

**10° ENECE 2007**  
**Engenharia Estrutural - Preparando-**  
**se para o futuro**

***A preparação da nova revisão da***  
***NBR6118-2008***

Eng. Fernando Rebouças Stucchi

ENECE – Outubro/2007  
EPUSP/EGT Engenharia

# Resumo

## 1. Comentários selecionados

- Durabilidade
- Materiais e Comportamento Conjunto
- Ações e Segurança
- Limites e Mínimos
- Análise Estrutural
- Análise Não Linear de 2ª ordem
- Cisalhamento por F. Cortante

## 2. Modificações mais profundas

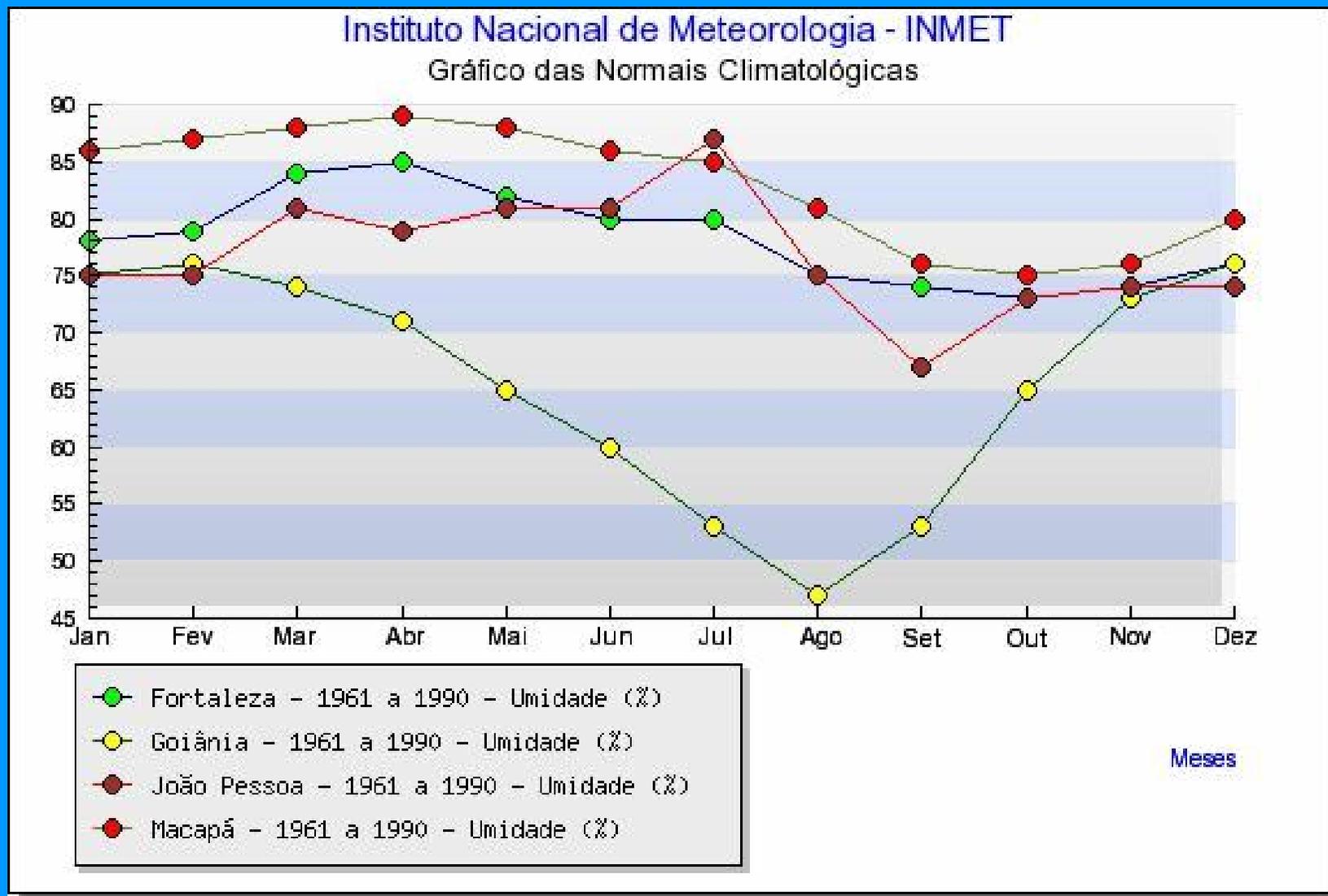
- Fissuração
- Cisalhamento em Laje
- Concreto de Alto Desempenho
- Elementos Especiais - Modelo Biela-Tirante

## 3. Base Experimental

- Método científico
- Resultados dos ensaios de ancoragem e emenda de telas soldadas
- Alguns ensaios de pilares
  - Resistências diferentes na altura
  - Efeitos de 2ª ordem Local e Localizada

# A questão da umidade média anual de 65%

## Média anual de Teresina=65%



# 1. Comentários selecionados

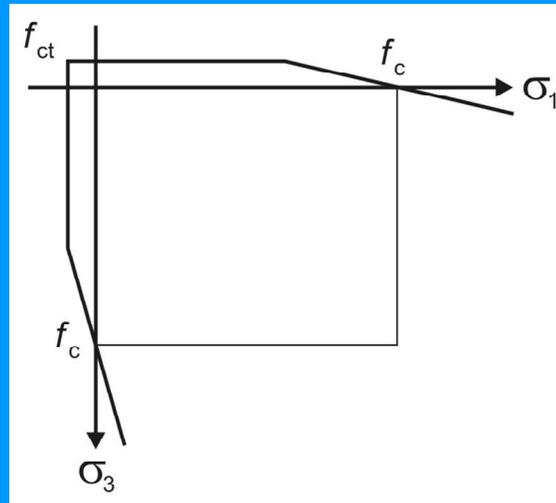
- Materiais e Comportamento Conjunto

## 8.2.6 Resistência no estado multiaxial de tensões

Estando o concreto submetido às tensões principais  $\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$  deve-se ter:

$$\sigma_1 \geq -f_{ctk}$$

$$\sigma_3 \leq f_{ck} + 4 \sigma_1$$



**Mudar valores genéricos para característicos no gráfico**

Figura 8.1 - Resistência no estado multiaxial de tensões

**Observar que se  $\sigma_1 = 0,2 f_{ck}$  então  $\sigma_3 = 1,8 f_{ck} \gg \gg f_{ck}$**

**Assim  $\sigma_3$  não é limitado a  $f_{ck}$**

# 1. Comentários selecionados

- Materiais e Comportamento Conjunto

## 9.6.3.3.2 Perdas por atrito

$\mu$  é o coeficiente de atrito aparente entre cabo e bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como segue (valores em 1/radianos):

$\mu = 0,50$  entre cabo e concreto (sem bainha);

$\mu = 0,30$  entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

$\mu = 0,20$  entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;

$\mu = 0,10$  entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

$\mu = 0,05$  entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada;

$k$  é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais pode ser adotado o valor  $0,01\mu$  (1/m).

**Rever o valor para cordoalhas engraxadas.**

# 1. Comentários selecionados

- Ações e Segurança

Tabela 11.1 - Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

| Combinações de ações       | Ações              |     |                  |     |                  |     |                               |   |
|----------------------------|--------------------|-----|------------------|-----|------------------|-----|-------------------------------|---|
|                            | Permanentes<br>(g) |     | Variáveis<br>(q) |     | Protensão<br>(p) |     | Recalques de apoio e retração |   |
|                            | D                  | F   | G                | T   | D                | F   | D                             | F |
| Normais                    | 1,4 <sup>1)</sup>  | 1,0 | 1,4              | 1,2 | 1,2              | 0,9 | 1,2                           | 0 |
| Especiais ou de construção | 1,3                | 1,0 | 1,2              | 1,0 | 1,2              | 0,9 | 1,2                           | 0 |
| Excepcionais               | 1,2                | 1,0 | 1,0              | 0   | 1,2              | 0,9 | 0                             | 0 |

Onde:

*D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

<sup>1)</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

**Para edifícios com carga accidental superior a 5kN/m<sup>2</sup> ou para pontes adotar novos valores de  $\gamma_f$  conforme tabelas 2 e 5 da NBR 8681.**

**Não alterar o valor de  $\gamma_f$  relativo a alvenaria e revestimentos para 1,5 no caso de ações agrupadas apenas quando separadas conforme NBR 8681.**

# 1. Comentários selecionados

- Limites e Mínimos

## 13.2.4.2 - Lajes Nervuradas

A - para  $l \leq 65$  cm pode-se dispensar a verificação de flexão da mesa, enquanto o **cisalhamento das nervuras será verificado como laje.**

B - para  $65 \leq l \leq 110$  cm exige-se verificar a flexão da mesa,

C – para  $b_w > 12$  cm e  $65 \leq l \leq 90$  cm permite-se verificar **cisalhamento das nervuras como laje.**

D – para  $l \geq 110$  cm a mesa deve ser projetada como laje maciça apoiada na grelha de vigas, respeitados os seus limites mínimos.

## 17.4.1.1.2- Exceção ao critério da $A_{st,min}$

**em lajes dentro das condições definidas em 13.2.4.2** as nervuras podem ser verificadas como laje **tomando-se como base a soma das larguras –  $b_w$**  - do trecho considerado, podendo-se dispensar a armadura transversal se atendido o que consta em 19.4.1 –  $V_{Sd} \leq VR_{d1}$ .

# 1. Comentários selecionados

- Limites e Mínimos

A questão da falta de segurança de lajes em balanço

Como evidenciado pela Teoria da Confiabilidade e pelos acidentes ao longo de todo o país, a segurança das lajes em balanço é menor do que se queria.

Prob. Ruína de vigas = 5 a 10 por 100.000

Prob. Ruína de lajes = 5 por 1000 – **50 a 100 vezes maior**

Sugestões:

1. Aumentar a espessura mínima dessas lajes

2. Criar um  $\gamma_n$  como no caso de pilares com menos de 19 cm

O problema da falta de segurança das nossas marquises.



## 1. Comentários selecionados

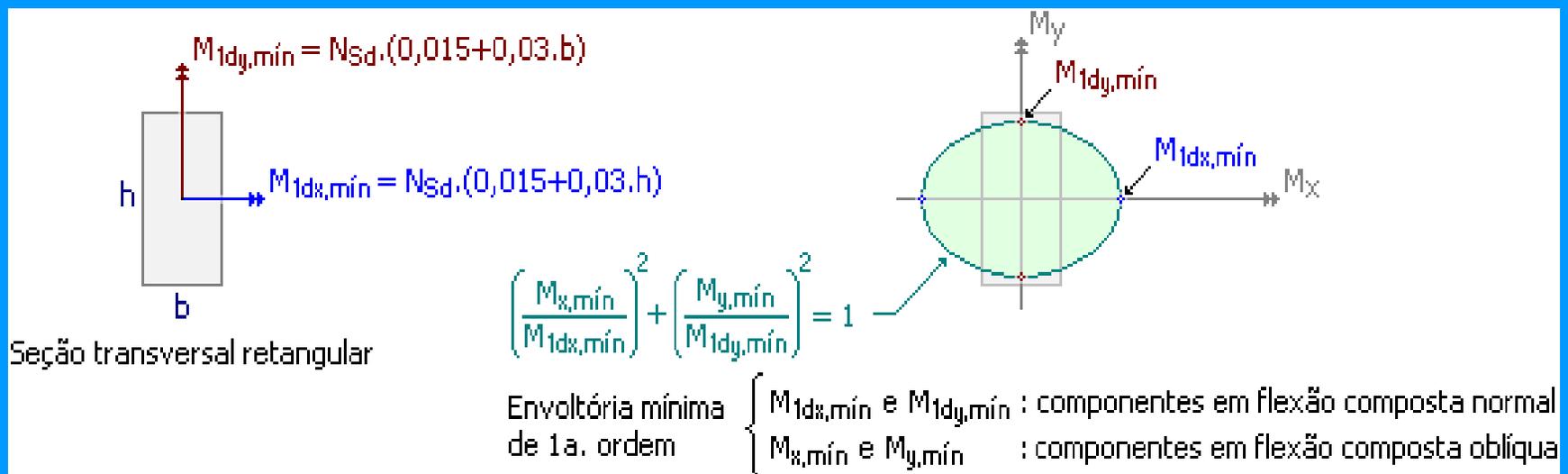
- Análise Estrutural e Efeitos de 2ª Ordem

