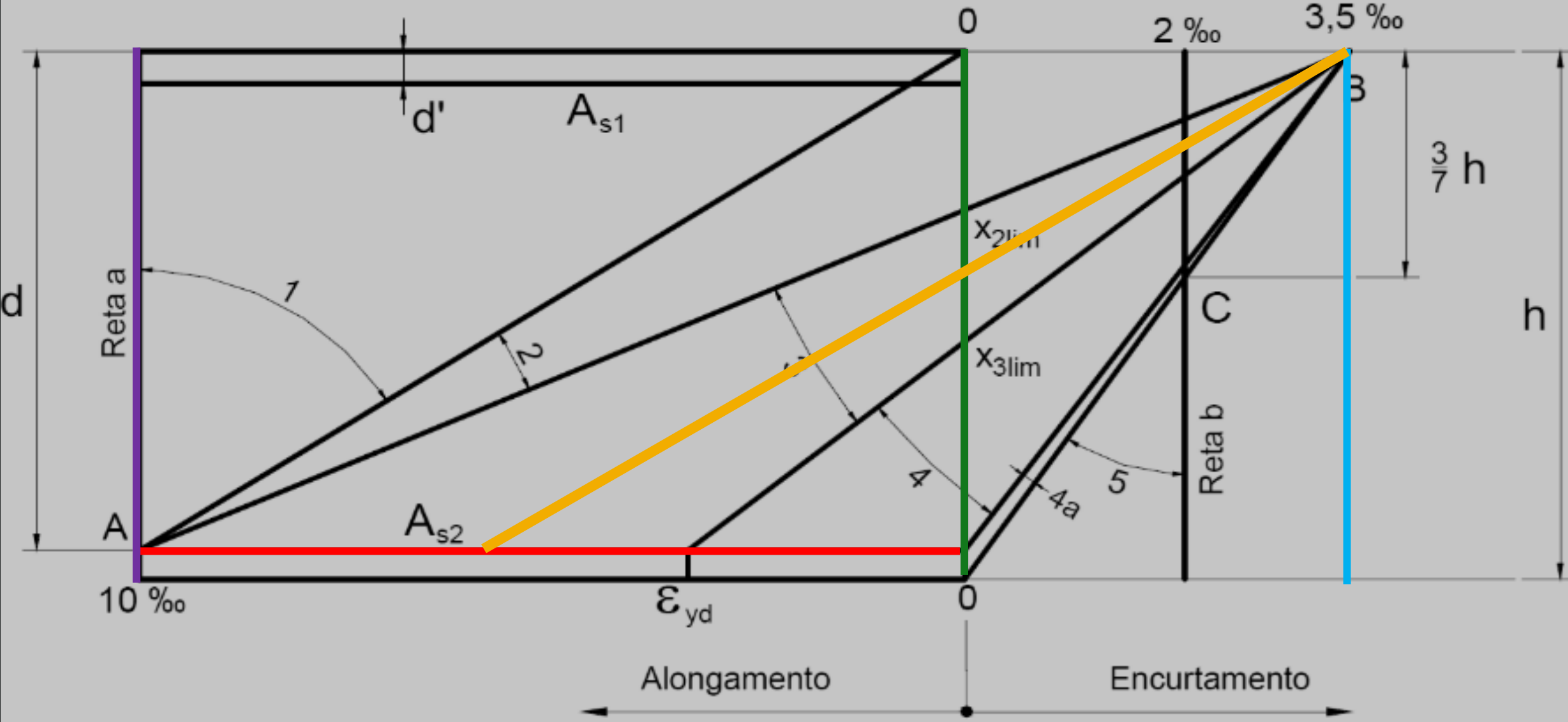
1. Alongamento  $\epsilon_s = 1\%$  e compressão na borda superior
2.  $\epsilon_c$  variando entre 0 e 3,5‰
3. *LN* se encontra dentro da seção
4. Flexão simples ou composta - força normal T ou C
5. Ruína ocorre com deformação plástica excessiva da armadura

# Domínios 2



Como exemplo de elemento estruturais no Domínio 2  
temos as vigas e lajes



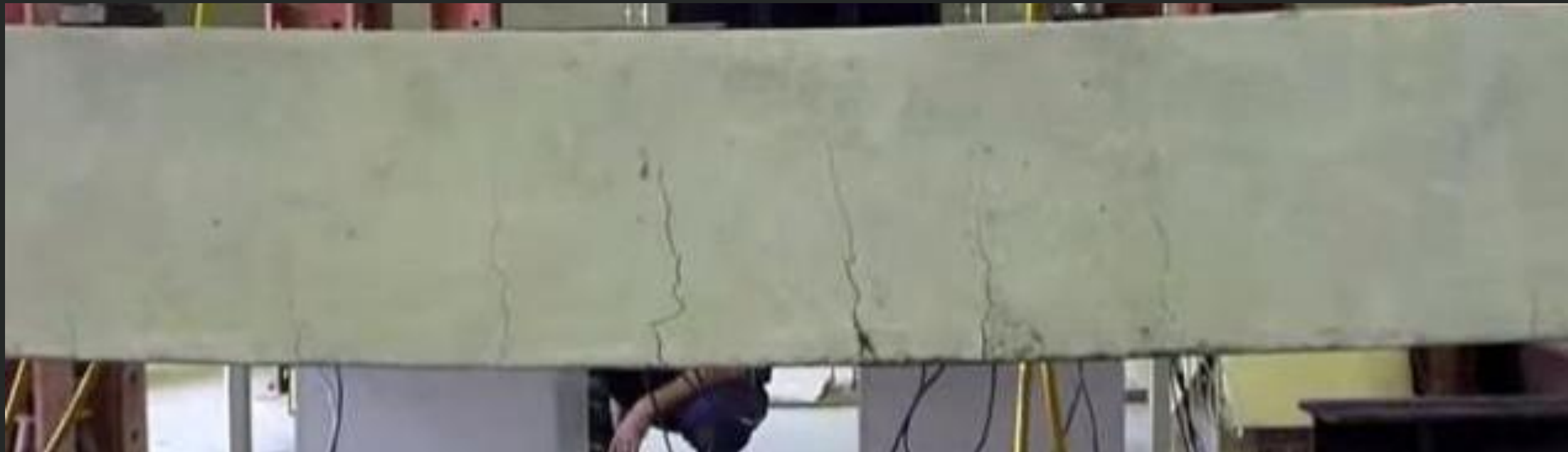


# Domínios 3

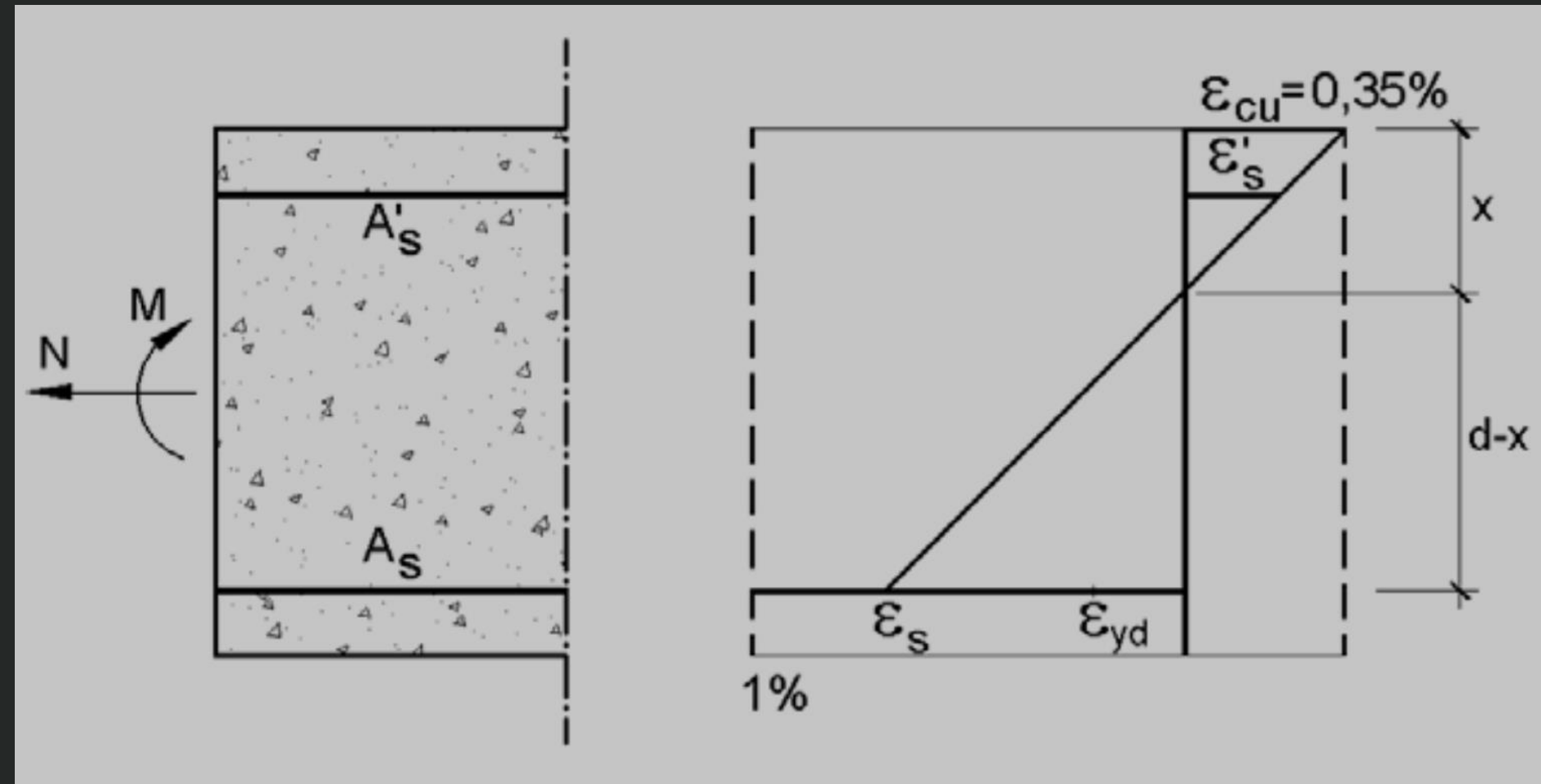
Domínios 2 e 3 a ruína é com aviso prévio...



....peça apresenta deslocamentos visíveis e  
intensa fissuração



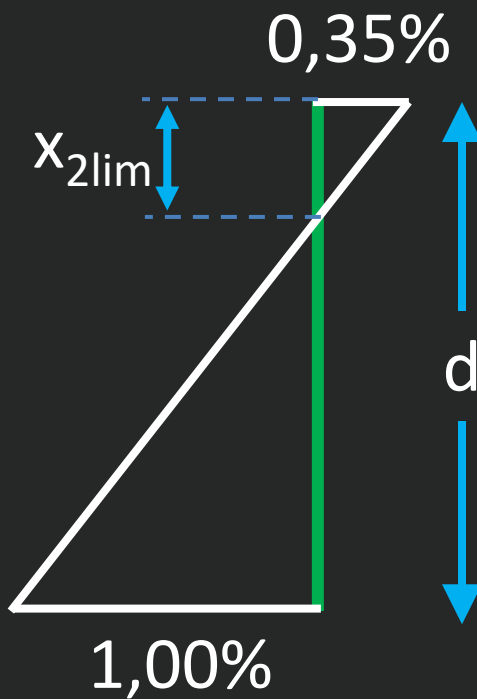
# Domínios 3



Há uma preferência lógica pelo Domínio 3: os dois materiais são aproveitados ao máximo!!

# Determinação de $X_{lim}$

DOMÍNIO 2:



$$\frac{X_{2lim}}{0,35} = \frac{d}{1 + 0,35}$$

$$X_{2lim} = 0,26d$$

$$X_{2lim}/d = 0,26$$

DOMÍNIO 3:



$$\frac{X_{3lim}}{0,35} = \frac{d}{0,35 + \epsilon_{yd}}$$

$$X_{3lim} = \frac{0,35d}{0,35 + \epsilon_{yd}}$$

$$X_{3lim}/d = \frac{0,35}{0,35 + \epsilon_{yd}}$$

# Determinação de $X_{lim}$

$$X_{3lim} = \frac{0,35d}{0,35 + \varepsilon_{yd}}$$

$$X_{3lim}/d = \frac{0,35}{0,35 + \varepsilon_{yd}}$$

AÇO	$\varepsilon_{yd}$ (‰)	$X_{3lim}$	$X_{3lim}/d$
CA-25 laminado a quente	1,04	0,77 d	0,77
CA-50 laminado a quente	2,07	0,63 d	0,63
CA-60 trefilado a frio	2,48	0,59 d	0,59



---

# FLEXÃO SIMPLES

---

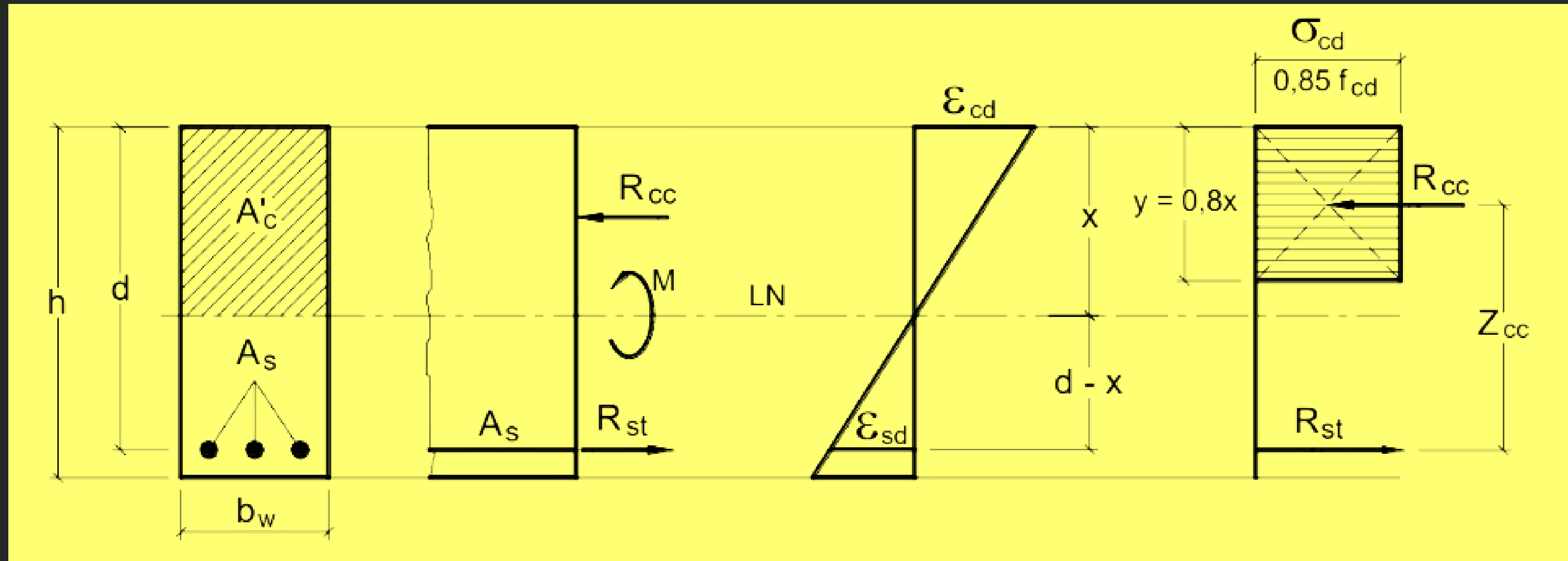
# Dimensionamento - Flexão Simples

FLEXÃO É CARACTERIZADA PELA  
EXISTÊNCIA DE TENSÕES NORMAIS  
DE **TRAÇÃO** E **COMPRESSÃO** NA  
MESMA SEÇÃO

# Dimensionamento - Flexão Simples

Viga com armadura simples:

seção necessita apenas de uma armadura longitudinal resistente tracionada



# Dimensionamento - Flexão Simples

## Equilíbrio de Forças

$$R_{cc} = R_{st}$$

$$R_{cc} = \sigma_{cd} A_c$$

$$R_{cc} = 0,85 f_{cd} 0,8x b_w$$

$$R_{cc} = 0,68 b_w x f_{cd}$$

$$R_{st} = \sigma_{sd} A_s$$

$\sigma_{sd}$  = tensão de cálculo na armadura tracionada

$A_s$  = área de aço da armadura tracionada

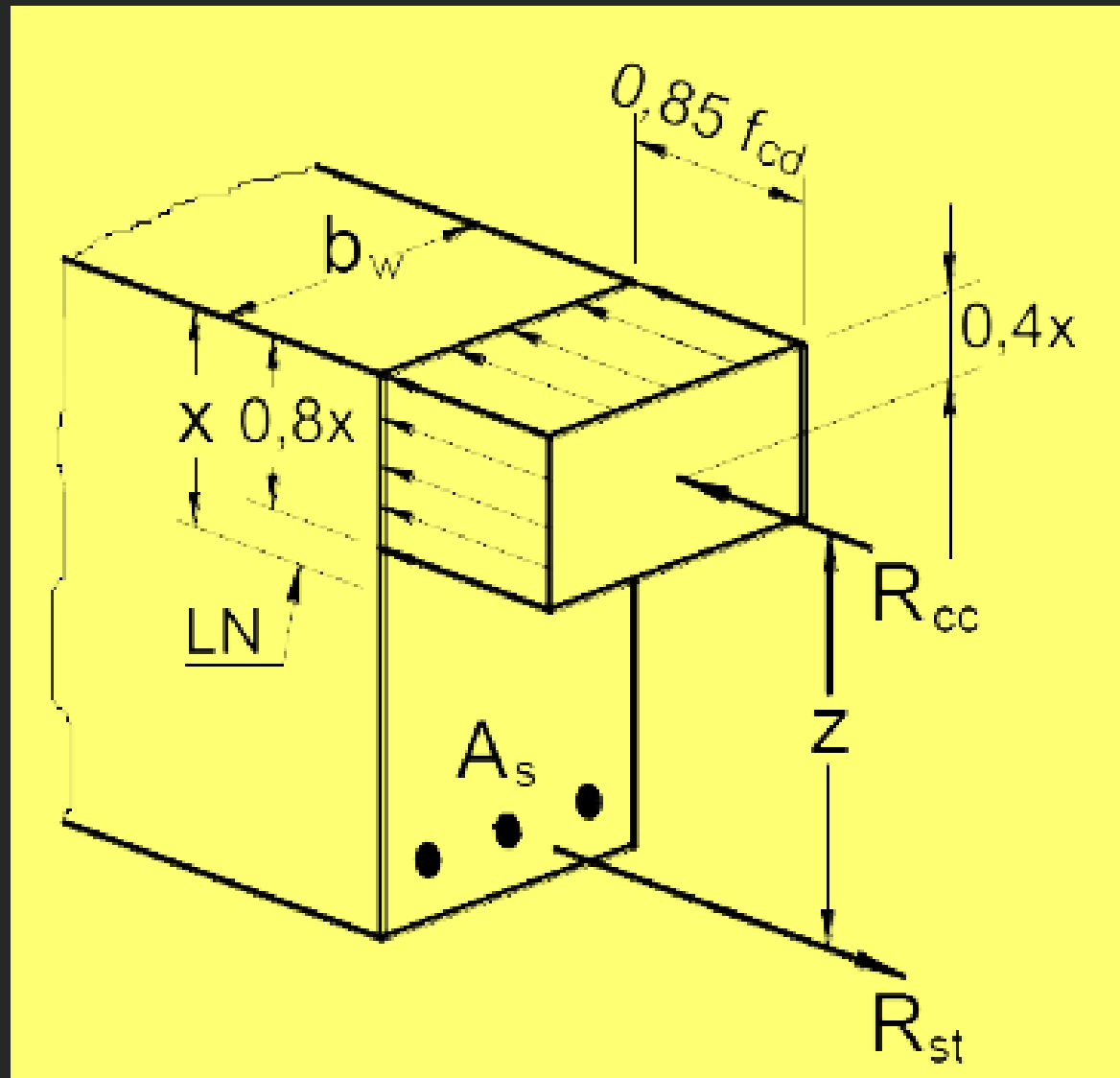
## Equilíbrio de Momentos

$$M_d = R_{cc} Z_{cc} = R_{st} Z_{st}$$

$$Z_{cc} = d - 0,4x$$

$$M_d = 0,68 b_w x f_{cd} (d - 0,4x)$$

$$M_d = \sigma_{sd} A_s (d - 0,4x)$$



# Dimensionamento - Flexão Simples

$$M_d = 0,68 b_w \times f_{cd} (d - 0,4x)$$

$$R_{cc} = 0,68 b_w \times f_{cd}$$

$$M_d = \sigma_{sd} A_s (d - 0,4x)$$

$$R_{st} = \sigma_{sd} A_s$$

$$x = \frac{d}{0.8} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d}{0.85 f_{cd} b d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.68 f_{cd} b x}{f_{yd}}$$

