

**AVALIAÇÃO DA INSTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS  
ALTOS**

**Fernando Wordell**

Porto Alegre  
Outubro/2003

**FERNANDO WORDELL**

**AVALIAÇÃO DA INSTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS  
ALTOS**

Trabalho apresentado ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia na modalidade Profissional

Porto Alegre

Outubro/2003

Este trabalho foi julgado adequado para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovado em sua forma final pelo Orientador e pelo Programa de Pós-Graduação.

---

Prof. Américo Campos Filho  
Orientador

---

Profa. Helena Beatriz Bettella Cybis  
Coordenadora do Mestrado Profissional em Engenharia da UFRGS

BANCA EXAMINADORA

- Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG/RS)  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
- Prof. Roberto Domingo Rios  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
- Prof. Ronald José Ellwanger  
Dr. pela COPPE/UFRJ

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao professor Américo Campos Filho pela orientação recebida.

Agradeço aos professores do PPGEC/UFRGS, pelos valiosos conhecimentos transmitidos durante o curso de pós-graduação.

Agradeço a minha esposa, Kátia Cilene Wordell, pelo incentivo e apoio em todos os momentos.

Agradeço aos meus pais, pela compreensão e dedicação a minha formação profissional.

Agradeço aos meus colegas, amigos e funcionários que de uma forma direta ou indireta contribuíram para a realização deste trabalho.

Agradeço ao escritório de projeto Pasquali e Associados, especialmente ao engenheiro Antonio Pasquali pela colaboração.

## RESUMO

WORDELL, Fernando. Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos. 2003. Trabalho (Mestrado-Profissional em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O presente trabalho tem como objetivo fazer uma revisão dos parâmetros recomendados pela **NBR-6118/2003** para avaliar o grau de instabilidade de uma estrutura, frente às combinações de carregamento, principalmente com a presença do carregamento horizontal de vento.

São apresentados os parâmetros de instabilidade  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , que indicam o grau de atuação dos efeitos de segunda ordem sobre a estrutura. Com estes parâmetros as estruturas são classificadas como de nós fixos, na qual os pilares podem ser dimensionados isoladamente, a partir de uma análise de primeira ordem, e de nós móveis, na qual será obrigatória a consideração da não linearidade geométrica da estrutura e a não linearidade física oriunda dos materiais.

Apresentam-se análises de diversas estruturas e discutem-se fatores que modificam o comportamento estrutural e alteram os valores dos parâmetros de instabilidade.

Palavras-chave: instabilidade global; construção civil; edifícios altos.

## ABSTRACT

WORDELL, Fernando. Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos. 2003. Trabalho (Mestrado-Profissional em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This work has the objective to review the parameters advised by the **NBR-6118/2003** code to evaluate the stability of a structure submitted to several loading combinations, mainly in the presence of horizontal wind loads.

The stability parameters  $\alpha$  and  $\gamma_z$ , that evaluate the second order effects in a structure, are considered. With these parameters the structures can be classified in braced frames, where the columns can be designed as an isolated element, according to first order theory, and the sway frames, where it is necessary to consider the physical non-linearity of material and geometrical non-linearity of the frame.

Several structures are analyzed and some factors that can modify the behavior of the structure and the stability parameters are evaluated.

