

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ALINE DA SILVA LIMA

**COMPARAÇÃO ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE PILARES-
PAREDE SEGUNDO AS NORMAS NBR 6118:2014 E NBR6118:2003
E O EUROCODE 2**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2016

ALINE DA SILVA LIMA

**COMPARAÇÃO ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE PILARES-
PAREDE SEGUNDO AS NORAMS NBR 6118:2014 E NBR 6118:2003
E O EUROCODE 2**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do curso superior de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Me. Angelo Giovanni Bonfim Corelhano

CAMPO MOURÃO

2016



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso

COMPARAÇÃO ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE SEGUNDO AS NORMAS NBR 6118:2014 E NBR6118:2003 E O EUROCODE 2

por

ALINE DA SILVA LIMA

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 8h00min do dia 29 de novembro de 2016 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

(aprovado, aprovado com restrições, ou reprovado)

Prof. Dr. Leandro Weidemam
(UTFPR)

Prof. Dr. Marcelo Carreira
(UTFPR)

Prof. Me. Angelo Giovanni Bonfim
Corelhano
(UTFPR)
Orientador

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:
Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

A minha família pelo apoio.

A todos os professores da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), em especial ao Prof. Me. Angelo Giovanni Bonfim Corelhanho pela orientação.

Aos engenheiros Joachim Gerisch e Birgit Reichel pelos conhecimentos transmitidos durante o estágio.

RESUMO

LIMA, Aline S. **Comparação entre o dimensionamento de pilares-parede segundo as NBR 6118:2014 e NBR 6118:2003 e o Eurocode 2**, 2016, 46f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2016.

Os pilares-parede são elementos estruturais de grande importância no contraventamento de edifícios altos e o dimensionamento destes elementos, apesar de muito parecido com o dos pilares comuns, tem algumas particularidades que não podem ser desconsideradas. A NBR 6118:2003 foi a primeira norma brasileira a dar mais enfoque no dimensionamento de pilares-parede dividindo-os em faixas para seu dimensionamento e considerando os efeitos localizados de segunda ordem, que são calculados de acordo com as solicitações existentes em cada faixa do pilar e não no elemento como um todo. A NBR 6118:2014 por sua vez não trouxe muito avanço no tema, apenas uma mudança no coeficiente α_b , o que em alguns casos contribuiu para a diminuição da taxa de armadura, como mostra o presente trabalho. Já segundo o Eurocode 2, estes pilares são dimensionados como uma faixa de parede de um metro de comprimento. No pilar usado como exemplo para este trabalho, a menor taxa de armadura foi obtida quando o mesmo foi dimensionado de acordo com a NBR 6118:2014.

Palavras chaves: Pilar-parede, dimensionamento, NBR 6118:2014, NBR 6118:2003, Eurocode 2.

ABSTRACT

LIMA, Aline S. **Comparison between the design of shear-walls structures according to NBR 6118: 2014 and NBR 6118: 2003 and Eurocode 2**, 2016, 46f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2016.

The shear-walls are structural elements of great importance for the stiffness to the structure of tall buildings and the design of these elements, which is very similar to that of the common column, has some peculiarities that can not be disregarded. The NBR 6118: 2003 was the first brasilian standard to focus more on the design of shear-walls by dividing them into bands for their design and considering the localized second-order effects, which are calculated according to the existing requirement in each part and not on the element as a whole. The NBR 6118: 2014 did not bring much advance in the subject, only a change in the coefficient α_b , which in some cases contributes to the decrease of the armature rate, as it shows the present work. According to Eurocode 2, the shear-walls are dimensioned as a wall strip of one meter in length. In the shear-wall used as an example for this work, the lowest armature rate was obtained when it was designed according to NBR 6118: 2014.

Keywords: Shear-wall, design, NBR 6118:2014, NBR 6118:2003, Eurocode 2.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES QUANTO À SUA POSIÇÃO	13
FIGURA 2 - DEFORMADAS E COMPRIMENTOS DE FLAMBAGEM DE PEÇAS COMPRIMIDAS CORRESPONDENTES AOS CASOS DE EULER	19
FIGURA 3 - SOLICITAÇÕES DOS PILARES ESBELTOS	20
FIGURA 4 - EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM LOCALIZADOS.....	20
FIGURA 5 - COMPRIMENTO EQUIVALENTE l_E	21
FIGURA 6 - CONSIDERAÇÃO APROXIMADA DO EFEITO DE 2º ORDEM LOCALIZADOS	22
FIGURA 7 – ÁBACO PARA FCN.....	26
FIGURA 8 - EXCENRICIDADES ACIDENTAIS	28
FIGURA 9 – DIAGRAMA DE ITERAÇÃO PARA FCN.....	32
FIGURA 10 – EXCENRICIDADES PARA BARRAS INDESLOCÁVEIS SEM FORÇA HORIZONTAL ..	35
FIGURA 11 – EIXOS ADOTADOS	39
FIGURA 12 – DIMENSÕES E ESFORÇOS SOLICITANTES DO CASO 1	41
FIGURA 13 – DIMENSÕES E ESFORÇOS SOLICITANTES DO CASO 2	41
FIGURA 14 – DIMENSÕES E ESFORÇOS SOLICITANTES DO CASO 3	42
FIGURA 15 – FAIXAS DO PILAR-PAREDE	42

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
2 OBJETIVOS	11
2.1 OBJETIVO GERAL	11
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
3 JUSTIFICATIVA	12
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
4.1 CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES EM EDIFÍCIOS	13
4.1.1 QUANTO A POSIÇÃO	13
4.1.2 QUANTO AS SOLICITAÇÕES	13
4.1.3 QUANTO A ESBELTEZ	14
4.2 DIMENSÕES MÍNIMAS	15
4.3. CONSIDERAÇÃO DOS ESFORÇOS GLOBAIS DE 2º ORDEM	15
4.3.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE α	15
4.3.2 COEFICIENTE γ_z	16
4.4 DETERMINAÇÃO DOS COMPRIMENTOS DE FLAMBAGEM	17
4.4.1 MÉTODO DA BARRA EQUIVALENTE	17
4.5 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS LOCALIZADOS DE SEGUNDA ORDEM ..	19
4.6 DISPENSA DA ANÁLISE DOS EFEITOS LOCALIZADOS DE 2º ORDEM EM PILARES PAREDE	21
4.7 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS SEGUNDO A NBR 6118:2014	23
4.7.1 COBRIMENTOS MÍNIMOS	23
4.7.2 ARMADURAS LONGITUDINAIS	24
4.7.3 ARMADURAS TRANSVERSAIS	25
5. MÉTODOS	26
5.1 DIMENSIONAMENTO DE PILARES EM CONCRETO ARMADO SEGUNDO AS NORMAS NBR 6118:2014 E NBR 6118:2003	26
5.1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	26
5.1.2 EXCENTRICIDADE INICIAL DE PRIMEIRA ORDEM	27

5.1.3 DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE (l_e)	27
5.1.4 CÁLCULO DOS MOMENTOS MÍNIMOS	27
5.1.5 CRITÉRIOS PARA CÁLCULO DO VALOR DE REFERÊNCIA λ_1	29
5.1.6 CRITÉRIOS PARA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	30
5.1.7 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM ATRAVÉS DO MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA	30
5.2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE EM CONCRETO ARMADO SEGUNDO O EUROCODE 2	31
5.2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	31
5.2.2 COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM.....	32
5.2.3 CRITÉRIOS PARA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	33
5.2.4 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	34
5.2.5 ARMADURAS LONGITUDINAIS.....	38
5.2.6 ARMADURAS TRANSVERSAIS.....	38
6. EXEMPLO	39
6.1 DADOS GERAIS.....	39
6.2 MATERIAIS E COBRIMENTO	39
6.3 ESFORÇOS SOLICITANTES E GEOMETRIA	40
7. RESULTADOS E DISCUSSÕES	43
8. CONCLUSÕES	47
9. REFERÊNCIAS.....	48
APÊNDICE A – Roteiro de cálculo	50

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de um pilar em concreto armado consiste em se determinar sua seção transversal de concreto e sua respectiva resistência, além de sua armadura longitudinal. Mesmo sendo elementos predominantemente comprimidos o uso de armaduras é indispensável, pois são geralmente solicitados também por momentos fletores e forças cortantes.

Os pilares são os elementos estruturais responsáveis por transferir as ações que recebem das vigas e lajes para as fundações, ou para outros elementos de apoio. Além da transmissão de ações verticais, a disposição dos pilares em planta, principalmente dos pilares-parede, juntamente com as vigas fazem parte do sistema de contraventamento responsável por garantir a estabilidade global dos edifícios.

Os pilares-parede podem ser elementos de superfície plana ou casca cilíndrica e podem ser compostos por uma ou mais superfícies (ou lâminas) associadas. Para serem considerados pilares-parede a menor dimensão deve ser menor do que $1/5$ da maior, considerando ambas na seção transversal do pilar.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Estudo e comparação da norma usada para concreto armado na Europa, o Eurocode 2, com as normas brasileiras NBR 6118:2014 e NBR 6118:2003 através da resolução de um exemplo onde serão comparadas as taxas de armadura obtidas para um mesmo pilar-parede variando-se a força normal solicitante.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudo do Eurocode 2, NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014 no que se refere ao dimensionamento de pilares-parede.
- Dimensionamento de um pilar-parede com o software alemão MB, que tem como base o Eurocode 2.
- Comparação dos resultados de um pilar-parede dimensionado de acordo com as NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014 e de acordo com o Eurocode 2.

3 JUSTIFICATIVA

Os pilares-parede são utilizados como estruturas de contraventamento em edifícios altos devido a sua elevada rigidez à flexão e exercem uma importante função no contraventamento da estrutura como um todo.

O dimensionamento de pilares-parede ganhou maior destaque a partir da NBR 6118:2003, já que na NBR 6118:1978 os efeitos de segunda ordem localizados não eram considerados. Apesar deste avanço a nova norma em vigor a NBR 6118:2014 não trouxe muita mudança, apenas uma pequena observação feita no item 15.9.3, em relação ao processo simplificado da norma dizendo que o efeito localizado de segunda ordem em cada faixa é assimilado ao efeito local de segunda ordem do pilar isolado equivalente “...não sendo necessário adotar valores de α_b superiores a 0,6 nesta análise, quando $M_{yid} < M_{1d,mín}$ ”, onde M_{yid} é o momento na faixa e $M_{1d,mín}$ o momento mínimo de cálculo de primeira ordem.

