

# Estruturas de Concreto III - Resumo

@ivansnpmaster

August 29, 2018

## 1 Introdução à pilares

Em estruturas de edifícios, os pilares são elementos verticais que tem a função primária de transmitir as **ações verticais** gravitacionais e de serviço e as **horizontais (vento)** às fundações, além de conferirem **estabilidade global** ao edifício. Os pilares usuais dos edifícios apresentam um comportamento de flexo-compressão, sendo as forças normais preponderantes. Em edifícios de concreto armado, as seções dos pilares são geralmente **retangulares**.

Pilares de seção **quadrada** ou **circular** também podem ser considerados em projetos estruturais de edifícios. Em virtude do tipo de material (concreto) e da solicitação preponderantemente de força de compressão, os pilares apresentam **rupturas frágeis**. A **ruína** de uma seção transversal de **um único pilar** pode ocasionar o **colapso** progressivo dos demais pavimentos.

As **disposições** dos pilares na planta de forma de um edifício são importantes, pois, junto com as vigas, formam **pórticos** que proporcionam **rigidez** e **estabilidade global** ao edifício.

Os pilares são peças estruturais que precisam ser projetadas **cuidadosamente** em termos de resistência, estabilidade e durabilidade, sempre respeitando as diretrizes e recomendações das **normas técnicas**.

O dimensionamento dos pilares é feito em função dos esforços externos solicitantes de cálculo, que compreendem as forças normais ( $N_d$ ) e os momentos

fletores ( $M_{dx}$  e  $M_{dy}$ ).

## 2 Agressividade do ambiente

Está relacionada às **ações físicas** e **químicas** que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das **ações mecânicas**, das variações térmicas, da retração e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

Nos projetos das estruturas, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com a Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118 e pode ser avaliada segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes. Conhecendo o ambiente em que a estrutura será construída, o projetista estrutural pode considerar uma condição de agressividade maior que a tabela.

Conforme a NBR 6118 - item 7.4: A durabilidade das estruturas é **altamente dependente** das características do concreto e da **espessura** e **qualidade** do concreto de cobrimento da armadura.

**Ensaaios comprobatórios** de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma **forte correspondência** entre a **relação água/cimento** e a **resistência do concreto** e sua **durabilidade**, permite-se que sejam adotados os requisitos mínimos da tabela abaixo:

Tabela 1: Tabela 7.1 da NBR 6118.

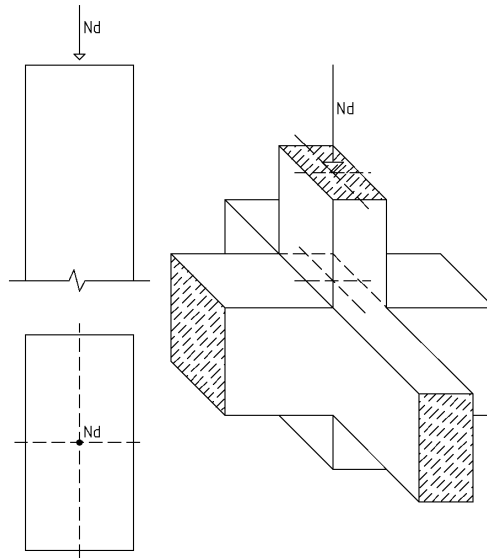
Concreto	Classe de Agressividade Ambiental (CAA)			
	I	II	III	IV
Relação a/c	$\leq 0,65$	$\leq 0,6$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
Classe de concreto	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$

### 3 Solicitações normais

Os pilares podem estar submetidos à forças normais e momentos fletores, gerando compressão simples e flexão composta.

- **Compressão simples:** Também chamada de compressão centrada ou compressão uniforme, é caracterizada pela aplicação da força normal ( $N_d$ ) no centro geométrico da seção transversal do pilar.

Figura 1: Solicitação normal acontecendo no centro geométrico da seção transversal do pilar.

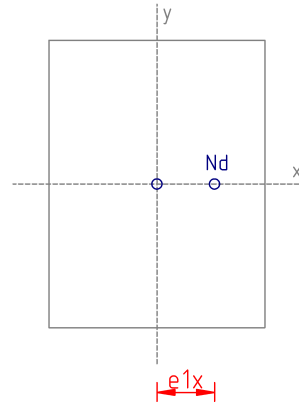


- **Flexão composta:** Ocorre força normal e momento fletor sobre o pilar. Há dois casos:

- *Flexão composta normal (ou reta):* Existe a força normal e um momento fletor em uma direção, sendo:

$$M1_{dx} = e1_x \cdot N_d$$

Figura 2: Solicitação normal acontecendo fora do centro geométrico da seção transversal do pilar, em apenas uma direção.