a. Imperfeições locais e Momento mínimo

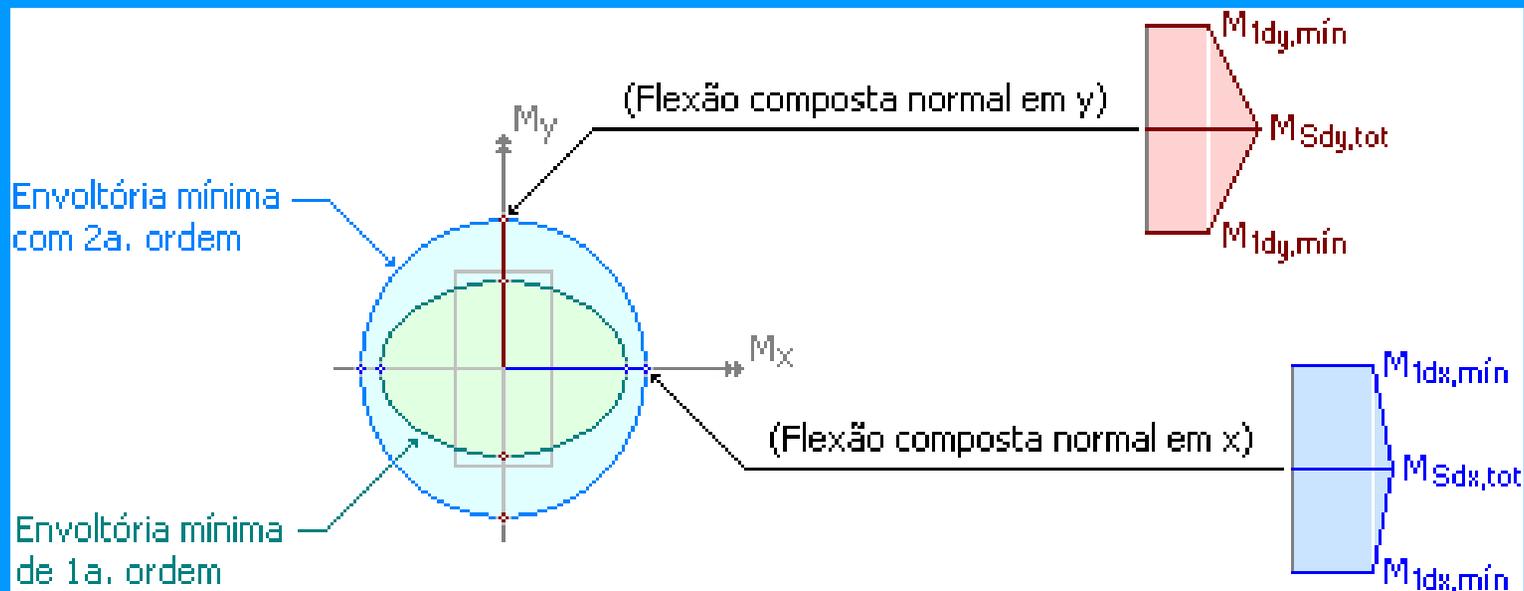
b. Pilares parede

## a. 15.3.2 Imperfeições geométricas

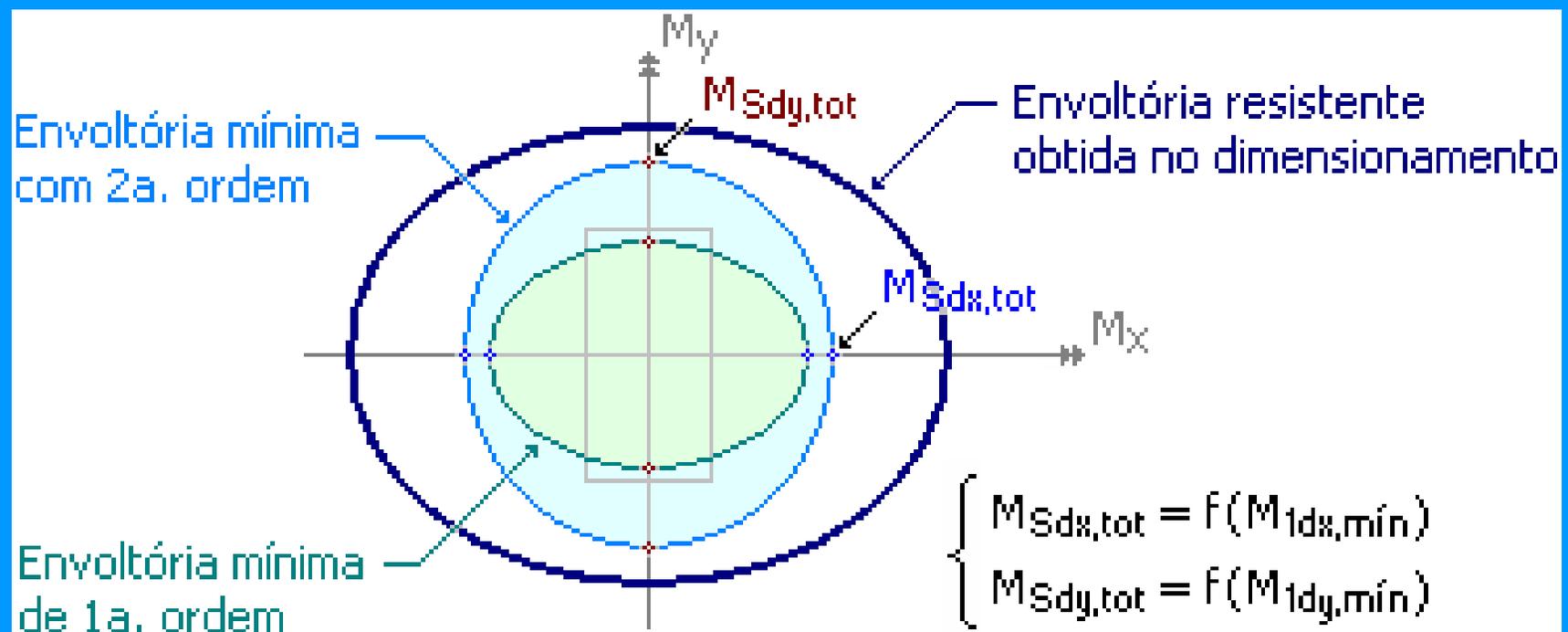
Na análise das imperfeições geométricas locais em um pilar com seção transversal retangular constante, submetido a uma força normal  $N_{Sd}$ , pode-se definir **uma envoltória mínima de 1a. ordem** a partir dos momentos mínimos em cada direção principal, tomada a favor da segurança, pela seguinte expressão:



Em cada uma dessas direções, deve-se considerar os momentos mínimos constantes entre o topo e a base do pilar, bem como calcular os efeitos locais de 2a. ordem, caso necessário, obtendo assim uma **envoltória mínima com 2a. ordem**.



A **envoltória resistente** obtida no dimensionamento de armaduras desse pilar deve englobar a envoltória mínima com 2a. ordem, além dos esforços atuantes em todas combinações.

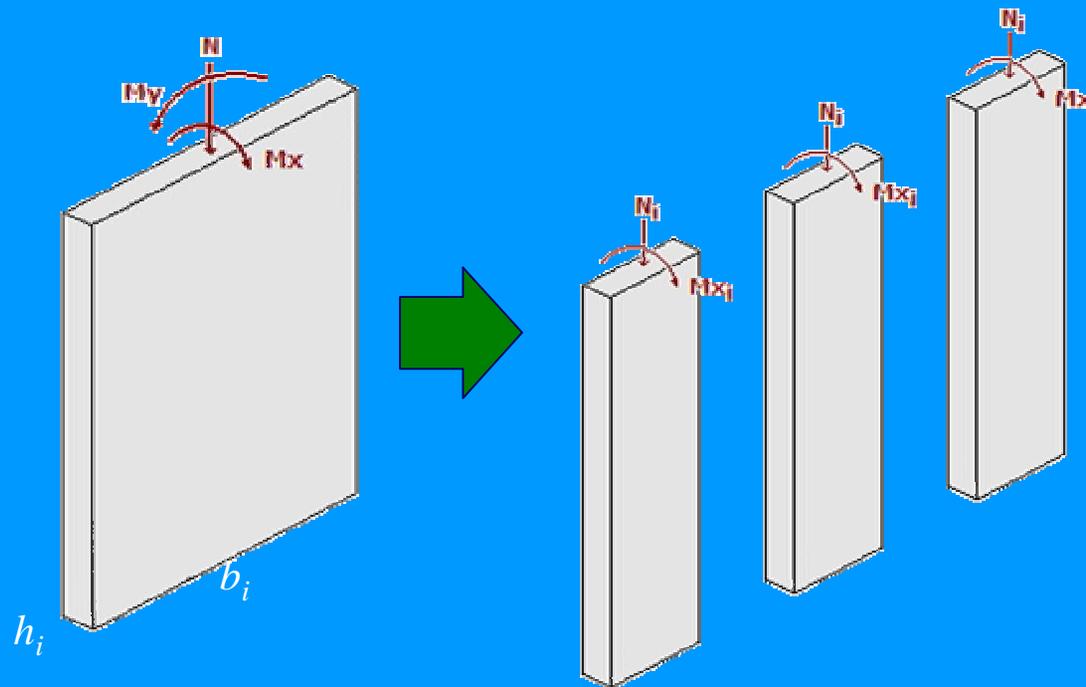


## b. 15.9.3 Pilares Parede - Processo aproximado para cálculo dos efeitos localizados de 2a. ordem

Nos pilares-parede simples ou compostos, onde a esbeltez de cada lâmina que o constitui for menor que 90 e com relação entre as dimensões  $5.h_i < b_i \leq 10^*.h_i$ , os efeitos localizados de 2a. ordem podem ser calculados a partir da majoração dos efeitos locais de 2a. ordem pelos **coeficientes  $g_{pp}$ , conforme tabela ...**

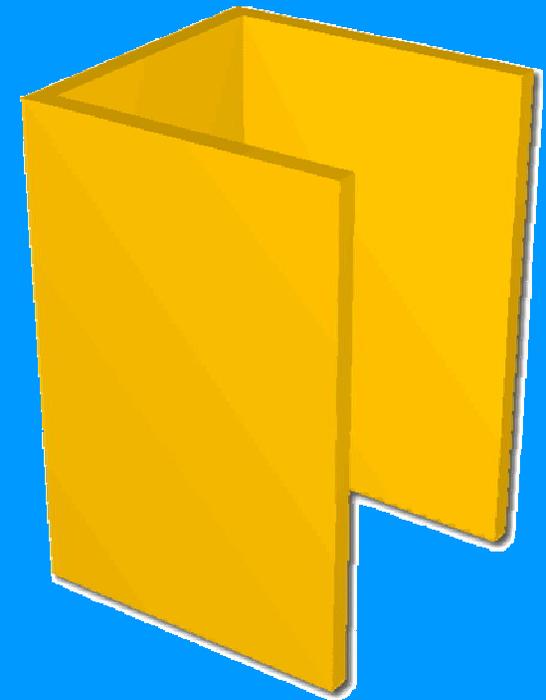
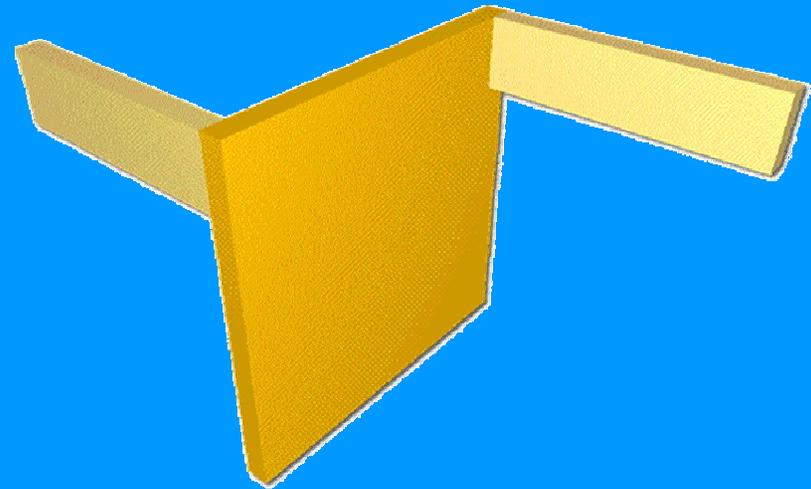
**\* O valor do limite sup.  $10.h_t$  ainda não é definitivo**

Nos pilares-parede simples ou compostos, onde a esbeltez de cada lâmina que o constitui for menor que **90** e com relação entre as dimensões  **$b_i > 10 \cdot h_i$** , pode ser adotado o procedimento aproximado ...



## 18.5 Pilares-parede

A armadura transversal deve respeitar o mínimo de 25% da armadura longitudinal da face em **pilares-parede compostos por várias lâminas e em pilares-parede simples com a presença de esforços concentrados significativos.**



# 1. Comentários selecionados

## F. Cortante – S. Retangular - Modelo I - $\theta = 45^\circ$ Verificação da armadura transversal - estribos

de resina epoxídica, deixando-se as pastilhas em contato com o concreto para evitar o cisalhamento entre duas pastilhas. As pastilhas apresentavam um pequeno furo central que servia de guia para a medição das deformações na armadura transversal. Na Figura 2 apresentam-se os detalhes dos ensaios, e na Figura 3 os detalhes da instrumentação.

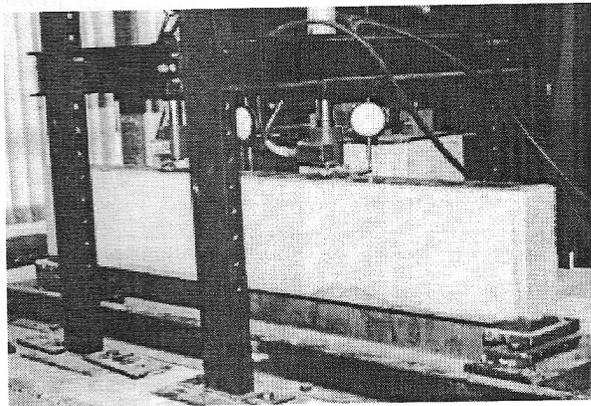


Figura 2 – Procedimento de ensaio das vigas.

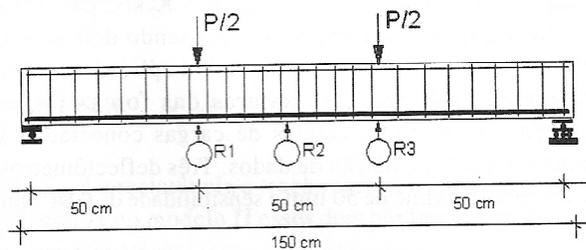


Figura 3 – Posicionamento da instrumentação.

