



3

Reforço em Pilares

CONCRETO ARMADO

REFORÇO DE PILARES (notas de aula)

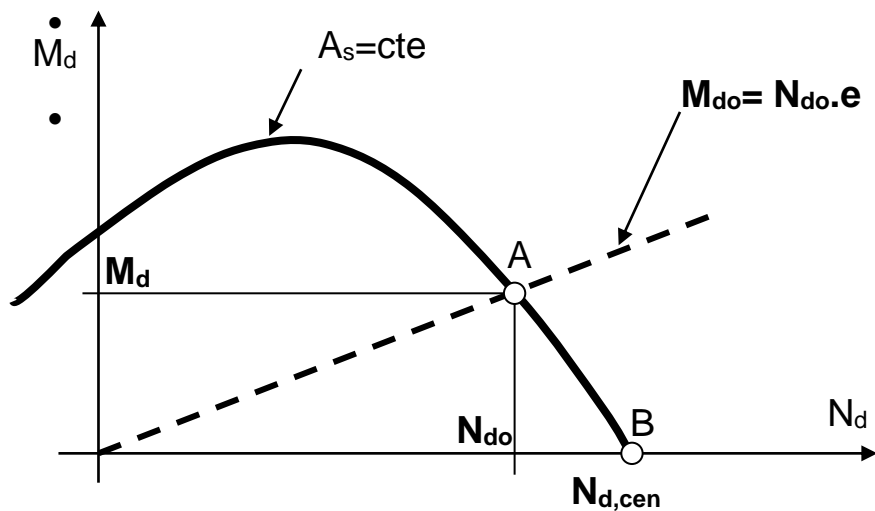
1. INTRODUÇÃO

O procedimento exato para o projeto e reforço de seções submetidas a flexo-compressão (que é o caso dos pilares) é complexo e trabalhoso, uma vez que se faz necessária a inclusão dos deslocamentos iniciais obtidos na fase atual de uso do elemento estrutural para o projeto do reforço e isto combinado aos inúmeros casos de combinação necessários para o correto dimensionamento.

Neste texto, será adotado um método aproximado de abordagem ao problema, válido para inúmeros casos práticos, com resultados normalmente a favor da segurança.

2. HIPÓTESES ASSUMIDAS

- Lei de Navier – antes e depois do reforço.
- Na figura abaixo onde se representa um diagrama de interação onde é possível associar aos infinitos pares (N_d, M_d) resistidos por uma determinada seção à normal equivalente de compressão centrada, $N_{d,cen}$ associado ao ponto B, de tal forma que a seção solicitada por esta grandeza possui a mesma armadura necessária a resistir os pares correspondentes (N_d, M_d) .



- N_d corresponde a valor positivo quando de compressão
- N_{do} , M_{do} , são os esforços que determinam o dimensionamento da seção e se relacionam através da excentricidade (e) tomada como constante por hipótese.
- $N_{d,cen} = 0,85.f_{cd}.A_c + f_{scc}.A_s$ – que corresponde à equação de equilíbrio para situação de compressão centrada, onde:

f_{cd} - corresponde a resistência do concreto à compressão em valor de cálculo.

A_c – à área bruta da seção transversal do elemento de concreto

f_{sc} – à resistência do aço em condição de compressão centrada com encurtamento de 2‰, que para aços com tensão de escoamento de projeto acima de 420 MPa assume valor constante e igual a 42 kN/cm². Para aços abaixo desta resistência os mesmos desenvolverão suas capacidades máximas pois atingirão o escoamento.

A_s – à área da seção transversal das barras de aço que constituem a armadura da seção.

3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO Nº1

Um determinado pilar, de 20x80 cm de seção, foi dimensionado para um para N_{do} e M_{do} onde apenas N_{do} é conhecido, sendo seu valor característico é igual a 1760 kN. O dimensionamento deste pilar resultou em uma taxa geométrica de armadura de 3% de aço CA-50. Sabendo-se que a resistência do concreto, f_{ck} , no dimensionamento deste pilar foi de 25 MPa e que na execução apenas resultou em $f_{ck}=21$ MPa, determinar qual a perda esperada para a força normal deste pilar.