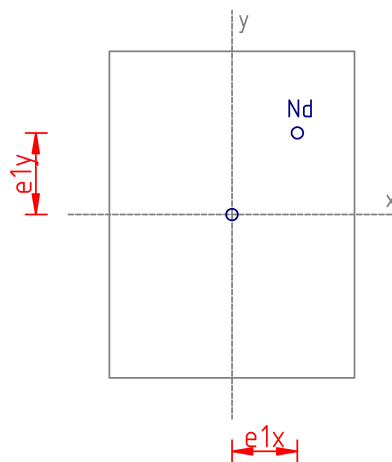


- *Flexão composta oblíqua*: Existe força normal e dois momentos fletores, sendo:

$$M1_{dx} = e1_x \cdot N_d$$

$$M1_{dy} = e1_y \cdot N_d$$

Figura 3: Solicitação normal acontecendo fora do centro geométrico da seção transversal do pilar, em duas direções.



## 4 Carga sobre pilares

Durante o desenvolvimento e desenho da planta de fôrma é necessário definir as dimensões dos pilares, antes mesmo que se conheçam os esforços solici-

tantes atuantes. Alguns processos podem ser utilizados para fixação das dimensões dos pilares, entre eles, a **experiência** do engenheiro. Outro processo simples que auxilia na fixação das dimensões do pilar é a estimativa da carga vertical no pilar pela sua área de influência, ou seja, a carga que estiver na laje dentro da área de influência do pilar "caminhará" até o pilar.

No entanto, é necessário ter um valor que represente a carga total por metro quadrado de laje, levando-se em conta todos os carregamentos **permanentes** e **variáveis**. Para edifícios com fins residenciais e de escritórios, pode-se estimar a carga total de 8 a 10  $kN/m^2$  ou 800 a 1000  $kgf/m^2$  para pisos e 600 a 800  $kgf/m^2$  para cobertura. Edifícios com outros fins podem ter **cargas superiores** e edifícios onde a ação do **vento** é significativa, a carga por metro quadrado deve ser majorada.

Lembrando que essa carga de piso é em **um andar**. A cada andar para baixo esses valores vão sendo **agregados**. É importante salientar que a carga estimada serve apenas para o pré-dimensionamento da seção transversal dos pilares. O dimensionamento final deve ser obrigatoriamente feito com os **esforços reais** calculados em função das cargas das vigas e lajes sobre o pilar, e com a atuação das forças do vento e outras que existirem.

A carga do pilar pode ser obtida através da fórmula:

$$N_k = [(q + g) \cdot A_{inf} \cdot n] + (A_{inf} \cdot g_{cobertura})$$

Onde  $N_k$  é a carga do pilar em  $kgf$ ,  $A_{inf}$  é a área de influência do pilar em  $m^2$ ,  $q$  é a carga de utilização do ambiente em  $kgf/m^2$ ,  $g$  é a carga do peso próprio em  $kgf/m^2$  e  $n$  é o número de pavimentos acima da seção analisada.

A carga do pilar também pode ser obtida quando se tem os cálculos de força cortante das vigas, as quais já receberam as cargas das lajes.

## 5 Efeitos de 1ª e 2ª ordem

As estruturas de concreto armado devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que, sob condições ambientais previstas e respeitadas as condições

de manutenção preventiva especificadas no projeto, conservem sua **segurança, estabilidade** e **aparência aceitável**, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo.

Há duas formas de se analisar estruturalmente uma edificação:

- Análise linear;
- Análise não-linear.

Se fosse feita uma análise puramente linear, o **deslocamento** resultante seria **proporcional** ao acréscimo de carga.

A resposta da estrutura em termos de deslocamentos teria um comportamento **linear** à medida que o carregamento fosse aplicado.

Por outro lado, se fosse efetuada uma análise não-linear, o deslocamento resultante **não seria proporcional** ao acréscimo de carga. E mais, provavelmente seria **maior** que o encontrado na análise linear.