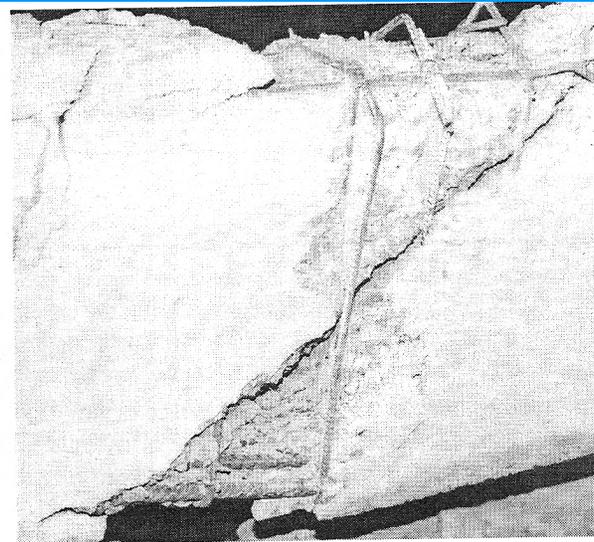
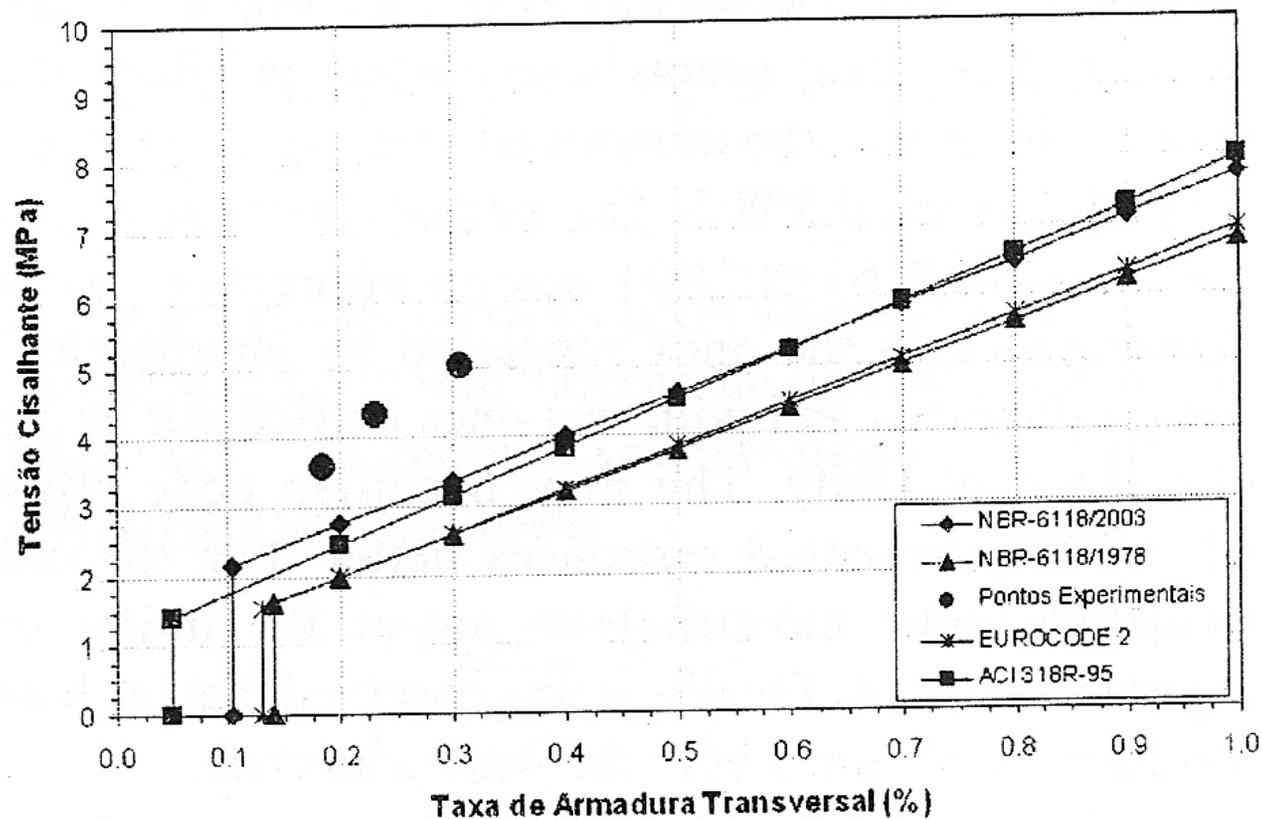


Figura 3 – Modo de colapso típico das vigas ensaiadas.

Nas Figuras 4 a 6 apresentam-se as curvas força vs. deslocamento das três vigas ensaiadas, onde observa-se elevada rigidez à flexão nos três casos. Pequenos deslocamentos transversais foram observados, constatando-se praticamente as mesmas leituras nos três deflectômetros. A Força última aplicada nas vigas V1, V2 e V3 foram 225 kN, 200 kN e 162 kN, respectivamente. Observa-se que, uma redução no espaçamento entre os estribos de 15 cm para 12 cm, 25%, conduziu a uma elevação da capacidade de carga de aproximadamente 24%; e de 15 cm para 9 cm, 40%, em

Ensaio  
feitos na  
UEOP

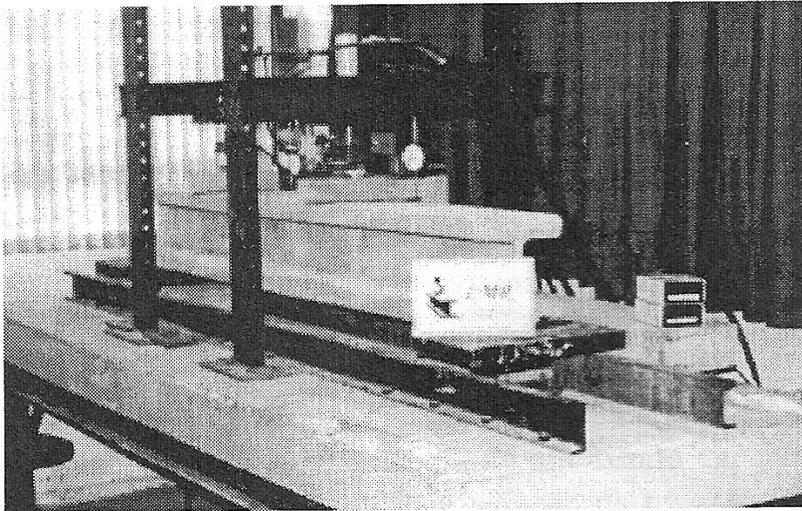
M. D'Amico  
e all



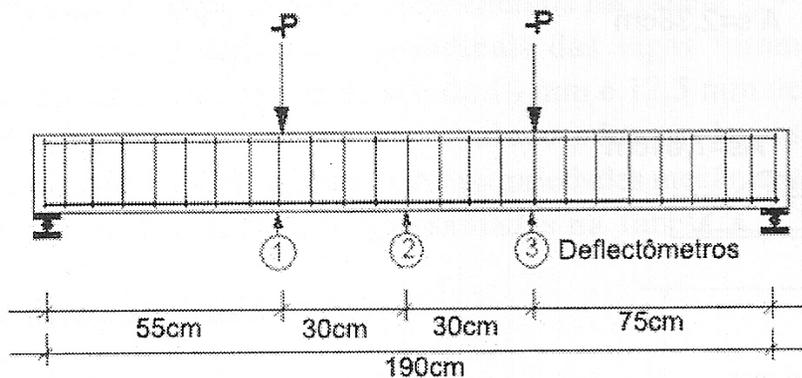
*Figura 7 – Comparação das prescrições normativas com os resultados experimentais.*

Na NBR 6118/2003 o considerado é modelo I

Na Figura 4 apresentam-se detalhes do modo de colapso das vigas.



*Figura 2 - Detalhes do ensaio.*

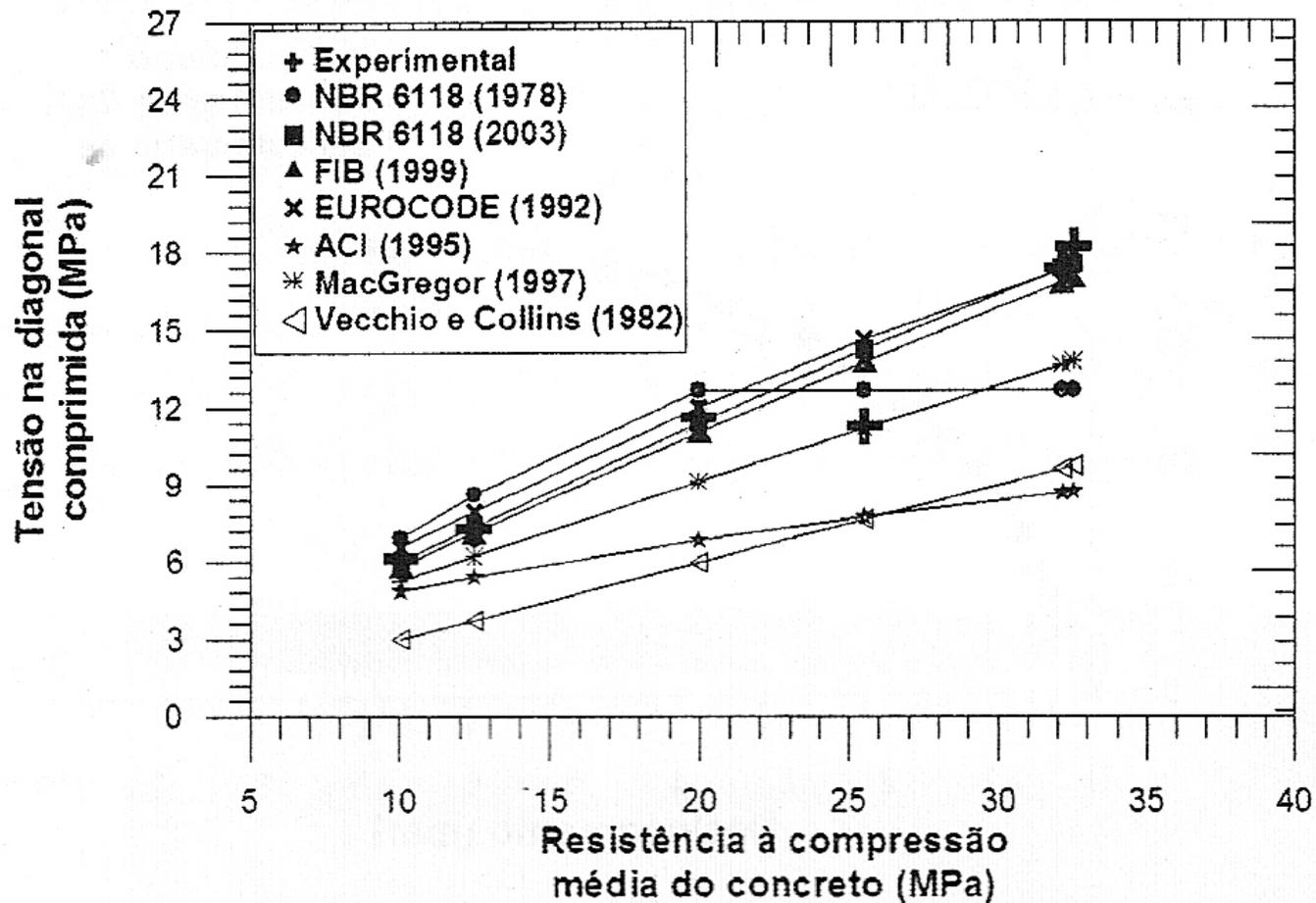


*Figura 3 - Detalhes da distribuição das cargas.*

1. Comentários selecionados  
F. Cortante – S. Duplo Tê  
Modelo II -  $\theta$  variável  
Verificação de resistência  
das bielas

Ensaio  
feitos na UEOP

M. Coelho  
e all



*Figura 6 - Curvas tensão de compressão na diagonal comprimida vs. resistência à compressão média do concreto.*

**Tabela 4** - Tensões nas diagonais comprimidas (MPa).

| Viga | $\sigma_{cexp}$ | MacGregor<br>[3] | Vecchio<br>e Collins [11]. | NBR 6118<br>[12] | NBR 6118<br>[9] | FIB<br>[13] | EUROCODE<br>[14] | ACI<br>[15] |
|------|-----------------|------------------|----------------------------|------------------|-----------------|-------------|------------------|-------------|
| 1    | 7,28            | 6,20             | 3,73                       | x 8,61           | 7,35            | 7,11        | 7,96             | 5,40        |
| 2    | 6,14            | 5,21             | 3,00                       | x 12,65          | 5,97            | 5,78        | 6,52             | 4,84        |
| 3    | 11,27           | 11,18            | 7,62                       | 12,65            | x 14,21         | 13,75       | x 14,61          | 7,72        |
| 4    | 11,60           | 9,10             | 5,96                       | 12,65            | 11,39           | 11,02       | 11,98            | 6,83        |
| 5    | 18,21           | 13,76            | 9,72                       | 12,65            | 17,55           | 16,99       | 17,49            | 8,72        |
| 6    | 17,38           | 13,61            | 9,60                       | 12,65            | 17,37           | 16,81       | 17,34            | 8,67        |

Engenharia Estudo e Pesquisa. Rio de Janeiro, v. 7 - n. 2 - p. 59-67, jul./dez. 2004

Nota – A máxima tensão de compressão nas bielas de concreto é a mesma seja no modelo I seja no II – assim esses resultados valem para os dois modelos

## 2. Modificações mais profundas

- Fissuração

### **PROPOSTA DE CRITÉRIO EFICIENTE PARA O CONTROLE DA FISSURAÇÃO NO CONCRETO ARMADO**

VERIFICAÇÃO DA EFICIÊNCIA DA NBR6118/2003 E DO EUROCODE EC-2/2002

**Maria Cascão Ferreira de Almeida**  
**D.Sc., M.Phil.**

Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas – Escola Politécnica - UFRJ

# PARÂMETROS RELEVANTES

Almeida (1984) observou, através da análise dos resultados experimentais, a importante influência dos seguintes parâmetros:

- **cobrimento**  $c$
- **área de concreto envolvida na fissuração**  $A_{c,ef}$
- **diâmetro das barras**  $\phi$
- **qualidade de aderência das barras**  $\eta$
- **curvatura**  $c/(h-x)$
- **distância**  $a$
- **espaçamento entre barras da armadura**  $s$

teoria  
geral da  
fissuração

- peças submetidas à tração (**caso limite**)
- peças submetidas à flexão (**curvatura**)

# NORMA BRASILEIRA NBR 6118/2003

## ABERTURA DE FISSURA CARACTERÍSTICA $w_k$

É o menor valor entre:

$$w_1 = \frac{\phi}{12,5\eta} \left( 45 + \frac{4}{\rho_r} \right) \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$w_2 = \frac{\phi}{12,5\eta} \left( \frac{3 \sigma_s}{f_{ctm}} \right) \frac{\sigma_s}{E_s}$$

onde:

$\eta = 1,0$

barras lisas

$\eta = 2,25$

barras nervuradas

$\rho_r = A_s / A_{cr}$  sendo

$A_s$  - área da armadura tracionada

$A_{cr}$  - área de concreto, abaixo da linha neutra, que envolve a armadura tracionada e limitada a  $7,5\phi$  dos eixos das barras.