## SUMÁRIO

|  |      |
|--|------|
| <b>1 INTRODUÇÃO</b> .....  | p.13 |
| 1.1 GENERALIDADES .....  | p.13 |
| 1.2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS .....                                   | p.14 |
| 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....                                      | p.14 |
| <b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....                                   | p.16 |
| 2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS .....                                 | p.16 |
| 2.1.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$ .....                        | p.18 |
| 2.1.2 Coeficiente $\gamma_z$ .....                                     | p.21 |
| 2.1.3 Relação entre os parâmetros $\gamma_z$ e $\alpha$ .....          | p.22 |
| 2.2 ANÁLISE DA ESTRUTURA .....   | p.23 |
| 2.2.1 Estruturas de nós fixos .....                                    | p.23 |
| 2.2.2 Estruturas de nós móveis .....                                   | p.23 |
| 2.2.2.1 Não-linearidade Geométrica .....                               | p.24 |
| 2.2.2.2 Não-linearidade Física .....                                   | p.27 |
| 2.3 FATORES QUE INFLUENCIAM OS PARÂMETROS DE<br>INSTABILIDADE .....    | p.29 |
| 2.3.1 Efeitos de Segunda Ordem Provocados pelas Cargas Verticais ..... | p.30 |
| 2.3.2 Deformação Axial dos Pilares .....                               | p.30 |
| 2.3.3 Vigas de Transição .....   | p.31 |
| 2.3.4 Avaliação dos Deslocamentos Rotacionais do Edifício .....        | p.32 |
| 2.4 CONSIDERAÇÕES PARA ANÁLISE DOS EXEMPLOS .....                      | p.34 |
| 2.4.1 Módulo de Elasticidade .....                                     | p.34 |

|  |             |
|--|-------------|
| 2.4.2 Quantificação da Ação do Vento .....   | p.36        |
| <b>3 EXEMPLOS ANALISADOS .....</b>   | <b>p.38</b> |
| 3.1 INTRODUÇÃO .....   | p.38        |
| 3.2 EXEMPLO 1 .....  | p.38        |
| 3.2.1 Avaliação da Redução da Inércia das Seções Brutas de Concreto .....              | p.41        |
| 3.2.2 Análise das Combinações Últimas para Determinação de $\gamma_z$ e $\alpha$ ..... | p.44        |
| 3.3 EXEMPLO 2 .....  | p.52        |
| 3.3.1 Avaliação da Consideração da Área Real dos Pilares .....                         | p.54        |
| 3.3.2 Avaliação das Vigas de Transição .....   | p.65        |
| 3.4 EXEMPLO 3 .....  | p.69        |
| 3.4.1 Avaliação do Parâmetro de Instabilidade $\gamma_z$ como Majorador .....          | p.71        |
| 3.4.2 Avaliação das Cargas Verticais .....   | p.75        |
| 3.5 EXEMPLO 4 .....  | p.76        |
| 3.5.1 Avaliação da Rigidez de Pilares parede no Pórtico .....                          | p.78        |
| 3.5.2 Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade .....                                  | p.80        |
| 3.5.3 Avaliação da Rigidez à Torção .....  | p.82        |
| 3.5.4 Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade com os Pilares Parede Deslocados ..... | p.85        |
| <b>4 CONCLUSÕES .....</b>  | <b>p.88</b> |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>  | <b>p.90</b> |



## LISTA DE FIGURAS

|   |      |
|---|------|
| Figura 2.1: Efeitos de segunda ordem .....  | p.16 |
| Figura 2.2: Contraventamento dos edifícios altos .....                            | p.17 |
| Figura 2.3: Linha elástica do pilar .....   | p.19 |
| Figura 2.4a: Pilar Parede ( $\alpha \leq 0,7$ ) .....                             | p.20 |
| Figura 2.4b: Associação de pilares-paredes e pórticos ( $\alpha \leq 0,6$ ) ..... | p.20 |
| Figura 2.4c: Pórtico ( $\alpha \leq 0,5$ ) .....                                  | p.21 |
| Figura 2.5: Fluxograma para o processo exato .....                                | p.25 |
| Figura 2.6: Deformação de pilar de pórtico .....                                  | p.31 |
| Figura 2.7: Deformação de viga de transição .....                                 | p.32 |
| Figura 2.8: Esquema das vigas que se apoiam .....                                 | p.34 |
| Figura 3.1: Planta de forma tipo .....  | p.40 |
| Figura 3.2: Planta de forma tipo .....  | p.53 |
| Figura 3.3: Deslocamento vertical do pilar P6 .....                               | p.54 |
| Figura 3.4: Momento negativo na viga V2 no apoio esquerdo P5 .....                | p.55 |
| Figura 3.5: Momento negativo na viga V2 no apoio intermediário P6 .....           | p.55 |
| Figura 3.6: Momento negativo na viga V2 no apoio intermediário P6 .....           | p.56 |
| Figura 3.7: Deslocamento relativo de P6 em função de P5 .....                     | p.56 |
| Figura 3.8: Pórtico – Diagrama de momentos e deslocamentos .....                  | p.57 |
| Figura 3.9: Deslocamento vertical do pilar P6 .....                               | p.58 |
| Figura 3.10: Momento negativo na viga V2 no apoio esquerdo P5 .....               | p.58 |
| Figura 3.11: Momento negativo na viga V2 no apoio intermediário P6 .....          | p.59 |