Pode-se dizer que uma **análise não-linear** é um cálculo no qual a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, possui um comportamento **desproporcional** à medida que um carregamento é aplicado.

Os fatores que tornam as análises não-lineares importantes no projeto estrutural de edifícios de concreto armado são:

- O concreto armado é um material que possui um comportamento **essencialmente** não-linear;
- Pelas análises não-lineares, é possível simular o comportamento de um edifício de concreto armado de forma muito mais **realista**;
- Os elementos estruturais estão cada vez mais **esbeltos**, de tal forma que as **não-linearidades**, em muitos casos, passam a ser **preponderantes**.

Dois fatores que geram o comportamento não-linear de uma estrutura à medida que o carregamento é aplicado:

- **Não-linearidade física:** Alteração das **propriedades** dos materiais que compõem a estrutura;
- **Não-linearidade geométrica:** Alteração da geometria da estrutura.

## 6 Não-linearidade física

O material é linear quando obedece à Lei de Hooke, ou seja, quando a tensão é proporcional à deformação ( $\sigma = E \cdot \epsilon$ ). Considerando-se uma estrutura de concreto armado, a não-linearidade física resulta da resposta não-linear do **aço** e do **concreto**.

Além do comportamento não-linear dos materiais, existe um outro fator que é preponderante na análise de edifícios: a **fissuração**. Por causa da baixa resistência do concreto à tração, é comum o surgimento de fissuras à medida que o carregamento é aplicado à estrutura.

A NBR 6118 - item 15.3: "Princípios básicos de cálculo" é bem clara: a não-linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, deve ser obrigatoriamente considerada.

## 7 Não-linearidade geométrica

Ocorre em razão de mudanças na **geometria** dos elementos estruturais à medida que um carregamento é aplicado à estrutura.

Para que a influência da não-linearidade geométrica na análise de uma estrutura seja compreendida, é necessário entender o que são os **efeitos de segunda ordem**.

A condição de equilíbrio sempre foi considerada na configuração geométrica **inicial** da estrutura, isto é, na sua posição **não-deformada**. Esta análise se chama **Análise de primeira ordem** e os seus efeitos (deslocamentos e esforços resultantes) são chamados de **Efeitos de primeira ordem**.

Ao admitir o equilíbrio na configuração **indeformada**, passa-se a se fazer uma aproximação. Porém, na realidade, o equilíbrio de uma estrutura se dá **sempre** numa configuração **deformada**.

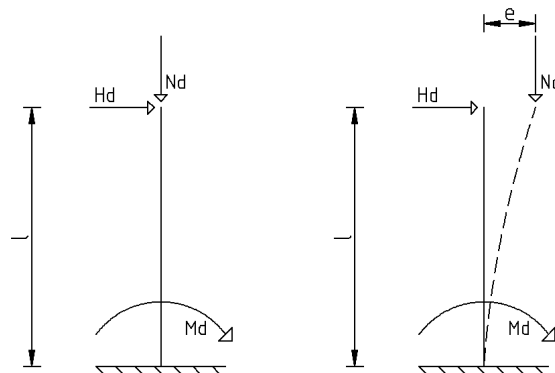
A análise do equilíbrio de uma estrutura na sua posição deformada é denominada de **Análise de segunda ordem** e os seus efeitos são chamados de **Efeitos de segunda ordem**.

A análise de 1ª ordem é uma aproximação que pode ser perfeitamente utilizada pelo fato de os efeitos de 2ª ordem, em muitos casos, **serem desprezíveis** (quando não apresentam acréscimo superior a 10% nas solicitações em relação aos efeitos de 1ª ordem).

No entanto, existem certas situações em que os efeitos de 2ª ordem necessitam, obrigatoriamente, serem considerados, tais como:

- Análise da estabilidade global;
- Cálculo dos esforços para dimensionamento dos pilares.

Figura 4: Efeitos de 1ª ordem à esquerda e Efeitos de 2ª ordem à direita.



## 8 Estruturas de nós fixos ou móveis

A **estabilidade global** de uma estrutura se dá quando **menores** forem os efeitos de 2ª ordem. Para criar condições de cálculo, as estruturas são definidas de nós fixos ou nós móveis.