$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$

resistência do concreto à tração (em MPa)

# NBR6118/2003

## Valores Calculados x Valores Experimentais

### W1

$$\frac{\text{exp}}{\text{calc}} = 1,02$$

calc

desvio padrão = 0,22mm

percentagem de variância = 74%

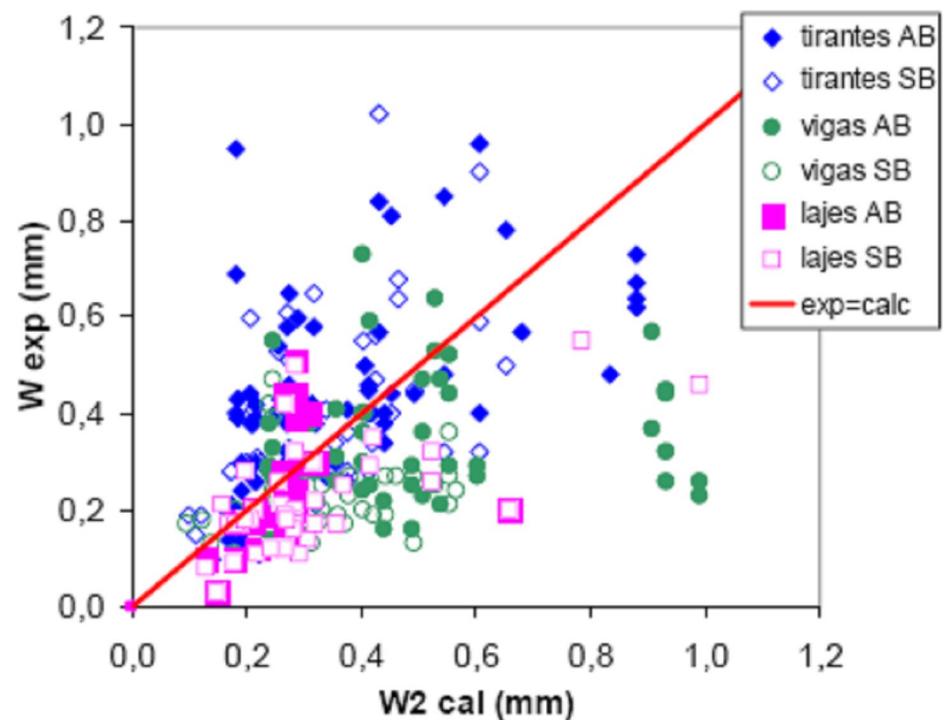
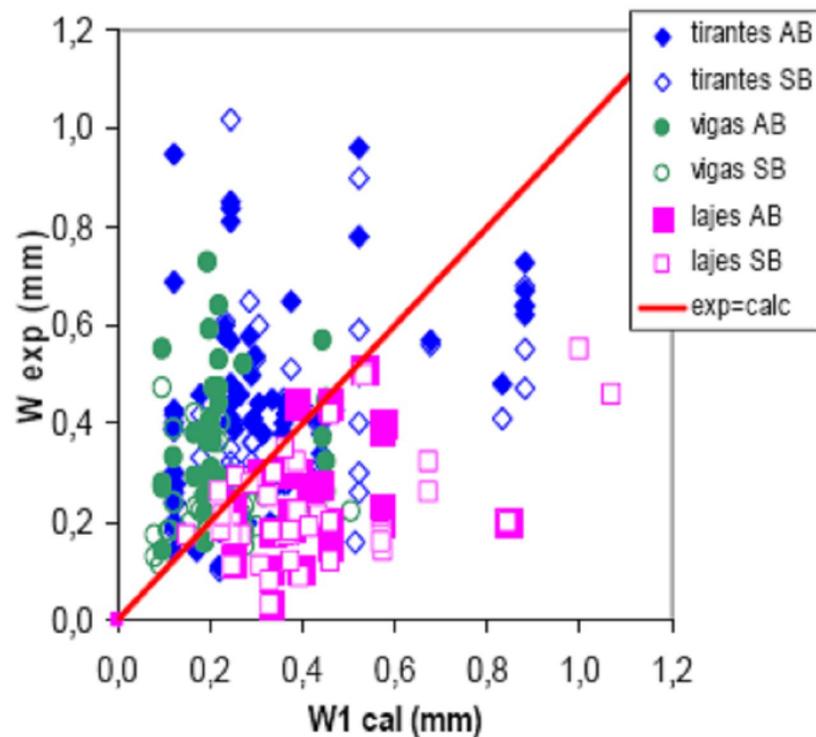
### W2

$$\frac{\text{exp}}{\text{calc}} = 0,96$$

calc

desvio padrão = 0,20mm

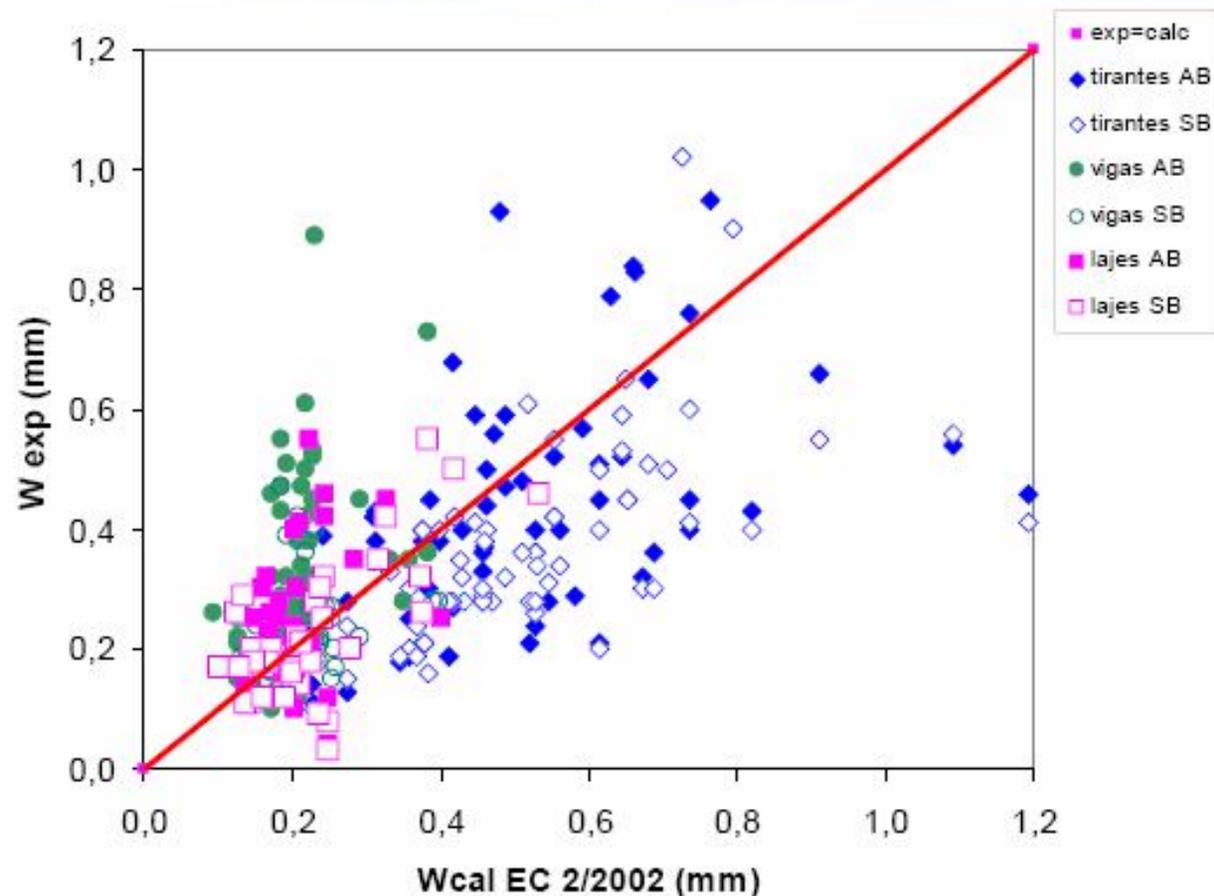
percentagem de variância = 78%



# NORMA EUROPÉIA - EC 2 /2002

## Valores Calculados x Valores Experimentais

$\frac{\text{exp}}{\text{calc}} = 0,92$   
desvio padrão = 0,20mm  
perc. de variância = 83%

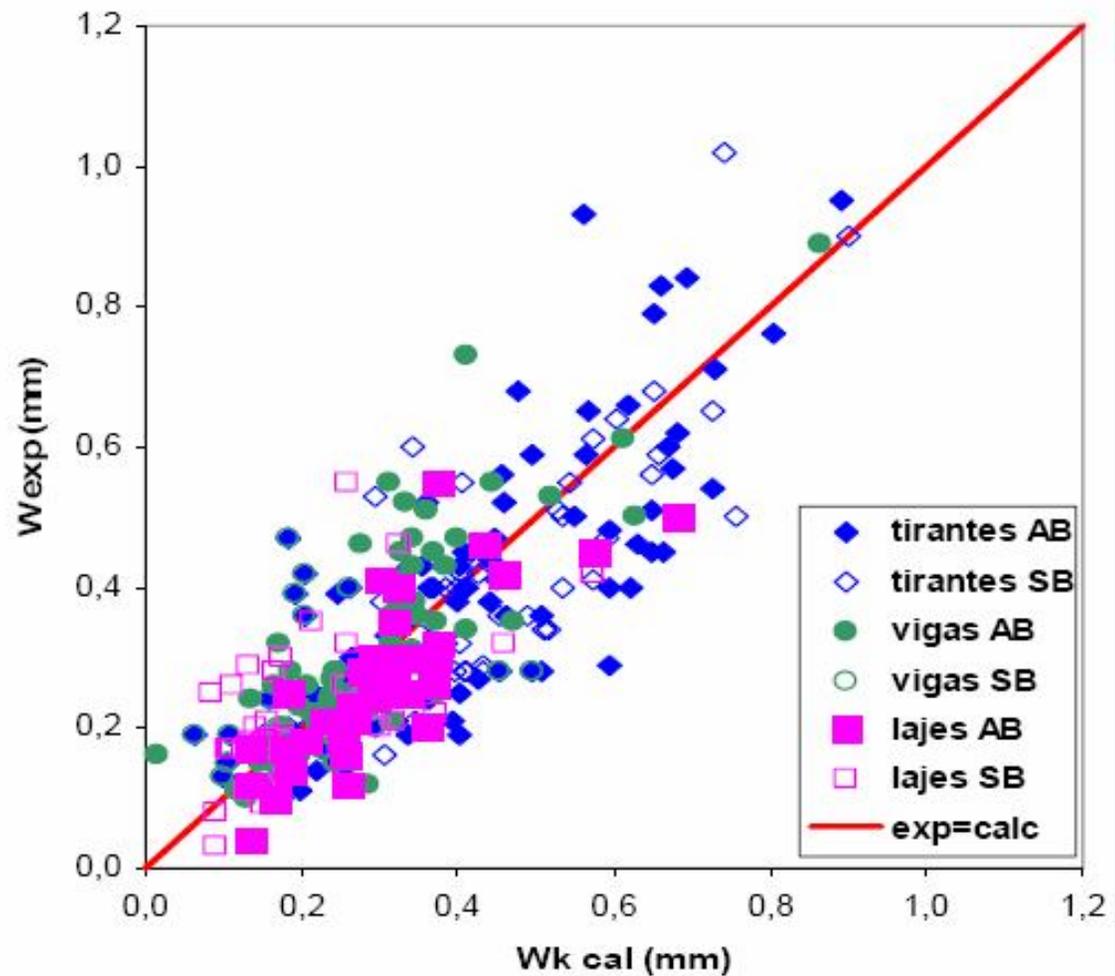




# EQUAÇÃO PROPOSTA NESTA PESQUISA

## Valores Calculados x Valores Experimentais

$\frac{\text{exp}}{\text{calc}} = 0,96$   
desvio padrão = 0,10mm  
perc. de variância = 93%



## 2. Modificações mais profundas

- Cisalhamento em laje

### 19.4.1 Lajes sem armadura para força cortante –

As lajes podem prescindir de armadura transversal quando:

#### Versão Consulta Pública – 02 – Laje C. Armado

$$\frac{V_{Sd}}{b_w d} \leq \tau_{Rd1}$$
$$\tau_{Rd1} = \sqrt[3]{f_{ck}} \beta (1 + 50 \rho \ell) K \alpha_q$$

com:  $K = (1,6 - d) \geq 1$

$\alpha_q = 0,097$  para cargas lineares  
paralelas ao apoio

$\alpha_q = 0,14 / (1 - 3d/\ell)$  para cargas distribuídas

$$\beta = \left( 1 + \frac{M_0}{|M_{Sd,máx}|} \right) \leq 2$$

#### Versão Aprovada – 03 – Laje alveolar protendida

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

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

onde:

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

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

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

$$k = (1,6 - d) \geq 1$$

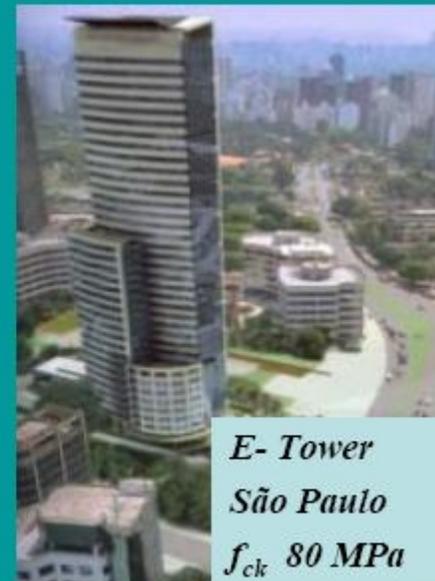
## 2. Modificações mais profundas

- Concreto de alta resistência - inclusão

### Dimensionamento de Seções Transversais de Elementos de Concreto de Alta Resistência Submetidos a Flexão Composta

Que Diagrama de Tensão de Compressão no Concreto Adotar?