|  |      |
|--|------|
| Figura 3.12: Momento negativo na viga V2 no apoio intermediário P6 ..... | p.59 |
| Figura 3.13: Planta de forma tipo .....                                  | p.64 |
| Figura 3.14: Parte de pórtico, com detalhe a viga de transição .....     | p.66 |
| Figura 3.15: Planta de forma tipo .....                                  | p.68 |
| Figura 3.16: Planta de forma tipo .....                                  | p.70 |
| Figura 3.17: Planta de forma tipo .....                                  | p.77 |
| Figura 3.18: Planta de forma tipo alterada .....                         | p.84 |
| Figura 3.19: Giro do pavimento tipo .....                                | p.87 |

## **SIGLAS**

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

CEB: Comité Euro-International du Béton

NB: Norma Brasileira

NLF: Não-Linearidade Física

NLG: Não-Linearidade Geométrica

## SÍMBOLOS

$a$  – Deslocamento do topo da estrutura

$a_j$  – Deslocamento relativo do andar  $j$

$e_1$  – Excentricidade em primeira ordem

$e_2$  – Excentricidade em primeira ordem

$e_a$  – Excentricidade acidental

$EA$  – Produto de rigidez à compressão

$E_{cj}$  – Módulo de elasticidade longitudinal do concreto

$E_{cs}$  – Módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto

$EI$  – Produto de rigidez à flexão

$(EI)_d$  – Produto de rigidez à flexão de projeto

$F$  – força

$FH_{id}$  – força horizontal do andar  $i$

$f_{ck}$  – resistência característica do concreto

$H$  – altura total da estrutura

$H_j$  – soma das forças normais de cálculo dos pilares do andar  $j$

$H_{tot}$  – altura total da estrutura

$I_c$  – Inércia da seção bruta de concreto

$I_d$  – Inércia reduzida da seção bruta de concreto

$I_t$  – Inércia à torção

$K_t$  – Matriz de rigidez tangente

$K_g$  – Matriz de rigidez geométrica

$K_0$  – Matriz de rigidez

$l_{oj}$  – Altura do andar  $j$

$M$  – Esforço de momento

$M_1$  – Momento de primeira ordem relativo à base da estrutura

$M_{1d}$  – Momento de primeira ordem, com valores de cálculo

$M_2$  – Momento de segunda ordem relativo à base da estrutura

$M_{2d}$  – Momento de segunda ordem, com valores de cálculo

$M_{1,tot,d}$  – Momento de tombamento das forças horizontais, com valores de cálculo

$\Delta M_{tot,d}$  – Momento de tombamento das forças verticais, com valores de cálculo