## 7 Variáveis e 2 Equações

Passos:

- i) Achar X
- ii) Comparar X com  $X_{2lim}$  e  $X_{3lim}$
- iii) Com X e  $\sigma_{sd}$  achar  $A_s$

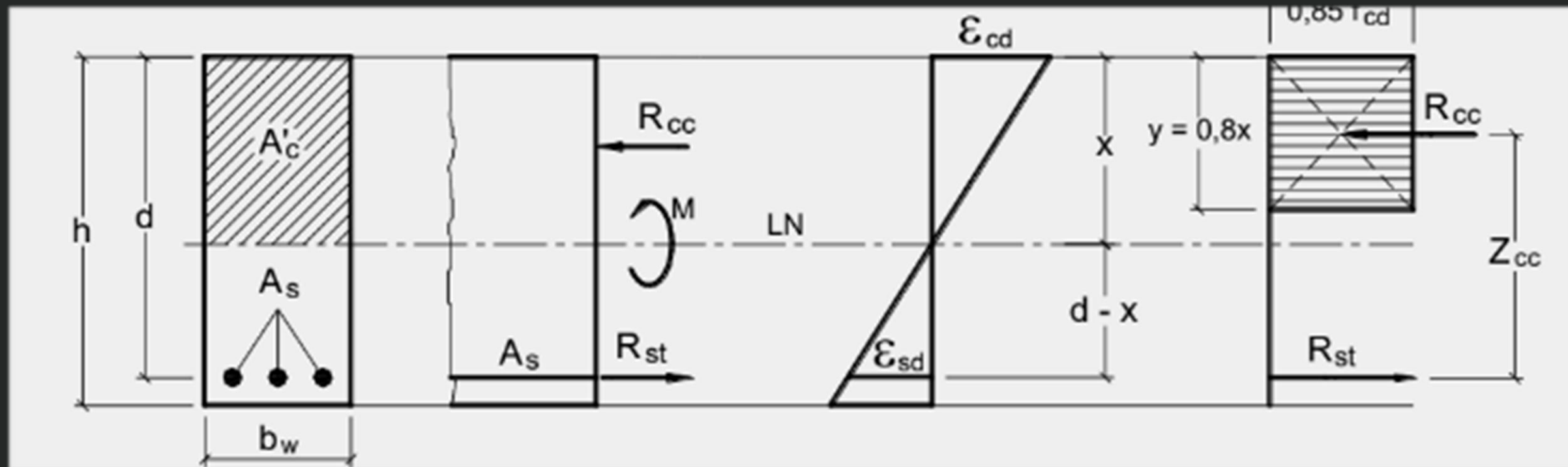
Domínios 2 ou 3 → tensile stress ( $\sigma_{sd}$ ) is equal to the largest possible one:  $\sigma_{sd} = f_{yd}$



# Dimensionamento - Flexão Simples

LEMBRETE: escolher a espessura de modo a evitar: fissuras, armadura dupla e flechas significativas:

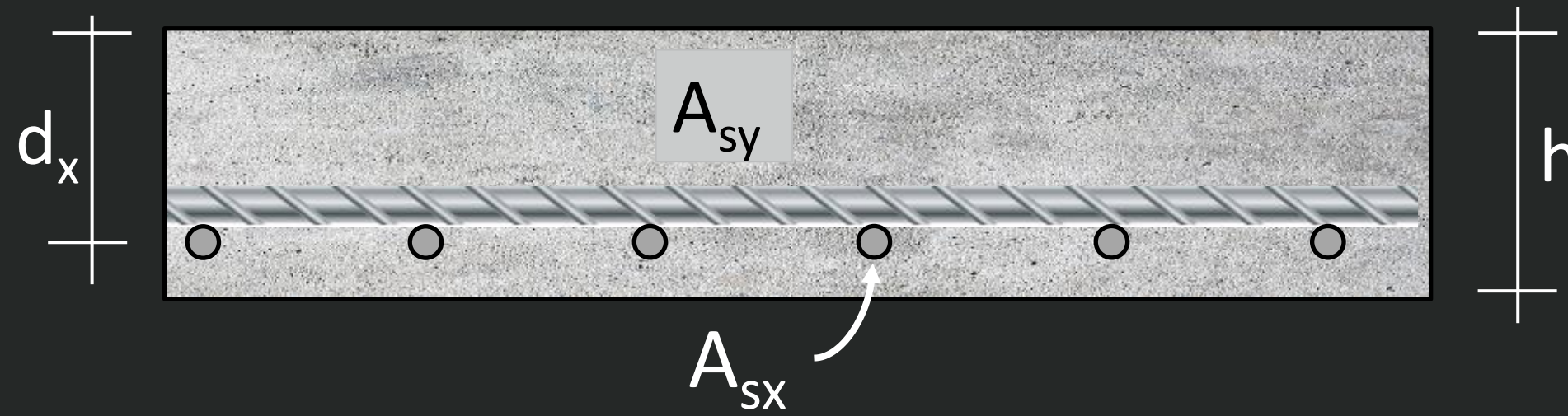
Flexão Simples:



$$x = \frac{d}{0.8} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m_d}{0.85f_{cd}bd^2}} \right) \quad A_s = \frac{0.68f_{cd}bx}{f_{yd}}$$

# Dimensionamento – NBR6118:2014

Altura útil (d) :



$$d_x = h - \text{cob} - \phi/2$$

$$d_x = 12 - 2 - 1/2$$

$$d_x \approx 9.5 \text{ cm}$$

## 14.6.4.3 Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade

A capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for  $x/d$ , tanto maior será essa capacidade.

Para proporcionar o adequado comportamento dútil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

a)  $x/d \leq 0,45$ , para concretos com  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ ;

b)  $x/d \leq 0,35$ , para concretos com  $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ .



# Prescrições da NBR6118:2014

## 20 Detalhamento de lajes

### 20.1 Prescrições gerais

As armaduras devem ser detalhadas no projeto de forma que, durante a execução, seja garantido o seu posicionamento durante a concretagem.

Qualquer barra da armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual a  $h/8$ .

As barras da armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento no máximo igual a  $2h$  ou 20 cm, prevalecendo o menor desses dois valores na região dos maiores momentos fletores.

Nas lajes maciças armadas em uma ou em duas direções, em que seja dispensada armadura transversal de acordo com 19.4.1, e quando não houver avaliação explícita dos acréscimos das armaduras decorrentes da presença dos momentos volventes nas lajes, toda a armadura positiva deve ser levada até os apoios, não se permitindo escalonamento desta armadura. A armadura deve ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio.

A armadura secundária de flexão deve ser igual ou superior a 20 % da armadura principal, mantendo-se, ainda, um espaçamento entre barras de no máximo 33 cm. A emenda dessas barras deve respeitar os mesmos critérios de emenda das barras da armadura principal.

# Armadura Mínima – NBR6118:2014

Taxa Mínima de Armadura:

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



$$A_{s,min} = 0,15\% \cdot 12 \cdot 100 = 1,80 \text{ cm}^2/m$$



# Armadura Mínima – NBR6118:2014

Tabela 19.1 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$		–

onde

$$\rho_s = A_s/b_w h \text{ e } \rho_p = A_p/b_w h.$$

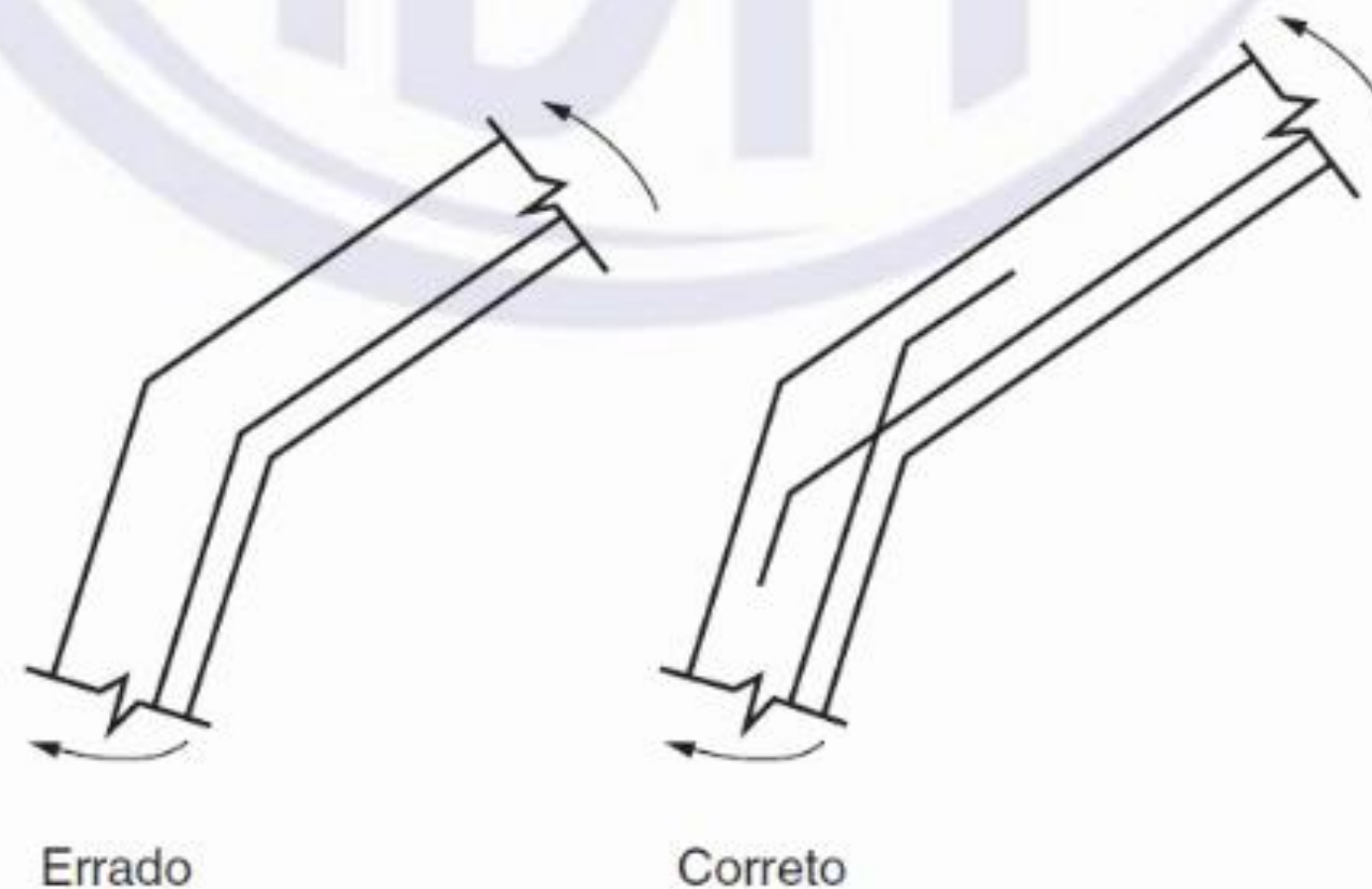
NOTA Os valores de  $\rho_{\min}$  são definidos em 17.3.5.2.1.



# Direção da Armadura – NBR6118:2014

## 18.2.3 Mudanças de direção das armaduras

Quando houver tendência à retificação de barra tracionada em regiões em que a resistência a esses deslocamentos seja proporcionada por cobrimento insuficiente de concreto, a permanência da barra em sua posição deve ser garantida por meio de estribos ou grampos convenientemente distribuídos. Deve ser dada preferência à substituição da barra por outras duas, prolongadas além do seu cruzamento e ancoradas conforme a Seção 9 (ver Figura 18.1).



NOTA:  
Há um vetor de forças aqui.

Figura 18.1 – Mudança de direção das armaduras

# Direção da Armadura – NBR6118:2014

## CORTE 3-3

(esc. 1:25)

11 N3  $\phi$  8  
C/16 C=72  
= 50 =

9 N10  $\phi$  10 C/20 C=166

= 185 =

15 N10  $\phi$  10 C/20 C=166

22 N5  $\phi$  12.5 C/8 C=564  
318

9 N8  $\phi$  10 C/20 C=208

11 N3  $\phi$  8  
C/16 C=72  
= 50 =

50  
171  
22 N6  $\phi$  12.5  
C/8 C=232

# EXEMPLO 5



# EXEMPLO 5

Dimensionar a escada de uma edificação residencial com espelho de 16,7cm e piso de 28cm. No lado interno do degrau há um peitoril com carga de 1,5 kN/m. Vão 394cm.

## Dimensionamento

$$\text{Mom}^+ = 1950 \text{ kgf.m/m}$$

+

CA-50

$$d = 9.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 250 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = 7.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 10 \text{ c}/10 \text{ cm}$$

$$A_{s\_sec} \geq \begin{cases} \frac{A_{sprinc}}{5} = \frac{7.45}{5} = 1.49 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{A_{smin}}{2} = \frac{1.80}{2} = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,90 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$A_{s,neg} = 0,15\% \cdot 12 \cdot 100 = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } 1.49 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 6 \text{ c}/20$$



The background of the image shows a large stack of steel reinforcement bars (rebar) with a ribbed texture, arranged in a way that creates a strong sense of depth and repetition. The bars are dark grey and appear to be made of steel. The lighting highlights the texture of the ribs and the metallic surface of the bars.

Bitola (mm)	Seção nominal (mm <sup>2</sup> )
6,3	31,2
8,0	50,3
10,0	78,5
12,5	122,7
16,0	201,1
20,0	314,2
25,0	490,9
32,0	804,2
40,0	1.256,6



# EXEMPLO 6

Dimensionar a escada de uma edificação residencial com espelho de 16,7cm e piso de 28cm. No lado interno do degrau há um peitoril com carga de 1,5 kN/m. Vão 394cm.

## Dimensionamento

$$\frac{A\phi_b}{\text{Espaçamento}} = \frac{A_s}{100}$$

Bitola (mm)	Seção nominal (mm <sup>2</sup> )
6,3	31,2
8,0	50,3
10,0	78,5
12,5	122,7
16,0	201,1
20,0	314,2
25,0	490,9
32,0	804,2
40,0	1.256,6

$$\text{Esp} = A\phi_b \times 100 / A_s$$

$$A_s = 7.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Esp} = 0.80 \times 100 / 7.45$$

$$\text{Esp} = 10.73 \text{ cm}$$

$$\text{Esp} = 10 \text{ cm}$$

$$\phi 10 \text{ c}/10 \text{ cm}$$

$$\text{Esp} = A\phi_b \times 100 / A_s$$

$$A_s = 7.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Esp} = 0.50 \times 100 / 7.45$$

$$\text{Esp} = 6.71 \text{ cm}$$

$$\text{Esp} = 6 \text{ cm}$$

$$\phi 8 \text{ c}/6 \text{ cm}$$



# Prescrições da NBR6118:2014

## 20 Detalhamento de lajes

### 20.1 Prescrições gerais

As armaduras devem ser detalhadas no projeto de forma que, durante a execução, seja garantido o seu posicionamento durante a concretagem.

Qualquer barra da armadura de flexão deve ter diâmetro no máximo igual a  $h/8$ .

As barras da armadura principal de flexão devem apresentar espaçamento no máximo igual a  $2h$  ou 20 cm, prevalecendo o menor desses dois valores na região dos maiores momentos fletores.

Nas lajes maciças armadas em uma ou em duas direções, em que seja dispensada armadura transversal de acordo com 19.4.1, e quando não houver avaliação explícita dos acréscimos das armaduras decorrentes da presença dos momentos volventes nas lajes, toda a armadura positiva deve ser levada até os apoios, não se permitindo escalonamento desta armadura. A armadura deve ser prolongada no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio.

A armadura secundária de flexão deve ser igual ou superior a 20 % da armadura principal, mantendo-se, ainda, um espaçamento entre barras de no máximo 33 cm. A emenda dessas barras deve respeitar os mesmos critérios de emenda das barras da armadura principal.

# RECOMENDAÇÕES:

## ESPAÇAMENTO MÍNIMO

É recomendável adotar espaçamentos  $s > 10 \text{ cm}$ , visando obter um bom lançamento e adensamento do concreto.

## BITOLA MÍNIMA

Não é definido um limite inferior para a bitola. Recomenda-se não usar bitolas  $< 8 \text{ mm}$  (exceção de telas soldadas).