Solução:

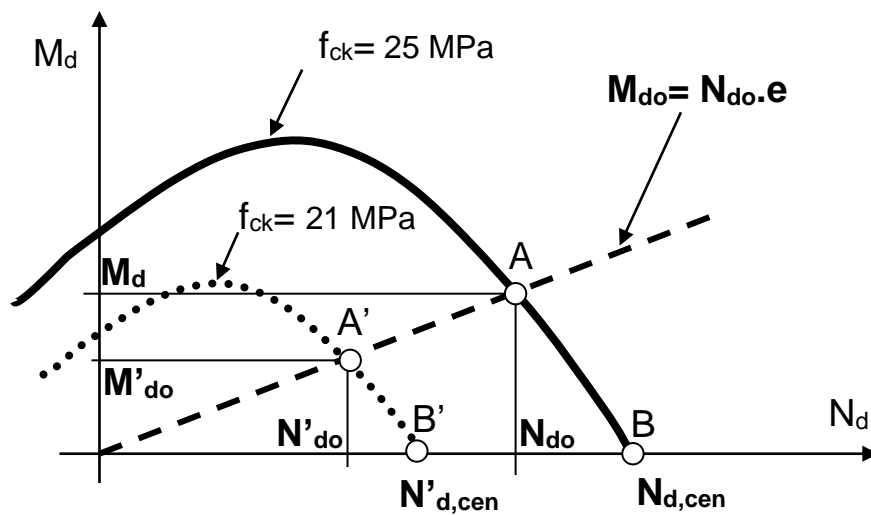
A normal equivalente centrada do pilar projetado é de:

$$N_{d, cen} = \frac{0,85 \cdot 25.000 \cdot 0,20 \cdot 0,8}{1,4} + 3\% \cdot 0,20 \cdot 0,8 \cdot 420000 = 2428,6 + 2016 = 4444,6 \text{ kN}$$

A normal de projeto utilizada

$$N_{do} = 1760 \cdot 1,4 = 2464 \text{ kN}$$

Assim pode-se dizer que existe um coeficiente aparente majorador γ_f^* que relaciona o valor de projeto N_{do} com o da Normal equivalente centrada $N_{d,cen}$ de $\gamma_f^* = \frac{4444,6}{2464} = 1,803$. Desta forma, pode-se afirmar que aproximadamente para a excentricidade assumida no dimensionamento, é possível simplificar-se o dimensionamento desta seção utilizando-se a expressão de carga normal centrada. Como no nosso caso a capacidade do concreto decaiu deverá o par de esforços diminuir em intensidade para compensar a perda, mantendo-se a excentricidade como constante.



Assim a normal máxima possível na nova condição, mantida a excentricidade de projeto, será:

$$N_{d,cen} = \frac{0,85 \cdot 21000 \cdot 0,20 \cdot 0,8}{1,4} + 3\% \cdot 0,20 \cdot 0,8 \cdot 420000 = 2040 + 2016 = 4056 \text{ kN}$$

$$N_{do} = \frac{4056}{1,803} = 2249,6 \text{ kN}$$

$$N_{ko} = \frac{2249,6}{1,4} = 1606,8 \text{ kN}$$

Uma perda de $1760 - 1606,8 = 153,2 \text{ kN}$ correspondente a 8,7%.