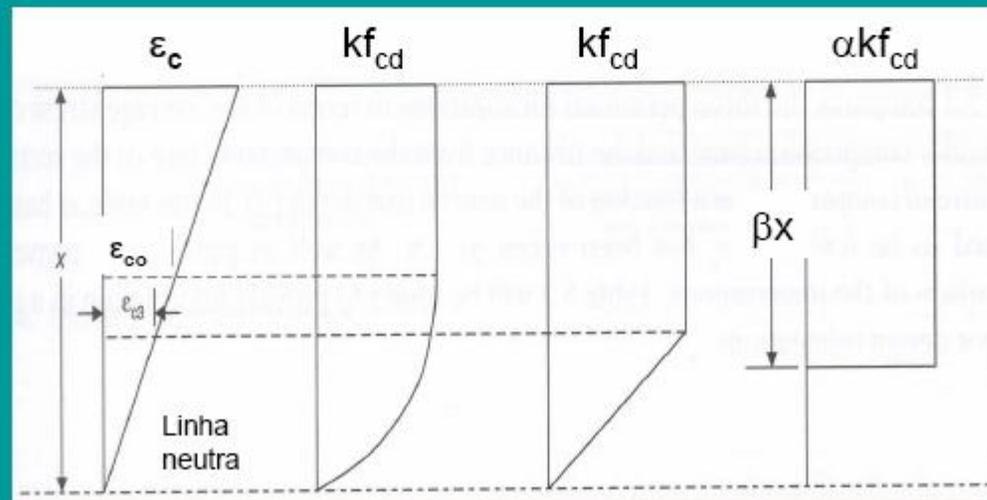
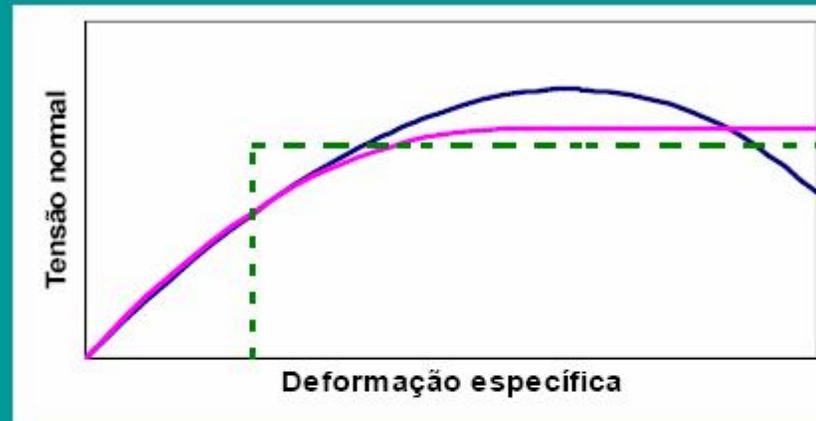
Lidia Domingues Shehata  
Allan Lopes de Paula  
Ibrahim A. E. M. Shehata



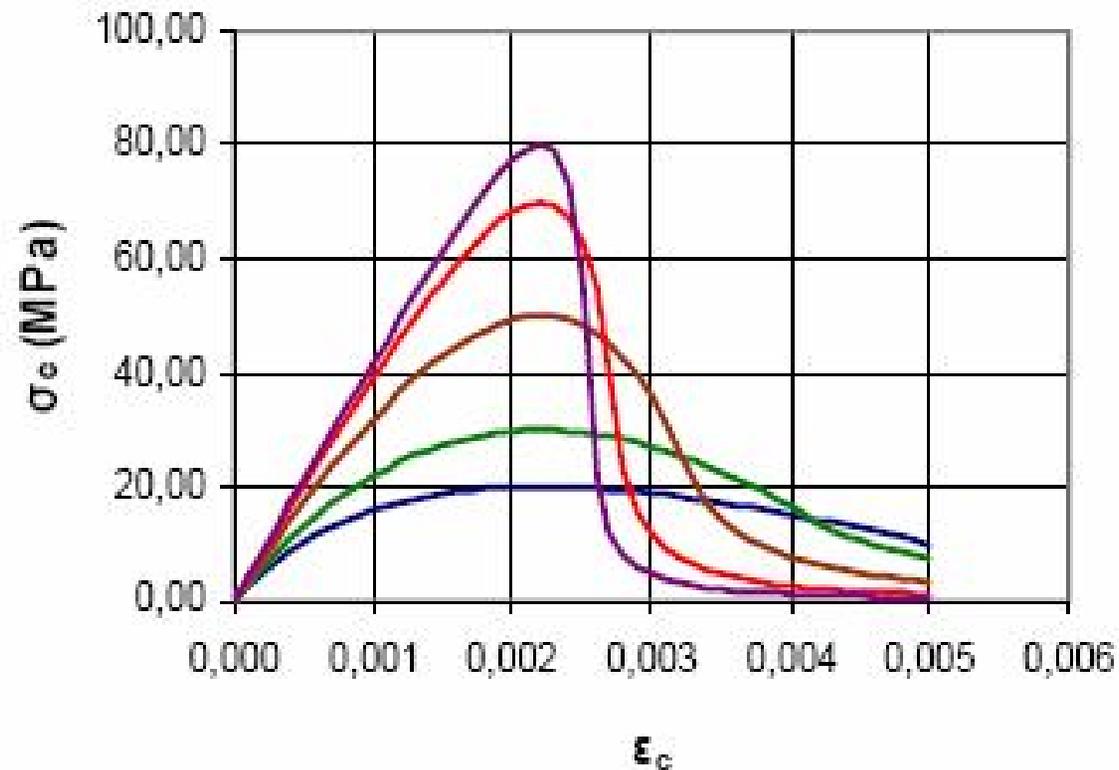
## Recomendações e normas que incluem $f_{ck} > 50$ MPa

| Diagramas tensão normal-deformação específica “realistas” |                      |
|---|----------------------|
| CEB-FIP MC 90 (1993)                                      | $f_{ck} \leq 80$ MPa |
| EN 1992-1-1 (2004)  | $f_{ck} \leq 90$ MPa |
| Diagramas tensão normal-deformação específica idealizados |                      |
| CEB-FIP MC 90   | $f_{ck} \leq 80$ MPa |
| EN 1992-1-1 (2004)  | $f_{ck} \leq 90$ MPa |
| NS 3473-E (2003)  | $f_{ck} \leq 95$ MPa |
| Diagramas retangulares                                    |                      |
| CEB-FIP MC 90 (1993)                                      | $f_{ck} \leq 80$ MPa |
| EN 1992-1-1 (2004)  | $f_{ck} \leq 90$ MPa |
| NS 3473-E (2003)  | $f_{ck} \leq 75$ MPa |
| CSA A.23.3 (2004)   | $f_{ck} \leq 80$ MPa |

## Diagramas de tensão de compressão no concreto “realistas”, idealizados e retangulares



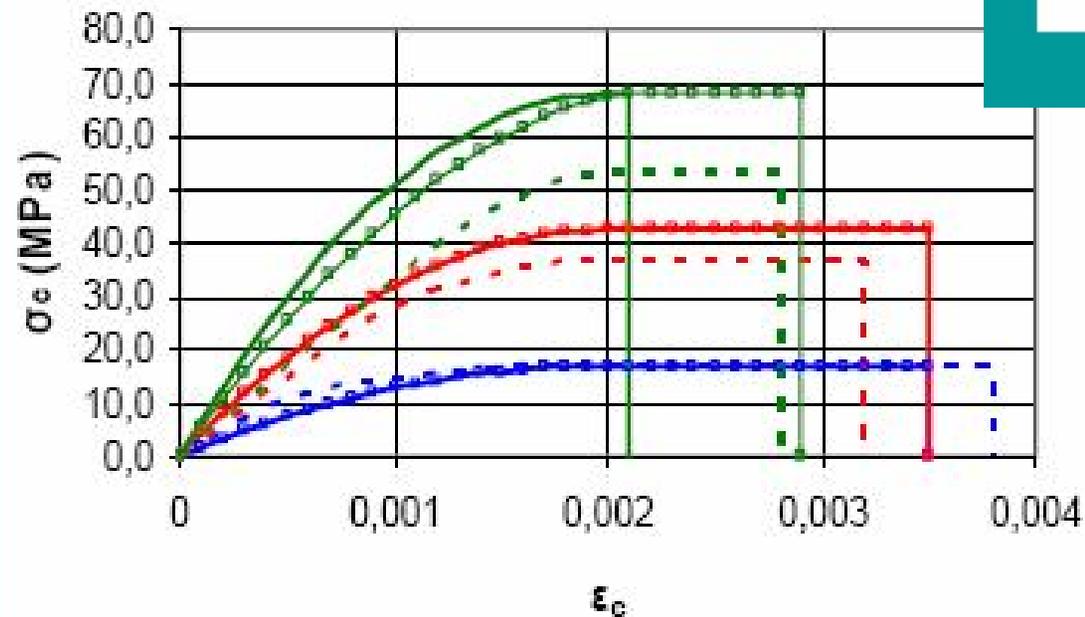
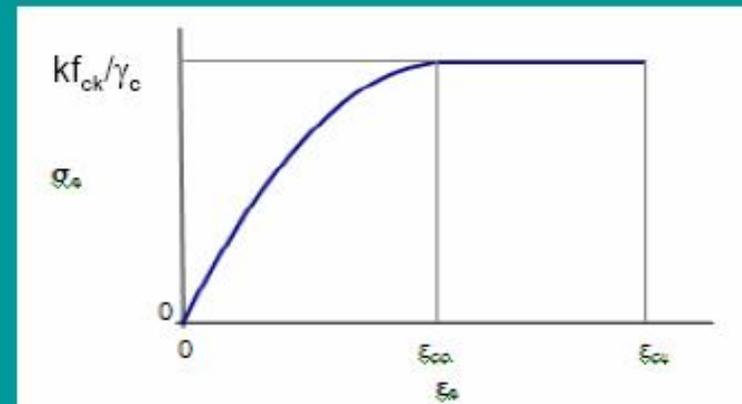
# Diagramas "Realistas"



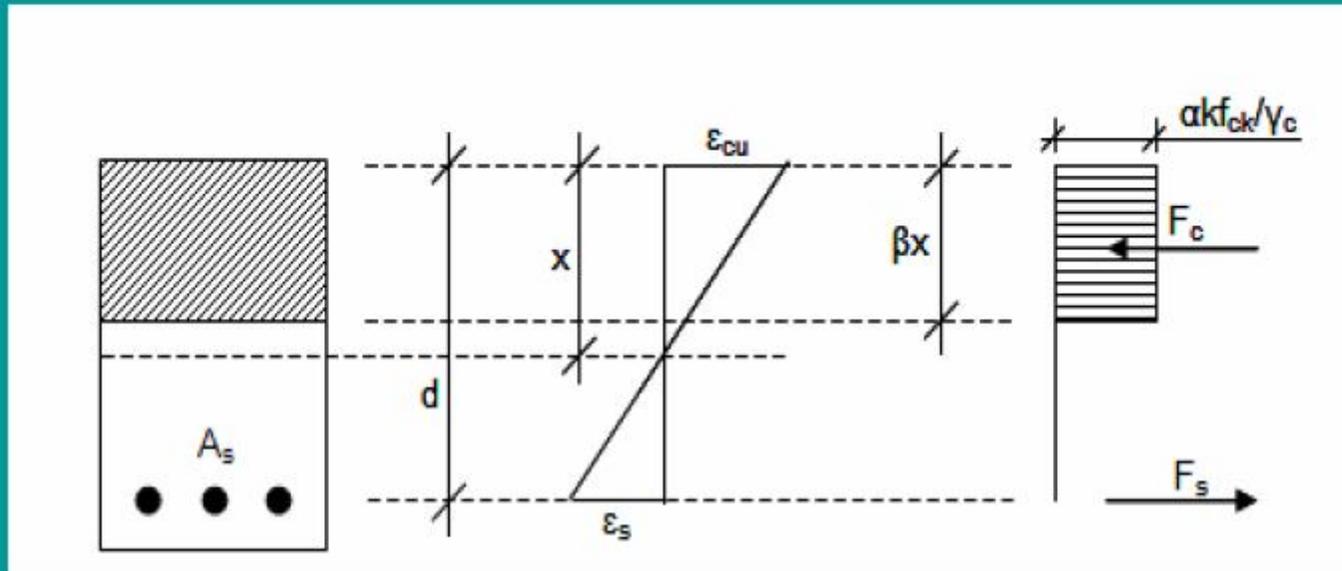
—  $f_{cm} = 20$  MPa —  $f_{cm} = 30$  MPa —  $f_{cm} = 50$  MPa  
—  $f_{cm} = 70$  MPa —  $f_{cm} = 80$  MPa

CEB-FIP MC90 (1993)

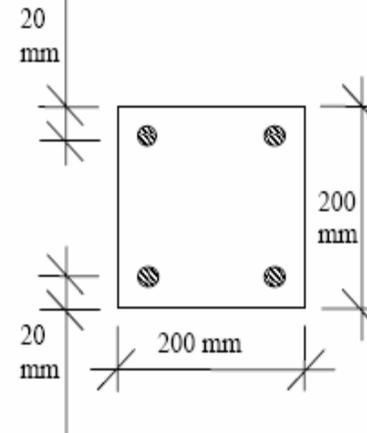
# “Diagramas idealizados”



# Diagramas retangulares

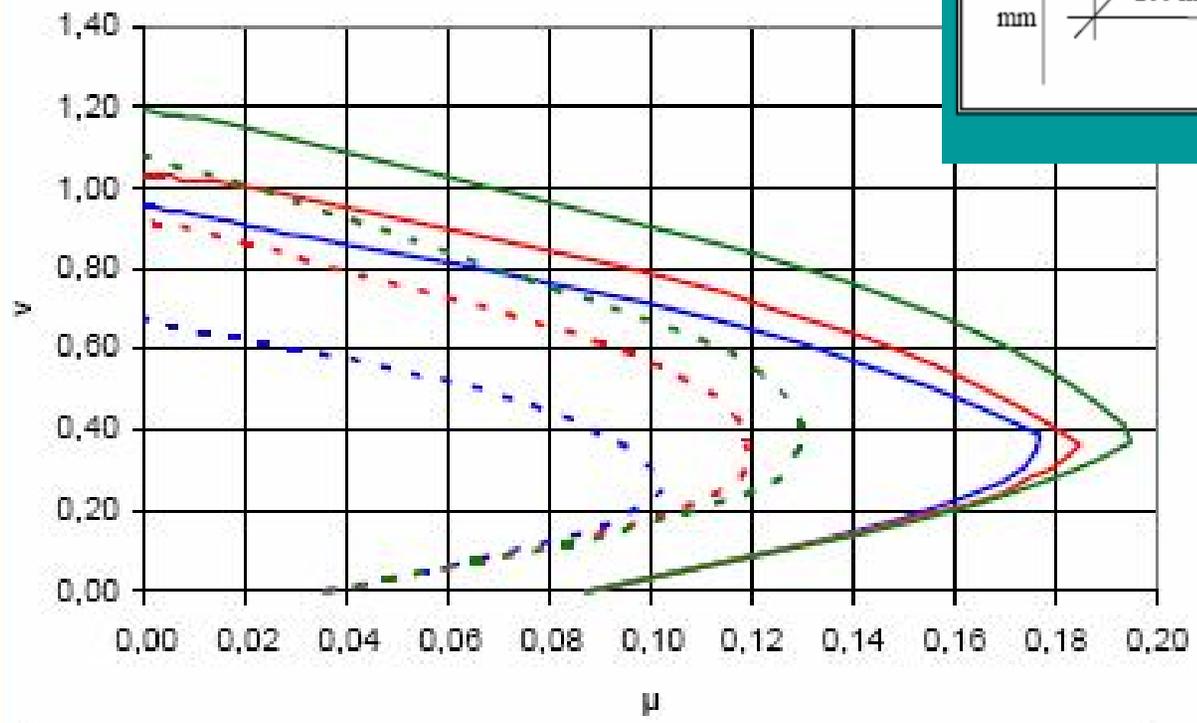


Visando simplificar o cálculo estrutural no estado limite último, as normas costumam sugerir um diagrama retangular de tensão de compressão para o concreto. Elas indicam diferentes valores de  $k$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma_c$ , além de diferentes deformações-limite no concreto e no aço.