- **Estruturas de nós fixos:** Na verdade não são fixos, mas deslocáveis, mas os deslocamentos horizontais são muito pequenos e, por consequência, os **efeitos globais de 2ª ordem** são **desprezíveis** (<10%). Nessas estruturas, basta considerar os **efeitos locais de 2ª ordem**;
- **Estruturas de nós móveis:** Aquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos, exigindo cálculo dos **efeitos globais de 2ª ordem**.

Assim:

- **Nós fixos:** **Não há** necessidade de se calcular efeitos globais de 2ª ordem;
- **Nós móveis:** **Há** necessidade de se calcular.

## 9 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  é um parâmetro que avalia a **estabilidade global** de uma estrutura de concreto armado de forma simples e eficiente.

Também é capaz de **estimar** os esforços globais de **2ª ordem** por uma **simples majoração** dos esforços de **1ª ordem** dos **esforços horizontais**. Valores coerentes para esse coeficiente são números um pouco maiores que 1. Porém, valores superiores a 1,2 devem ser evitados, já que as diferenças começam a ficar muito altas.

Valores entre 1,15 e 1,2 começam a aparecer diferenças de 3% contra a segurança. Acima disso, aumentam para mais de 5%.

De acordo com a NBR 6118, o limite para o coeficiente é 1,3 e, acima disso, a estrutura é **instável e impraticável**.

- **Nós fixos:**  $\gamma_z \leq 1,1 \rightarrow$  Não calcula efeitos globais de 2ª ordem para carga horizontal;
- **Nós móveis:**  $1,1 < \gamma_z \leq 1,3 \rightarrow$  Calcular os efeitos.

Este método é válido para edifícios acima de 4 andares. Abaixo disso, **não se deve majorar** as cargas horizontais com  $\gamma_z$ .

O coeficiente  $\gamma_z$  é:

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

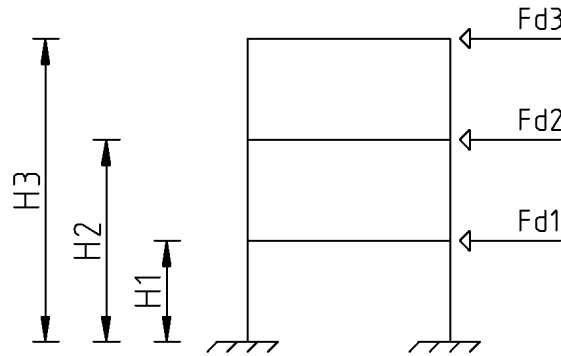
Onde  $\Delta M_{total,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura com seus valores de cálculo pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, sendo:

$$\Delta M_{total,d} = P_d \cdot d_{horiz}$$

$P_d$  é a soma de todas as cargas verticais ( $g$  e  $q$ ) multiplicada pela majoração do concreto, já  $d_{horiz}$  é o deslocamento horizontal devido à carga horizontal (obtido no FTOOL).

$$M_{1,total,d} = \sum_{i=1}^n F_{d,i} \cdot H_i$$

Figura 5:  $M_{1,total,d}$  identificado na estrutura.



Com isso, é possível verificar o deslocamento horizontal máximo permitido pela NBR 6118 - tabela 13.3. No topo é  $H/1700$  e entre pavimentos é  $H_{pisos}/850$ , adotando-se coeficiente de pressão dinâmica do vento para cálculo do estado limite  $\psi_1 = 0,30$ .

**Exercício:** Verificar o deslocamento horizontal (global e local) da estrutura abaixo em relação aos limites impostos pela NBR 6118 através do coeficiente  $\gamma_z$ , considerando somente a primeira combinação do ELU, sabendo-se que:

- Edifício com térreo + 6 pavimentos;
- Altura entre pisos de 3 m;
- Carga acidental no andar-tipo de 191,52 kN;
- Carga acidental na cobertura de 63,84 kN;
- Carga permanente no andar-tipo de 1380,48 kN;
- Carga permanente na cobertura de 732,576 kN;
- Pilares de (12x40) cm;
- Quatro pilares na face do vento.

Nota: As unidades de carga descritas acima representam as reações de apoio das vigas nos pilares.

Dada a quantidade de valores para manuseio, recomenda-se para o leitor utilizar alguma planilha eletrônica para facilitar a compreensão. O primeiro passo é colocar as seguintes cargas no pórtico do presente exercício, atentando-se ao fato de que os valores de carga de vento ( $H_v$ ) devem ser divididos pela quantidade de pilares na face do vento (4).