- $n$  – Número de pavimento da estrutura
- $N$  – esforço normal
- $N_k$  – Somatório de rigidez de pilares
- $P_d$  – Carga total da edificação
- $P_{id}$  – Força vertical do andar  $i$
- $q$  – carregamento acidental
- $1/r$  – curvatura
- $x_i$  – distância do andar  $i$  à base do edifício
- $y_i$  – deslocamento horizontal do andar  $i$
- $\alpha$  – Parâmetro de instabilidade global
- $\alpha_1$  – Valor limite do parâmetro de instabilidade global
- $\beta$  – redução da inércia bruta da seção de concreto
- $\theta_a$  – Inclinação acidental
- $\psi$  – Parâmetro de forma
- $\epsilon_m$  – Deformação
- $\delta_1$  – Deslocamento horizontal de primeira ordem
- $\gamma_z$  – Parâmetro de instabilidade (majorador)

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 GENERALIDADES

Geralmente, quando se está realizando o projeto estrutural de uma edificação, o lançamento dos pilares e seu dimensionamento têm por objetivo dar suporte às cargas verticais que atuarão sobre a estrutura. Tais cargas são compostas pela atuação do peso da estrutura, por outras cargas permanentes, por cargas acidentais e possíveis cargas excepcionais.

Mas, hoje nas grandes cidades, a escassez e o custo elevado de espaço fizeram com que os projetos arquitetônicos buscassem utilizar totalmente a pouca área horizontal existente e maximizassem a altura das edificações.

Com este aumento significativo na altura das edificações, a atenção não deve ser dada apenas às cargas verticais nos pilares, mas também, à instabilidade global da edificação, de tal forma que os pilares possam resistir aos esforços horizontais.

A ação do vento é a principal causa desses esforços horizontais nas edificações altas, mas também se deve ter atenção à assimetria da geometria da estrutura, que poderá também causar ou se combinar com as cargas de vento, provocando importantes deslocamentos horizontais da estrutura.

Então, uma análise da instabilidade global das estruturas se faz necessária, e pode-se dizer que é até fundamental para as edificações. Todo e qualquer edifício, independente do número pavimentos, pilares e dimensões, deve ter verificado se o seu sistema de travamento está devidamente adequado e dimensionado. Destaca-se a nova **NBR 6118/2003** que faz desta verificação uma questão indispensável aos projetos estruturais.

A nova **NBR 6118/2003** traz dois parâmetros como forma de se verificar a instabilidade global das estruturas. O primeiro, representado pela letra  $\alpha$ , somente avalia se o sistema de contraventamento está adequado ou não, classificando assim a estrutura em de nós fixos ou móveis e indicando se os efeitos de segunda ordem necessitam ou não serem considerados. O segundo parâmetro, chamado  $\gamma_z$ , além de indicar o mesmo que o parâmetro  $\alpha$ , serve como uma majorador dos esforços de primeira ordem, propiciando assim a determinação dos esforços finais de cálculo (esforços de primeira e segunda ordem).

No presente trabalho, aborda-se a determinação dos parâmetros de instabilidade, as classificações originadas desses parâmetros, bem como algumas situações de projeto, as quais poderão modificar o comportamento da estrutura como um todo e afetar também os parâmetros de instabilidade.

## **1.2 OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS**

A nova **NBR 6118/2003**, traz como novidade para os escritórios de projeto estrutural a obrigatoriedade da verificação da instabilidade global, para qualquer estrutura deve-se considerar a não-linearidade geométrica da estrutura e a não-linearidade física do material.

Como a consideração dessas duas não-linearidades é uma tarefa incômoda para o projetista e, também, como a maioria dos programas comerciais ainda não apresentam os recursos necessários para uma análise desse porte, busca-se neste trabalho apresentar os parâmetros que avaliam a instabilidade da estrutura e viabilizam uma simplificação da sua análise.

Este trabalho também vem ao encontro do que propõem o mestrado profissional, no qual se procura criar a oportunidade de colocar o profissional em contato com um conhecimento teórico-prático, proporcionando-lhe uma formação diferenciada. Permite, ainda, um aprofundamento em questões que o profissional terá que enfrentar em seu trabalho diário. Neste trabalho será utilizado o programa de análise e cálculo estrutural da TQS, correntemente utilizado em escritórios de projetos, onde serão avaliadas questões de norma e questões teóricas.