## NÚMERO MÍNIMO

Com a prescrição do espaçamento máximo de  $33 \text{ cm}$ , a norma impõe o mínimo de três barras por metro para as armaduras de lajes

... das disposições da norma a área mínima absoluta para as armaduras positivas e negativas é  $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

---

ELS – DEFORMAÇÕES  
EXCESSIVAS

---

FLECHAS



# ELS - DEF

---

## NBR6118:2014

“ ....deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, que levem em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto ao longo dessa armadura e as deformações diferidas no tempo. “

“Não se pode esperar, portanto, grande precisão nas previsões de deslocamentos dadas pelos processos analíticos prescritos”

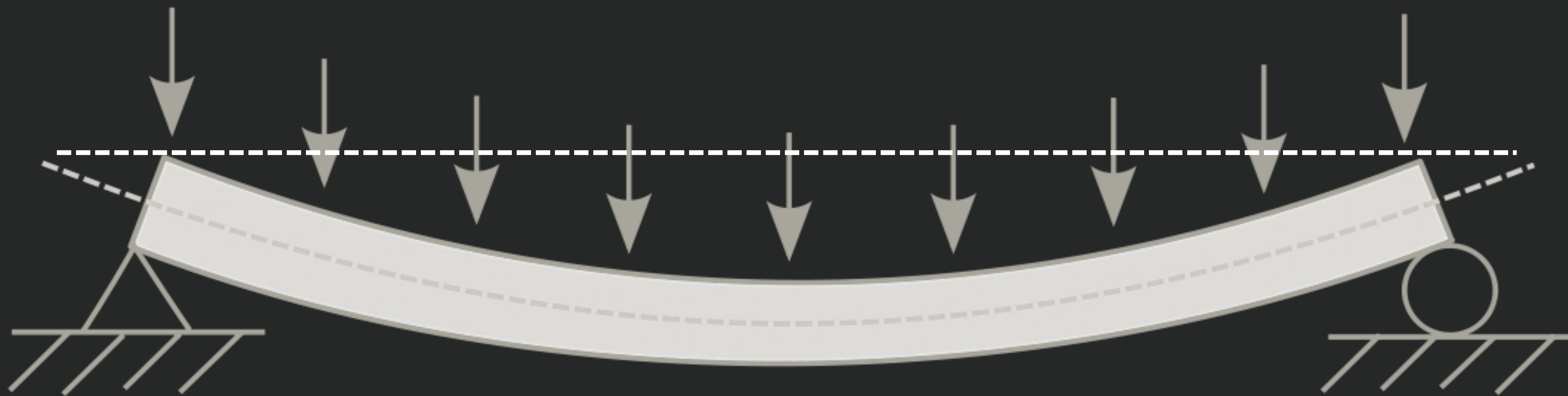
“O modelo de comportamento da estrutura pode admitir o concreto e o aço como materiais de comportamento elástico e linear, de modo que as seções ao longo do elemento estrutural possam ter as deformações específicas determinadas no estágio I, desde que os esforços não superem aqueles que dão início à fissuração, e no estágio II, em caso contrário.”



# ELS – DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

FLECHA IMEDIATA

$$f_l = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI}$$



# ELS – DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

## VERIFICAÇÃO DO ESTÁDIO

“Nos estados-limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct,m} I_c}{y_t}$$

$\alpha$  é o fator que correlaciona a resistência à tração na flexão com a à tração direta (1,5 seções retangulares);

$y_t$  é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada ( $h/2$ );

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto ( $bh^3/12$ );

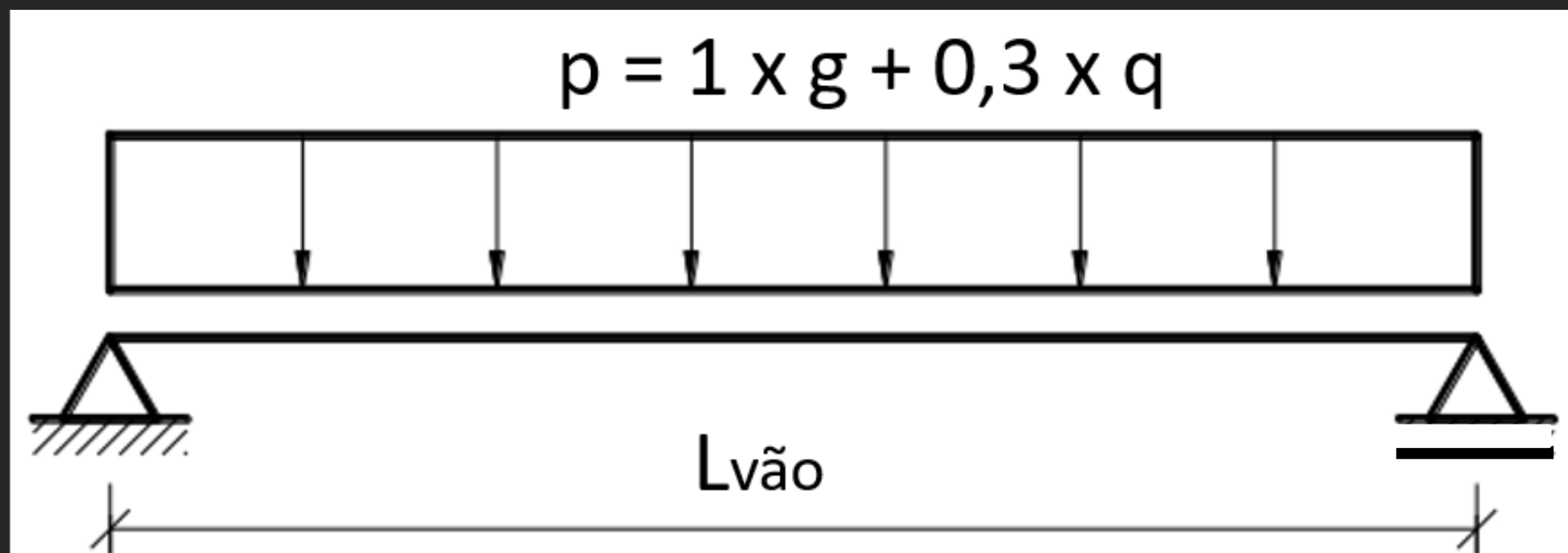
$f_{ct,m}$  é a resistência à tração direta do concreto

$$f_{ct,m} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

# ELS – DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

## FLECHA IMEDIATA

O momento máximo da escada deve considerar a combinação de carregamento para o devido Estado Limite de Serviço considerado



$$M_a = \frac{pL_{vão}^2}{8}$$

# ELS – DEFORMAÇÕES EXCESSIVASgggb

## FLECHA IMEDIATA

“Para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas, pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente dada a seguir”

Se  $M_r < M_a$

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c$$

---

Se  $M_r > M_a$

$$(EI)_{eq} = E_{cs} I_c$$

# ELS – DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

## FLECHA IMEDIATA

$$\underline{\text{Se } M_r > M_a}$$

$$E_{cs} = \alpha_i E_i$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1$$

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

$$\alpha_E = 1,2 \text{ p/ basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ p/ granito}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ p/ calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ p/ arenito}$$



# ELS – DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

## FLECHA IMEDIATA

$$\underline{\text{Se } M_r < M_a}$$

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c$$

$$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{12} + bX_{II} \left( \frac{X_{II}}{2} \right)^2 + \alpha_e A_s (d - X_{II})^2$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$$

$$X_{II}^2 + \frac{2A_s\alpha_e}{b} X_{II} - \frac{2A_sd\alpha_e}{b} = 0$$



# ANCORAGEM E EMENDAS



# ANCORAGEM E EMENDAS

## POSIÇÃO DA BARRA

### Boa aderência:

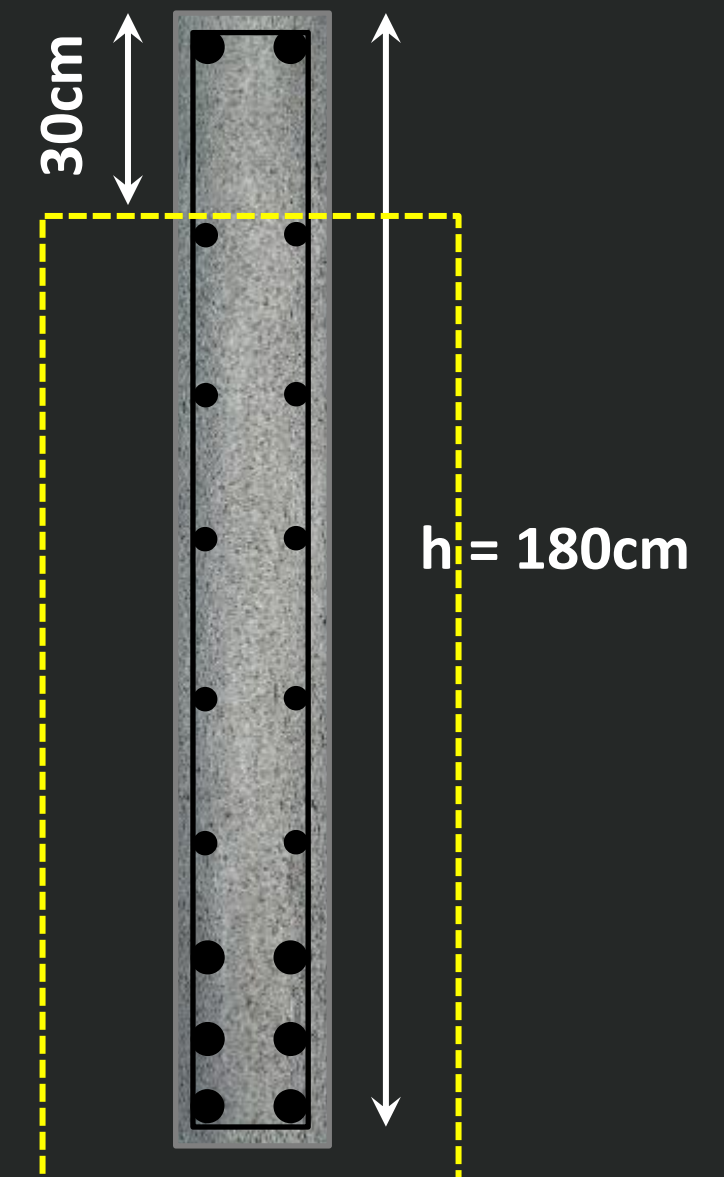
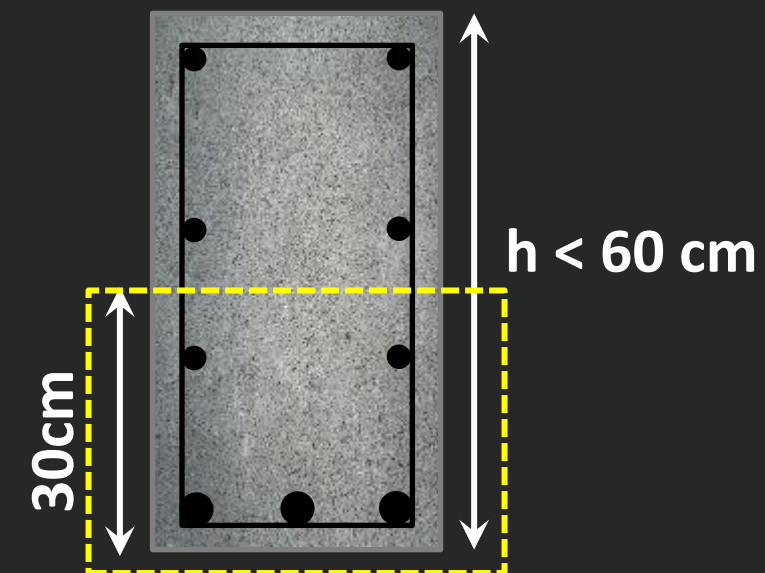
i - Barras com inclinação  $> 45^\circ$



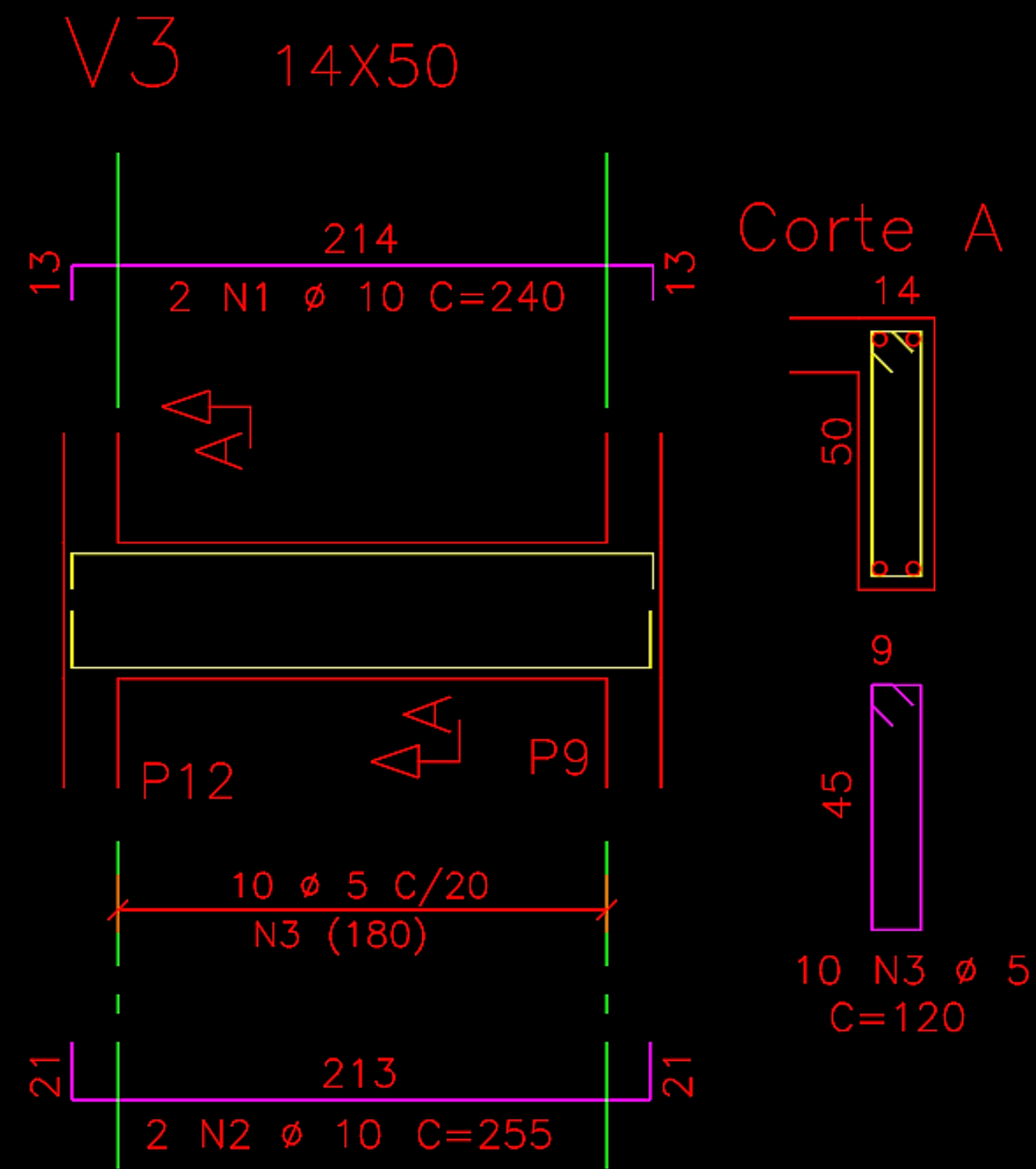
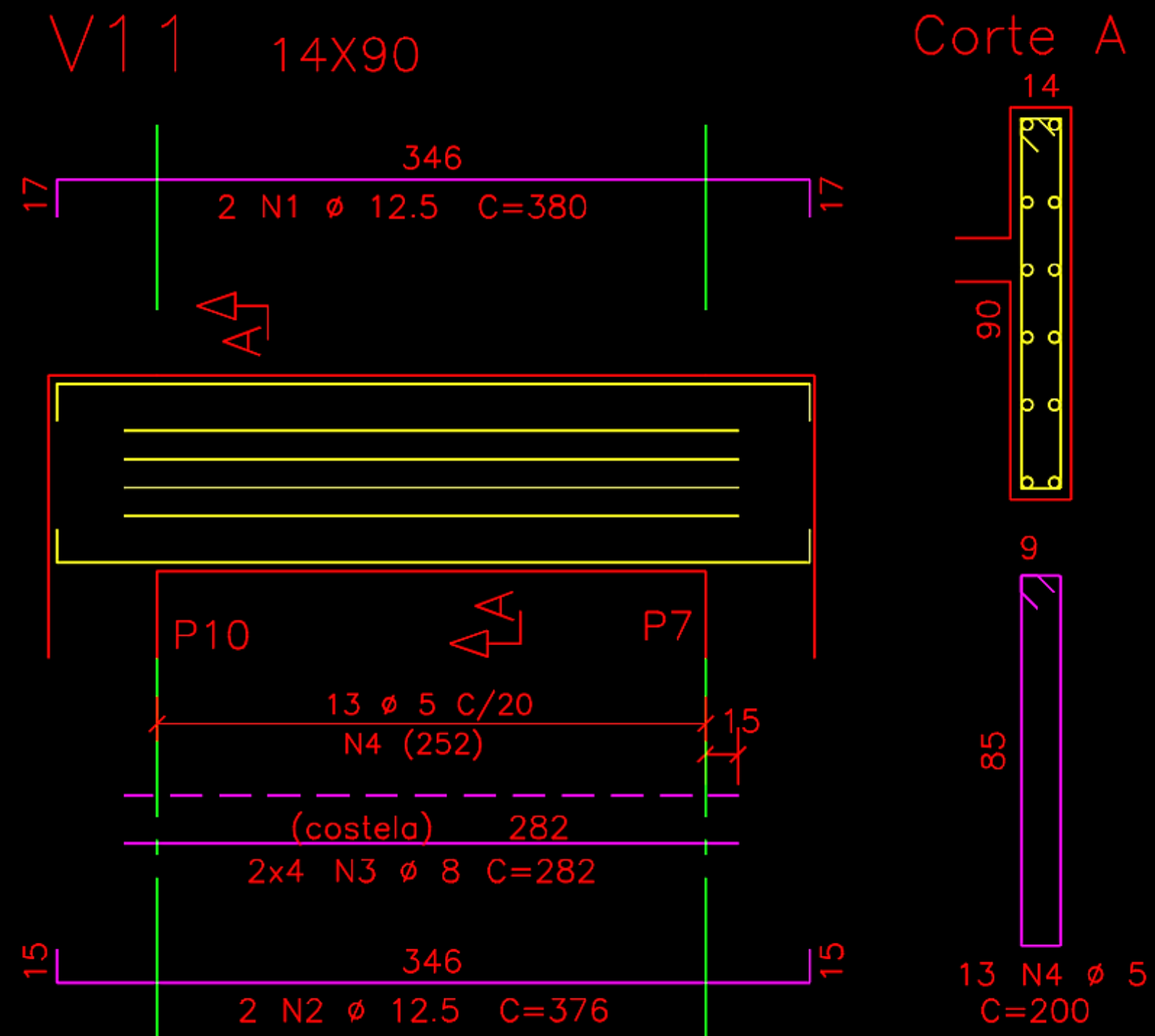
ii - Barra horizontais ou com inclinação  $< 45^\circ$ , desde que:

a) elementos estruturais com  $h < 60$  cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;

b) elementos estruturais com  $h \geq 60$  cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.