4. COMENTÁRIOS SOBRE O EXEMPLO Nº1

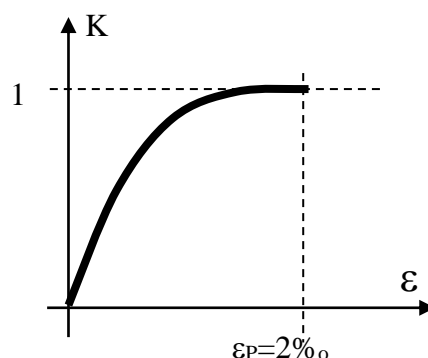
De forma indireta, foi determinada a perda de capacidade da seção afetada pela falha na resistência do concreto, portanto pelo mesmo processo em sentido inverso seria possível imaginar o quanto se deveria adicionar à seção resistente para recuperar tal perda. O importante a ser considerado é que este acréscimo de seção (seja de aço, seja de concreto) só será mobilizado do patamar de solicitação que atualmente se encontra a seção, enquanto a seção a ser recuperada já se encontra mobilizada, ou seja, deformada em alguma grandeza. Assim, determinar esta deformação atual é o próximo passo.

5. DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO NA SITUAÇÃO ATUAL

Como a realidade de controle da seção será a situação de solicitação normal centrada, a determinação da deformação específica de toda seção fica tremendamente facilitada pois basta respeitar-se o diagrama tensão deformação do concreto em um diagrama parabólico de tensões como o

abaixo, onde $\sigma_c = K.f_c$ e $K = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \left(2 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)$ com ε e ε_p correspondendo

respectivamente à deformação específica da seção e à deformação de pico do concreto em por mil (‰). Normalmente para o concreto solicitado a compressão centrada a tensão de pico é $\varepsilon_p = 2‰$. Com esta formulação pode-se escrever a equação de equilíbrio para compressão centrada como



a) $N_d = A_C \cdot \left(0,85 \cdot f_{cd} \cdot K + \frac{\rho \cdot E_s}{1000} \varepsilon \right)$ expressão válida para ε em ‰

e aços com $\varepsilon_{yd} \geq \varepsilon_p$ do concreto.

Assim, para aços que não cumprem a restrição anterior, vale:

b) $N_d = A_C \cdot (0,85 \cdot f_{cd} \cdot K + \rho \cdot f_{yd})$ desde que as deformações sejam maiores do que ε_{yd} , as quais, definem o escoamento do aço, recaindo-se sobre a primeira expressão no caso em que as deformações sejam inferiores a ε_{yd} .

A solução da equação para a situação **a)** resulta na expressão:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{v_{eq, cen}}{0,85 \cdot \alpha^2}} \right) \cdot \varepsilon_p$$

onde

$$\rho = A_s/A_c \text{ (taxa geométrica de aço);}$$

$$\eta = E_s/(850 \cdot f_{cd}) \text{ (relação de rigidez entre o aço e o concreto);}$$

$$v_{eq, cen} = \frac{N_{d, eq, cen}}{f_{cd} \cdot A_c}; \quad e \quad \alpha = \left(1 + \rho \eta \cdot \frac{\varepsilon_p}{2‰} \right)$$

pode-se tomar, aproximadamente, o valor de ε desprezando-se a influência da armadura, substituindo-se $\rho=0$ na expressão donde resulta a aproximação

$$\varepsilon = \varepsilon_p \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{v_{eq, cen}}{0,85}} \right]; \text{ que superestima o valor da deformação}$$

específica.

A solução da equação para a situação **b)** é possível pela determinação de $\alpha = \frac{1}{0,85} \left(\nu - \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right)$ e $\varepsilon = \varepsilon_p \cdot [1 - \sqrt{1 - \alpha}]$

Evidentemente, a obtenção da deformação específica atual se faz considerando a sollicitação atual correspondente em valor de equivalente. Desta maneira, se no exemplo anterior de o valor atual de sollicitação normal em valor característico fosse de 700 kN, a sua deformação característica seria:

$$\text{Com } \frac{\varepsilon_p}{2\%_0} = 1 \quad \left(1 + \rho \eta \frac{\varepsilon_p}{2\%_0} \right) = 1 + 0,03 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^8}{850 \cdot \frac{21000}{1,4}} \cdot 1 = 1,494$$

$$\varepsilon_{atual} = 1,494 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{700 \cdot 1,4 \cdot 1,803}{0,85 \cdot \frac{21000}{1,4} \cdot 0,2 \cdot 0,8 \cdot 1,494^2}} \right] \cdot 2\%_0 = 0,6506\%_0$$