Já na norma em vigor na Europa, o Eurocode 2, todos os pilares cujo a maior dimensão é quatro vezes maior que a menor dimensão são calculados como paredes, onde se é dimensionada uma faixa de um metro de comprimento considerando-se os efeitos de segunda ordem local, quando necessário. Quando os efeitos de segunda ordem não precisam ser calculados são utilizados os momentos de cálculo de primeira ordem, sem a consideração de imperfeições geométricas.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES EM EDIFÍCIOS

4.1.1 QUANTO A POSIÇÃO

Os pilares são classificados de acordo com sua posição na planta de formas como mostra a Figura 1, através desta classificação é possível considerar as diferentes situações e esforços solicitantes em que cada pilar se enquadra:

- Pilares intermediários: submetidos à compressão centrada.
- Pilares de extremidade: submetidos à flexão normal composta.
- Pilares de canto: submetidos à flexão oblíqua composta.

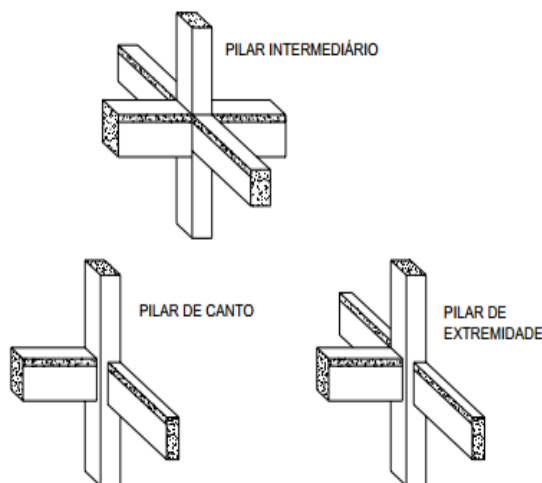


Figura 1 - Classificação dos pilares quanto à sua posição
Fonte: Corelhan (2016)

4.1.2 QUANTO AS SOLICITAÇÕES

A classificação quanto a posição do pilar é bastante usual, mas a tendência é substituí-la por outra que considera apenas a solicitação a qual o pilar esta

submetido: pilares sob compressão centrada, pilares sob flexão composta normal e pilares sob flexão composta oblíqua.

Assim se enquadram pilares em condições especiais em que as posições não condizem com os esforços solicitantes.

Quando se determinam os esforços solicitantes considerando o efeito de pórtico espacial, em geral os pilares são todos submetidos a ações de flexão composta oblíqua, ou seja, força normal e momentos fletores com planos de ações em duas direções.

4.1.3 QUANTO A ESBELTEZ

Os pilares podem ser classificados em função do índice de esbeltez como:

- Pilares curtos ($\lambda \leq 35$): os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados.

- Pilares medianamente esbeltos ($\lambda \leq 90$): os efeitos de segunda ordem podem ser calculados por métodos aproximados.

- Pilares esbeltos ($90 < \lambda \leq 140$): é possível considerar nos projetos o método do pilar-padrão acoplado a diagramas de $M - N - 1/r$.

- Pilares muito esbeltos ($140 < \lambda \leq 200$): exigem a consideração de processos exatos para a verificação do estado limite de instabilidade.

A esbeltez do pilar é dada pela Equação 1:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i} \quad (1)$$

com

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (2)$$

sendo que:

I_c é o momento de inércia da seção de concreto armado na direção analisada

A_c é a área da seção transversal do concreto

ℓ_e é o comprimento de flambagem do pilar.

4.2 DIMENSÕES MÍNIMAS

A menor dimensão da seção transversal que a NBR 6118:2014 admite para pilares e pilares-parede maciços é 19 cm, seja qual for sua forma geométrica. Em casos especiais podem ser consideradas dimensões entre 19 e 14 cm, desde que os esforços solicitantes de cálculo sejam multiplicados por um coeficiente adicional γ_n apresentado na Tabela 1. Em qualquer caso a área da seção transversal não deve ser inferior a 360 cm².

Tabela 1 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: NBR 6118:2014

O pilar deve ser tratado como pilar-parede quando $h \geq 5b$, sendo h a menor dimensão transversal do pilar. Segundo o Eurocode o pilares são dimensionados como parede quando $h \geq 4b$ e sua menor dimensão deve ser maior ou igual a 12 cm.

4.3. CONSIDERAÇÃO DOS ESFORÇOS GLOBAIS DE 2º ORDEM

Todos os métodos de cálculo dos efeitos de 2º ordem utilizados no presente trabalho são válidos apenas para pórticos indeslocáveis, ou seja, quando os efeitos globais de 2º ordem podem ser dispensados. Para saber se os efeitos globais de segunda ordem podem ser dispensados a NBR 6118:2014 apresenta o cálculo do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z .

4.3.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE α

Um pórtico reticulado simétrico é considerado de nós fixos quando $\alpha \leq \alpha_1$.

$$\alpha = H, tot \sqrt{\frac{Nk}{Ecs.Ic}} \quad (3)$$

com:

H, tot = altura total da estrutura medida a partir do topo da fundação

Nk = somatória dos valores característicos de todas as cargas atuantes na estrutura

$Ecs.Ic$ = somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada

e:

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

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

com:

n = número de níveis de barras horizontais acima da fundação

Segundo a NBR 6118:2014, para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adota-se $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente de pilares-parede, adota-se $\alpha_1 = 0,7$ e quando só houver pórticos $\alpha_1 = 0,5$.

4.3.2 COEFICIENTE γ_z

O coeficiente γ_z avalia a importância dos esforços globais de segunda ordem e é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. O valor de γ_z para cada caso de combinação é dado por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4)$$

com:

$M_{1,tot,d}$ = a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, em relação a base da estrutura

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura na combinação considerada, obtidos da análise de primeira ordem.

4.4 DETERMINAÇÃO DOS COMPRIMENTOS DE FLAMBAGEM

4.4.1 MÉTODO DA BARRA EQUIVALENTE

Por barra equivalente entende-se:

...uma barra comprimida com um comprimento igual ao comprimento de flambagem da barra-padrão, que é rotulada em ambas as extremidades e solicitada por uma carga P , com excentricidades iguais e de mesmo sentido; tais excentricidades correspondem à maior excentricidade da carga no terço médio do comprimento de flambagem do pilar considerado. (LEONHARDT, 1977, p.269).

Com o auxílio da esbeltez λ e o raio de giração i , pode-se verificar se há ou não tendência a flambagem. Se $\lambda \leq 90$ a consideração dos efeitos de segunda ordem pode ser feita por métodos aproximados, como o método do Pilar padrão com curvatura aproximada usado neste trabalho, caso contrário são necessários métodos mais precisos.

4.4.1.1 COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM PARA O MÉTODO DA BARRA EQUIVALENTE

O comprimento de flambagem pelo método da barra equivalente é determinado através da Teoria da Elasticidade, considerando as cargas aplicadas

somente nos nós. O comportamento não-elástico das peças de concreto armado merece mais atenção nos sistemas de pórticos deslocáveis.

Baseado nos casos de Euler, sabe-se que a relação β entre o comprimento de flambagem sK e o comprimento da barra s depende das vinculações da barra, segundo Leonhardt (1977) " sK corresponde ao comprimento de meia onda da deformada de flambagem com curvatura no mesmo sentido, ou então, à distância entre os pontos de inflexão da deformada de flambagem", mostrado na Figura 2. Se as extremidades da barra forem deslocáveis o sK será maior, por isso é preciso ter cuidado ao avaliar as vinculações, pois os deslocamentos horizontais podem ter muitas causas (assimetria do sistema ou das cargas, vento, temperatura, retração, deformação da fundação, etc.). Além disso o engastamento dos pilares não é perfeito.

4.4.1.2 COMPRIMENTOS DE FLAMBAGEM DE PILARES DE PÓRTICOS INDESLOCÁVEIS

A NBR 6118:2014 considera pórticos indeslocáveis aqueles que possuem deslocamentos horizontais tão pequenos que é possível desprezar os efeitos globais de 2º ordem, pois estes representam menos de 10% dos esforços de 1º ordem.

Para determinar o comprimento de flambagem de um pilar de pórtico, é considerada a deformada de flambagem do sistema, mostrada na Figura 2 com a carga mais desfavorável. O comprimento de flambagem determinante é a distância entre pontos de inflexão da deformada de flambagem do pilar. De acordo com o grau de engastamento do pilar o ponto se encontra mais ou menos próximo do nó, podendo até coincidir com o mesmo, assim o valor de $\beta = sK/s$ pode variar entre 0,5 e 1.

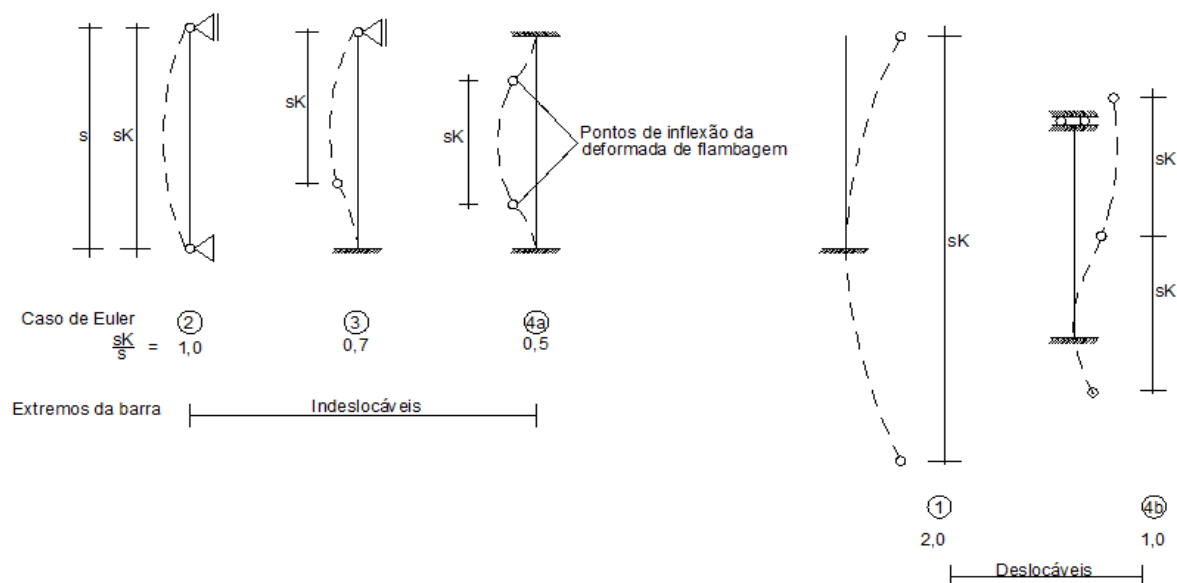


Figura 2 - Deformadas e comprimentos de flambagem de peças comprimidas correspondentes aos casos de Euler
Fonte: Leonhardt (1977)

4.5 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS LOCALIZADOS DE SEGUNDA ORDEM

Em peças esbeltas, além dos esforços devidos as cargas aplicadas na estrutura e os esforços devidos as excentricidades iniciais acidentais nas extremidades do pilar, há ainda os momentos fletores de 2º ordem mostrados na Figura 3, que são causados pelas deformações da própria estrutura. Normalmente os máximos momentos iniciais ocorrem em suas extremidades e os máximos momentos de 2º ordem ocorrem em suas seções intermediárias.