Tabela 2: Valores de cota ( $z$ ) e valores de carga de vento ( $H_v$ ) para o presente exercício.

$z$ (m)	$H_v$ (kN)
3	19,255
6	22,740
9	25,065
12	26,857
15	28,333
18	29,602
21	15,358

Monta-se o pórtico no FTOOL e coloca-se 1/4 da carga de  $H_v$  em cada pilar, de modo a ficar como segue:

Neste exercício, o vento é considerado como efeito secundário, portanto, deve ser minorado por um coeficiente  $\psi_0$ , que no presente exercício equivale a 0,6 (valor para pressão dinâmica do vento para estruturas em geral, vide tabela 11.2 da NBR 6118).

Todo o exercício objetiva o encontro de  $\gamma_z$  para verificar a estabilidade global do edifício e qual tipo de nó está presente na estrutura, com ele pode-se verificar se será necessário considerar os efeitos de 2ª ordem. Os parâmetros de  $\gamma_z$  são  $M_{1,total,d}$  e  $\Delta M_{total,d}$ , que são a carga horizontal final e a carga vertical, respectivamente.

O próximo passo é preencher a seguinte tabela:

Tabela 3: Tabela a ser preenchida para facilitar o cálculo de  $\gamma_z$ .

Andar	$F_d$ <i>minorada</i> ( $kN$ )	$M_{1,total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )	$P_d$ ( $kN$ )	$d_{horiz}$ ( $cm$ ) (FTOOL)	$d_{horiz}$ <i>minorada</i> ( $cm$ )	$\Delta M_{total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
Total						

Onde  $F_{d,minorada}$  é a carga de vento minorada (já que o respectivo efeito é considerado secundário; é a minoração de  $H_v$ ),  $M_{1,total,d}$  é o momento fletor que a carga horizontal causa na estrutura,  $P_d$  é a carga vertical atuante na estrutura ( $g + q$ ) unitária de cada andar,  $d_{horiz}$  é o deslocamento horizontal causado pela carga horizontal (obtido no FTOOL),  $d_{horiz}$  *minorada* é o deslocamento horizontal causado pela carga horizontal minorada (novamente, o efeito dos ventos está sendo considerado como secundário no exercício) e  $\Delta M_{total,d}$  é o momento fletor gerado

pelo deslocamento horizontal causado pelas cargas verticais. O 7º pavimento é a cobertura.

Calcula-se  $F_{d,minorada}$  pela equação:

$$F_{d,minorada} = 1,4 \cdot \psi_0 \cdot H_v$$

Por exemplo, para o 1º e 2º andar, respectivamente:

$$F_{d,minorada} = 1,4 \cdot 0,6 \cdot 19,255 \text{ kN} = 16,1742 \text{ kN}$$

,

$$F_{d,minorada} = 1,4 \cdot 0,6 \cdot 22,740 \text{ kN} = 19,1016 \text{ kN}$$

Preenchendo a respectiva coluna na Tabela 3, tem-se:

Andar	$F_d$ <i>minorado</i> (kN)	$M_{1,total,d}$ (kN · cm)	$P_d$ (kN)	$d_{horiz}$ (cm) (FTOOL)	$d_{horiz}$ <i>minorada</i> (cm)	$\Delta M_{total,d}$ (kN · cm)
1	16,1742					
2	19,1016					
3	21,0546					
4	22,5599					
5	23,7997					
6	24,8657					
7	12,9007					
Total						

Agora, pode-se calcular o momento fletor ( $M_{1,total,d}$ ) causado por cada força horizontal ( $F_{d,minorada}$ ) em relação à base do edifício. Para o 1º e 2º andar, tem-se, respectivamente:

$$M_{1,total,d} = F_{d,minorada} \cdot z = 16,1742 \text{ kN} \cdot 300 \text{ cm} = 4852,26 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{1,total,d} = F_{d,minorada} \cdot z = 19,1016 \text{ kN} \cdot 600 \text{ cm} = 11460,96 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Note que a cota ( $z$ ) é a altura que o respectivo pavimento está da base.