$A_s = 500 \text{ mm}^2$  (total)  
 $f_y = 500 \text{ MPa}$   
 $f_c = 30 \text{ MPa}$  or  $75 \text{ MPa}$

$\gamma_c = \gamma_s = 1$



- MC90 Retangular, fck=30MPa
- MC90 Idealizado, fck=30MPa
- MC90 Realista, fck=30MPa
- - - MC90 Retangular, fck=75MPa
- - - MC90 Idealizado, fck=75MPa
- - - MC90 Realista, fck=75MPa

$$\lambda = \frac{N_{\text{exp}}}{N_{\text{teo}}}$$

Valores de  $\lambda$  para os elementos submetidos a compressão centrada (123).

|                   | Diagramas retangulares |      |      |      |  | Diagramas idealizados |      |      |
|-------------------|------------------------|------|------|------|--|-----------------------|------|------|
|                   | MC                     | NS   | EN   | CSA  |  | NS                    | MC   | EN   |
| Valor médio       | 1,27                   | 1,16 | 1,11 | 1,06 |  | 1,14                  | 1,00 | 0,98 |
| Coef. Var.(%)     | 18,8                   | 16,0 | 15,6 | 14,5 |  | 15,8                  | 14,5 | 15,0 |
| $\lambda < 1$ (%) | 10,6                   | 15,4 | 29,3 | 34,1 |  | 18,7                  | 56,9 | 60,2 |

Valores de  $\lambda$  para os elementos submetidos a compressão excêntrica (293).

|                   | MC          | NS   | EN   | CSA  | ACI  | NS   | MC   | EN   |
|-------------------|-------------|------|------|------|------|------|------|------|
|                   | Valor médio | 1,35 | 1,24 | 1,18 | 1,14 | 1,05 | 1,27 | 1,13 |
| Coef. Var.(%)     | 18,8        | 17,6 | 18,3 | 17,6 | 12,9 | 17,3 | 17,9 | 18,2 |
| $\lambda < 1$ (%) | 5,12        | 8,53 | 13,7 | 15,7 | 34,0 | 7,51 | 20,8 | 22,2 |

## 2. Modificações mais profundas

- Elementos Especiais – Modelo Biela-Tirante

Para elementos planos, não há dificuldade, os critérios do FIB – Schlaich e Schafer, atendem bem todas as necessidades.

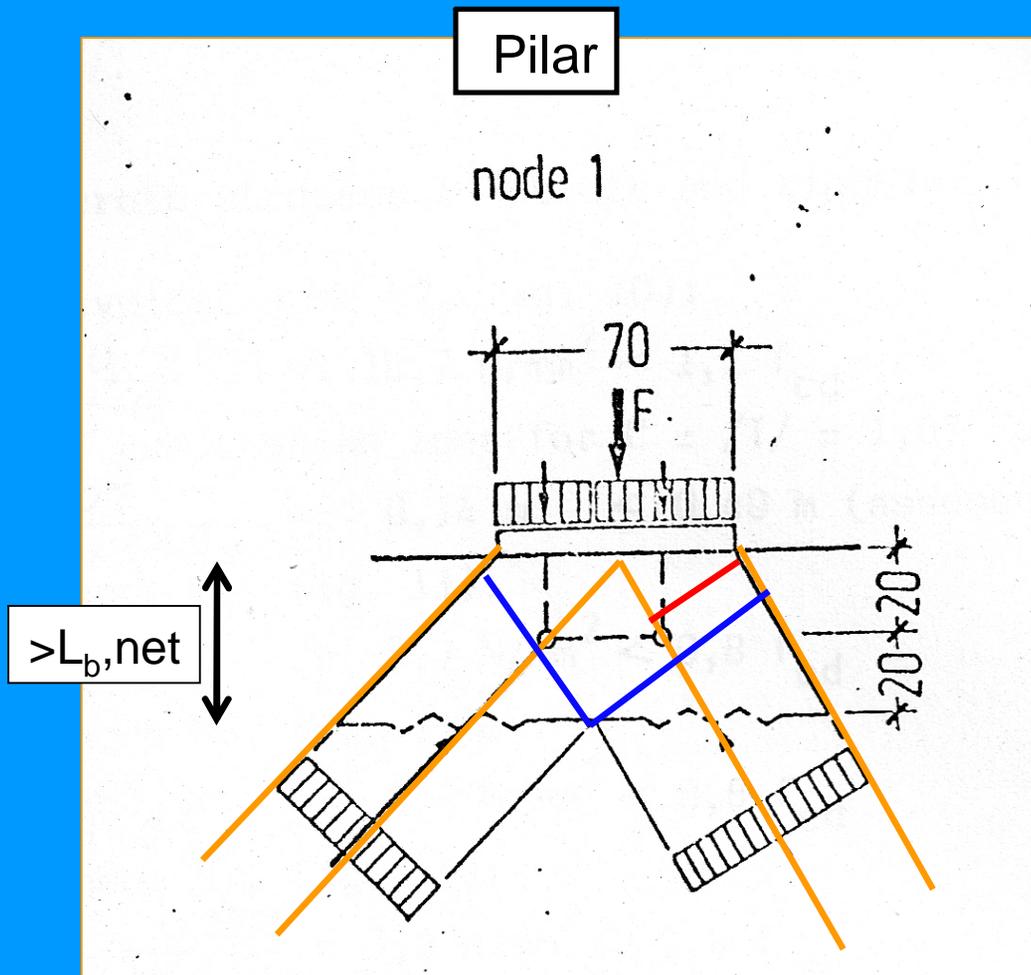
A dificuldade são os elementos sólidos, como blocos, onde os critérios oriundos dos ensaios do Blevot justificam valores de tensões nos nós bem maiores.

Para blocos sobre duas estacas  $1,4 fcd > 0,8 fcd$

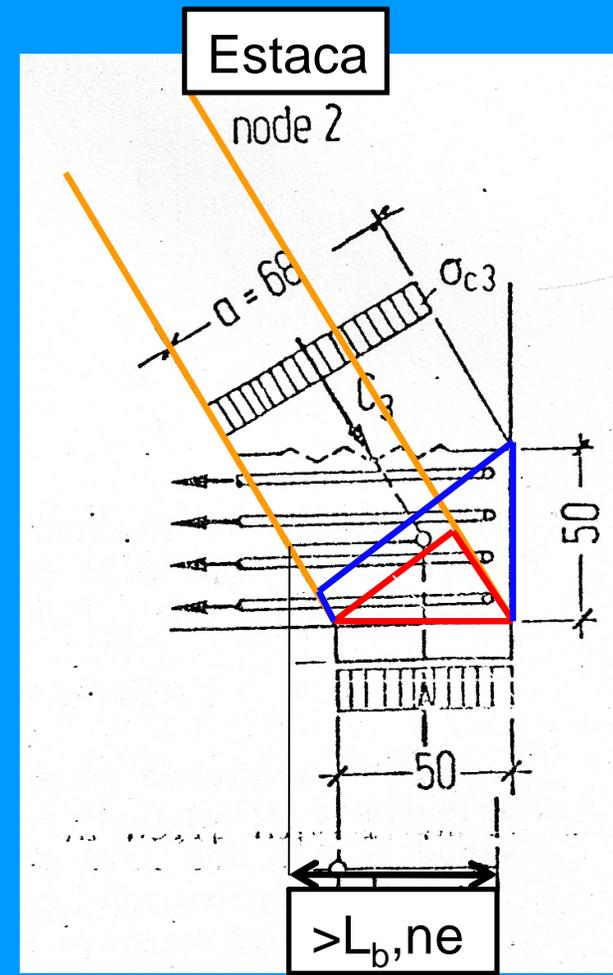
Para blocos sobre quatro estacas  $2,1 fcd > 1,1 fcd$

## 2. Modificações mais profundas

- Blocos – Modelo Biela-Tirante



— Schlaich-Schafer



— Blevot

### 3. Base Experimental

- Método científico

- Conhecimento Científico -

Modelo teórico (hipotético - dedutivo) (simples, levando em conta apenas o que é essencial) e a justificativa experimental(laboratório) Modelo deve permitir definição da segurança em relação ao ELU considerado)

- Conhecimento Empírico -

Necessário quando a teoria ainda é frágil ou simplesmente não existe.

### 3. Base Experimental

- Método científico

Devemos ir ao laboratório sabendo o que ensaiar e que tipo de resultado esperamos.

Quando não temos um bom modelo vamos, com mais **cautela ao LAB, definindo o domínio dos resultados que estamos esperando.**

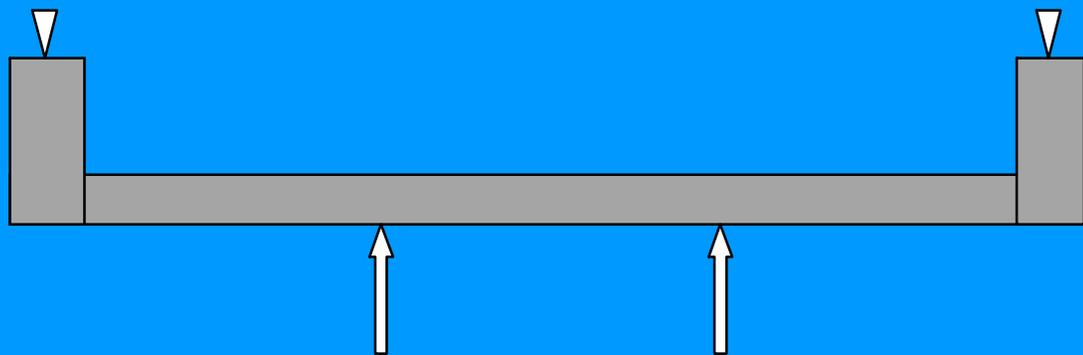
Quando temos um bom modelo vamos ensaiar exatamente os **casos típicos, extremos e mais significativos.**

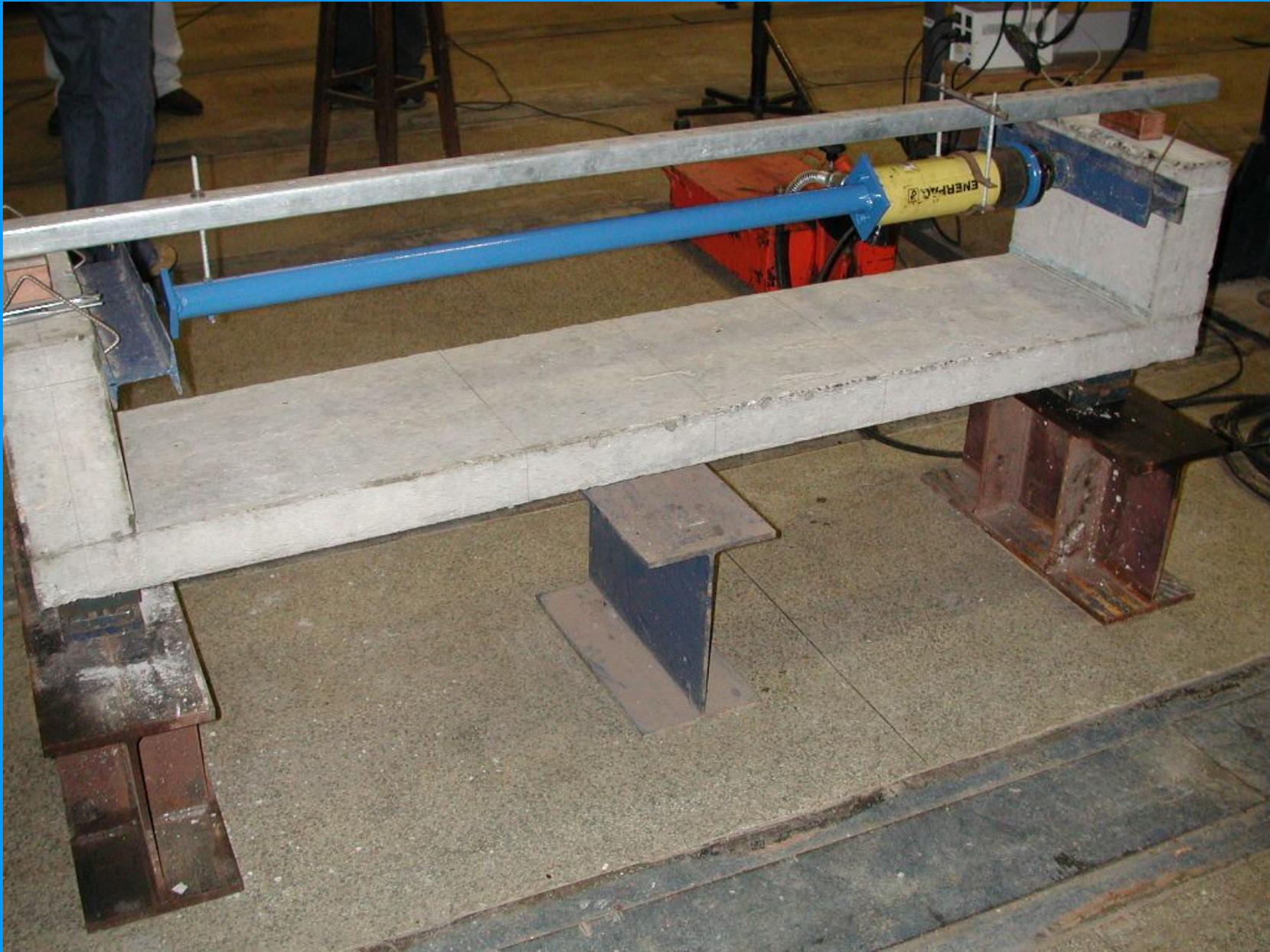


1ª fase – pré-fissuração - **FUNDAMENTAL**



2ª fase – Flexão – A. **Cargas a  $L/3$  do apoio**  
B. **Cargas próximo do apoio**