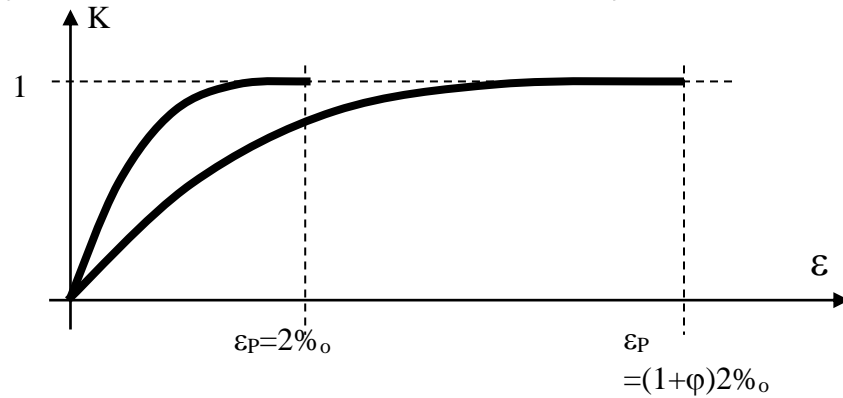
Note-se que, pela expressão simplificada, ε resultaria em 1,268‰, valor a favor da segurança para avaliação de ε_{atual} .

6. EXEMPLO DE APLICAÇÃO Nº2

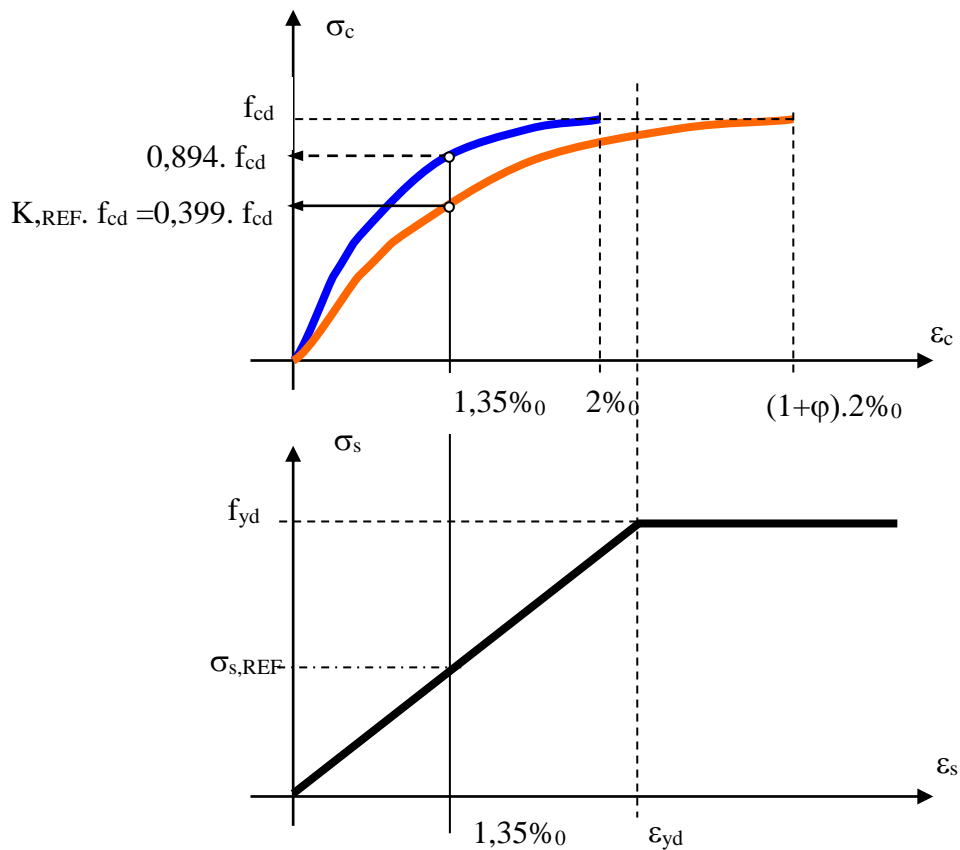
Para os dados do exemplo anterior e assumindo que a situação atual corresponde a $N_k=700$ kN, determine a coroa de reforço necessária à recomposição da capacidade de projeto do pilar.