Preenchendo a respectiva coluna na Tabela 3, tem-se:

Andar	$F_d$ minorada ( $kN$ )	$M_{1,total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )	$P_d$ ( $kN$ )	$d_{horiz}$ ( $cm$ ) (FTOOL)	$d_{horiz}$ minorada ( $cm$ )	$\Delta M_{total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )
1	16,1742	4852,26				
2	19,1016	11460,96				
3	21,0546	18949,14				
4	22,5599	27071,88				
5	23,7997	35699,55				
6	24,8657	44758,26				
7	12,9007	27091,47				
Total		169883,53				

A carga vertical  $P_d$  é a mesma para todos os pavimentos tipo, sendo:

$$P_d = g + q = 1,4 \cdot 1380,48 \text{ kN} + 1,4 \cdot 191,52 \text{ kN} = 2200,8 \text{ kN}$$

A carga vertical  $P_d$  para a cobertura é:

$$P_d = g + q = 1,4 \cdot 732,576 \text{ kN} + 1,4 \cdot 63,84 \text{ kN} = 1114,9824 \text{ kN}$$

Preenchendo a respectiva coluna na Tabela 3, tem-se:

Andar	$F_d$ minorada ( $kN$ )	$M_{1,total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )	$P_d$ ( $kN$ )	$d_{horiz}$ ( $cm$ ) (FTOOL)	$d_{horiz}$ minorada ( $cm$ )	$\Delta M_{total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )
1	16,1742	4852,26	2200,800			
2	19,1016	11460,96	2200,800			
3	21,0546	18949,14	2200,800			
4	22,5599	27071,88	2200,800			
5	23,7997	35699,55	2200,800			
6	24,8657	44758,26	2200,800			
7	12,9007	27091,47	1114,9824			
Total		169883,53				

O valor de  $d_{horiz}$  é obtido através do software livre FTOOL. Preenchendo a respectiva coluna na Tabela 3, tem-se:

Andar	$F_d$ <i>minorada</i> ( $kN$ )	$M_{1,total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )	$P_d$ ( $kN$ )	$d_{horiz}$ ( $cm$ ) (FTOOL)	$d_{horiz}$ <i>minorada</i> ( $cm$ )	$\Delta M_{total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )
1	16,1742	4852,26	2200,800	0,3228		
2	19,1016	11460,96	2200,800	0,7735		
3	21,0546	18949,14	2200,800	1,1816		
4	22,5599	27071,88	2200,800	1,5184		
5	23,7997	35699,55	2200,800	1,7743		
6	24,8657	44758,26	2200,800	1,9440		
7	12,9007	27091,47	1114,9824	2,0326		
Total		169883,53				

O valor contido na tabela de  $d_{horiz}$  foi obtido no FTOOL a partir da carga  $H_v$  (não minorada). Para obtermos  $d_{horiz,minorada}$ , deve-se minorar  $d_{horiz}$  pelos mesmos fatores utilizados para minorar  $H_v$ . Para o 1º e 2º andar, tem-se:

$$d_{horiz,minorada} = 1,4 \cdot \psi_0 \cdot d_{horiz} = 1,4 \cdot 0,6 \cdot 0,3228 \text{ cm} = 0,2712 \text{ cm}$$

$$d_{horiz,minorada} = 1,4 \cdot \psi_0 \cdot d_{horiz} = 1,4 \cdot 0,6 \cdot 0,7735 \text{ cm} = 0,6497 \text{ cm}$$

Preenchendo a respectiva coluna na Tabela 3, tem-se:

Andar	$F_d$ <i>minorada</i> ( $kN$ )	$M_{1,total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )	$P_d$ ( $kN$ )	$d_{horiz}$ ( $cm$ ) (FTOOL)	$d_{horiz}$ <i>minorada</i> ( $cm$ )	$\Delta M_{total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )
1	16,1742	4852,26	2200,800	0,3228	0,2712	
2	19,1016	11460,96	2200,800	0,7735	0,6497	
3	21,0546	18949,14	2200,800	1,1816	0,9925	
4	22,5599	27071,88	2200,800	1,5184	1,2755	
5	23,7997	35699,55	2200,800	1,7743	1,4904	
6	24,8657	44758,26	2200,800	1,9440	1,6330	
7	12,9007	27091,47	1114,9824	2,0326	1,7074	
Total		169883,53				

A última coluna da tabela,  $\Delta M_{total,d}$ , que é o momento fletor causado pela carga vertical vezes a excentricidade causada pela carga horizontal, é, para o