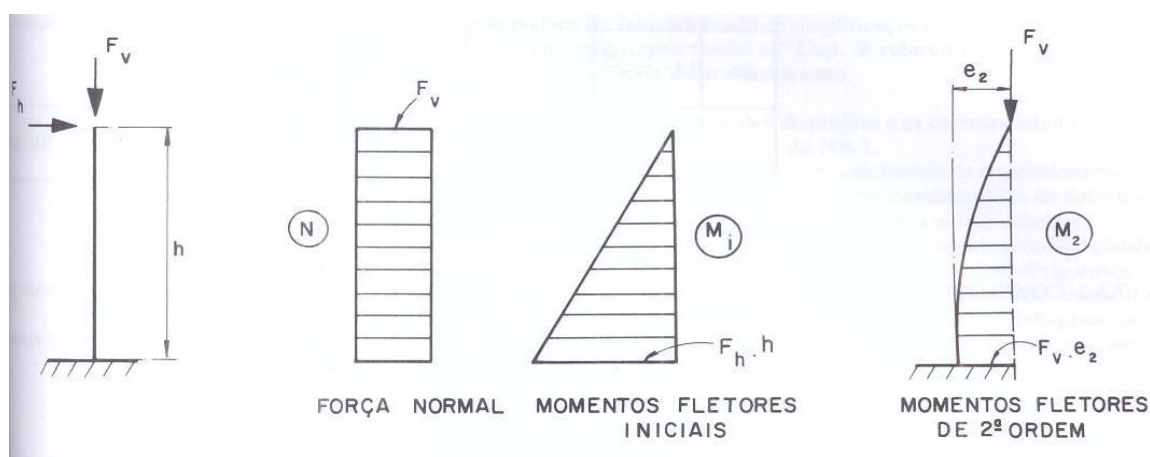


Figura 3 - Solicitações dos pilares esbeltos
 Fonte: Fusco (1981)

Somente se a estrutura possuir nós indesejáveis, cada pilar pode ser considerado isoladamente, nesses casos então pode-se determinar separadamente os momentos fletores de 1º e 2º ordem com sua posterior superposição.

Em pilares-parede pode-se ter uma região em que a não retilinearidade é maior que a do eixo do pilar como um todo, nessas regiões surgem os efeitos de 2º ordem localizados que além de aumentar a flexão longitudinal nessa região aumenta também a flexão transversal. Esses efeitos de segunda ordem localizados ocorrem geralmente nas extremidades das lâminas, como mostra a Figura 4.

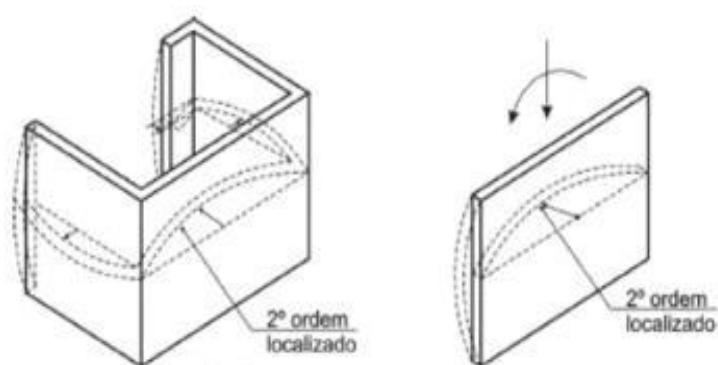


Figura 4 - Efeitos de segunda ordem localizados
 Fonte: NBR 6118:2014

4.6 DISPENSA DA ANÁLISE DOS EFEITOS LOCALIZADOS DE 2º ORDEM EM PILARES PAREDE

Os efeitos de 2º ordem podem ser dispensados se obedecidas as seguintes condições para cada uma das lâminas que compõem o pilar:

- A base e o topo de cada lâmina devem ser fixados às lajes do edifício
- $\lambda_i \leq 35$, sendo:

$$\lambda_i = 3,46 \frac{\ell_{ei}}{h_i} \quad (5)$$

onde, para cada lâmina:

ℓ_{ei} é o comprimento equivalente, como mostra a Figura 5

h_i é a menor dimensão da seção transversal do pilar

β é um fator de ponderação que considera o tipo de vinculação do pilar

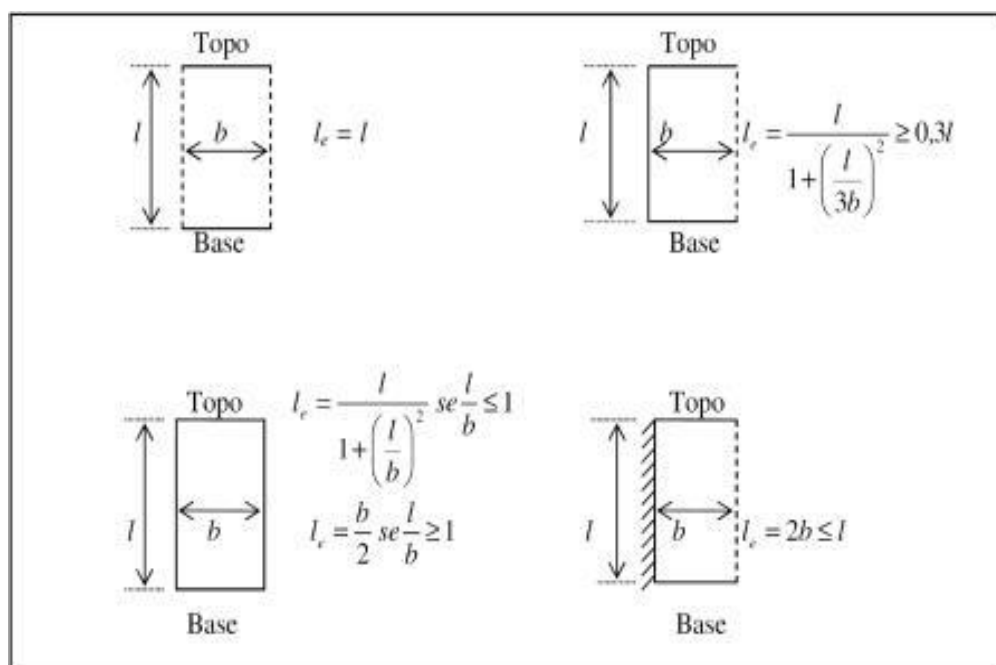


Figura 5 - Comprimento equivalente ℓ_e
Fonte: NBR 6118:2014

λ_i pode ser multiplicado por 0,85 quando bi-engastado e $\beta \leq 1$.

4.7 CONSIDERAÇÃO APROXIMADA DOS EFEITOS DE 2º ORDEM

O método descrito a seguir é válido quando $\lambda_i \leq 90$, para um pilar-parede simples. O pilar deve ser decomposto em faixas de largura a_i , que devem ser analisadas como pilares isolados submetidos aos esforços N_i e M_{yid} como na Figura 6, sendo:

$$a_i = 3h \leq 100 \text{ cm}$$

$$M_{yid} = m_{1yd} \cdot a_i$$

$$M_{yid} \geq M_{1d,\text{mín}}$$

com:

a_i = largura da faixa i

$M_{1d,\text{mín}}$ = momento mínimo de primeira ordem

M_{yid} = momento fletor na faixa i

N_i = força normal na faixa i

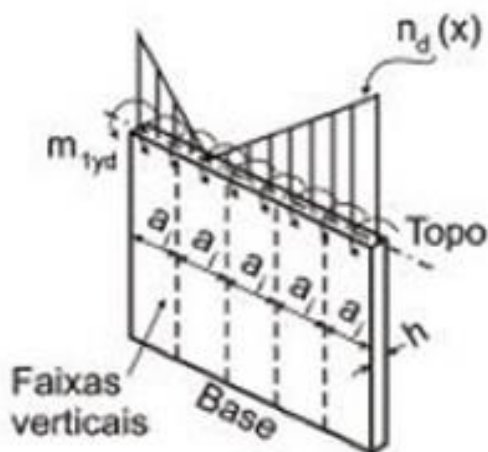


Figura 6 - Consideração aproximada do efeito de 2º ordem localizados
Fonte: NBR 6118:2014

Segundo a NBR 6118:2014, ao se analisar uma faixa isolada i , não é necessário adotar valores de α_b superiores a 0,6, quando $M_{1d,\text{mín}} > M_{yid}$ condição que difere da NBR 6118:2003.

4.7 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS SEGUNDO A NBR 6118:2014

4.7.1 COBRIMENTOS MÍNIMOS

O cobrimento mínimo necessário para proteger a estrutura depende da agressividade do ambiente. Segundo a NBR 6118:2014, essa agressividade é classificada como mostra a Tabela 2:

Tabela 2 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1) 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1) 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1) 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um micro-clima com classe de agressividade um nível mais brando para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade um nível mais branda em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuvas em ambientes predominantemente secos ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118:2014

O cobrimento mínimo deve ser respeitado ao longo de todo o elemento considerado, sendo eles mostrados na Tabela 3:

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal > 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal > 45 mm.

Fonte: NBR 6118:2014

4.7.2 ARMADURAS LONGITUDINAIS

O diâmetro mínimo não pode ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal.

A armadura longitudinal mínima deve ser:

$$A_{s,min} = (0,15N_d/f_{yd}) \geq 0,004 A_c$$

A armadura longitudinal máxima deve ser:

$$A_{s,máx} = 0,08 A_c$$

As armaduras longitudinais devem estar dispostas de forma a garantir a resistência do elemento estrutural. Em seções poligonais deve haver pelo menos

uma barra em cada vértice, e em seções circulares pelo menos seis barras ao longo do perímetro.