Solução: Como foi possível observar a deformação específica atual do pilar na condição equivalente centrada é de 0,6506‰, resultando para a seção original um diferencial de deformação de $\Delta\varepsilon = 2,0 - 0,650 = 1,350\%_0$. Portanto, o reforço deverá desenvolver a sua capacidade portante para uma deformação específica igual a $\Delta\varepsilon$, do contrário, o núcleo da seção (seção original) corre o risco de ser rompido antes de que o conjunto reforçado atinja a capacidade esperada.

Além disto, para concretos de diferentes idades, como é o caso de reforços em seções existentes a algum tempo, é possível que o material do reforço esteja sujeito a um potencial de deformação por fluência muito



maior do que o material da seção original. Para procurar considerar este fator de forma aproximada, multiplica-se ε_P por $(1+\varphi)$ sendo φ o coeficiente de fluência do concreto utilizado no reforço.



Desta forma, pode-se determinar o valor de K_{ref} correspondente à deformação atual que no exemplo é de 1,35‰, sendo o valor do coeficiente de fluência adotado $\phi = 2$,

$$K_{ref} = \frac{1,35}{2(1+2)} \left(2 - \frac{1,35}{2(1+2)} \right) = 0,399 \text{ , portanto o concreto do reforço}$$

será utilizado em apenas 39,9% da sua capacidade total a fim de preservar a seção original do elemento estrutural a ser reforçado. O aço envolvido pelo concreto de reforço irá deformar-se também apenas 1,35‰ e portanto, caso seja do tipo CA-50, não atingirá o escoamento, sendo que sua tensão se limitará a

$$\sigma_{S,REF} = E_S \cdot \varepsilon_{REF} = 2,1 \cdot 10^8 \cdot 1,35 \cdot 10^{-3} = 283.500,0 \frac{kN}{m^2} = 28,35 \frac{kN}{cm^2}$$

Agora é possível escrever a equação que estabelece a força normal equivalente requerida em projeto através do acréscimo do reforço:

$$4444,6 = 4056 + 0,399 \cdot 0,85 \cdot f_{cd,REF} \cdot A_{C,REF} + 28,35 \cdot A_{S,REF}$$

Assim, assumindo $f_{ck,ref} = 30MPa$, sempre superior ao f_{ck} da seção a ser reforçada, pode-se obter a quantidade de armadura necessária, desde que se saiba quais as dimensões do reforço de concreto.

Normalmente, um pilar é reforçado por uma coroa externa de concreto armado, de tal forma que esta possa, com cobrimentos adequados, ser executada. A espessura prática mínima possível é de aproximadamente 5cm , para um ambiente de agressividade moderada, resultando no nosso exemplo num pilar de dimensões de 30X90 cm de seção transversal. Portanto, a área de reforço resulta em $A_{C,REF} = 0,3 \cdot 0,9 - 0,2 \cdot 0,8 = 0,11m^2$. Uma vez conhecida a área de concreto de reforço, só resta descobrir a área de aço de reforço, assim substituindo na equação anterior:

$$4.442,6 - 4.056 - 0,11 \cdot 0,399 \cdot 0,85 \cdot \frac{30.000}{1,4} = 28,35 \cdot A_{S,REF}$$