1º e 2º andar, respectivamente:

$$\Delta M_{total,d} = P_d \cdot d_{horiz,minorada} = 2200,800 \text{ kN} \cdot 0,2712 \text{ cm} = 596,7513 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\Delta M_{total,d} = P_d \cdot d_{horiz,minorada} = 2200,800 \text{ kN} \cdot 0,6497 \text{ cm} = 1429,9478 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Preenchendo a respectiva coluna na Tabela 3, tem-se:

	$F_d \text{ minorada}$ ( $kN$ )	$M_{1,total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )	$P_d$ ( $kN$ )	$d_{horiz}$ ( $cm$ ) (FTOOL)	$d_{horiz} \text{ minorada}$ ( $cm$ )	$\Delta M_{total,d}$ ( $kN \cdot cm$ )
1	16,1742	4852,26	2200,800	0,3228	0,2712	596,7513
2	19,1016	11460,96	2200,800	0,7735	0,6497	1429,9478
3	21,0546	18949,14	2200,800	1,1816	0,9925	2184,3908
4	22,5599	27071,88	2200,800	1,5184	1,2755	2807,0236
5	23,7997	35699,55	2200,800	1,7743	1,4904	3280,0987
6	24,8657	44758,26	2200,800	1,9440	1,6330	3593,8184
7	12,9007	27091,47	1114,9824	2,0326	1,7074	1903,6990
Total		169883,53				15795,7296

Agora, pode-se calcular o valor de  $\gamma_z$  para verificarmos o tipo de nó presente na estrutura.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{total,d}}{M_{1,total,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{15795,7296 \text{ kN}}{169883,53 \text{ kN}}} \approx 1,1025$$

Portanto, o tipo de nó é móvel ( $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ ). Nós móveis obriga a definição dos efeitos de 2ª ordem para as cargas horizontais. Para isso, a NBR 6118 permite majorar a carga de vento com a equação:

$$H_{v2} = H_v \cdot 0,95 \cdot \gamma_z$$

Onde  $H_{v2}$  é a nova carga de vento majorada em  $kN$ ,  $H_v$  é a carga de vento nos nós da estrutura em  $kN$  e  $\gamma_z$  é o coeficiente de estabilidade global (adimensional).

Essa nova carga horizontal ( $H_{v2}/4$ ) deve ser colocada no lugar da antiga ( $H_v/4$ ) no FTOOL objetivando encontrar novos deslocamentos horizontais. Pode-se, então, montar a seguinte tabela para facilitar os cálculos:



Tabela 4: Tabela a ser preenchida para verificação de deslocamento horizontal em nós móveis.

$z$ ( $m$ )	$H_{v2}$ ( $kN$ )	$\frac{H_{v2}}{4}$ ( $kN$ )	$d_{horiz,2}$ FTOOL ( $cm$ )	$d_{horiz,2} \cdot \psi_1$ ( $cm$ )	$\Delta_{desloc,2}$ ( $cm$ )
3	20,1674	5,0419	0,3448		
6	23,8176	5,9544	0,8263		
9	26,2527	6,5632	1,2622		
12	28,1296	7,0324	1,6221		
15	29,6756	7,4189	1,8954		
18	31,0047	7,7512	2,0767		
21	16,0857	4,0214	2,1713		

O coeficiente  $\psi_1$  na penúltima coluna é o valor de pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral (0,3). O valor do produto ( $d_{horiz,2} \cdot \psi_1$ ) diz respeito ao **deslocamento global** da estrutura. O valor de  $\Delta_{desloc,2}$  diz respeito a variação de deslocamento entre um pavimento e o logo abaixo, ou seja, o **deslocamento local**. O referido produto para o 6º pavimento e cobertura são, respectivamente:

$$d_{horiz} \cdot \psi_1 = 2,0767 \cdot 0,3 = 0,6230 \text{ cm}$$

$$d_{horiz} \cdot \psi_1 = 2,1713 \cdot 0,3 = 0,6513 \text{ cm}$$

O valor de deslocamento local de cada pavimento deve ser obtido da seguinte forma:

$$\Delta_{desloc,2_i} = (d_{horiz} \cdot \psi_1)_i - (d_{horiz} \cdot \psi_1)_{i-1}$$