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras, medido no plano da seção transversal, fora região de emendas, deve ser igual ou superior a:

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 diâmetro máximo característico do agregado graúdo.

Para feixes de barras, deve-se considerar o diâmetro do feixe: $\phi_n = \phi\sqrt{n}$.

Esses valores se aplicam também a regiões de emendas por transpasse das barras.

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a duas vezes a menor dimensão da seção no trecho considerado, sendo ≤ 400 mm.

4.7.3 ARMADURAS TRANSVERSAIS

A armadura transversal de pilares é constituída pelos estribos, e quando necessário por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a extensão do pilar, sendo obrigatória no cruzamento com vigas e lajes.

O diâmetro não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do feixe que compõem a armadura longitudinal.

O espaçamento máximo entre estribos é:

- 200 mm;
- menor dimensão da seção
- 24 ϕ para CA - 25, 12 ϕ para CA - 50.

Pode ser adotado o valor $\phi_t < \phi/4$, se as armaduras forem do mesmo tipo de aço e o espaçamento não ultrapasse o valor dado pela Equação 7:

$$s_{\text{máx}} = 90000 \cdot \left(\frac{\phi^2 t}{\phi}\right) \cdot \frac{1}{f_{yk}} \quad (7)$$

com f_{yk} em megapascal.

5 MÉTODOS

5.1 DIMENSIONAMENTO DE PILARES EM CONCRETO ARMADO SEGUNDO AS NORMAS NBR 6118:2014 E NBR 6118:2003

5.1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os ábacos utilizados exigem uma pré disposição de armaduras já definida, mostrada na Figura 7. Foram utilizados os ábacos de Montoya para FCN.

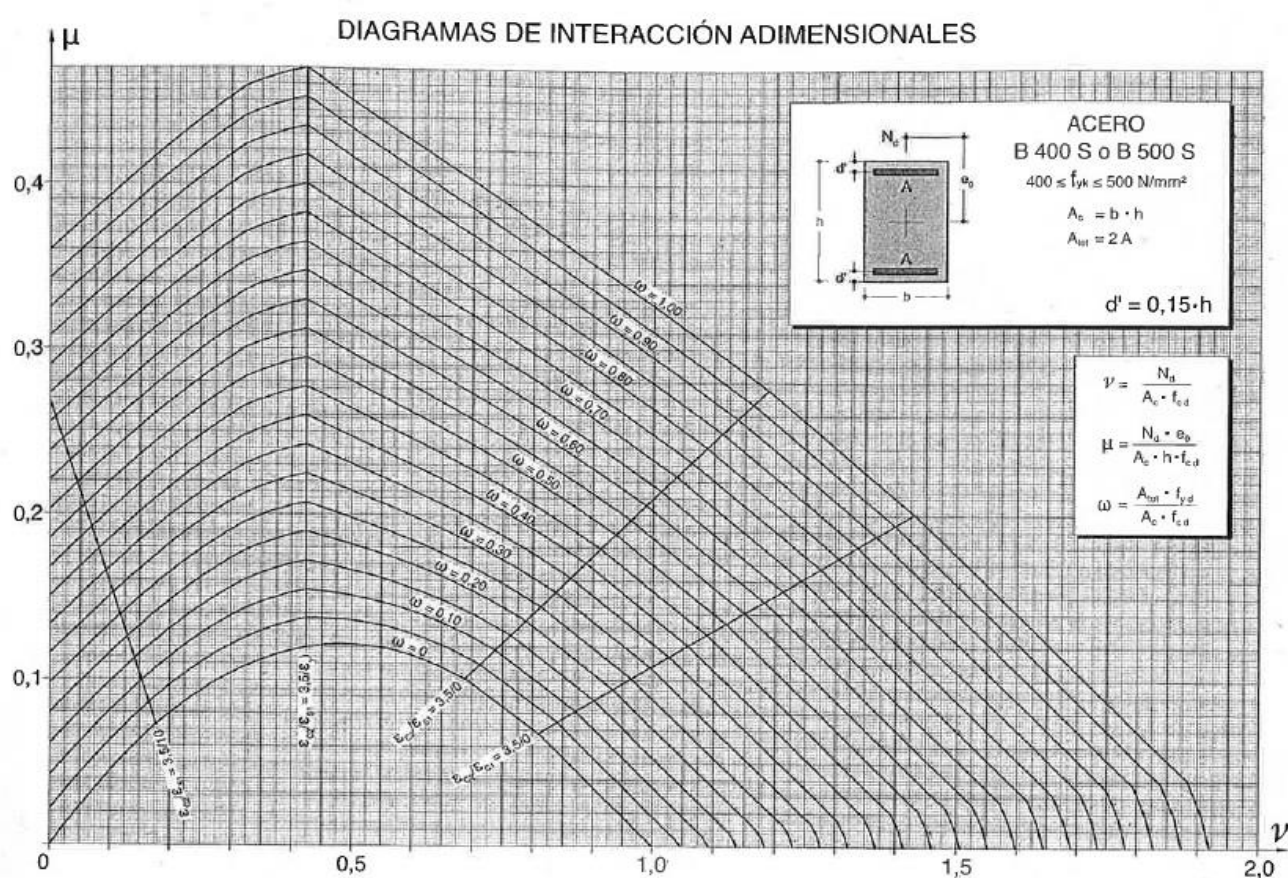


Figura 7 – Ábaco para FCN
Fonte: Montoya (2000)

5.1.2 EXCENTRICIDADE INICIAL DE PRIMEIRA ORDEM

As excentricidades são dadas pelas Equações 8 e 9:

$$e_{i,A} = \frac{M_{di,A}}{N_d} \quad (8)$$

$$e_{i,B} = \frac{M_{di,B}}{N_d} \quad (9)$$

sendo

N_d = força normal de cálculo

$M_{di,A}$ = maior momento de cálculo solicitante na extremidade do pilar

$M_{di,B}$ = menor momento de cálculo solicitante na extremidade do pilar

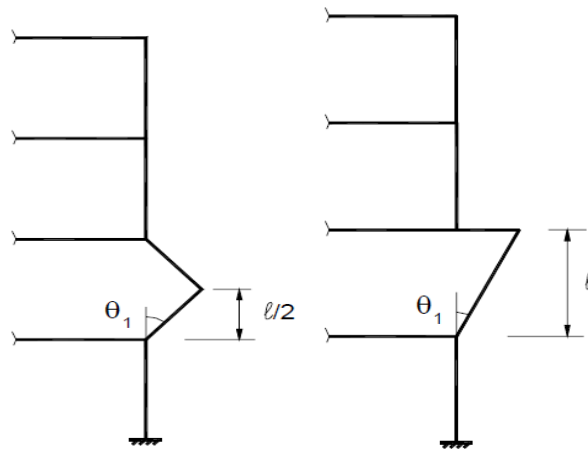
5.1.3 DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO EQUIVALENTE (l_e)

O comprimento equivalente pode ser determinado pela Figura 5.

Deve ser calculado para os eixos x e y.

5.1.4 CÁLCULO DOS MOMENTOS MÍNIMOS

As excentricidades acidentais devem ser levadas em consideração devido aos erros de execução, e é mostrada na Figura 8:



a) Falta de retilinidade do pilar

b) Desaprumo do pilar

Figura 8 - Excentricidades acidentais
Fonte: Corelhano (2016)

E calculada pela Equação 10:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \sqrt{\ell_e}} \geq \theta_{1, \min} \quad (10)$$

com ℓ_e em metros

de tal modo que θ_1 não seja menor do que o ângulo $\theta_{1, \min}$ que é:

$\theta_{1, \min} = \frac{1}{300}$, no caso de imperfeições locais como as dos tramos de pilares

A NBR 6118:2003 estabelece que para o cálculo do momento total de primeira ordem, ou seja, a soma dos momentos iniciais com os momentos produzidos pelas imperfeições geométricas locais, precisa respeitar um valor mínimo calculado na Equação 11:

$$M_{1d, \min} = N_d (0,015 + 0,03h) = N_d \cdot e_{i, \min} \quad (11)$$

sendo:

N_d = força de cálculo normal

h = altura da seção transversal na direção considerada, em metros

$e_{i, \min}$ = excentricidade mínima igual a $0,015 + 0,03h$, com h em metros

Na flexão oblíqua composta, o valor de $M_{1d, \min}$ deve ser considerada separadamente para cada direção.

5.1.5 CRITÉRIOS PARA CÁLCULO DO VALOR DE REFERÊNCIA λ_1

Os limites de esbeltez que definem a classificação dos pilares, dependem da sua excentricidade relativa, condições de vinculação das extremidades e da forma dos diagramas de momento fletor. Esses fatores são relacionados no coeficiente λ_1 :

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad \text{com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (12)$$

sendo:

e_1 = excentricidade relativa de primeira ordem calculada nas Equações 8 e 9

h = dimensão perpendicular ao momento usado no cálculo de e_1

α_b = coeficiente que depende da distribuição de momentos do pilar:

a. Para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

Sendo M_A o maior valor absoluto de momento das extremidades, M_A e M_B têm o mesmo sinal quando tracionam a mesma face do pilar e sinais contrários quando tracionam faces diferentes.

b. Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$\alpha_b = 1,0$$

c. Para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_c}{M_A} \geq 0,85$$

M_A é o momento de 1º ordem no engaste, M_c é o momento de 1º ordem no meio do balanço:

$$0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

d. Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo:

$$\alpha_b = 1,0$$

Não sendo necessário, somente de acordo com a NBR 6118:2014, adotar valores de α_b superiores a 0,6 quando $M_{yid} < M_{1d,mín}$.

5.1.6 CRITÉRIOS PARA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

- $\lambda \leq \lambda_1$: os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados.
- $\lambda_1 < \lambda \leq 90$: os efeitos de segunda ordem devem ser considerados

5.1.7 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM ATRAVÉS DO MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA

Quando $\lambda \leq 90$.

O momento total máximo é dado por:

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{\ell e^2}{10 r} \quad (13)$$

com a curvatura crítica dada pela Equação 14:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (14)$$

com:

h = altura da seção na direção considerada

v = força normal adimensional

$$v = N_d / (A_c \cdot f_{cd}) \quad (15)$$

onde:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto

5.2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE EM CONCRETO ARMADO SEGUNDO O EUROCODE 2

Segundo o Eurocode 2 pilares com dimensões $b \geq 4h$ são considerados como parede. Para o dimensionamento desses pilares calcula-se uma faixa de um 1m de comprimento.