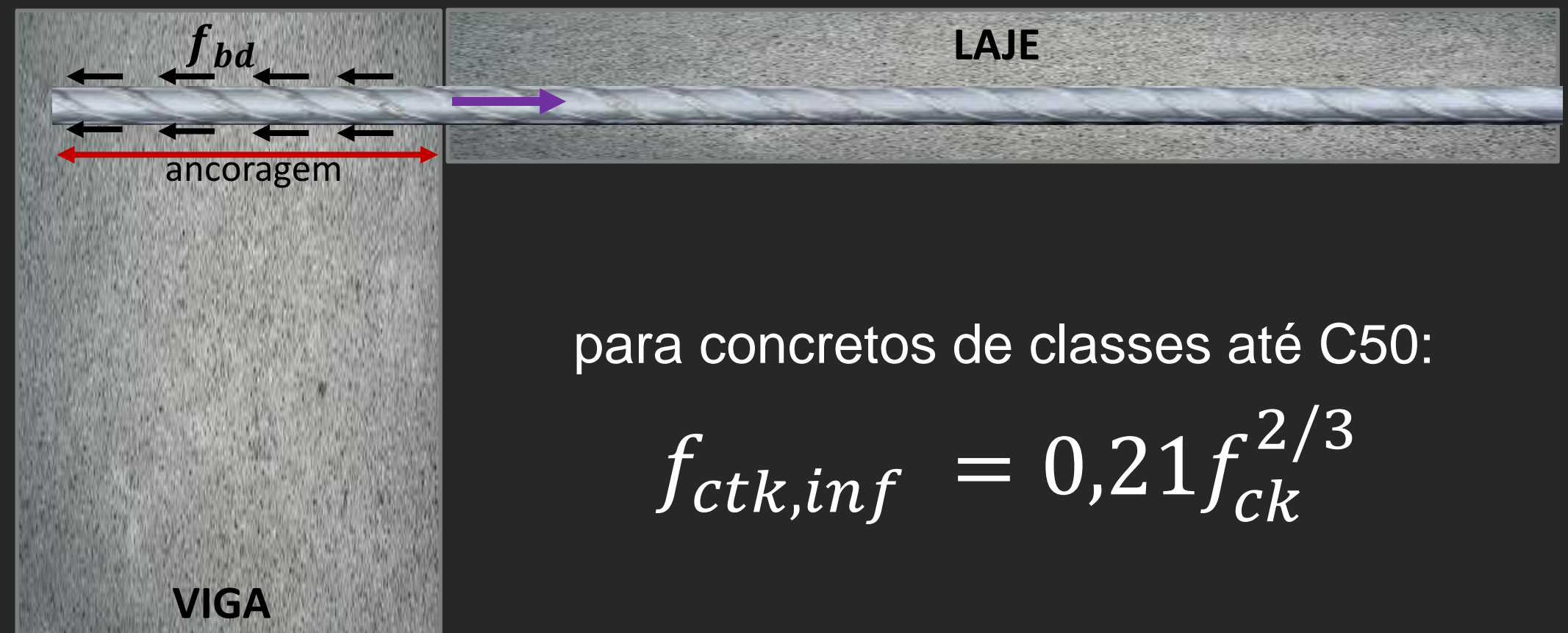
# ANCORAGEM E EMENDAS





# ANCORAGEM E EMENDAS

9.3.2.1 “A resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas deve ser obtida pela seguinte expressão:”



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

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

para concretos de classes até C50:

$$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$$

$\eta_1 = 2,25$  barras nervuradas

$\eta_2 = 1,0$  boa aderência

$\eta_2 = 0,7$  má aderência

$\eta_3 = 1,0$  para  $\phi < 32mm$



# ANCORAGEM E EMENDAS

9.4.1 “Todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que as forças a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidos ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos ou por combinação de ambos.”

9.4.2.4 “Define-se comprimento de ancoragem básico como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força-limite  $A_s f_{yd}$  nessa barra, admitindo-se, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a  $f_{bd}$ .”

$$\ell_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \leq 25\phi$$

# ANCORAGEM E EMENDAS

9.4.2.5 “O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por.”

$$\ell_{b,nec} = \alpha \ell_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \ell_{b,min}$$

$\alpha = 1,0$  barras sem gancho

$\alpha = 0,7$  barras com gancho

$$\ell_{b,min} \geq 0,3\ell_b, 10\phi, 10\text{ cm}$$

# ANCORAGEM E EMENDAS

9.4.2.5 “O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por.”

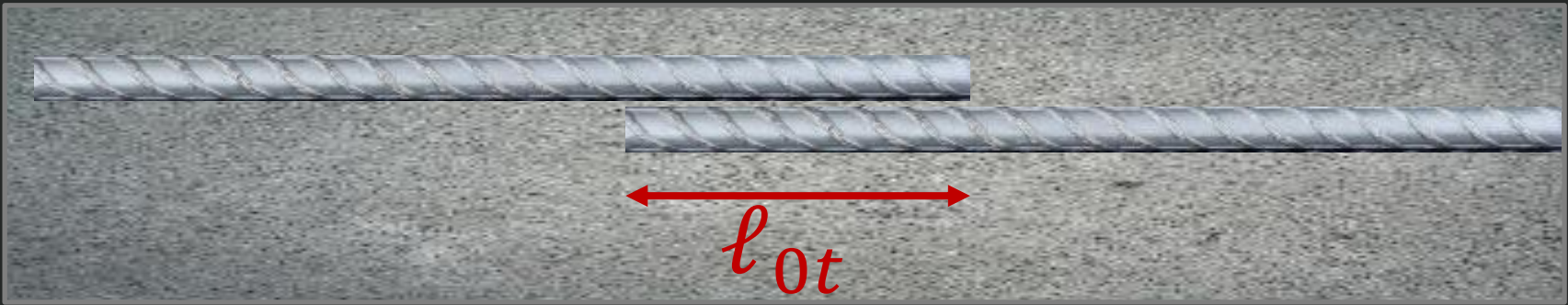
F <sub>ck</sub> (MPa)	BOA ADERÊNCIA		MÁ ADERÊNCIA	
	SEM GANCHO	COM GANCHO	SEM GANCHO	COM GANCHO
25	38 Ø	27 Ø	54 Ø	38 Ø
30	34 Ø	24 Ø	48 Ø	34 Ø
35	31 Ø	22 Ø	43 Ø	31 Ø
40	28 Ø	20 Ø	40 Ø	28 Ø
45	26 Ø	18 Ø	37 Ø	26 Ø
50	24 Ø	17 Ø	34 Ø	24 Ø

**EMENDAS POR TRASPASSE**

# EMENDAS POR TRASPASSE

## 9.5.2 Emendas por traspasse

“Esse tipo de emenda não é permitido para barras de bitola maior que 32 mm.”



“A proporção máxima de barras tracionadas da armadura principal emendadas por traspasse na mesma seção transversal do elemento estrutural deve ser a indicada na Tabela 9.3.”

Tabela 9.3 – Proporção máxima de barras tracionadas emendadas			
Tipo de barra	Situação	Tipo de carregamento	
		Estático	Dinâmico
Alta aderência	Em uma camada	100 %	100 %
	Em mais de uma camada	50 %	50 %
Lisa	$\phi < 16 \text{ mm}$	50 %	25 %
	$\phi \geq 16 \text{ mm}$	25 %	25 %



# EMENDAS POR TRASPASSE

## 9.5.2.2 Comprimento de traspasse de barras tracionadas, isoladas

9.5.2.2.1 Quando a distância livre entre barras emendadas estiver compreendida entre 0 e  $4\phi$ , o comprimento do trecho de traspasse para barras tracionadas deve ser:

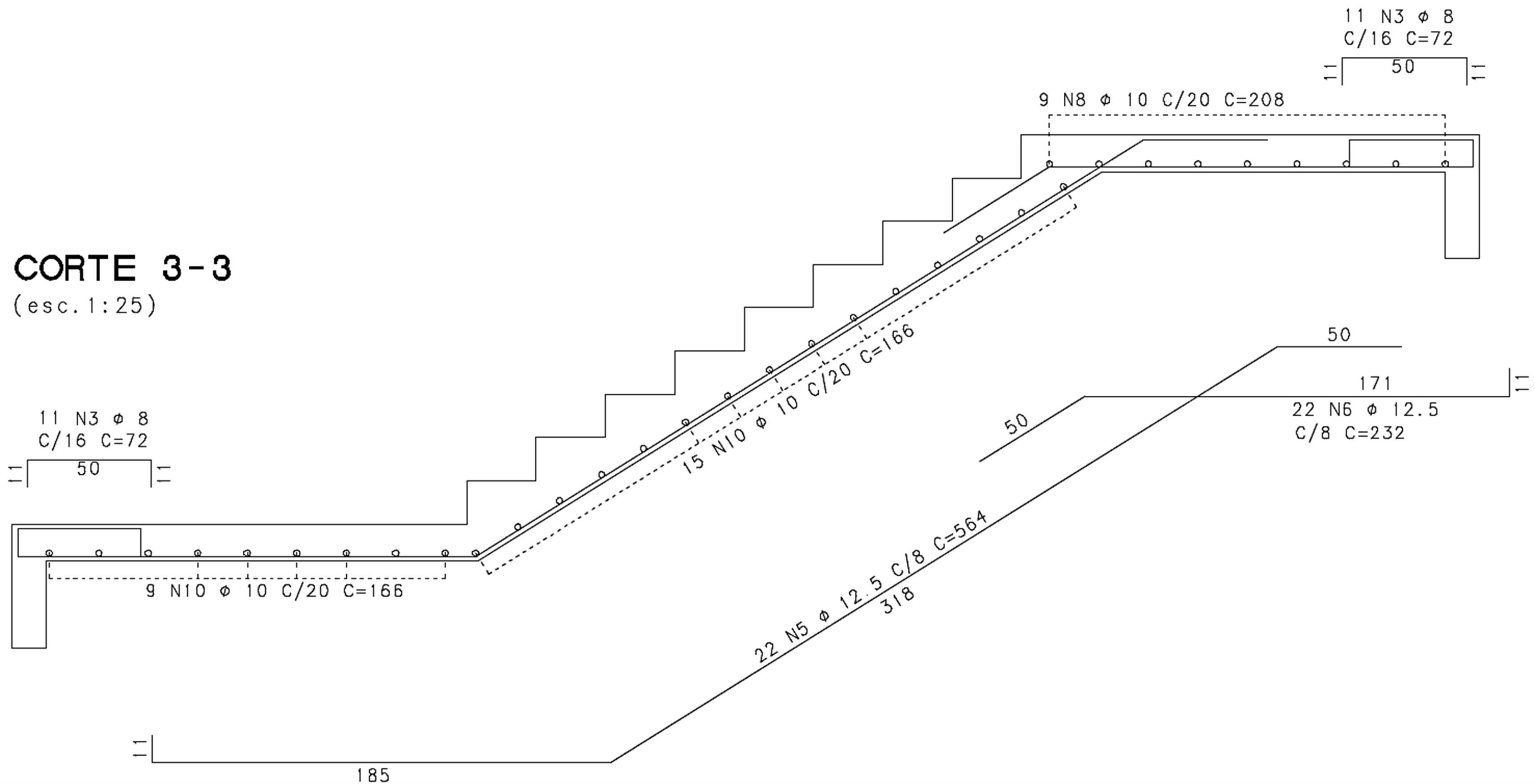
$$\ell_{0t} = \alpha_{0t} \ell_{b,nec} \geq \ell_{0t,min}$$

$\ell_{0t,min} \geq (0,3 \alpha_{0t} \ell_b; 15\phi; 20cm)$

Tabela 9.4 – Valores do coeficiente $\alpha_{0t}$					
Barras emendadas na mesma seção %	$\leq 20$	25	33	50	$> 50$
Valores de $\alpha_{0t}$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

9.5.2.2.2 Quando a distância livre entre barras emendadas for maior que  $4 \phi$ , ao comprimento calculado em 9.5.2.2.1 deve ser acrescida a distância livre entre as barras emendadas.

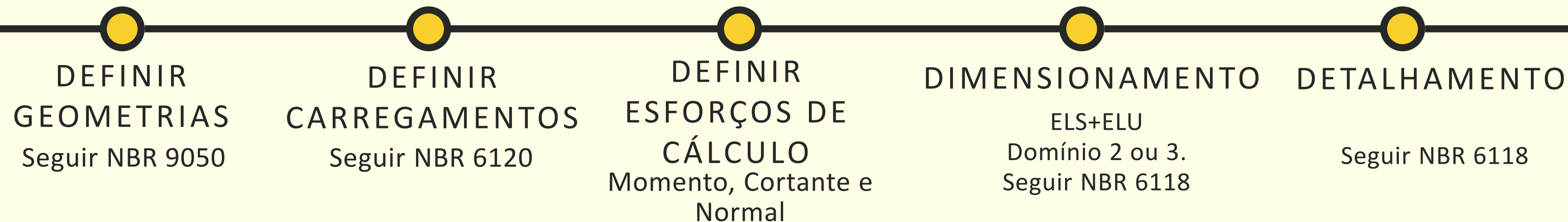
\_\_\_\_\_



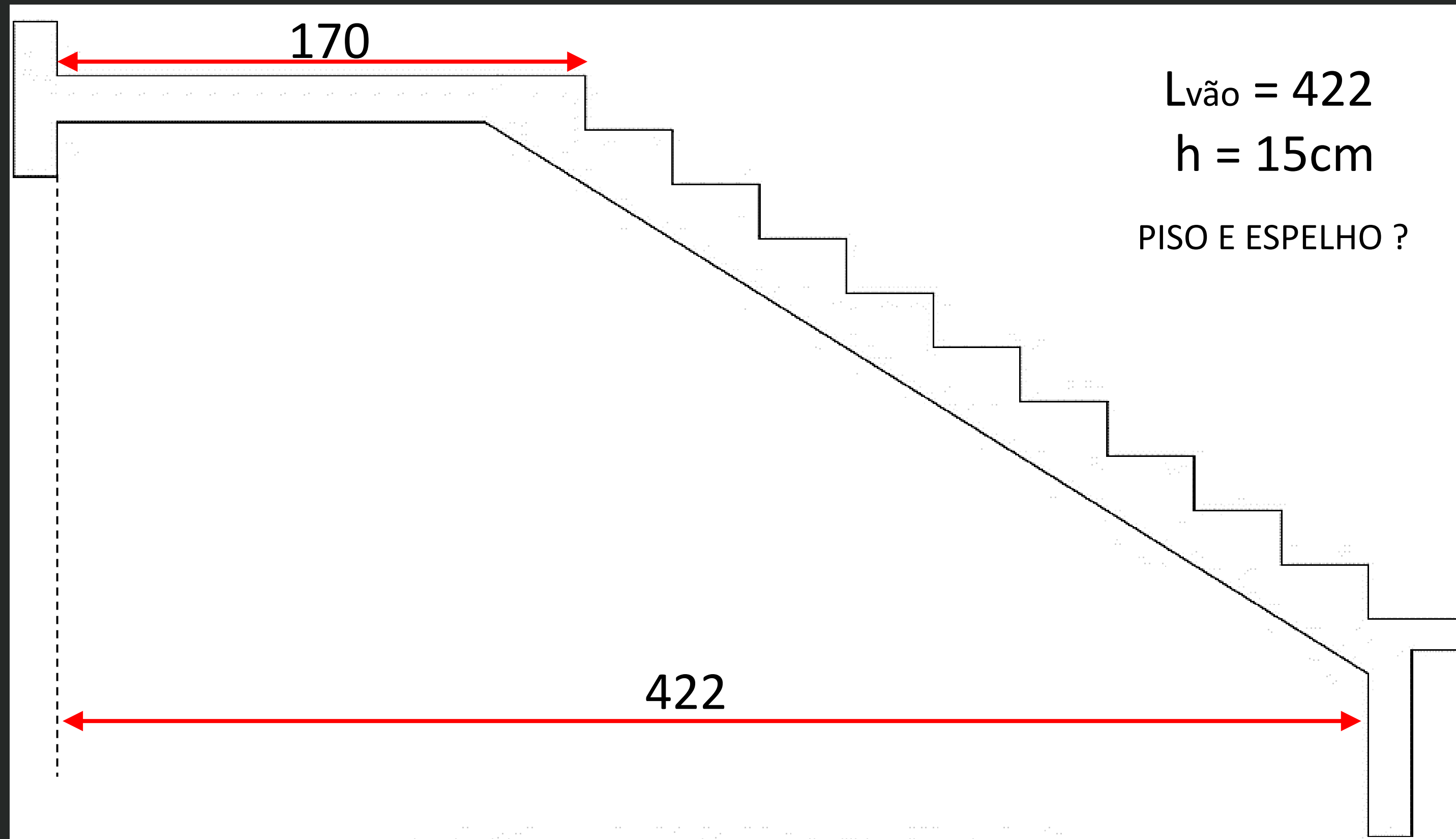
VAMOS  
PROJETAR ?