O valor de  $\Delta_{desloc,2}$  para a cobertura é, portanto:

$$\Delta_{desloc,2} = 0,6513 - 0,6230 = 0,0283 \text{ cm}$$

Completando a Tabela 4, tem-se:

$z$ ( $m$ )	$H_v \cdot 0,95 \cdot \gamma_z$ ( $kN$ )	$\frac{H_{v2}}{4}$ ( $kN$ )	$d_{horiz,2}$ FTOOL ( $cm$ )	$d_{horiz,2} \cdot \phi_1$ ( $cm$ )	$\Delta_{desloc2}$ ( $cm$ )
3	20,1674	5,0419	0,3448	0,10344	0,1034
6	23,8176	5,9544	0,8263	0,24789	0,1445
9	26,2527	6,5632	1,2622	0,37866	0,1308
12	28,1296	7,0324	1,6221	0,48663	0,1080
15	29,6756	7,4189	1,8954	0,56862	0,0820
18	31,0047	7,7512	2,0767	0,62301	0,0544
21	16,0857	4,0214	2,1713	0,65139	0,0283

Nota: Alguns valores podem ficar bem próximos, já que foram feitos em planilha eletrônica. O importante é entender o processo lógico por trás do método.

Por fim, verifica-se se os deslocamentos estão dentro do aceitável pela NBR 6118, que são:

- Para o topo:  $H/1700$ , onde  $H$  é a cota da cobertura (verificação global);
- Para entre pisos:  $H_{pisos}/850$ , onde  $H_{pisos}$  é a altura piso a piso (verificação local).

Para o topo, tem-se:

$$H/1700 = 2100 \text{ cm}/1700 \approx 1,2353 \text{ cm} > 0,6513 \text{ cm (OK)}$$

Para o entre pisos, checka-se com o maior valor de  $\Delta_{desloc,2}$  presente na Tabela 4. Tem-se:

$$H_{pisos}/850 = 300 \text{ cm}/850 \approx 0,3529 \text{ cm} > 0,1445 \text{ cm (OK)}$$

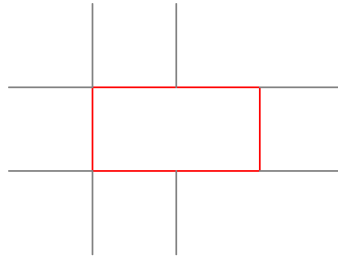
Os deslocamentos global e local atendem às exigências da NBR 6118.

## 10 Pilar intermediário, de extremidade e de canto

A classificação de pilares tem como objetivo considerar as diferentes situações de projeto e de cálculo, em relação aos esforços solicitantes em que cada um desses pilares se enquadra.

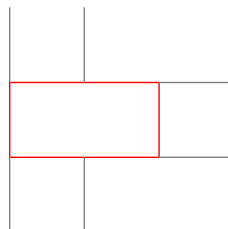
- **Pilar intermediário:** Estão submetidos preponderantemente às forças axiais de compressão, pois os módulos dos momentos fletores são de pequena intensidade em relação às ações verticais apenas. Portanto, na situação de projeto, admite-se o pilar intermediário submetido a uma compressão centrada, isto é, a excentricidade inicial é considerada igual a zero para o dimensionamento das áreas das armaduras;

Figura 6: Vista em planta de um pilar intermediário.



- **Pilar de extremidade:** Ficam posicionados nas bordas das edificações, sendo também chamados de laterais ou de borda. O termo "pilar de extremidade" advém do fato do pilar ser extremo para uma viga, aquela que não tem continuidade sobre o pilar. Além de estarem submetidos às forças normais de compressão, também estão sujeitos à ação de momentos transmitidos pelas vigas que têm suas extremidades externas nesses pilares. Portanto, na situação de projeto, admite-se o pilar de extremidade submetido à flexão normal composta, considerando-se excentricidade inicial segundo uma das coordenadas locais da seção transversal do pilar;

Figura 7: Vista em planta de um pilar de extremidade.



- **Pilar de canto:** Além da força normal de compressão atuante, consideram-se os momentos transmitidos pelas vigas, cujos planos médios são perpendiculares às faces dos pilares, e são interrompidas nas bordas do pilar. Na situação de

projeto, considera-se o pilar de canto submetido à flexão oblíqua composta, com excentricidades iniciais segundo os eixos coordenados locais.

Figura 8: Vista em planta de um pilar de canto.