5.2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo o Eurocode 2 a taxa de armadura de um pilar também pode ser obtida através de ábacos de iteração, como o mostrado na Figura 9.

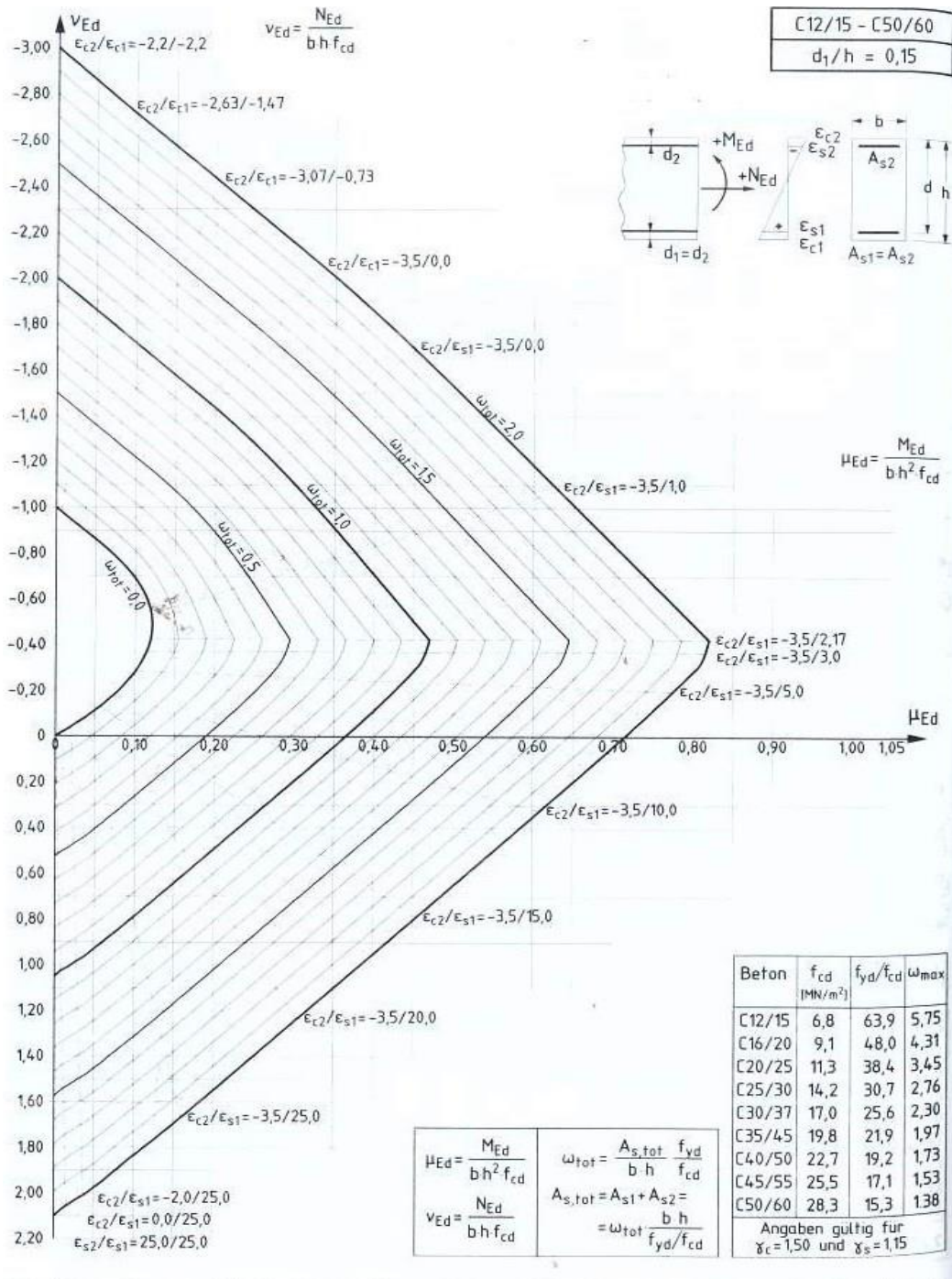


Figura 9 – Diagrama de iteração para FCN
 Fonte: Schneider (2016)

5.2.2 COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM

O comprimento de flambagem l_0 é definido pela Equação 16:

$$l_0 = \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot l_w \quad (16)$$

onde:

l_w = altura da parede;

β_0 = razão entre a altura da parede e sua deformação, dado pelos casos de Euler

β_1 = coeficiente que considera os apoios laterais da parede:

$$\beta_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta_0 \cdot l_w}{3 \cdot b}\right)^2} \quad (17)$$

onde:

b = comprimento da parede

5.2.3 CRITÉRIOS PARA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez é menor que o índice de esbeltez limite $\lambda \leq \lambda_{lim}$.

O coeficiente λ pode ser calculado assim como na norma NBR 6118:2014 com o l_0 definido na Equação 16 e o limite de esbeltez é dado por:

$$\begin{aligned} \lambda_{lim} &= 25 && \text{para } |n| \Rightarrow 0,41 \\ \lambda_{lim} &= \frac{16}{\sqrt{n}} && \text{para } |n| \leq 0,41, \text{ com:} \end{aligned}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (18)$$

onde:

N_{ed} = força normal de cálculo;

A_c = área de concreto;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto.

O limite de esbeltez é apresentado no Gráfico 1:

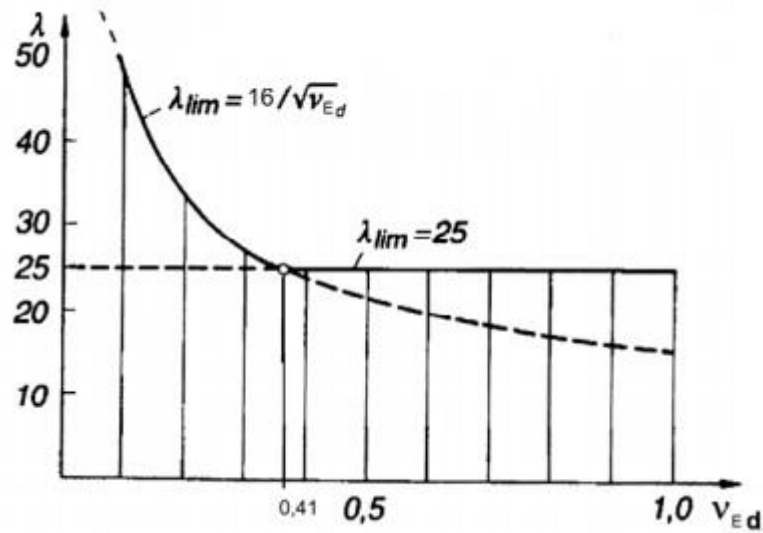


Gráfico 1 – Limite de esbeltez
 Fonte: Schneider (2016)

5.2.4 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Os efeitos de segunda ordem são considerados com o método de “curvaturas nominais” (Nennkrümmungen). E são dados por:

$$M_{d,tot} = N_{ed} \cdot e_{tot} \quad (19)$$

onde:

N_{ed} = força normal de cálculo;

e_{tot} = excentricidade total, com:

$$e_{tot} = e_0 + e_i + e_2 \quad (20)$$

onde:

e_0 = consideração dos efeitos de primeira ordem

e_i = consideração de excentricidades acidentais

e_2 = consideração de excentricidades de segunda ordem

5.2.4.1 CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE PRIMEIRA ORDEM

A excentricidade de primeira ordem é dada por:

$$e_0 = \frac{M_{ed}}{N_{ed}} \geq e_{\min} \quad (21)$$

onde:

$$e_{\min} = \frac{h}{30} \geq 20\text{mm}, \quad h = \text{altura da seção}$$

Quando o momento varia de forma linear, e_0 é dado por:

Caso a: $e_0 = e_{01} = e_{02}$

Caso b e c: $e_0 \geq \begin{cases} 0,6 \cdot e_{02} + 0,4 \cdot e_{01} \\ 0,4 \cdot e_{02} \end{cases}$

Como mostra a Figura 10:

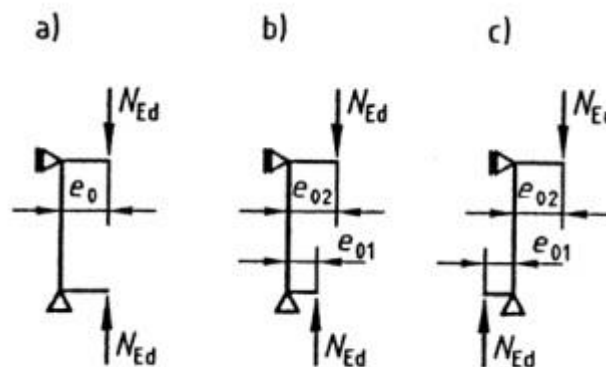


Figura 10 – Excentricidades para barras indeslocáveis sem força horizontal
Fonte: Schneider (2016)

5.2.4.2 CONSIDERAÇÃO DAS EXCENTRICIDADES ACIDENTAIS

As excentricidades acidentais são dadas por:

$$e_i = \theta_i \cdot \frac{l_0}{2} \quad (22)$$

onde:

l_0 = comprimento de flambagem

e:

$$\theta_i = \frac{1}{200} \cdot \alpha_h \quad (23)$$

com:

$$0 \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \leq 1, \text{ (l em metros)}$$

5.2.4.3 CONSIDERAÇÃO DAS EXCENTRICIDADES DE SEGUNDA ORDEM

A excentricidade de segunda ordem é dada por:

$$e_2 = K_1 \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \quad (24)$$

com:

$$K_1 = (\lambda/10) - 2,5 \quad \text{para } 25 \leq \lambda \leq 35$$

$$K_1 = 1 \quad \text{para } \lambda > 35;$$

c = coeficiente de curvatura

O software MB adota um valor de $c = 10$, o que é geralmente recomendado. A escolha desse valor depende do tipo de curvatura do elemento analisado. Um valor mais conservador seria $c = 8$, mas o coeficiente $c = 10$, muito usado em normas antigas, continua sendo uma boa aproximação.