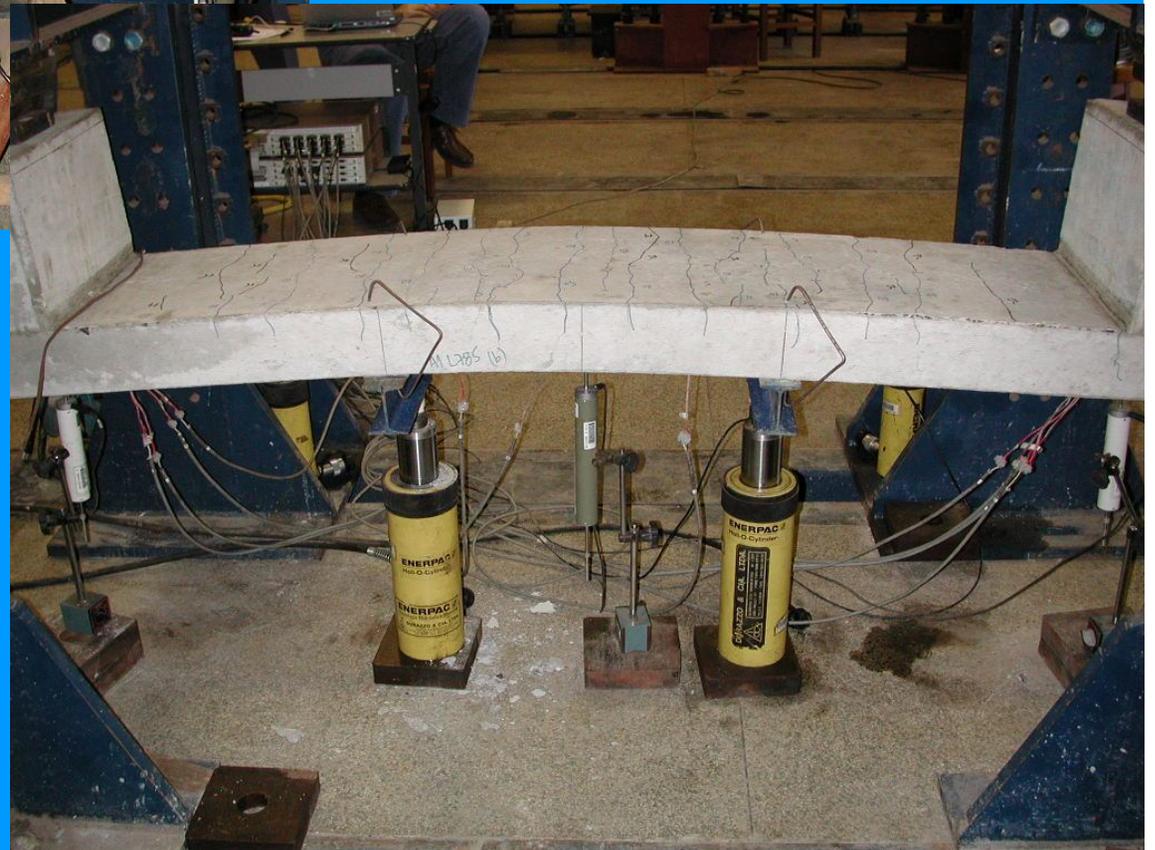


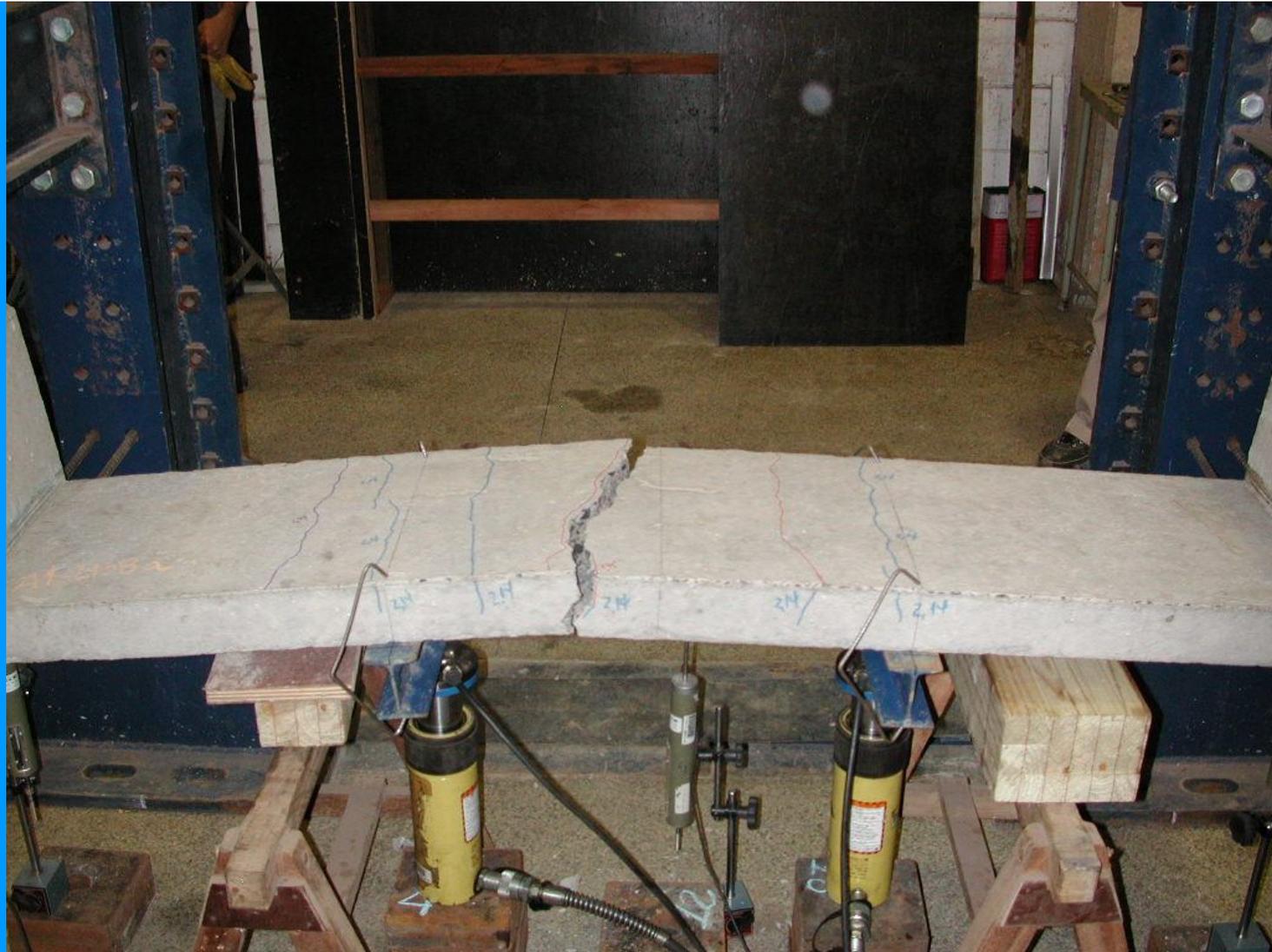


A1 - 138



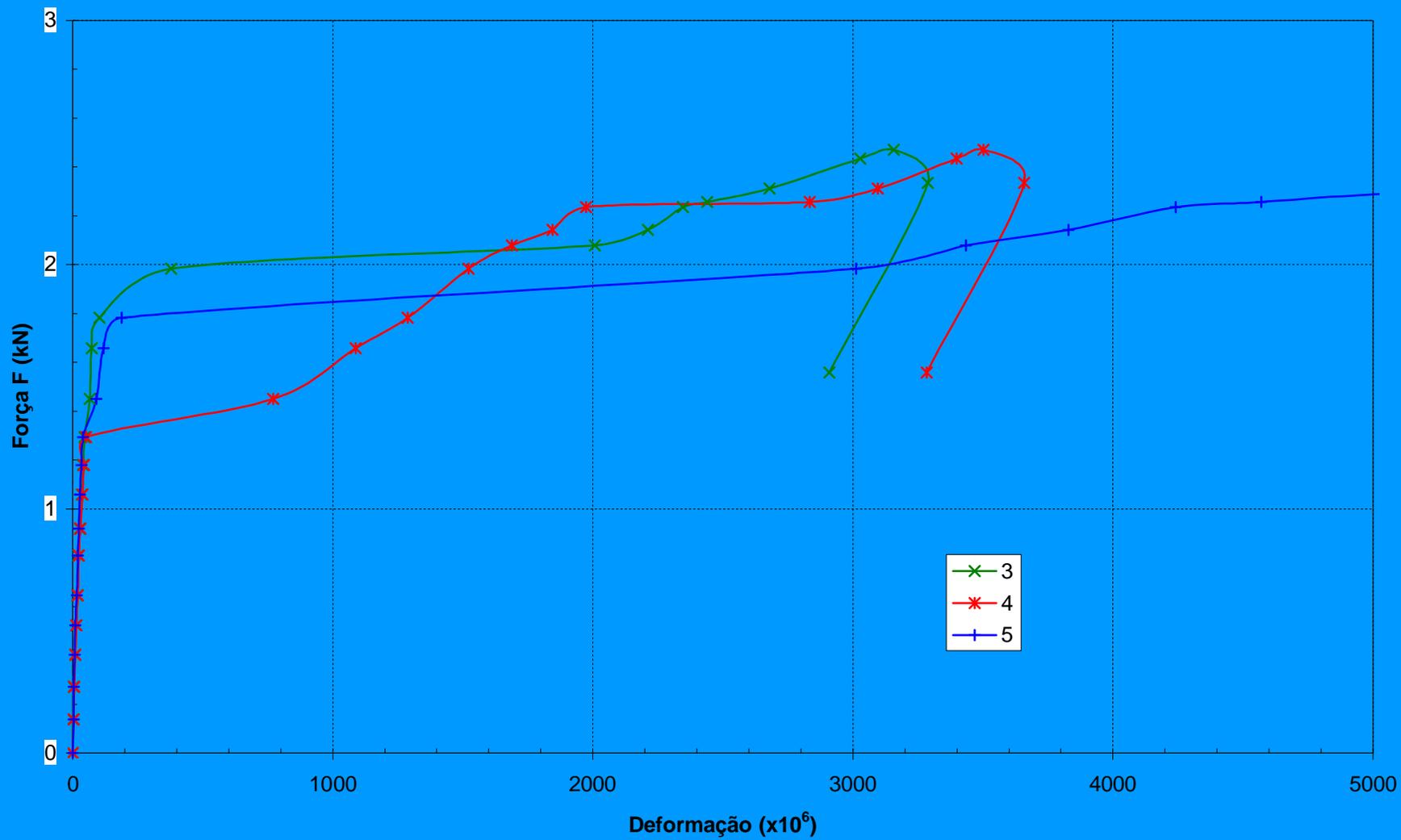
A1 - 785





Ruptura relativamente frágil da A1 - 138

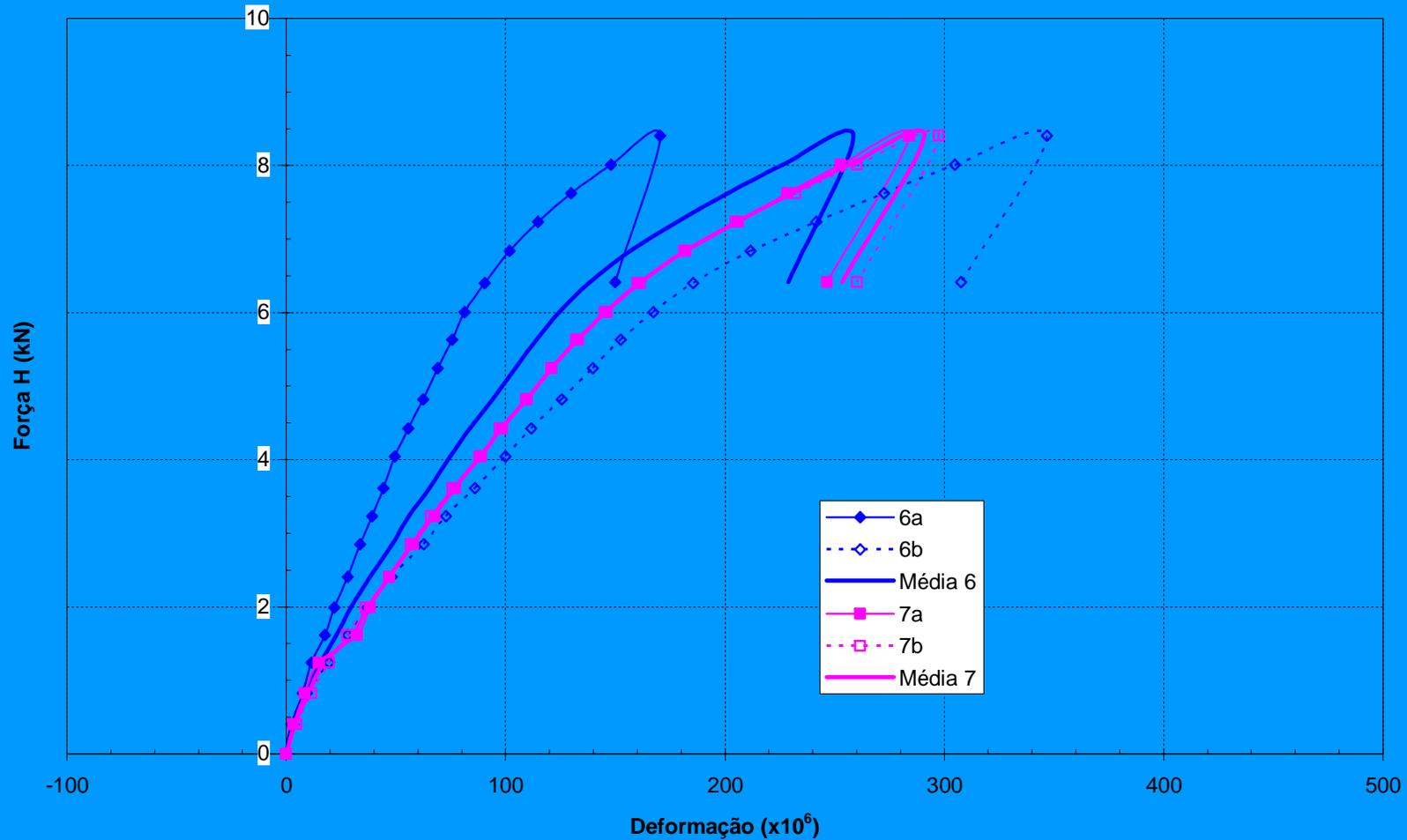
MODELO A1-(L 138)-b - Ensaio com duas forças nos terços do vão