donde

$$A_{S,REF} = -14,56 \text{ cm}^2$$

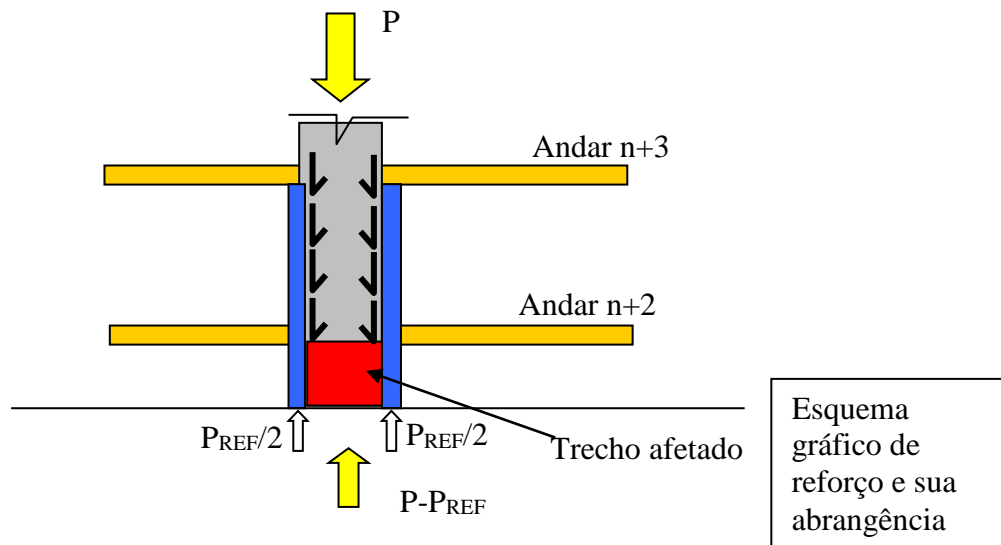
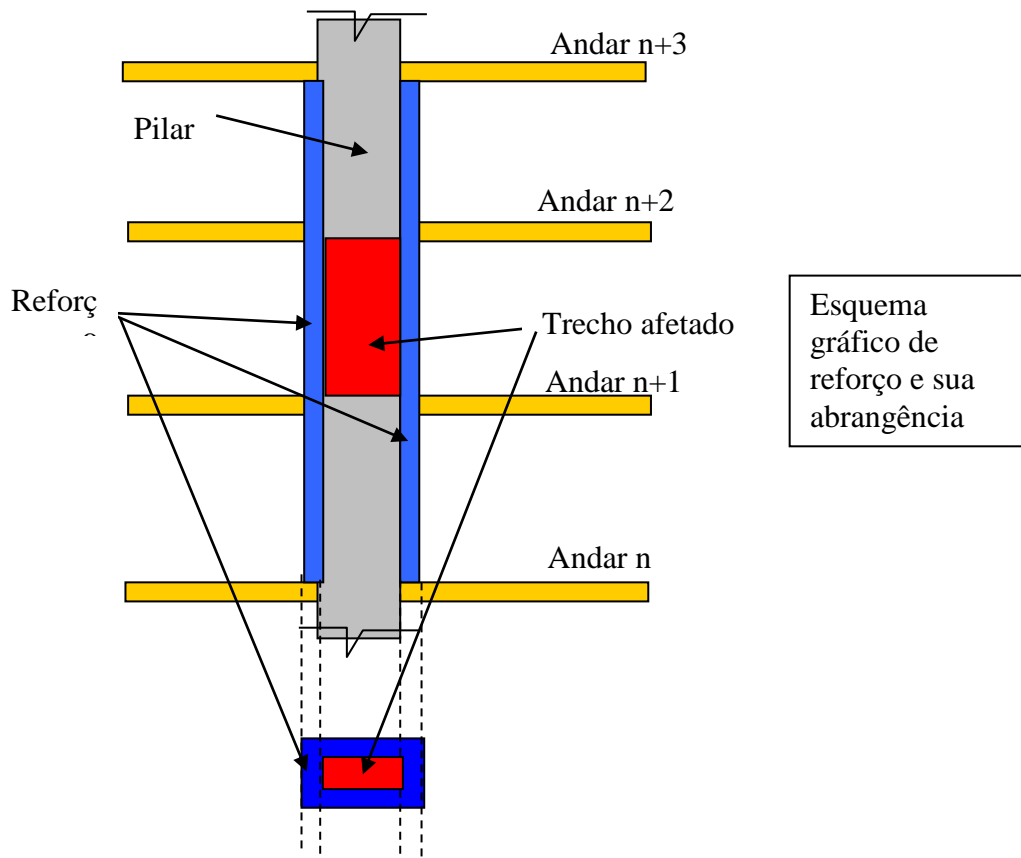
ou seja, neste caso a armadura necessária é nula e deve-se utilizar a armadura mínima de norma.