$\frac{1}{r}$ = curvatura do pilar, calculado por:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\phi \cdot \frac{1}{r_0} \quad (25)$$

onde:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{2 \cdot \epsilon_{yd}}{0,9 \cdot d}$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

K_r = Coeficiente para a consideração da diminuição da curvatura com o aumento forças de compressão longitudinais. Na prática adota-se normalmente $K_r = 1$

$$K_r = \frac{N_{ud} - N_{ed}}{N_{ud} - N_{bal}} \leq 1 \quad (26)$$

com:

N_{ed} = força normal de cálculo

$N_{ud} = f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s$ (capacidade de carga vertical para $M_{ed} = 0$)

$N_{bal} = 0,40 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ (para seções transversais simetricamente armadas)

K_ϕ = Coeficiente para considerar os efeitos da fluência:

$$K_\phi = 1 + \beta \cdot \phi_{ef} \Rightarrow 1 \quad (27)$$

onde:

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \Rightarrow 0$$

ϕ_{ef} = consideração da fluência segundo o Eurocode 2, 5.8.4

$$\phi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{1,perm}}{M_{1,Ed}}$$

com:

$M_{1,perm}$ = momento de cálculo de primeira ordem (combinação permanente)

$M_{1,Ed}$ = momento de cálculo de primeira ordem (combinação variável)

$\varphi(\infty, t_0)$ = é o coeficiente de fluência final de acordo com o item 3.1.4 do Eurocode 2

5.2.5 ARMADURAS LONGITUDINAIS

Diâmetro mínimo: 12mm

$$A_{s, \text{mín}} = 0,15 \cdot N_{\text{ed}} / f_{\text{yd}} \Rightarrow 0,0015 \cdot A_c$$

$$A_{s, \text{máx}} = 0,04 \cdot A_c$$

$$A_{s, \text{máx}} = 0,08 \cdot A_c \text{ (para áreas de transpasse de barras)}$$

$$\text{Espaçamento máximo: } S \leq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 2 \cdot h \end{cases}$$

5.2.6 ARMADURAS TRANSVERSAIS

Diâmetro mínimo: $\phi_t \Rightarrow \phi/4$

$$A_{s, \text{mín}} = 0,2 \cdot A_{s, \text{long}}$$

Espaçamento máximo: $S \leq 35\text{cm}$

6 EXEMPLO

O modelo escolhido foi apresentado por KIMURA. O mesmo modelo foi calculado de acordo com as NBR 6118:2014 e NBR 6118:2003 com o auxílio de tabelas feitas no Excel e de acordo com o Eurocode 2 com o auxílio do software alemão MB.

6.1 DADOS GERAIS

O eixo y é o paralelo à menor dimensão do pilar e o eixo x paralelo à maior dimensão do pilar, como mostra a Figura 11.

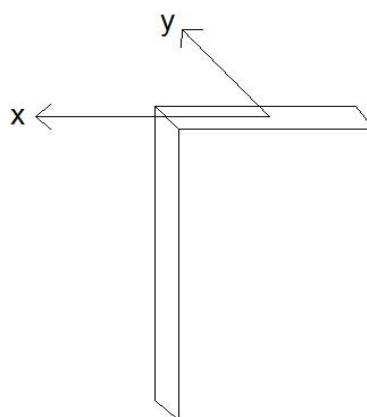


Figura 11 – Eixos adotados
Fonte: Elaboração própria

6.2 MATERIAIS E COBRIMENTO

De acordo com a Tabela 2 foi adotada a classe II, considerando agressividade moderada e o tipo de ambiente urbano, assim a classe do concreto deve ser igual ou superior a C25 e o cobrimento igual ou superior a 30 mm, portanto foram adotados:

Classe de concreto C30, com $f_{ck} = 30\text{MPa}$,

Cobrimento = 30mm,

Aço CA 50 A, com $f_{yk} = 500\text{MPa}$.

6.3 ESFORÇOS SOLICITANTES E GEOMETRIA

O pilar-parede biapoiado com 3,0m de comprimento possui seção transversal de 300cm por 20 cm. A relação entre as dimensões da seção transversal do elemento estrutural analisado resulta que a menor dimensão corresponde a 1/15 da maior (20 cm/300 cm). Portanto, de acordo com a NBR 6118:2014, segundo a subseção 14.4.2.4, o elemento estudado é um pilar-parede. Portanto o pilar-parede foi subdividido em 6 faixas com dimensões 20x60cm, como mostra a Figura 15.

Os esforços solicitantes são:

Força normal de compressão, constante entre a seção do topo e a seção da base, com valor de cálculo igual a 13 500 kN para o primeiro caso, 8 680 kN para o segundo caso e 4 500 kN para o terceiro caso. Respectivamente $0,75f_{ck}$, $0,50f_{ck}$ e $0,25f_{ck}$.

Momento fletor correspondente ao eixo de maior inércia, com valor de cálculo na seção do topo de 2100,00 kNm.

Momento fletor correspondente ao eixo de menor inércia, com valor de cálculo na seção do topo e base de 28,0 kNm/m.

Como mostram as Figuras 12, 13 e 14.

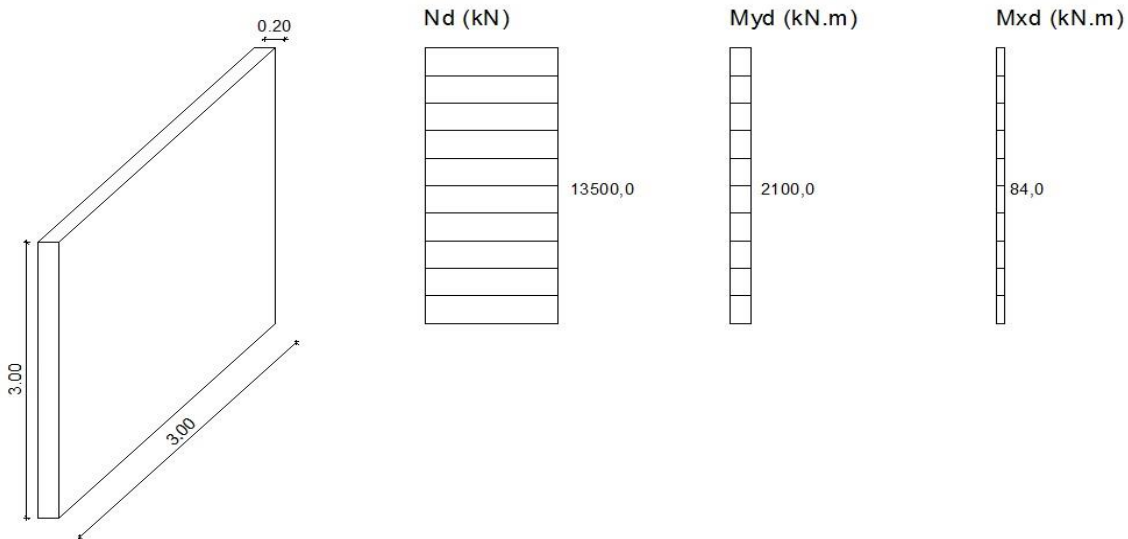


Figura 12 – Dimensões e esforços solicitantes do caso 1
 Fonte: Elaboração própria

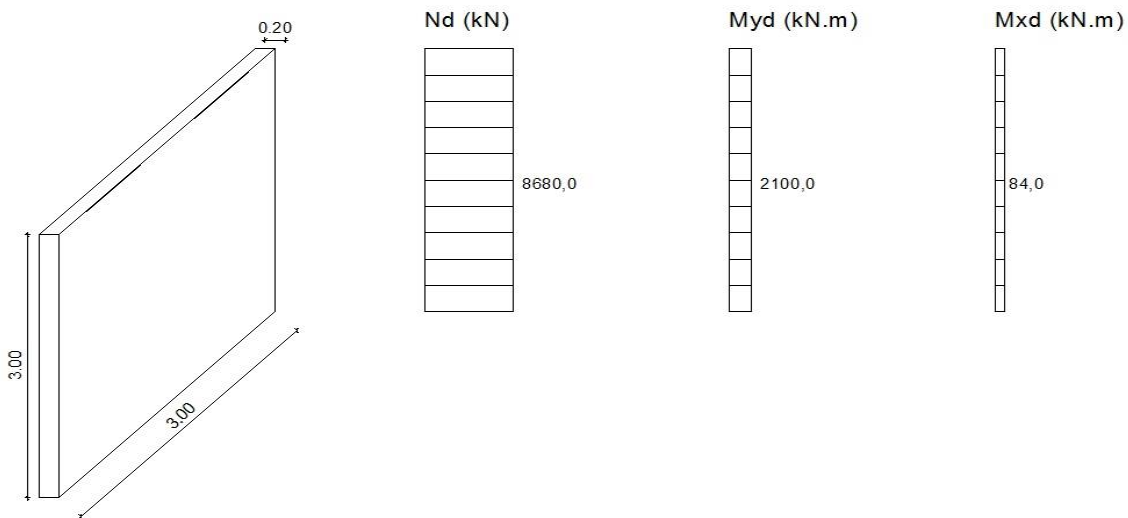


Figura 13 – Dimensões e esforços solicitantes do caso 2
 Fonte: Elaboração própria

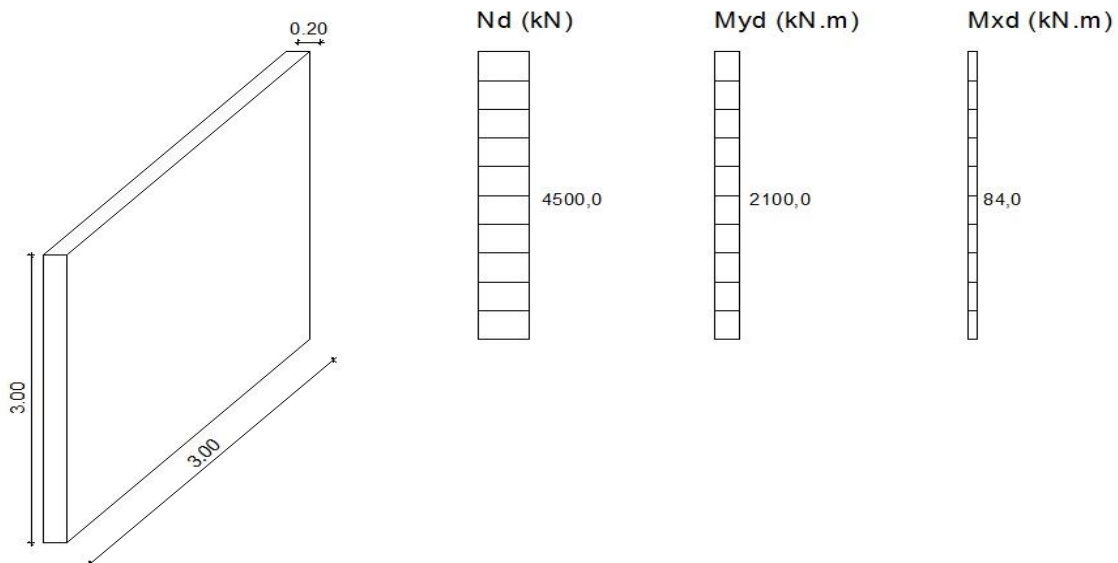


Figura 14 – Dimensões e esforços solicitantes do caso 3
 Fonte: Elaboração própria