---

# 5 PASSOS PARA PROJETAR UMA ESCADAS



PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA UM ESCOLA



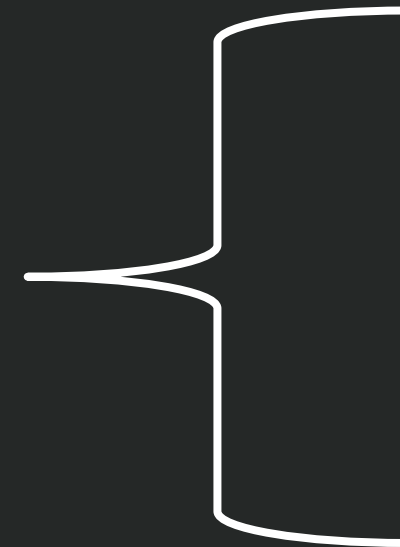


# PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA UM ESCOLA

---

## Carregamentos:

Peso Próprio:



$$h_m = 1.15h + e/2$$

$$1.15 * 15 + 17.5/2 = 26\text{cm}$$

$$pp = 25 \times 26 = 650 \text{ kgf/m}^2$$

Pav + Rev:



$$p + r = 100 \text{ kgf/m}^2$$

Sobrecarga:



$$sc = 300 \text{ kgf/m}^2$$

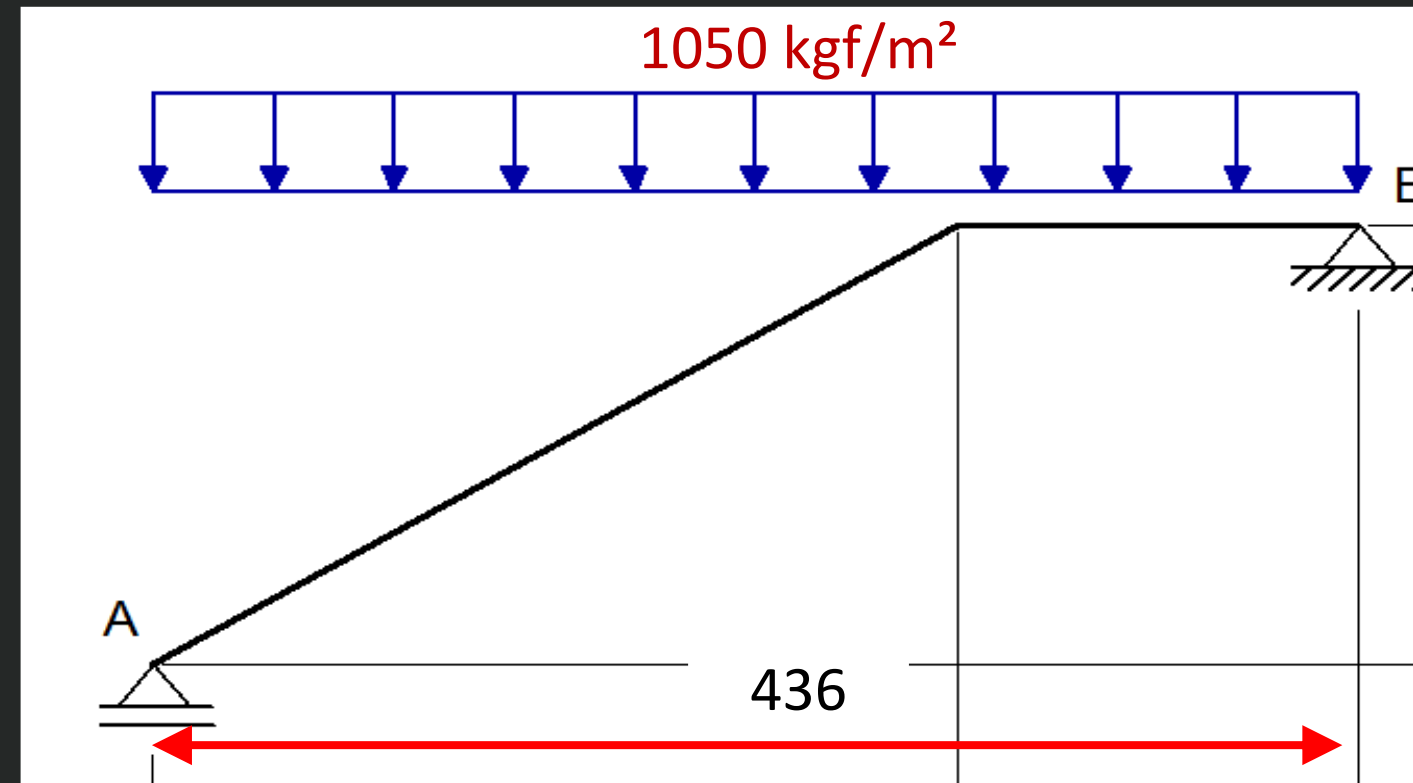
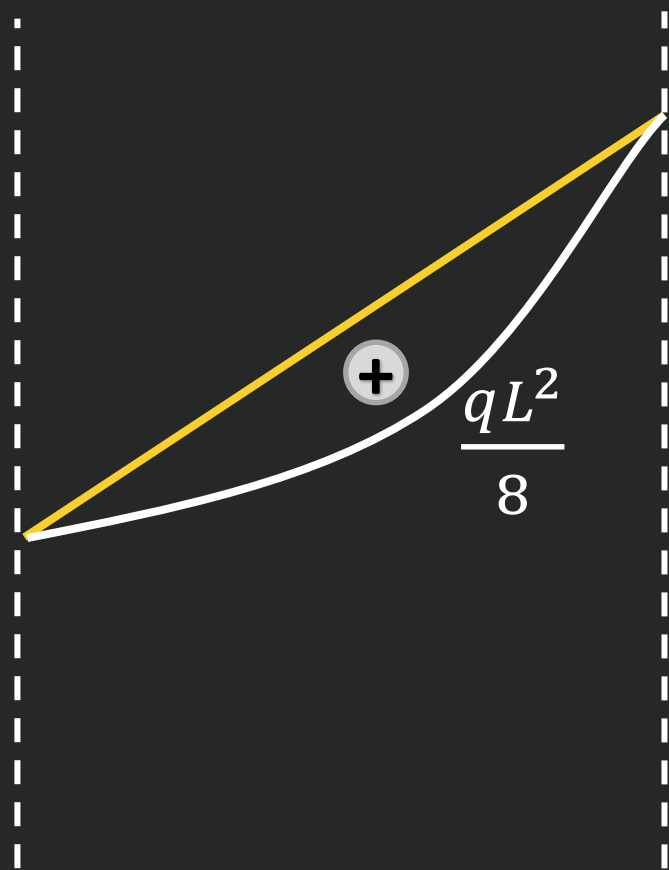
---

TOTAL =

$$1050 \text{ kgf/m}^2$$

# PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA UM ESCOLA

## Momento Fletor:



$$Mom = 1050 \times 4,36^2 / 8$$

$$M_k = 2495 \text{ kgf.m/m}$$

# PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA UM ESCOLA

---

## Carregamentos:

Peso Próprio:

$$h_m = 1.15h + e/2$$

$$1.15 \cdot 16 + 17.5/2 = 27,15 \text{ cm}$$

$$pp = 25 \times 27,15 = 679 \text{ kgf/m}^2$$

Pav + Rev:

$$p + r = 100 \text{ kgf/m}^2$$

Sobrecarga:

$$sc = 300 \text{ kgf/m}^2$$

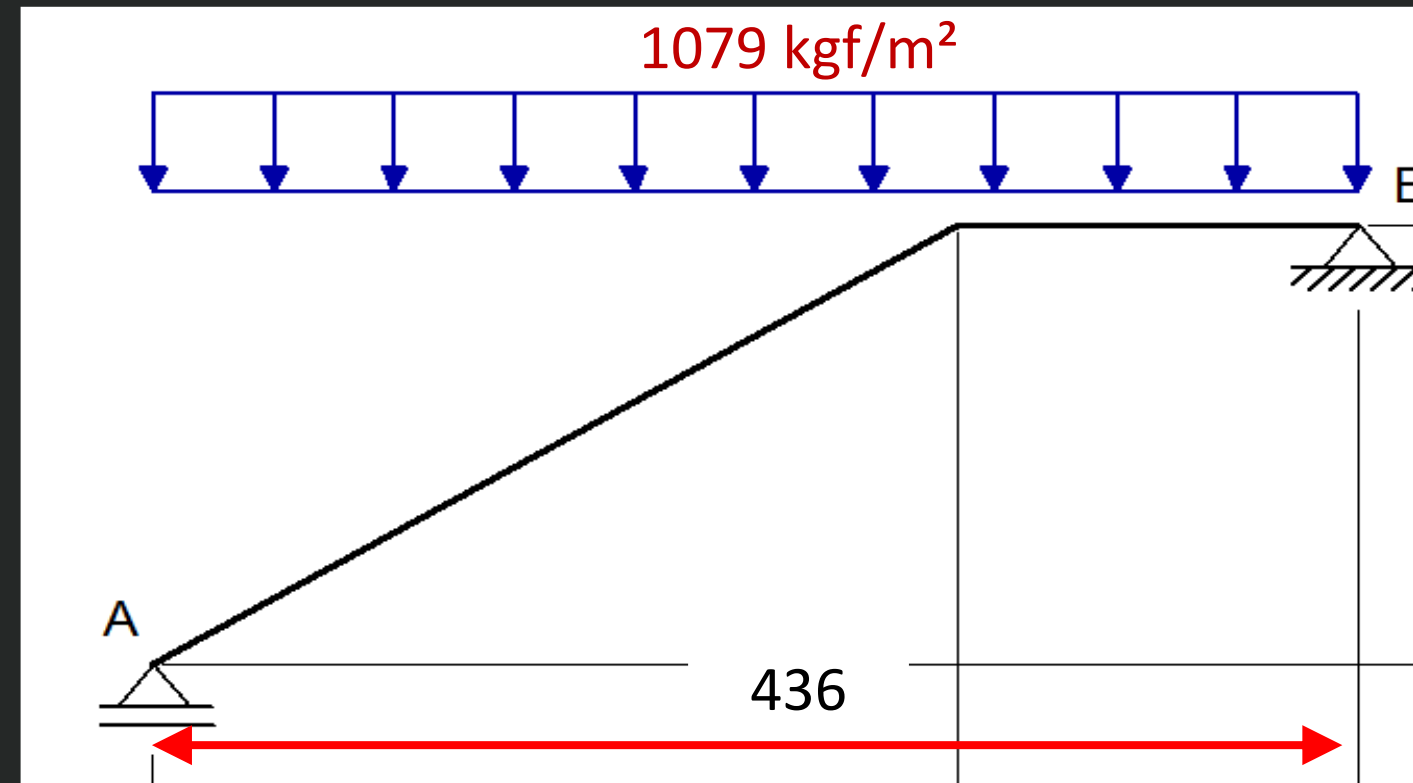
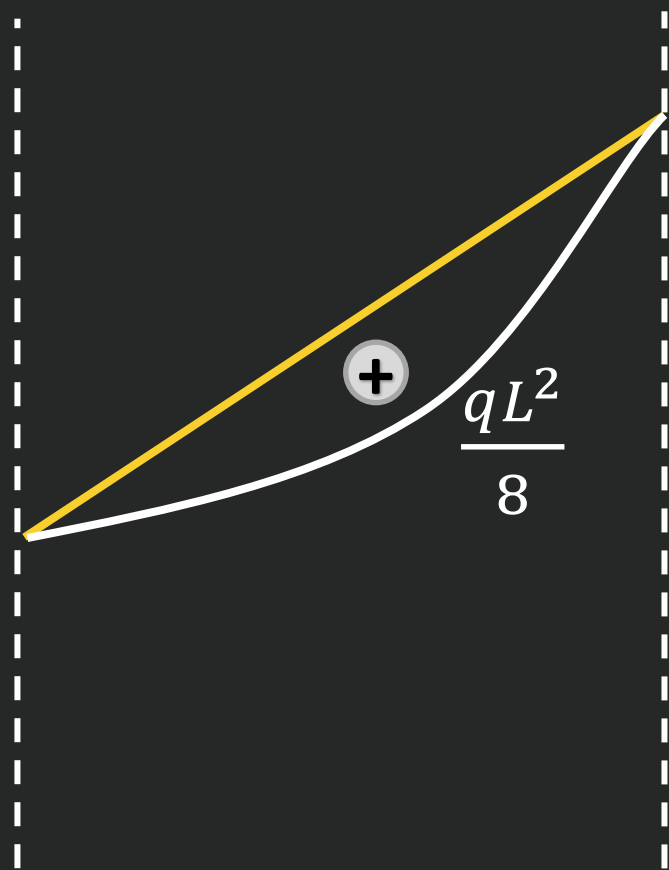
---

TOTAL =

$$1079 \text{ kgf/m}^2$$

# PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA UM ESCOLA

## Momento Fletor:



$$Mom = 1079 \times 4,36^2 / 8$$

$$M_k = 2564 \text{ kgf.m/m}$$

# PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA UM ESCOLA

## Dimensionamento

$$\text{Mom}^+ = 2564 \text{ kgf.m/m}$$

+

CA-50

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = 6,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi 10 \text{ c}/10 \text{ cm}$$

$$A_{s\_sec} \geq \begin{cases} \frac{A_{sprinc}}{5} = \frac{6,49}{5} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \frac{A_{smin}}{2} = \frac{2,40}{2} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,90 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

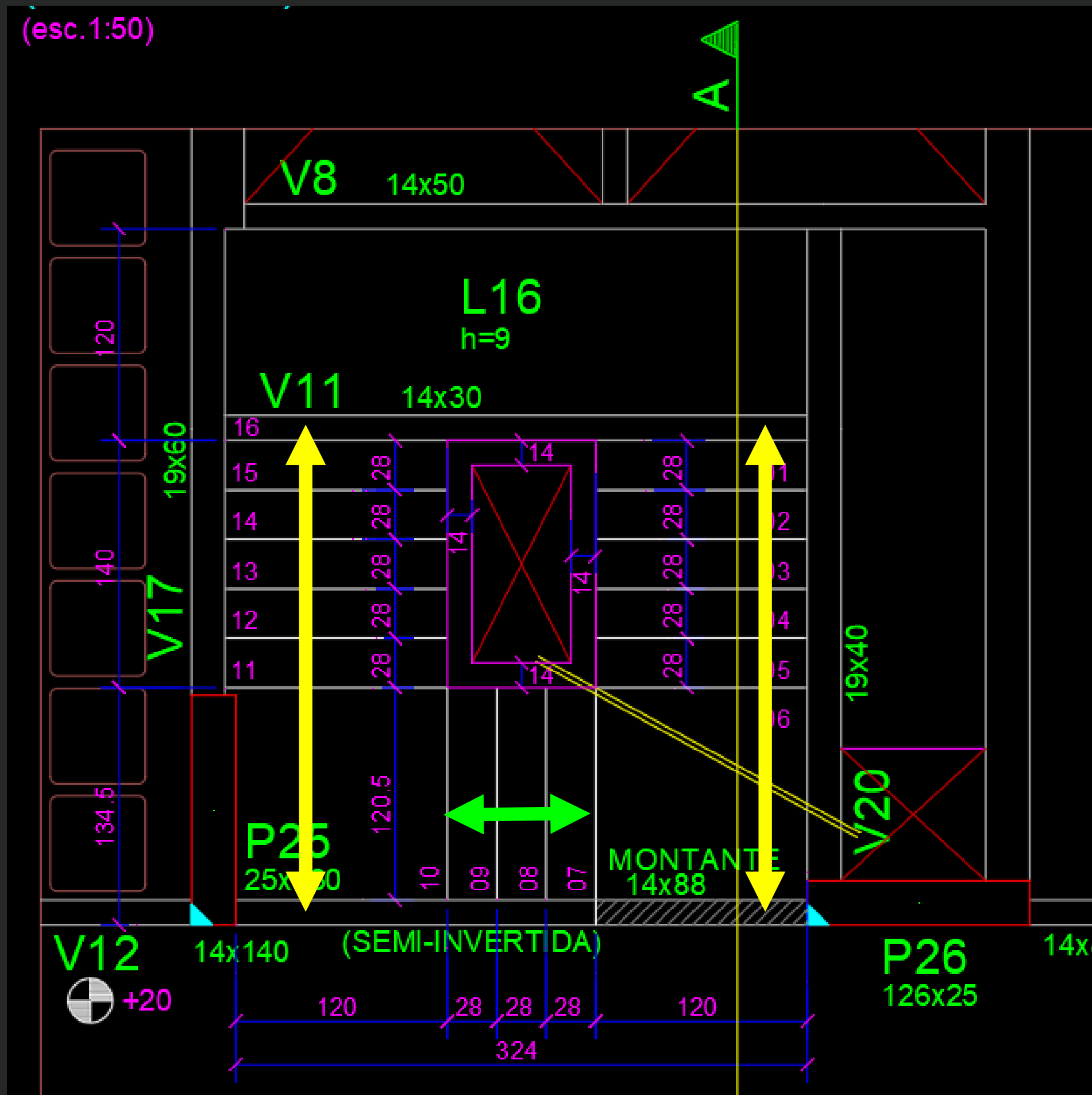
$$A_{s,neg} = 0,15\% \cdot 16 \cdot 100 = 2,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } 1,30 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 6 \text{ c}/20$$



ESCADA EM “U”

# PROJETAR A ESCADA EM “U” DE UM EDIFCIO



# PROJETAR A ESCADA EM “U” DE UM EDIFCIO

## Carregamentos:

Peso Próprio:

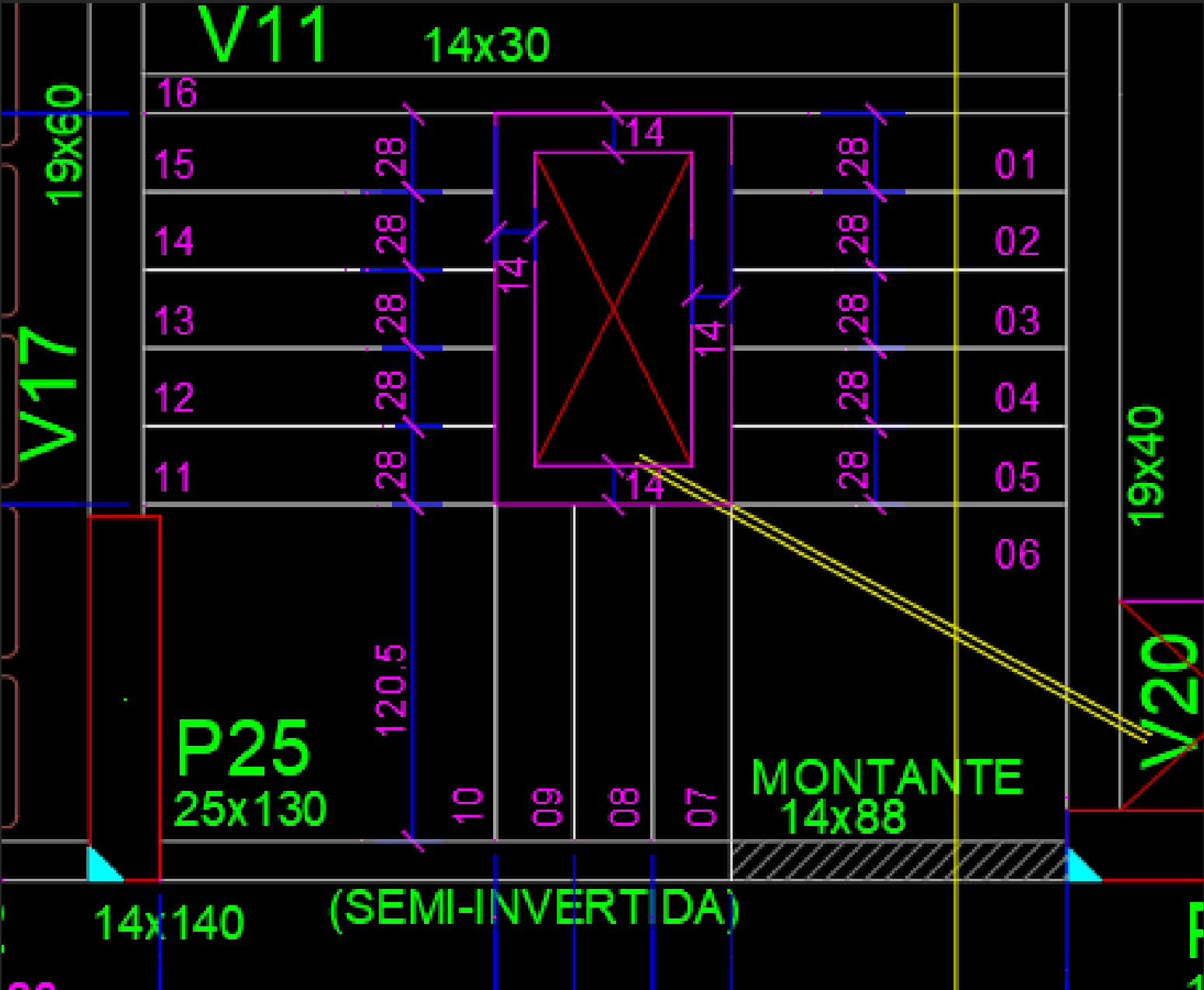
$$\begin{aligned} h_m &= 1.15h + e/2 \\ 1.15 \cdot 12 + 18/2 &= 22,8\text{cm} \\ pp &= 25 \times 22,8 = 570 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