7. ALGUNS DETALHES CONSTRUTIVOS.

Normalmente, quando se executa o reforço é necessário estabelecer uma boa ligação entre a superfície do pilar existente e o novo concreto. Para que isto ocorra de forma satisfatória remove-se um volume da superfície existente do pilar até a exposição dos estribos, sem a exposição da armadura longitudinal. Este procedimento resulta em perda de seção que deve ser levado em consideração na avaliação de $\varepsilon_{\text{atual}}$, que resultará maior, tornando o reforço um pouco mais ineficiente. Evidentemente, esta análise deve ser feita também com olhos ao risco que se expõe a estrutura do pilar pois remove-se seção resistente do mesmo, situação mais grave quando o pilar é objeto de estudo devido a alguma falha de execução ou de projeto.

É importante que se note que o reforço aqui proposto não oferece um cintamento ao pilar e não é possível admitir-se um aumento de capacidade resistente por confinamento da seção original reforçada. Portanto nos casos de perda de resistência por má qualidade do concreto aplicado, deve-se prever que no lance ou trecho afetado será necessário que o anel externo já esteja mobilizado desde o seu início, pois não há folga para esta transferência no trecho afetado. Assim, deve-se prolongar o reforço por um trecho antes e por outro depois da região prejudicada, a fim de que a mobilização e desmobilização da seção do reforço se dêem em região de capacidade suficiente para receber estes acréscimos. Na figura abaixo, procura-se indicar uma forma de assim projetar.

Note-se que o carregamento da peça de reforço se dá antes da região afetada.



Anexo – Deduções algébricas das expressões empregadas

De
$$N_d = A_c \cdot \left(0,85 \cdot f_{cd} \cdot K + \frac{\rho \cdot E_s}{1000} \varepsilon \right) \quad \text{com } \varepsilon \text{ em } \%$$

dividindo-se a expressão por $0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd}$, temos:

$$\frac{v}{0,85} = K + \frac{\rho \cdot E_s}{850 \cdot f_{cd}} \varepsilon \quad \text{adotando-se } \frac{v}{0,85} = v^* \quad e \quad \eta = \frac{E_s}{850 \cdot f_{cd}} \text{ pode-se}$$

reescrever a equação como

$$v^* = K + \rho \cdot \eta \cdot \varepsilon \quad \text{mas } K = \beta \cdot (2 - \beta) \quad \text{com } \beta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad \text{e assim novamente}$$

reescrevemos a expressão como

$$v^* = \beta \cdot (2 - \beta) + \rho \cdot \eta \cdot \varepsilon_p \cdot \beta, \quad \text{que pode ser disposto em forma de equação}$$

$$\beta^2 - (2 + \rho \cdot \eta \cdot \varepsilon_p) \cdot \beta + v^* = 0 \quad \text{que pode ser reduzido a}$$

$$\beta^2 - 2 \cdot \alpha \cdot \beta + v^* = 0 \quad \text{com } \left(1 + \rho \cdot \eta \cdot \frac{\varepsilon_p \cdot \%_0}{2} \right) = \alpha$$

cuja solução é

$$\beta = \alpha \left(1 - \sqrt{1 - \frac{v^*}{\alpha^2}} \right) \quad \text{onde substituindo } \beta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad e \quad v^* = \frac{v}{0,85} \text{ resulta}$$

$$\varepsilon = \alpha \cdot \varepsilon_p \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{v}{0,85 \cdot \alpha^2}} \right)$$