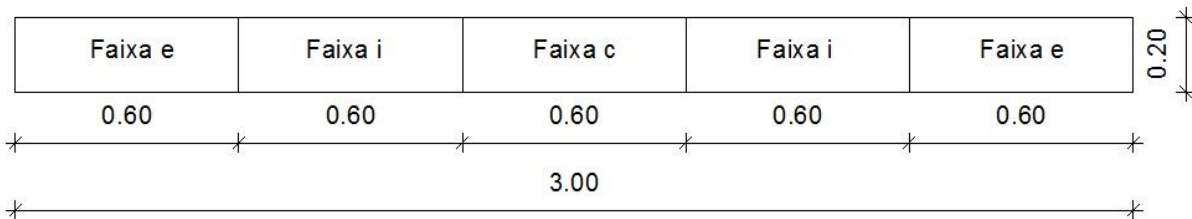


Figura 15 – Faixas do pilar-parede, em metros
 Fonte: Elaboração própria

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos são apresentados nas Tabelas 4, 5, 6 e 7:

Tabela 4 – Resultados do caso 1

DADOS	NBR 6118:2014	NBR 6118:2003	EUROCODE 2
Nd (kN)	13500,0	13500,0	13500,0
Faixa ai (m)	0,60	0,60	1,0
Número de faixas	5	5	1
Nsd, faixa c (kN)	2700,00	2700,00	5433,35
M1d, faixa c (kN.m)	30,24	30,24	68,75
M1d, mín faixa c (kN.m)	56,70	56,70	-
α_b , faixa c	0,6	1,0	-
Md,tot, faixa c (kN.m)	73,21	95,89	106,20
As, tot (cm ²)	23,66	33,71	81,33
ρ , faixa c (%)	1,97	2,81	-
Nsd, faixa i (kN)	3036,00	3036,00	-
M1d, faixa i (kN.m)	30,24	30,24	-
M1d, mín faixa i (kN.m)	63,76	63,76	-
α_b , faixa i	0,6	1,0	-
Md,tot, faixa i (kN.m)	78,90	104,40	-
As, tot (cm ²)	36,08	41,99	-
ρ , faixa i (%)	3,01	3,50	-
Nsd, faixa e (kN)	3372,00	3372,00	-
M1d, faixa e (kN.m)	30,24	30,24	-
M1d, mín faixa e (kN.m)	70,81	70,81	-
α_b , faixa e	0,6	1,0	-
Md,tot, faixa e (kN.m)	84,37	112,70	-
As, tot (cm ²)	45,54	56,19	-
ρ , faixa e (%)	3,80	4,68	-
ρ,tot (%)	3,11	3,83	4,06

Tabela 5 – Resultados do caso 2

DADOS	NBR 6118:2014	NBR 6118:2003	EUROCODE 2
Nd (kN)	8680,0	8680,0	8680,0
Faixa ai (m)	0,60	0,60	1,0
Número de faixas	5	5	1
Nsd, faixa c (kN)	1736,00	1736,00	3826,66
M1d, faixa c (kN.m)	30,24	30,24	56,70
M1d, mín faixa c (kN.m)	36,46	36,46	-
α_b , faixa c	0,6	1,0	-
Md,tot, faixa c (kN.m)	55,11	69,70	89,93
As, tot (cm ²)	5,98 (As,mín)	8,87	38,98
ρ ,faixa c (%)	0,5	0,74	-
Nsd, faixa i (kN)	2072,00	2072,00	-
M1d, faixa i (kN.m)	30,24	30,24	-
M1d, mín faixa i (kN.m)	43,51	43,51	-
α_b , faixa i	0,6	1,0	-
Md,tot, faixa i (kN.m)	61,81	79,21	-
As, tot (cm ²)	10,66	15,38	-
ρ ,faixa i (%)	0,89	1,28	-
Nsd, faixa e (kN)	2408,00	2408,00	-
M1d, faixa e (kN.m)	30,24	30,24	-
M1d, mín faixa e (kN.m)	50,57	50,57	-
α_b , faixa e	0,6	1,0	-
Md,tot, faixa e (kN.m)	68,06	88,29	-
As, tot (cm ²)	19,52	26,61	-
ρ ,faixa e (%)	1,63	2,22	-
p,tot (%)	1,1	1,54	2,02

Tabela 6 – Resultados do caso 3

DADOS	NBR 6118:2014	NBR 6118:2003	EUROCODE 2
Nd (kN)	4500,00	4500,00	4500,00
Faixa ai (m)	0,60	0,60	1,0
Número de faixas	5	5	1
Nsd, faixa c (kN)	900,00	900,00	2433,33
M1d, faixa c (kN.m)	30,24	30,24	68,75
M1d, mín faixa c (kN.m)	18,90	18,90	-
α_b , faixa c	1,0	1,0	-
Md,tot, faixa c (kN.m)	50,49	50,49	
As, tot (cm ²)	4,8 (As,mín)	4,8 (As,mín)	8,39 (AS,mín)
ρ ,faixa c (%)	0,4	0,4	-
Nsd, faixa i (kN)	1236,00	1236,00	-
M1d, faixa i (kN.m)	30,24	30,24	-
M1d, mín faixa i (kN.m)	25,96	25,96	-
α_b , faixa i	1,0	1,0	-
Md,tot, faixa i (kN.m)	58,05	58,05	-
As, tot (cm ²)	4,8 (As,mín)	4,8 (As,mín)	-
ρ ,faixa i (%)	0,4	0,4	-
Nsd, faixa e (kN)	1572,00	1572,00	-
M1d, faixa e (kN.m)	30,24	30,24	-
M1d, mín faixa e (kN.m)	33,01	33,01	-
α_b , faixa e	0,6	1,0	-
Md,tot, faixa e (kN.m)	51,63	64,84	-
As, tot (cm ²)	5,42 (As,mín)	5,42 (As,mín)	-
ρ ,faixa e (%)	0,45	0,45	-
ρ,tot (%)	0,42	0,42	0,42

Tabela 7 – Índices de esbeltez

ÍNDICE DE ESBELTEZ	NBR 6118:2014	NBR 6118:2003	EUROCODE 2
λ	51,9	51,9	52,0

Nos exemplos acima ficou claro que a mudança na NBR 6118:2014 no que diz respeito ao dimensionamento de pilares-parede trouxe uma economia de aço de aproximadamente 0,6% quando a área de aço necessária é maior do que a mínima, já que para o cálculo do $A_{s,mín}$ não há diferença entre as duas normas. Essa redução na área de aço ocorre porque o valor de αb é proporcional ao valor obtido no $M_{d,tot}$, como mostra a Equação 13. Assim quando se tem uma força normal considerável, e conseqüentemente momentos mínimos maiores que os momentos de cálculo de primeira ordem adota-se o valor de $\alpha b = 0,6$ e se obtém uma redução no momento final de cálculo de aproximadamente 7,5%.

Já os resultados obtidos pelo software MB que tem como base o Eurocode 2 são mais conservadores, a diferença entre as áreas de aço dadas pelo programa e as calculadas pela NBR 6118:2014 são de aproximadamente 1%. Além das pequenas diferenças nos métodos de cálculo adotados pelas duas normas e dos diferentes diagramas de iteração, tem-se também um método muito diferente de divisão do pilar-parede em faixas. Enquanto a NBR 6118:20014 recomenda a divisão em faixas $a_i \leq 3.b$ e não maior que um metro, onde os esforços são distribuídos proporcionalmente em cada faixa obtendo-se uma grande economia de armadura no centro do pilar, o Eurocode 2 recomenda o dimensionamento de uma faixa de um metro de parede na área com os maiores esforços solicitantes, perdendo-se assim a economia que seria obtida devido ao alívio de tensões nas regiões centrais do pilar.

8 CONCLUSÕES

Uma grande crítica ao método de cálculo de pilares-parede indicado pela NBR 6118:2003 é que a divisão do pilar-parede em faixas não possui nenhuma justificativa experimental e desconsidera totalmente a interação entre as faixas de uma mesma lâmina do pilar o que teria como consequência um maior consumo de armadura principalmente quando usados métodos de cálculos aproximados para a consideração dos efeitos de segunda ordem localizados, como o método do pilar-padrão com curvatura aproximada usado neste trabalho.

A NBR 6118:2014 trouxe então para alguns casos, sempre que o momento de cálculo de primeira ordem for menor que o momento mínimo, um alívio na taxa de armadura, mas a melhor opção é fazer uso desses elementos com cuidado fazendo o máximo possível para evitar os efeitos de segunda ordem localizados através do enrijecimento dos cantos livres, onde esses efeitos são mais críticos.

Apesar das críticas a NBR 6118:2014, ela faz uma análise muito mais detalhada dos esforços solicitantes nas faixas do pilar do que o Eurocode 2, que aborda esse tema de uma forma muito mais simples. Assim descontando os alívios de tensões que surgem nas faixas internas e intermediárias do pilar temos um consumo de armadura aproximadamente 1% menor do que os europeus, lembrando que neste trabalho foi usado o método do pilar padrão com curvatura aproximada que é um método aproximado.

9 REFERÊNCIAS

ABNT NBR 6118:2014. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. 3. ed., 2014.

ARAÚJO, José Milton. **Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem**. Departamento de Materiais e Construção, FURG, Rio Grande, 2007.

BAUMGART, Rudolf. **Stützen und Wände ohne Knickgefahr**. Hochschule Darmstadt – Fachgebiet Massivbau, Darmstadt, 2016.

Beton Stützen: Verfahren mit Nennkrümmung nach EN 1992-1-1:2010. Programmbeschreibung. INGENIEUR-SOFTWARE DLUBAL GMBH, Tiefenbach, 2013.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos. **Concreto Armado Eu te Amo**. 3.ed. Editora Edgard Blucher LTDA, 2002.