Pav + Rev:

.....→  $p + r = 100 \text{ kgf/m}^2$

Sobrecarga:

.....→  $sc = 250 \text{ kgf/m}^2$



# PROJETAR A ESCADA EM “U” DE UM EDIFCIO

## Carregamentos:

Alvenaria

$$(2.88+1.80)/2 = 2.34$$

$$200 \times 2.34 \times 1.4 = 655 \text{ kgf}$$

$$655 / (1.2 \times 1.4) = 390 \text{ kgf/m}^2$$

Alvenaria  
vão secundário:

$$200 \times 1.44 \times 0.6 = 168 \text{ kgf}$$

$$168 / (1.2 \times 0.6) = 233 \text{ kgf/m}^2$$

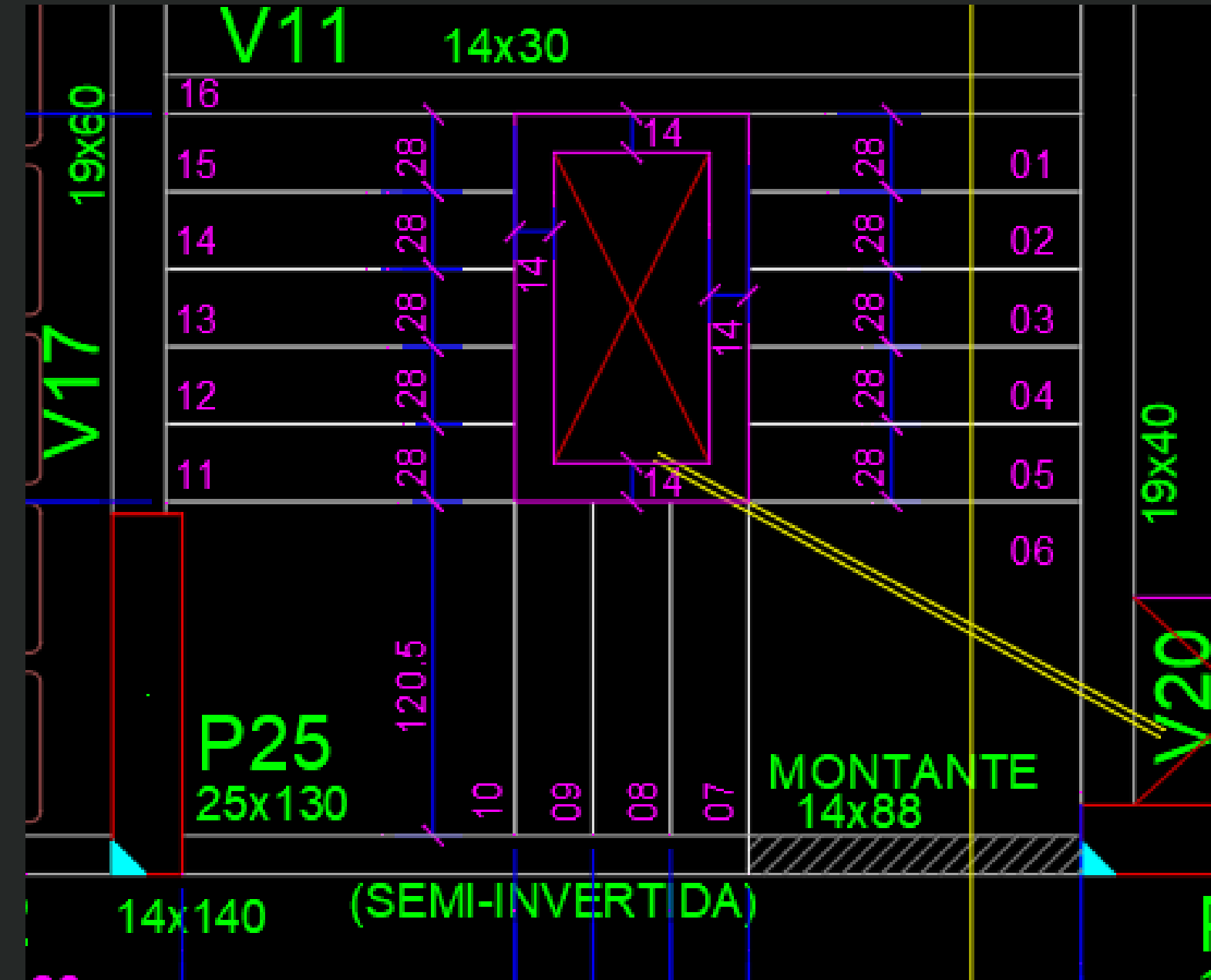
TOTAL  
vão secundário:

$$570 + 250 + 100 + 233 = 1153 \text{ kgf/m}^2$$

$$1153 \times 1.2 \times 0.84 = 1162 \text{ kgf}$$

$$1162 / 2 = 581 \text{ kgf}$$

$$581 / 1.2^2 = 403 \text{ kgf/m}^2$$



# PROJETAR A ESCADA EM “U” DE UM EDIFCIO

## Carregamentos:

Peso Próprio:

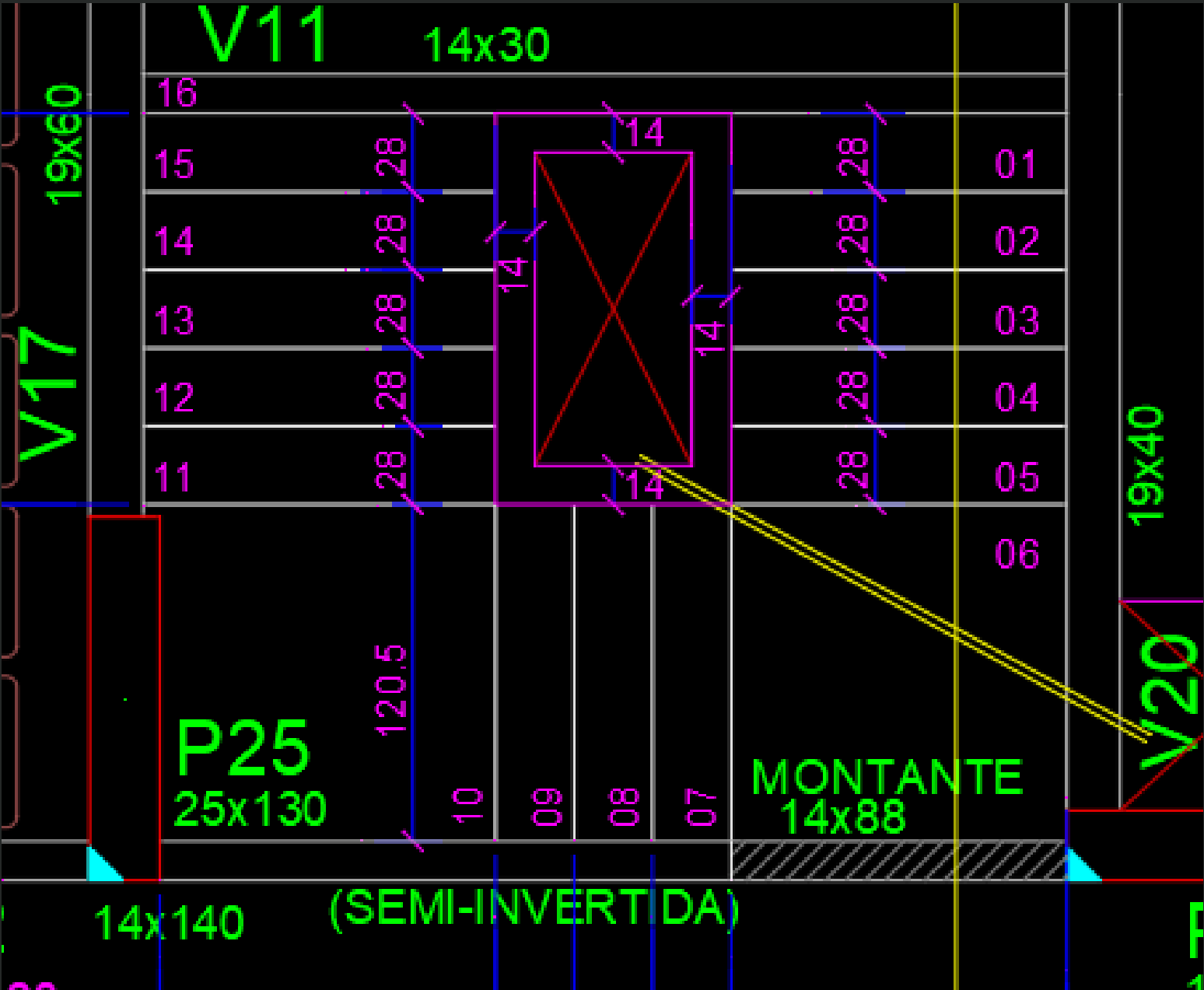
$$h_m = 1.15h + e/2$$
$$1.15 \cdot 12 + 18/2 = 22,8\text{cm}$$
$$pp = 25 \times 22,8 = 570 \text{ kgf/m}^2$$

Pav + Rev: .....  $p + r = 100 \text{ kgf/m}^2$

Sobrecarga: .....  $sc = 250 \text{ kgf/m}^2$

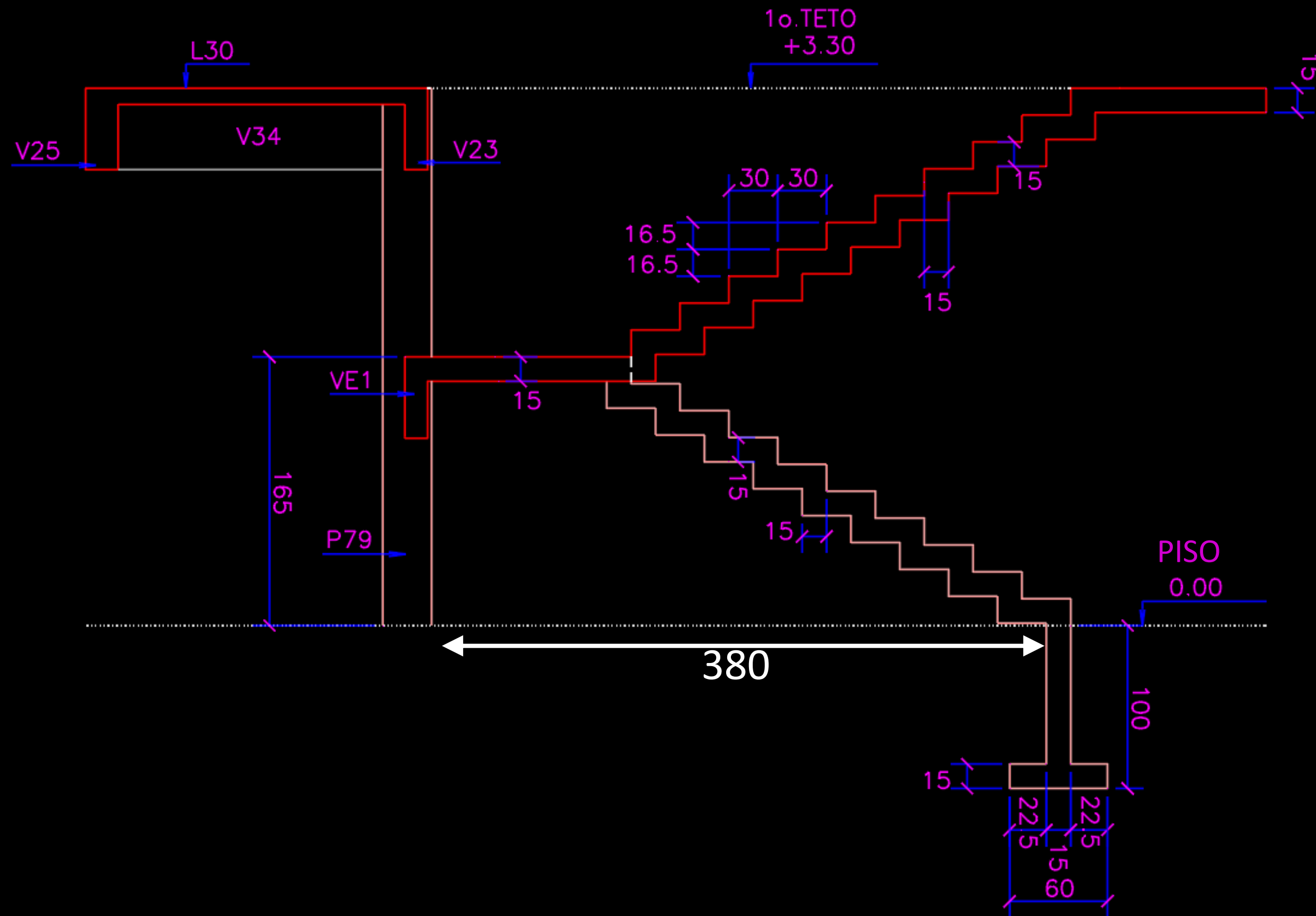
Adicional .....  $ad = 400 \text{ kgf/m}^2$

TOTAL = 1320 kgf/m²





PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA  
UMA RESIDÊNCIA



# PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA UMA RESIDÊNCIA

## Carregamentos:

Peso Próprio:

$$h_m = h + (l_{\text{lance}}/l_{\text{vão}}).h$$

$$h_m = 15 + (165/285)15 = 23.7\text{cm}$$

$$pp = 25 \times 23.7 = 595 \text{ kgf/m}^2$$

Pav + Rev:

$$p + r = 100 \text{ kgf/m}^2$$

Sobrecarga:

$$sc = 250 \text{ kgf/m}^2$$

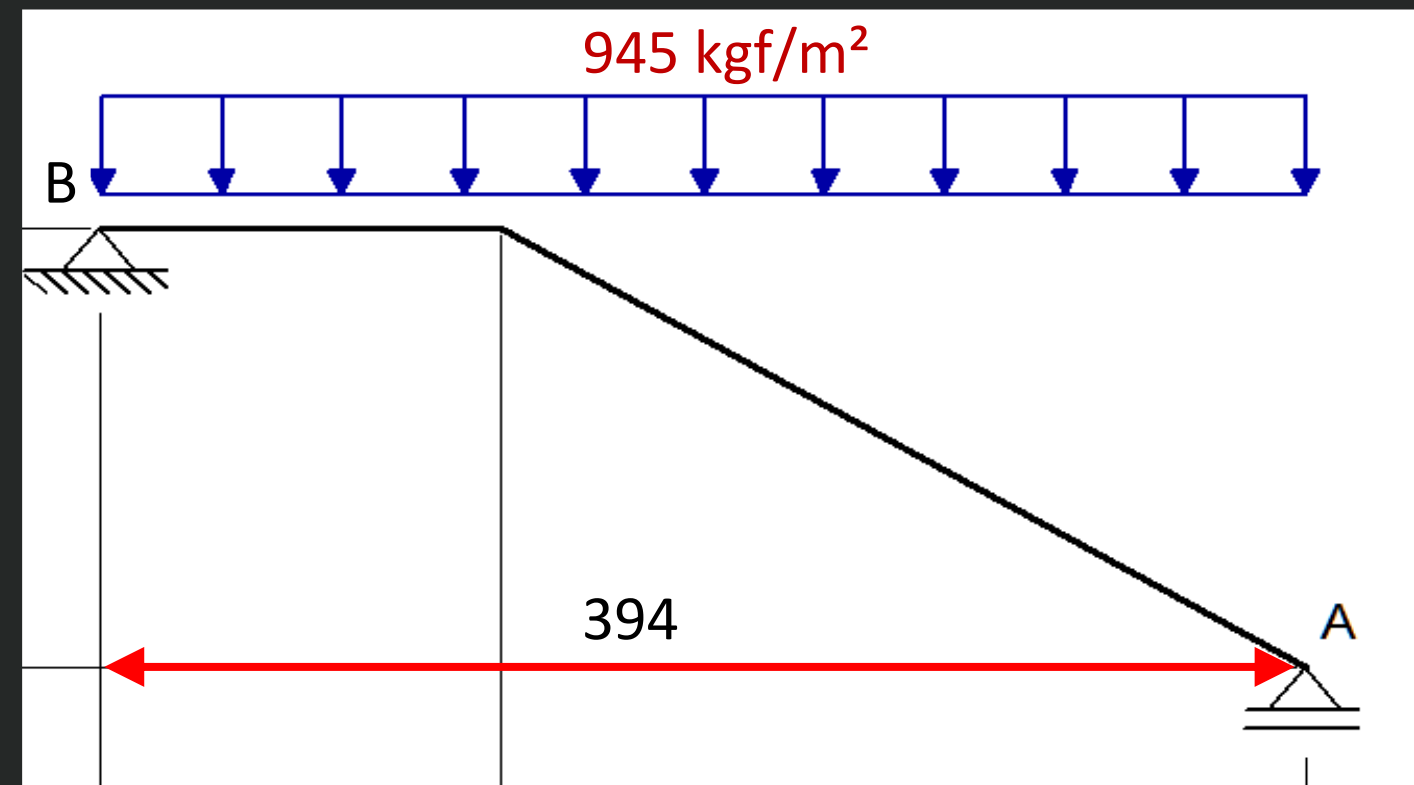
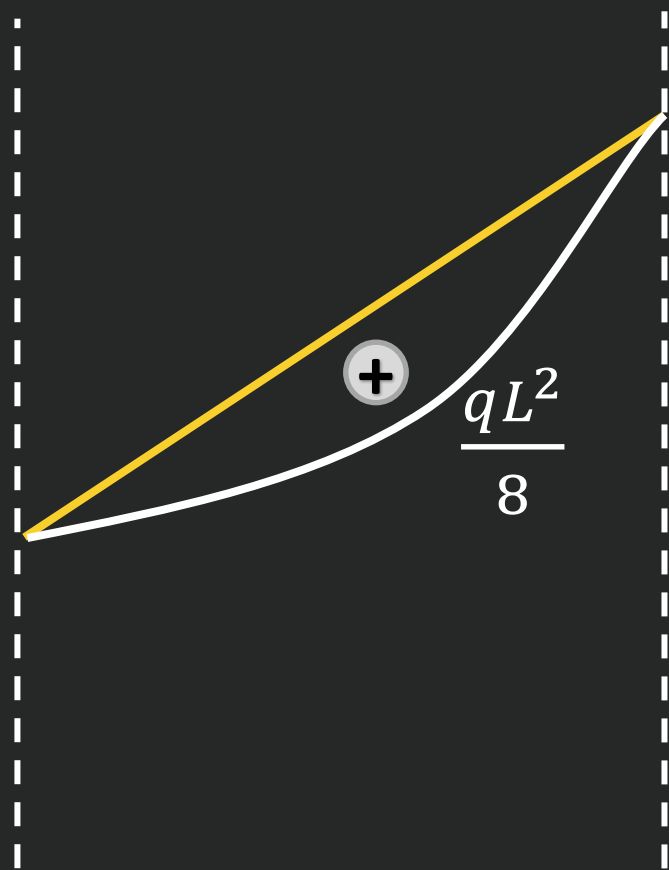
---