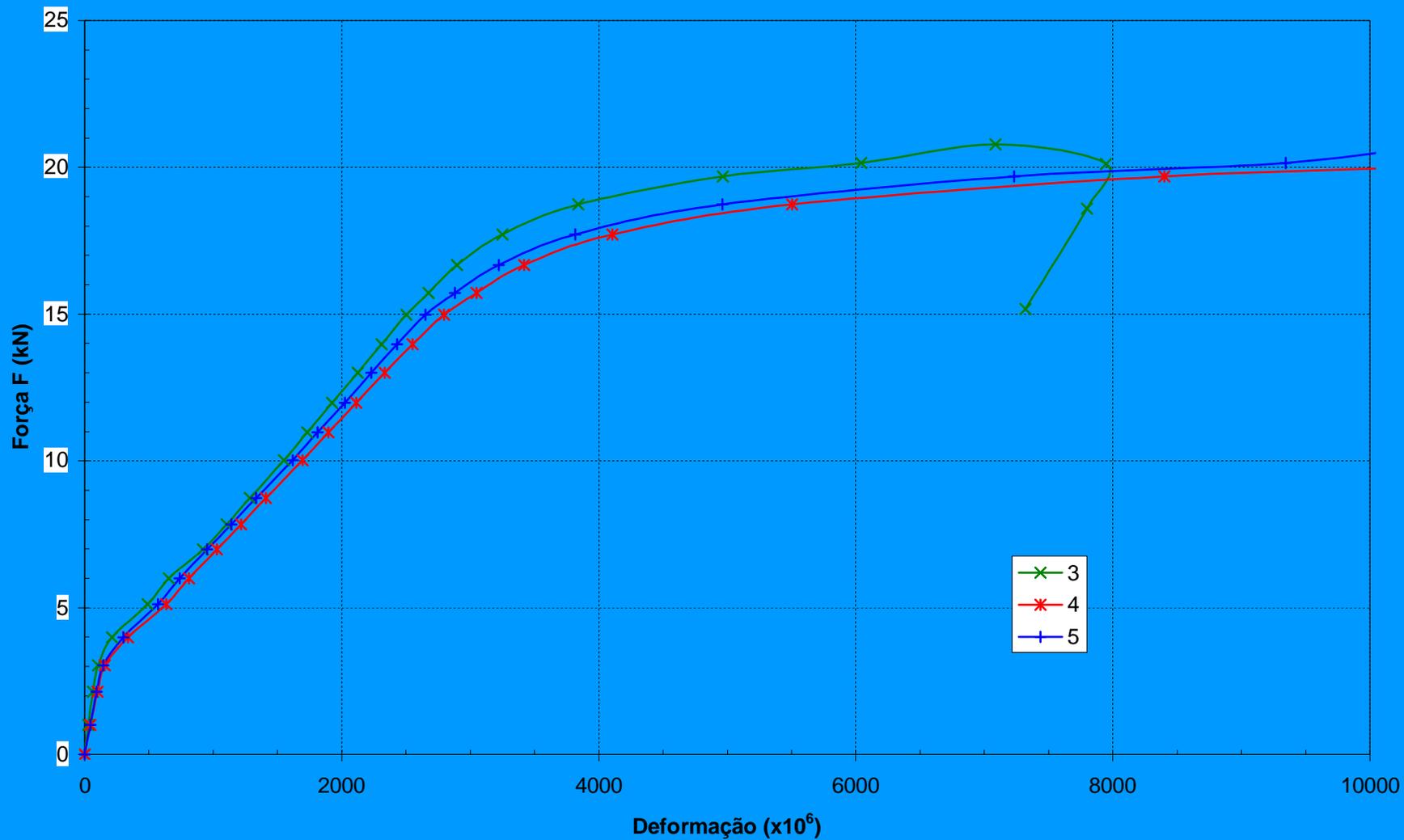
### 3. Base Experimental

- Resultados dos Ensaios de ancoragem lajes

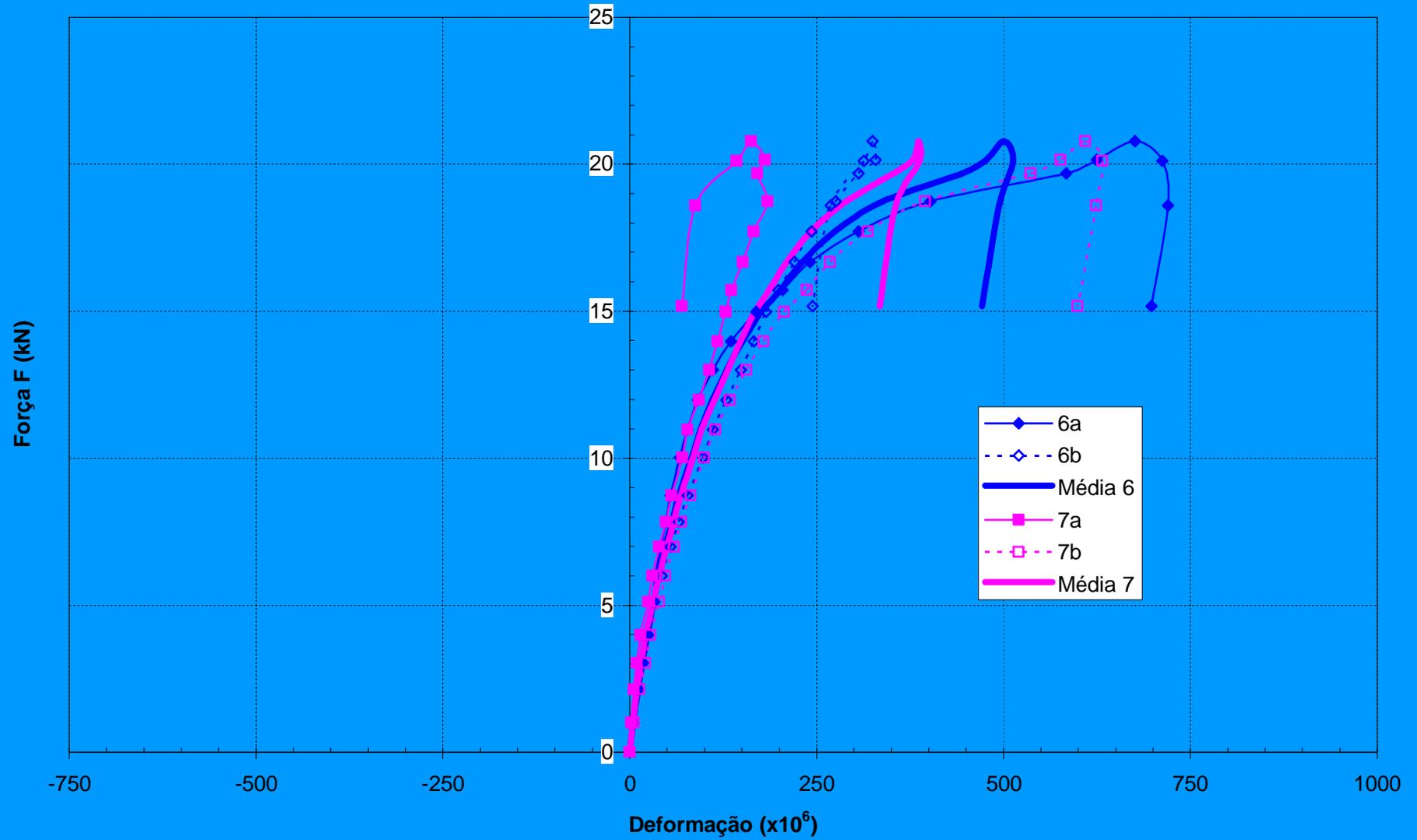
MODELO A1-(L 785)-b - Ensaio de pré-fissuração



### MODELO A1-(L 785)-b - Ensaio com duas forças nos terços do vão



### MODELO A1-(L 785)-b - Ensaio com duas forças nos terços do vão



Proposta de alteração dos critérios de ancoragem e emenda de armadura em tela soldada.

### 1. Ancoragem no apoio

- $L_{b,net} \geq 10\varphi$  ou 7cm
- Não é necessária a cruzeta

### 2. Emenda

- Será proposta redução no número de malhas com base nos ensaios

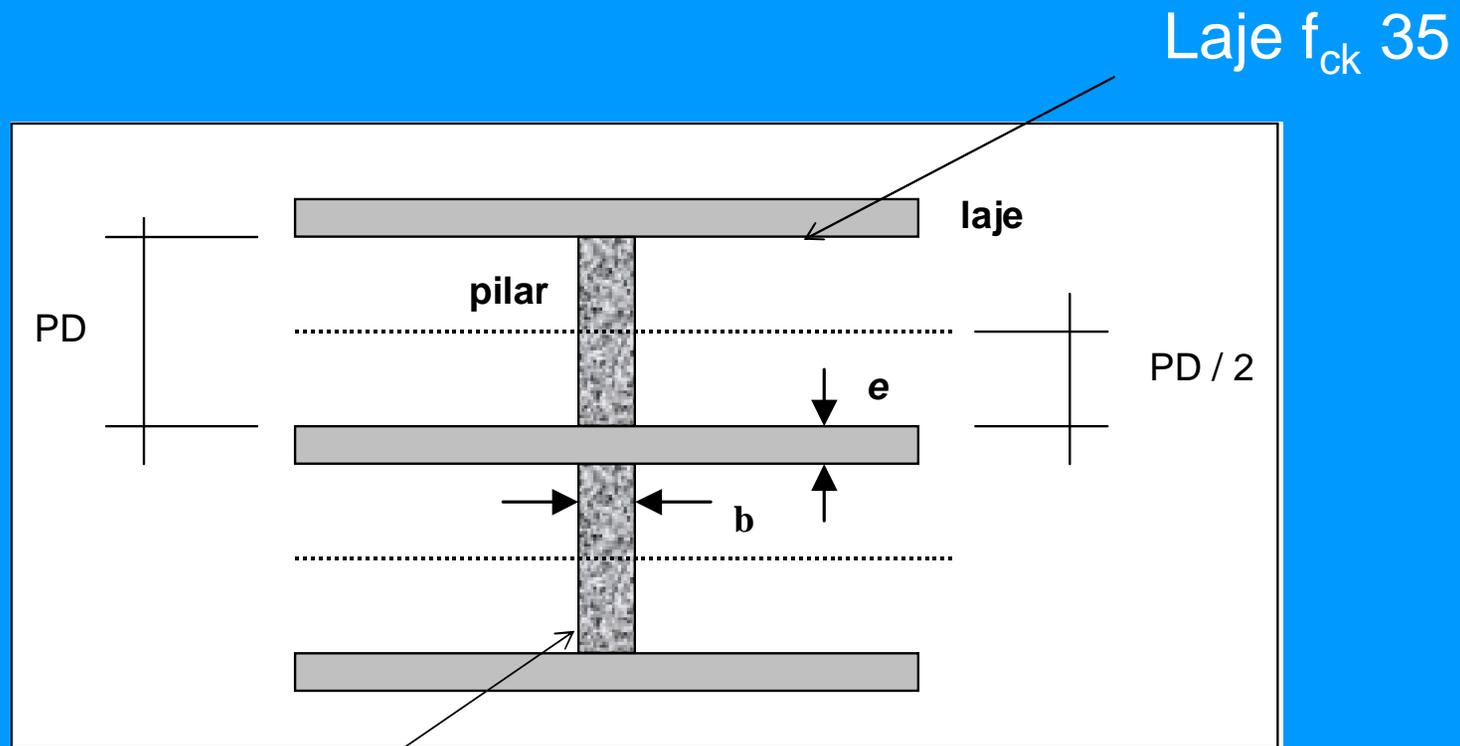
### 3. Fissuração

- Serão analisados os resultados para verificar se é significativa a diferença telaxbarra isolada

### 3. Base Experimental

- Alguns ensaios de pilares
- Resistências diferentes na altura

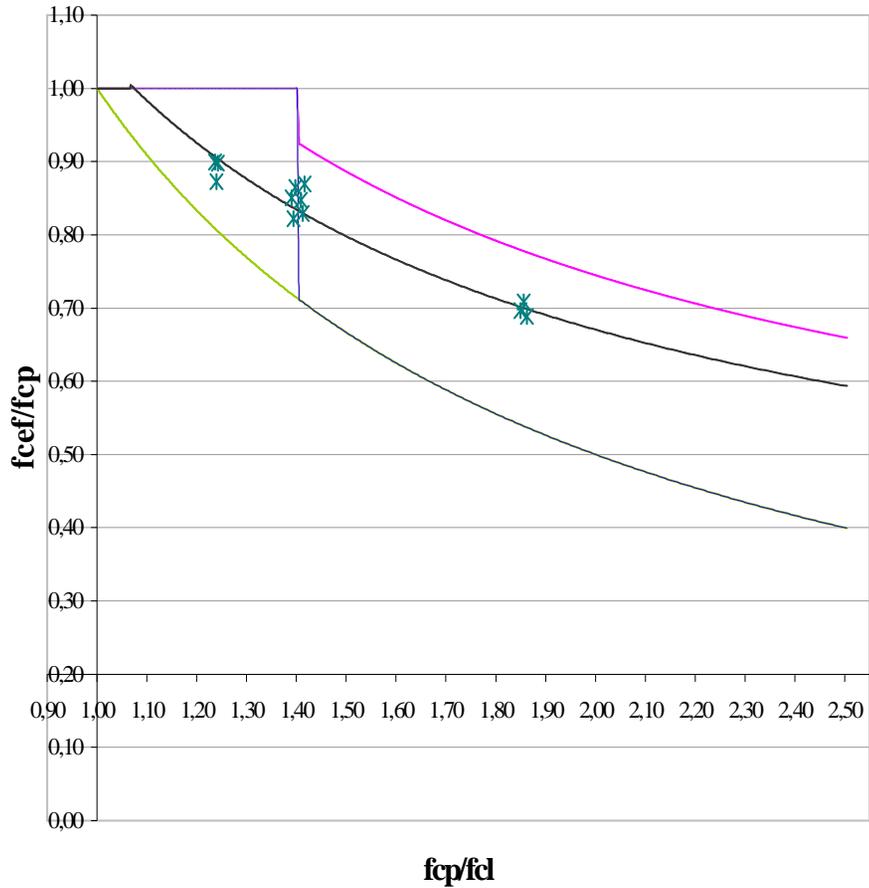
#### NÓ PILAR-LAJE



Pilar  $f_{ck} 50$

*Protótipo*

## SOLUÇÕES EMPÍRICAS PARA PILARES DE CANTO E BORDA



- GAMBLE AT. AL, 1991, PILAR DE BORDA
- BIANCHINI, 1960, PILAR DE CANTO
- ACI 318, 2002, PILAR DE CANTO
- CSA 23.3, 1994, PILAR DE CANTO
- CSA 23.3, 1984, PILAR DE CANTO
- × FURLAN CAPORRINO, 2007, PILAR DE CANTO
- PROPOSTA FURLAN CAPORRINO, 2007, PILAR DE CANTO

*Modelo  
Reduzido*



- Efeitos de 2ª ordem Local e Localizada

As questões ligadas à flexão composta oblíqua de pilares e aos pilares parede.

- **precisamos de ensaios** – Temos feito peças mais esbeltas que outros países.
- **precisamos conhecer melhor** os limites dos problemas para programar ensaios úteis e realistas
- ensaios de peças comprimidas **são de difícil controle e exigem macacos muito potentes**
- é inevitável o uso de **modelos reduzidos** e a escolha de casos **típicos, extremos e mais significativos** para os ensaios

Grato pela atenção