CORELHANO, A. G.B. **Pilares em concreto armado**, setembro de 2016. 19 f. Notas de Aula.

EUROCODE 2. **Bemessung und konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau**. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004, 2011.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais, Estados Limites Últimos**. LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1981.

GIONGO, José Samuel; ALVA, Gerson M. S. **Concreto Armado: Projeto de pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. 2008. 70f. Trabalho para o curso de graduação - Curso de Engenharia em Estruturas. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

HEUß, Sascha. **Vollständiger Wandnachweis nach EC 2**. Leistungsbeschreibung des Baustatik-Moduls S442.de Stahlbeton-Aussteifungswand, Kaiserslautern, 2012.

HEUß, Sascha. **Verfahren mit Nennkrümmung.** Leistungsbeschreibung des MicroFe-Moduls M312.de Stahlbeton-Stützenbemessung, Verfahren mit Nennkrümmung – DIN EN 1992-1-1, Kaiserslautern, 2014.

KIMURA, Alio Ernesto. **Curso ABECE: Cálculo de pilares em concreto armado.**

LEONHARDT, Fritz. **Construções de Concreto: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado.** 1.ed. Vol. 1. Editora Interciência LTDA, 1977.

MEDEIROS, Mayara de Freitas. **Dimensionamento e detalhamento de pilares-parede.** 2016. 77 f. Trabalho de conclusão de curso – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

MONTOYA, Pedro; MESEGUER, Álvaro; CABRÉ, FRANCISCO. **Hormigón armado.** 14 ed., Barcelona: Gustavo Gili, 2000.

RÖSLER, M. **Stabilität.** 12 s. Beuth Hochschule für Technik Berlin – Fachgebiet Massivbau, Berlin.

SCADELAI, Murilo A. **Dimensionamento do pilares de acordo com a NBR 6118:2014.** 2004. 136 f. Tese (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

Schneider: Bautabellen für Ingenieure mit Berechnungshinweisen und Beispielen. 22. Auflage. Bundesanzeiger Verlag, 2016

APÊNDICE A – Roteiro de cálculo

Foi utilizado o mesmo método de cálculo para os três casos, variando-se apenas a força normal.

1. Dados do pilar

Largura (m)	0,20
Altura (m)	3,00
Comprimento (m)	3,0
Nd (kN)	13500,0
M1dA,x (kN.m)	84,00
M1dB,x (kN.m)	84,00
M1dA,y (kN.m)	2100,00
M1dB,y (kN.m)	2100,00
fck	30
fcd	2,142857
fyk	50
fyd	43,47826
Faixa ai (m)	0,60
Número de faixas	5

2. Determinação do comprimento equivalente (l_e)

$$l_e = l$$

$$l_e = 3,0\text{m}$$

3. Cálculo da força normal nas faixas do pilar, apresentadas na figura 15.

3.1 Faixa c

$$N_{sd, \text{ faixa c}} = \frac{13\ 500}{5} + \frac{2\ 100}{0,2 \cdot \frac{3^3}{12}} * 0$$

$$N_{sd, \text{ faixa c}} = 2\ 700 \text{ kN}$$

3.2 Faixa i

$$N_{sd, \text{ faixa i}} = \frac{13\ 500}{5} + \frac{2\ 100}{0,2 \cdot \frac{3^3}{12}} * (0,6) * (0,6 * 0,2)$$

$$N_{sd, \text{ faixa i}} = 3\ 036 \text{ kN}$$

3.3 Faixa e

$$N_{sd, \text{ faixa e}} = \frac{13\,500}{5} + \frac{2\,100}{0,2 \cdot \frac{3^3}{12}} * (1,2) * (0,6 * 0,2)$$

$$N_{sd, \text{ faixa e}} = 3\,372 \text{ kN}$$

4. Cálculo do Momento mínimo

$$M_{1d, \text{ mín faixa c}} = 2\,700 * (0,015 + 0,03 * 0,2)$$

$$M_{1d, \text{ mín faixa c}} = 56,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d, \text{ mín faixa i}} = 3\,036 * (0,015 + 0,03 * 0,2)$$

$$M_{1d, \text{ mín faixa i}} = 63,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{1d, \text{ mín faixa e}} = 3\,372 * (0,015 + 0,03 * 0,2)$$

$$M_{1d, \text{ mín faixa e}} = 70,81 \text{ kN.m}$$

5. Momento de cálculo das faixas

$$M_{1d, \text{ faixa c,e,i}} = 84 * 0,6 * 0,6$$

$$M_{1d, \text{ faixa c,e,i}} = 30,24 \text{ kN.m}$$

6. Cálculo do valor de referência λ_1

$$\alpha_b, \text{ faixa c, i, e} = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{30,24}{30,24}$$

$$\alpha_b, \text{ faixa c, i, e} = 1,0 \text{ (Segundo a NBR 6118:2003)}$$

$$\alpha_b, \text{ faixa c, i, e} = 0,6 \text{ (Segundo a NBR 6118:2014)}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{56,7}{0,2}}{1}$$

$$\lambda_1 = 35,00 \text{ (Segundo a NBR 6118:2003)}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{56,7}{0,2}}{0,6}$$

$$\lambda_1 = 43,48 \text{ (Segundo a NBR 6118:2014)}$$

7. Consideração dos efeitos de segunda ordem através do método do pilar padrão com curvatura aproximada

7.1 Para a faixa c

$$M_{d, \text{ tot}, \text{ faixa c}} = 0,6 \cdot 56,70 + 2700 \cdot \frac{3^2}{10} \cdot 0,016$$

$$M_{d, \text{ tot}, \text{ faixa c}} = 73,21 \text{ kN.m (Segundo a NBR 6118:2014)}$$

$$M_{d,tot, \text{ faixa c}} = 1,0.56,70 + 2700 \cdot \frac{3^2}{10} \cdot 0,016$$

$M_{d,tot, \text{ faixa c}} = 95,89 \text{ kN.m}$ (Segundo a NBR 6118:2003)

7.2 Para a faixa i

$$M_{d,tot, \text{ faixa i}} = 0,6.63,76 + 3036,0 \cdot \frac{3^2}{10} \cdot 0,015$$

$M_{d,tot, \text{ faixa i}} = 78,9 \text{ kN.m}$ (Segundo a NBR 6118:2014)

$$M_{d,tot, \text{ faixa i}} = 1,0.63,76 + 3036,0 \cdot \frac{3^2}{10} \cdot 0,015$$

$M_{d,tot, \text{ faixa i}} = 104,4 \text{ kN.m}$ (Segundo a NBR 6118:2003)

7.3 Para a faixa e

$$M_{d,tot, \text{ faixa e}} = 0,6.70,81 + 3372,0 \cdot \frac{3^2}{10} \cdot 0,014$$

$M_{d,tot, \text{ faixa e}} = 84,37 \text{ kN.m}$ (Segundo a NBR 6118:2014)

$$M_{d,tot, \text{ faixa e}} = 1,0.70,81 + 3372,0 \cdot \frac{3^2}{10} \cdot 0,014$$

$M_{d,tot, \text{ faixa e}} = 112,7 \text{ kN.m}$ (Segundo a NBR 6118:2003)

8. Áreas de aço

Utilizando o Ábaco de Montoya, apresentado na figura 7.

8.1 Faixa c

$$\mu = \frac{7321}{60.2.14.20^2}$$

$$\mu = 0,14$$

$$U = 1,05$$

$$\omega = 0,4 \text{ (Do ábaco)}$$

$$A_s, \text{ tot} = \frac{0,4.20.60.2.14}{43,48}$$

$$A_s, \text{ tot} = 23,66 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{23,66}{20.60}$$

$$\rho = 1,97 \% \text{ (Segundo a NBR 6118:2014)}$$

$$\mu = \frac{9589}{60.2.14.20^2}$$

$$\mu = 0,19$$

$$U = 1,05$$

$$\omega = 0,57 \text{ (Do ábaco)}$$

$$A_s, \text{ tot} = \frac{0,57 \cdot 20 \cdot 60 \cdot 2,14}{43,48}$$

$$A_s, \text{ tot} = 33,71 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{33,71}{20 \cdot 60}$$

$$\rho = 2,81 \% \text{ (Segundo a NBR 6118:2003)}$$

8.2 Faixa i

$$\mu = \frac{7890}{60 \cdot 2,14 \cdot 20^2}$$

$$\mu = 0,15$$

$$U = 1,18$$

$$\omega = 0,61 \text{ (Do ábaco)}$$

$$A_s, \text{ tot} = \frac{0,61 \cdot 20 \cdot 60 \cdot 2,14}{43,48}$$

$$A_s, \text{ tot} = 36,08 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{36,08}{20 \cdot 60}$$

$$\rho = 3,01 \% \text{ (Segundo a NBR 6118:2014)}$$

$$\mu = \frac{104,4}{60 \cdot 2,14 \cdot 20^2}$$

$$\mu = 0,20$$

$$U = 1,18$$

$$\omega = 0,71 \text{ (Do ábaco)}$$

$$A_s, \text{ tot} = \frac{0,71 \cdot 20 \cdot 60 \cdot 2,14}{43,48}$$

$$A_s, \text{ tot} = 41,99 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{41,99}{20 \cdot 60}$$

$$\rho = 3,5 \% \text{ (Segundo a NBR 6118:2003)}$$

8.3 Faixa e

$$\mu = \frac{8437}{60 \cdot 2,14 \cdot 20^2}$$

$$\mu = 0,16$$

$$U = 1,31$$

$$\omega = 0,77 \text{ (Do ábaco)}$$

$$A_s, \text{ tot} = \frac{0,77 \cdot 20 \cdot 60 \cdot 2,14}{43,48}$$

$$A_s, \text{ tot} = 45,54 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{45,54}{20 \cdot 60}$$

$$\rho = 3,8 \% \text{ (Segundo a NBR 6118:2014)}$$

$$\mu = \frac{11270}{60 \cdot 2,14 \cdot 20^2}$$

$$\mu = 0,22$$

$$U = 1,31$$

$$\omega = 0,95 \text{ (Do ábaco)}$$

$$A_s, \text{ tot} = \frac{0,95 \cdot 20 \cdot 60 \cdot 2,14}{43,48}$$

$$A_s, \text{ tot} = 56,19 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{56,19}{20 \cdot 60}$$

$$\rho = 4,68 \% \text{ (Segundo a NBR 6118:2003)}$$