TOTAL =

$$945 \text{ kgf/m}^2$$

# PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA UMA RESIDÊNCIA

## Momento Fletor:



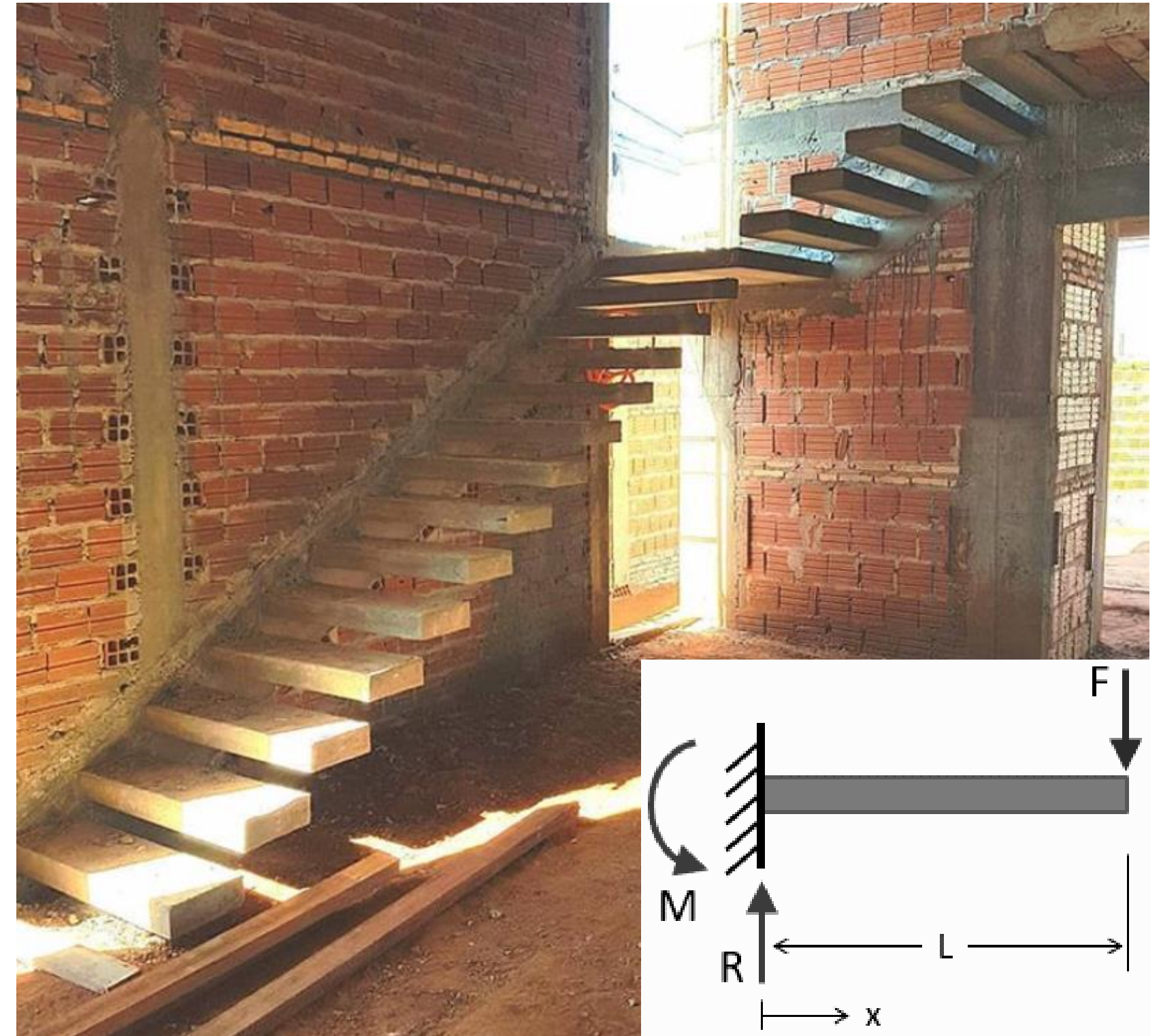
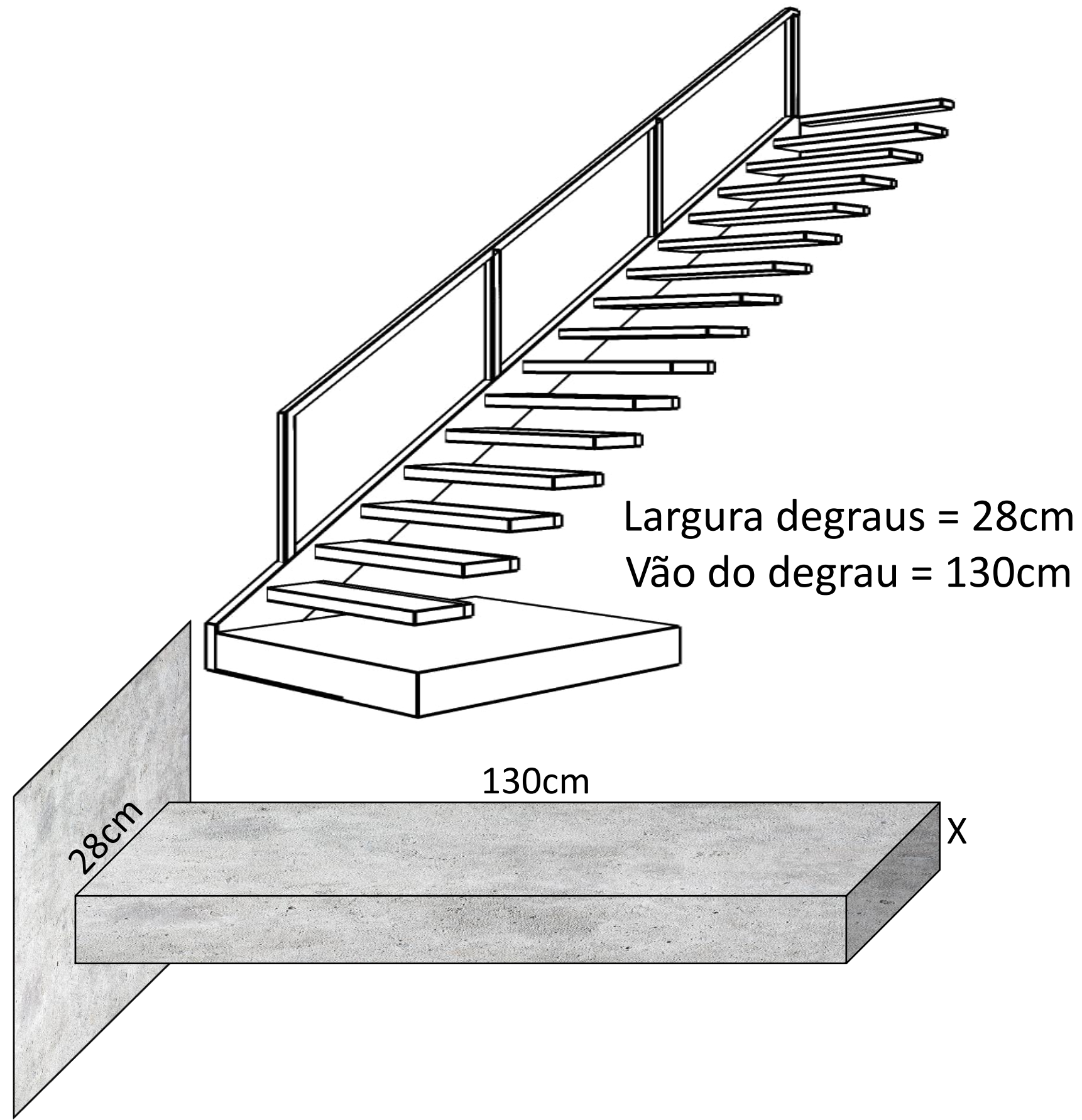
$$\text{Mom} = 945 \times 3,94^2 / 8$$

$$M_k = 1834 \text{ kgf.m/m}$$



# PROJETAR A ESCADA COM DEGRAUS EM BALANÇO ABAIXO.

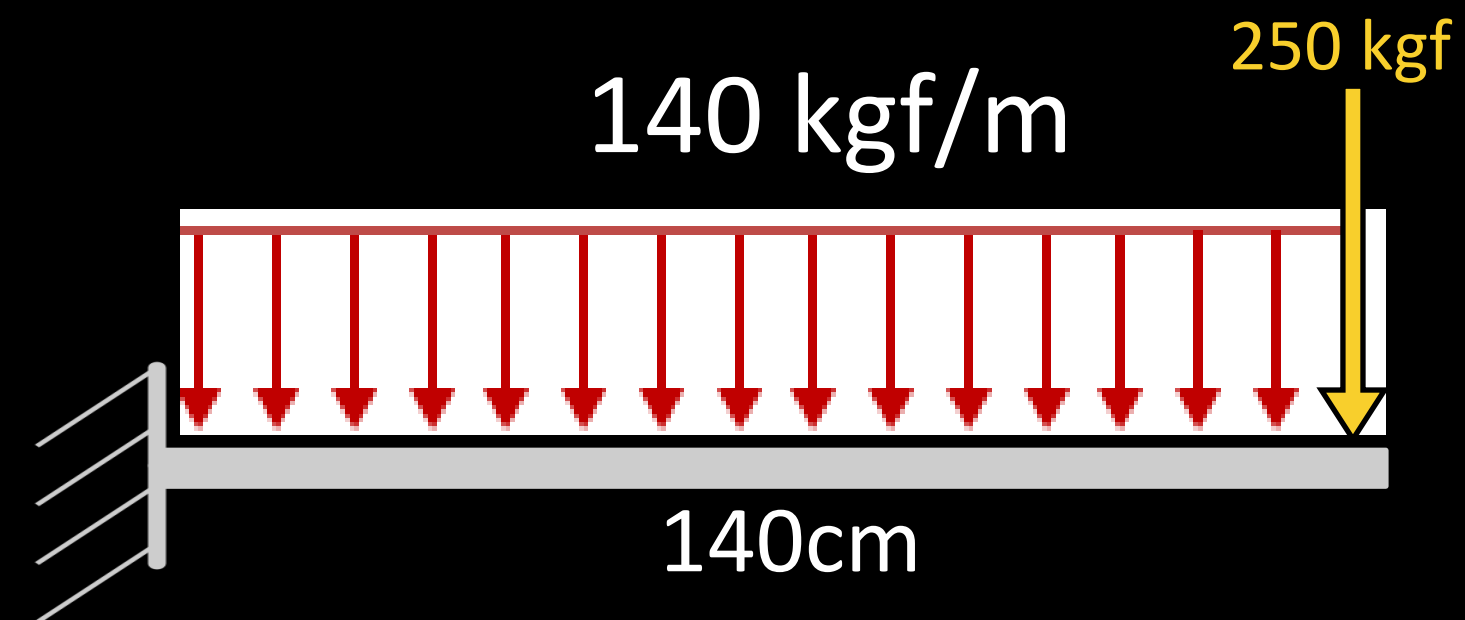
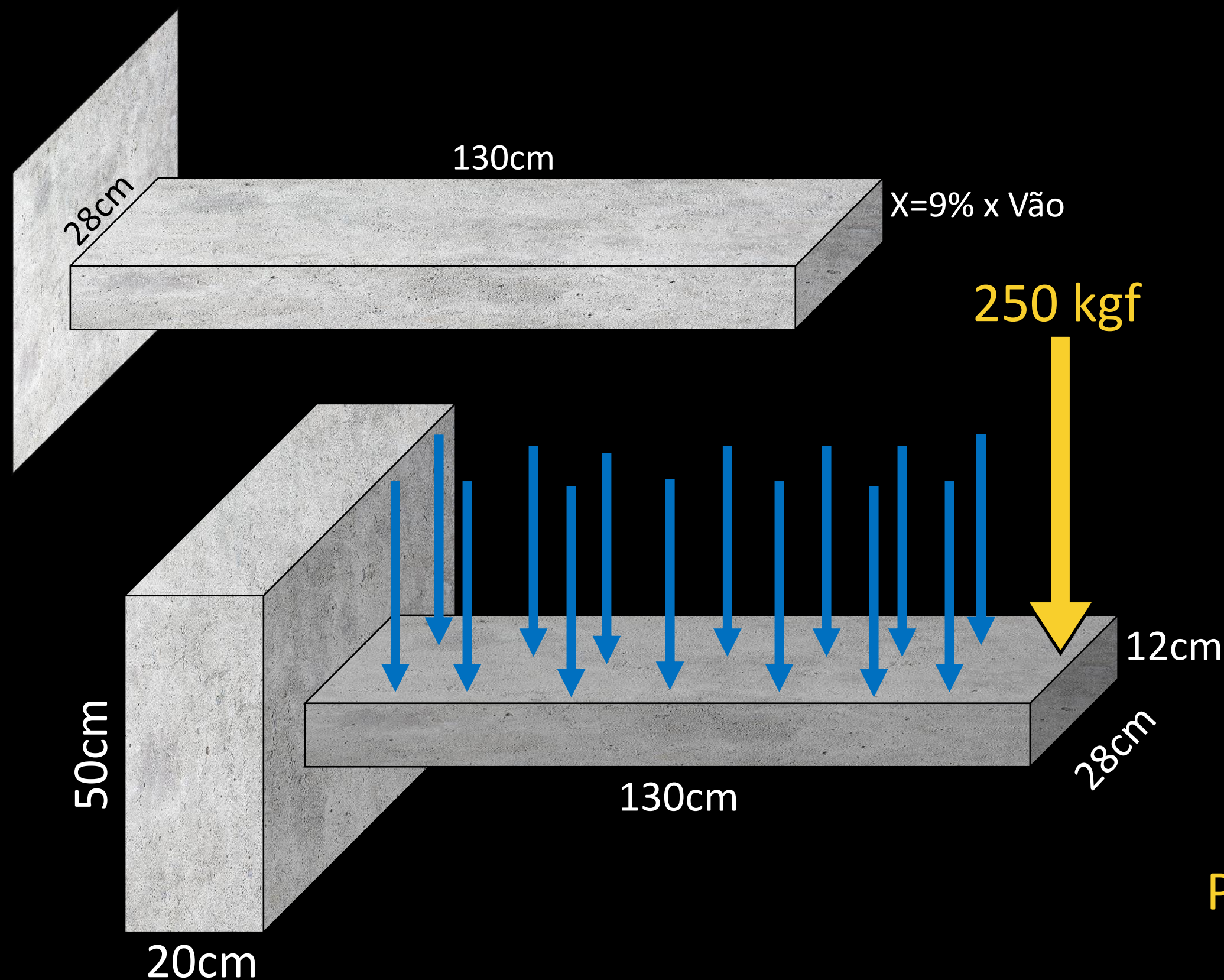
## A ESCADA É PARA UMA RESIDÊNCIA





# PROJETAR A ESCADA COM DEGRAUS EM BALANÇO ABAIXO.

A ESCADA É PARA UMA RESIDÊNCIA



$$pp = 25 \times 12 = 300 \text{ kgf/m}^2$$

$$p + r = 100 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{TOTAL} = 400 \text{ kgf/m}^2$$

$$400 \times 0.28 = 112 \text{ kgf/m}$$

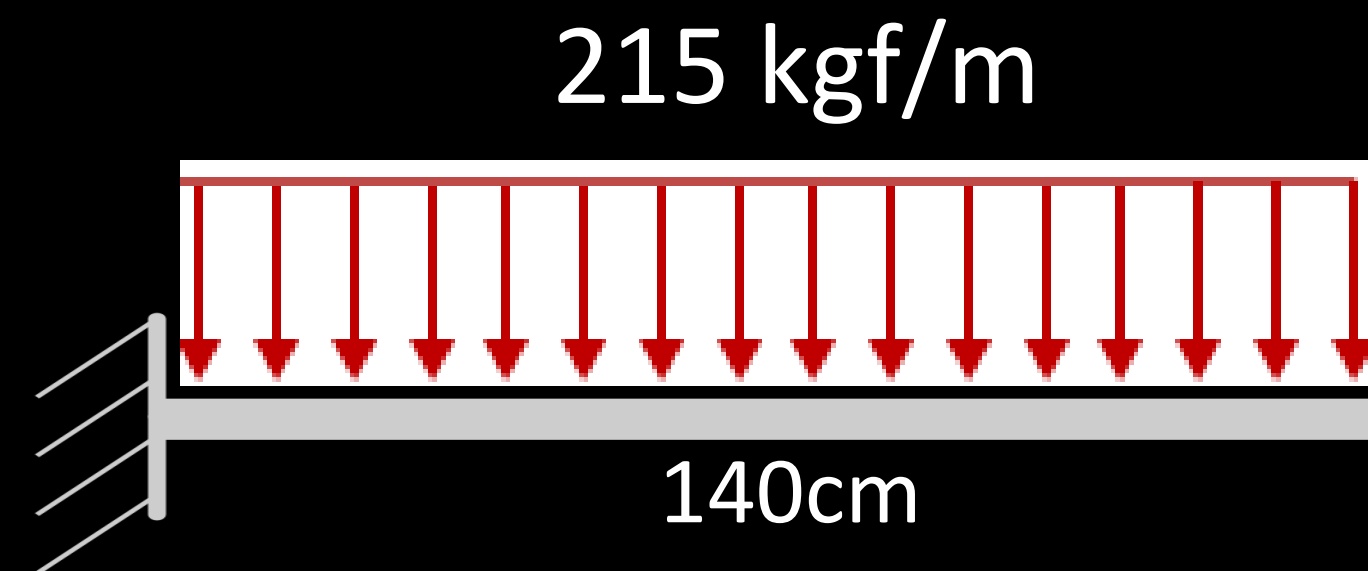
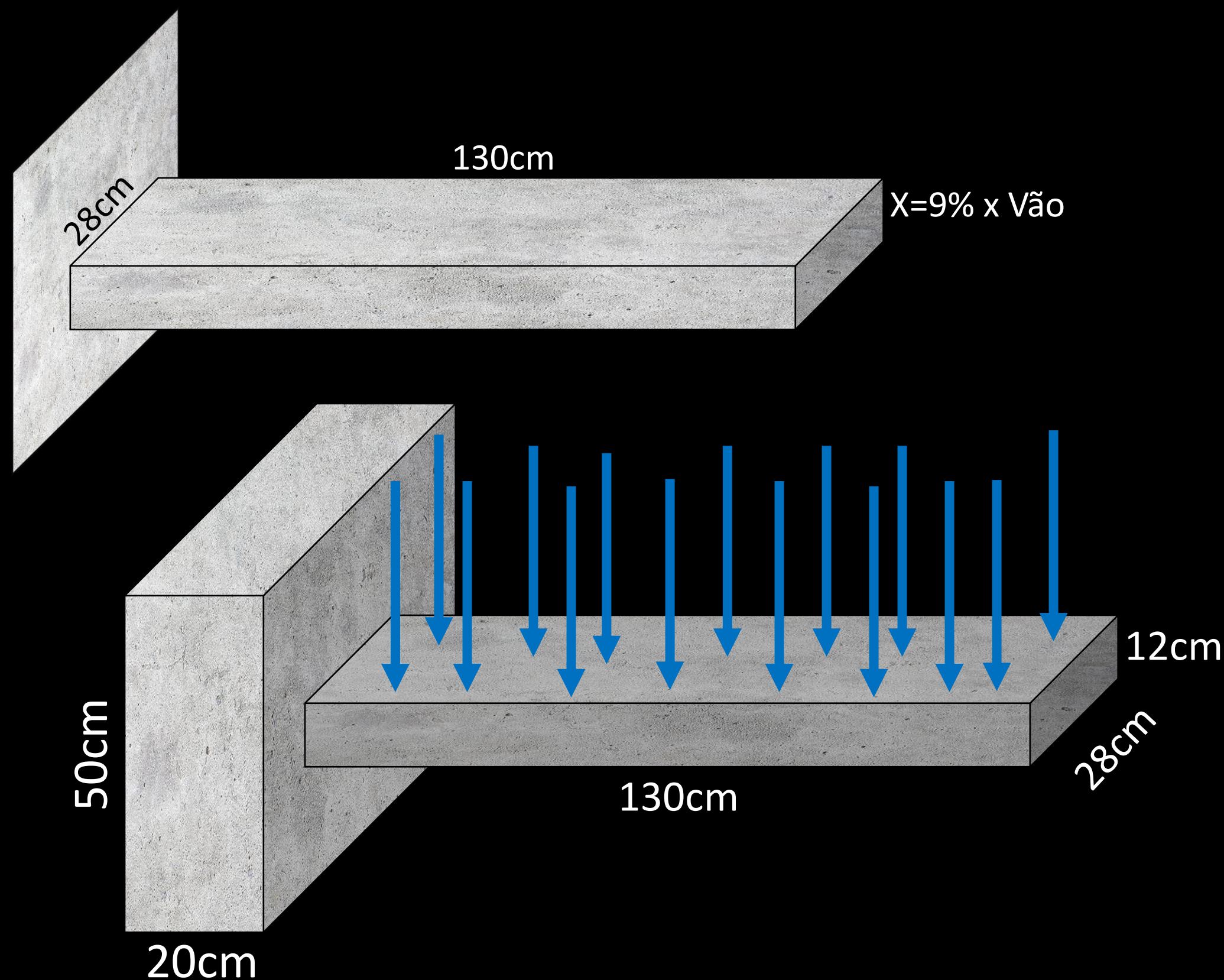
$$\text{Parapeito} = 150 \times 0.28 / 1.3 = 28 \text{ kgf/m}$$

$$\text{TOTAL} = 140 \text{ kgf/m}$$



# PROJETAR A ESCADA COM DEGRAUS EM BALANÇO ABAIXO.

A ESCADA É PARA UMA RESIDÊNCIA



$$pp = 25 \times 12 = 300 \text{ kgf/m}^2$$

$$p + r = 100 \text{ kgf/m}^2$$

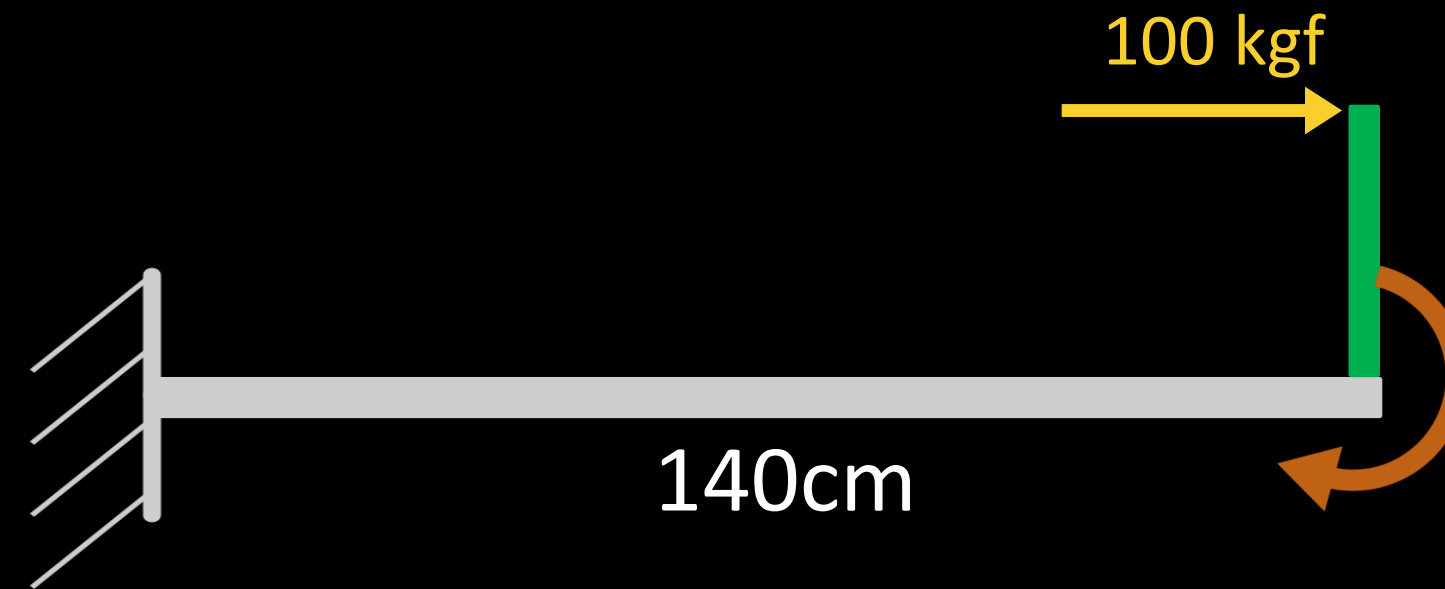
$$sc = 250 \text{ kgf/m}^2$$

$$\text{TOTAL} = 650 \text{ kgf/m}^2$$

$$650 \times 0.28 = 182 \text{ kgf/m}$$

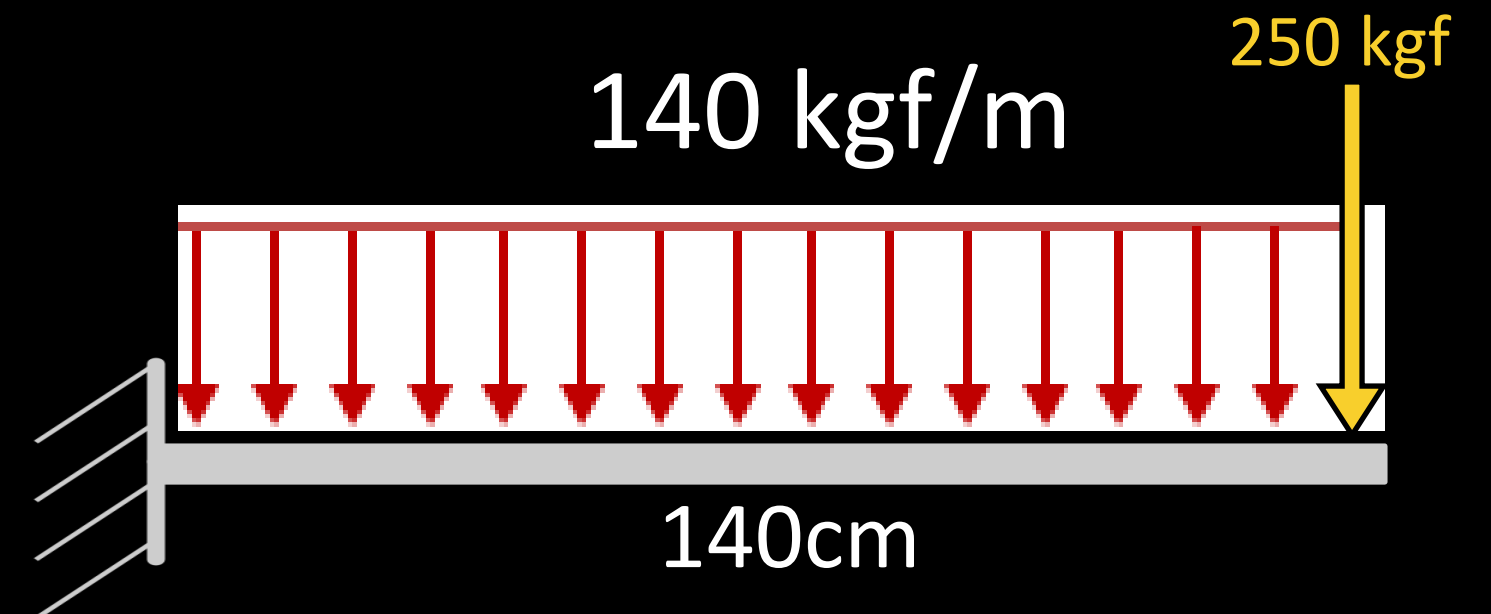
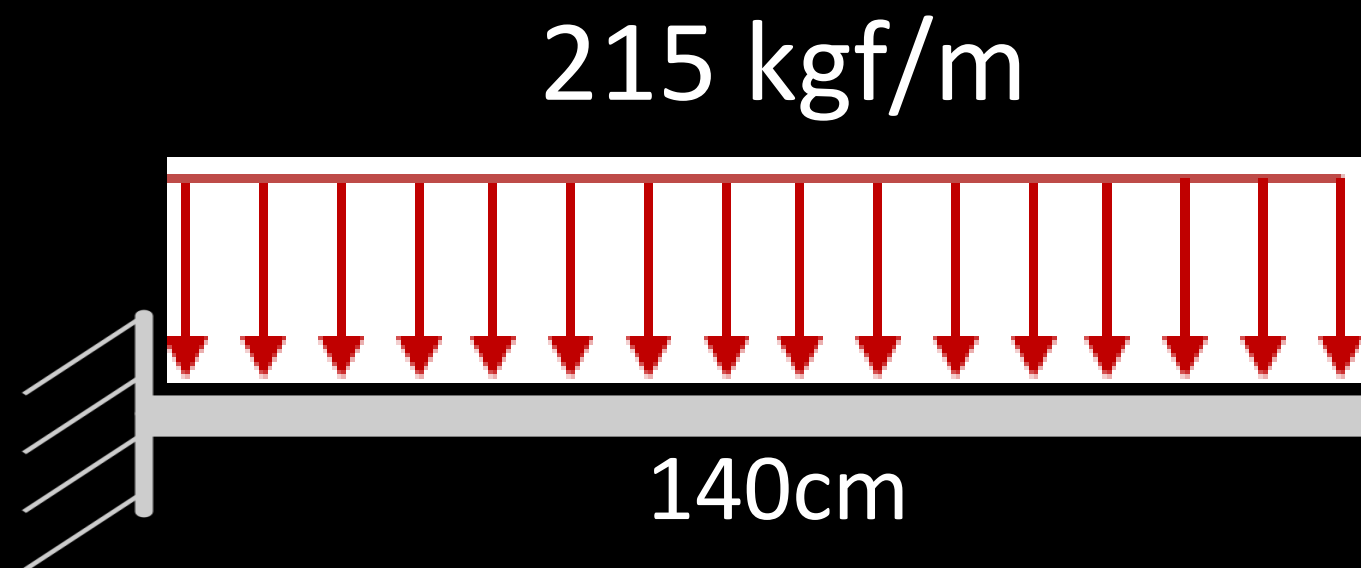
$$\text{TOTAL} = 215 \text{ kgf/m}$$

# DUAS SITUAÇÕES DISTINTAS PRECISAM SER ANALISADAS



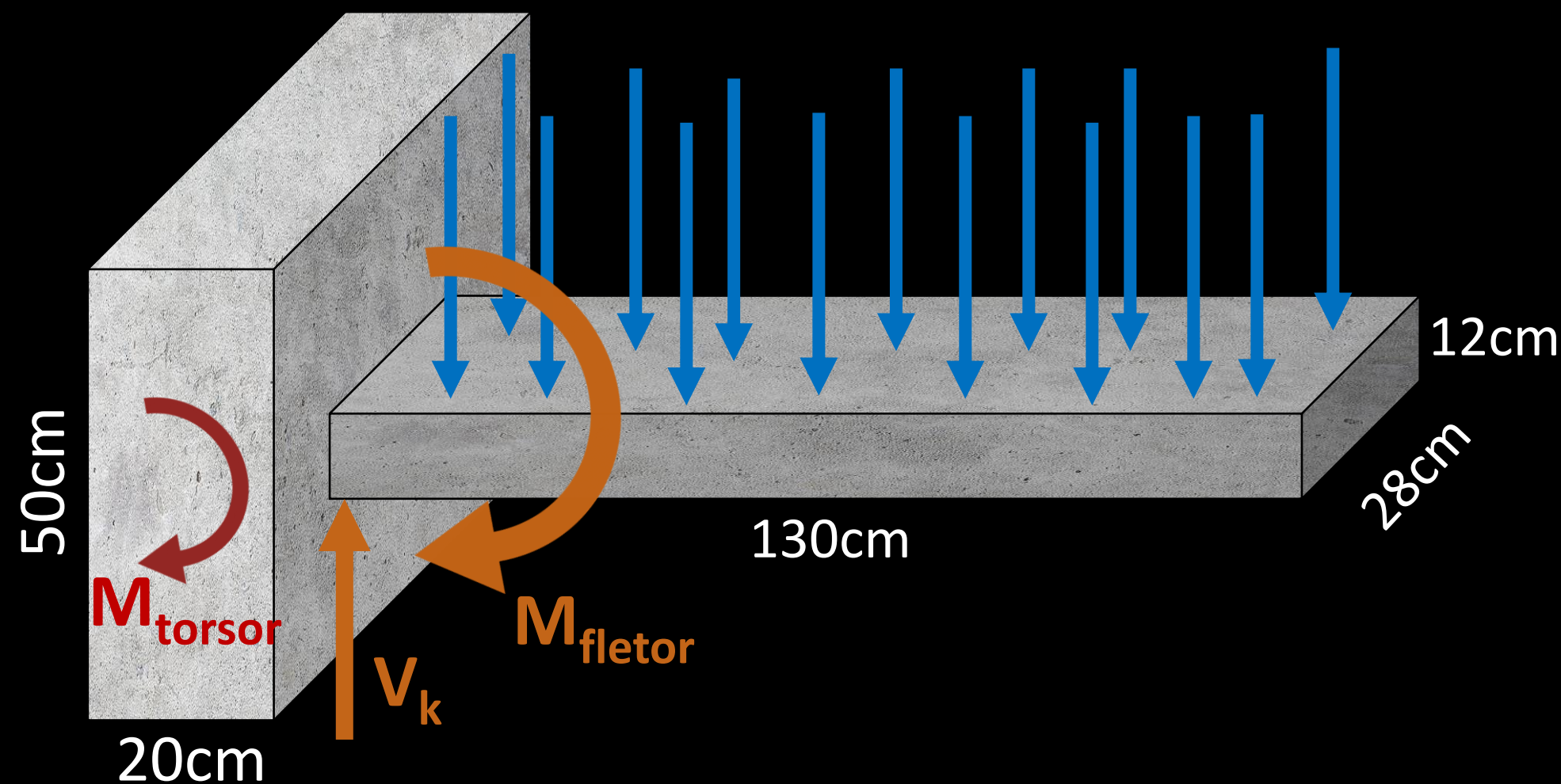
$$M = 100 \times 1.1 = 110 \text{ kgf.m}$$

+





# VIGA DE SUPORTE DOS DEGRAUS



$$M_{\text{fletor}} = CT \times L^2/2$$

$$M_{\text{torsor}} = M_{\text{fletor}}/2$$

$$M_{\text{torsor}} = CT \times L^2/4$$

$$M_{k,\text{torsor}} = 215 \times 1.4^2/4 = 105.4 \text{ kgf.m}$$

$$M_{k,\text{torsor},\text{total}} = 13 \times 105 = 1369 \text{ kgf.m}$$

↑  
degraus



$$V_k = 215 \times 1.4 = 301 \text{ kgf}$$

$$V_{k,\text{total}} = 301 \times 13/2 = 1957 \text{ kgf}$$

$$V_{sd,\text{total}} = 1.4 \times 1957 = 2740 \text{ kgf}$$



# PROJETAR A ESCADA ABAIXO. CONSIDERE QUE A ESCADA É PARA UMA RESIDÊNCIA





# ONDE ME ACHAR?

---



@ensonportela



Enson Portela



@ensonportela



(85) 9 8212 3344



MUITO OBRIGADO !!!