## **1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

No capítulo dois é feita uma revisão bibliográfica, apresentando-se alguns conceitos básicos sobre a verificação da instabilidade global da estrutura de edifícios. São discutidos também os parâmetros de instabilidade global e são feitas considerações sobre os efeitos de segunda ordem, que deverão ser verificados em projeto, e os processos para sua determinação.

Ainda são apresentadas situações onde se têm alterações nos parâmetros de instabilidade global.

No capítulo três são apresentados quatro exemplos, onde são analisadas estruturas reais e retiradas de outros trabalhos sobre o assunto. Apresenta-se um estudo que considera os aspectos que podem alterar os parâmetros de instabilidade global.

No capítulo quatro são apresentadas as conclusões do trabalho.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura de um edifício deslocam-se lateralmente. Esses deslocamentos podem, em certos casos, causar o aparecimento de importantes efeitos de segunda ordem.

Segundo a nova **NBR 6118/2003**, as estruturas são classificadas, quanto à mobilidade de seus nós, em estruturas contraventadas e de contraventamento.

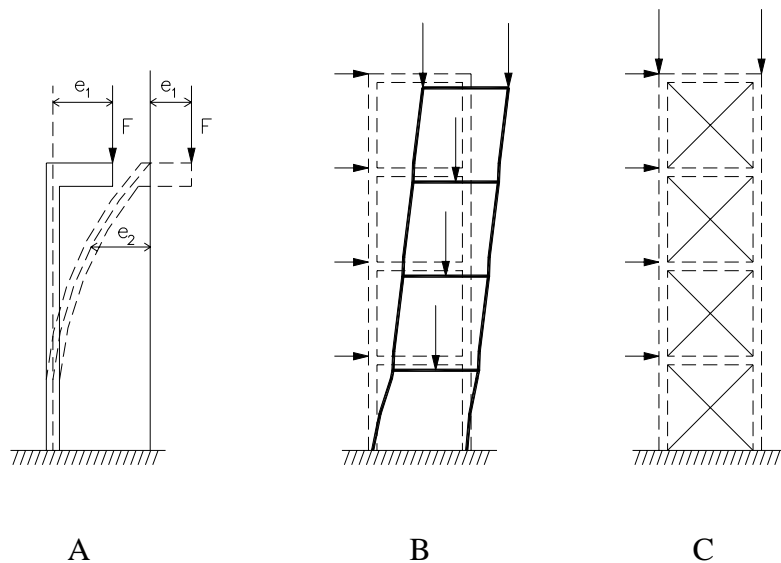


FIGURA 2.1 – Efeitos de segunda ordem  
(Retirado de FUSCO,1994)

Na figura 2.1 tem-se, no detalhe A, o momento de primeira ordem  $M_1 = e_1 \cdot F$ , e acrescido a este, tem-se o momento de segunda ordem,  $M_2 = e_2 \cdot F$ . O momento total atuante na estrutura é igual a  $M_1 + M_2$ . No detalhe B, vê-se a situação de estrutura alta desprovida de elementos de contraventamento. Nesta situação os esforços de segunda ordem podem ser muito elevados. Finalmente, no detalhe C, tem-se uma estrutura que apresenta elementos estruturais de grande rigidez, tornando os esforços de segunda ordem desprezíveis.

Por conveniência, segundo a **NBR 6118/2003**, item 15.4.3, pode-se identificar, dentro da estrutura, sub-estruturas que, devido a sua rigidez a ações horizontais, resistem a maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Quando uma sub-estrutura é rígida, ela torna-se responsável por absorver não só os efeitos de segunda ordem dela própria, mas de todo o resto da estrutura por ela contraventada. Estas sub-estruturas são denominadas “sub-estruturas de

contraventamento”. Os demais elementos que não participam desta sub-estrutura são denominados “elementos contraventados”.

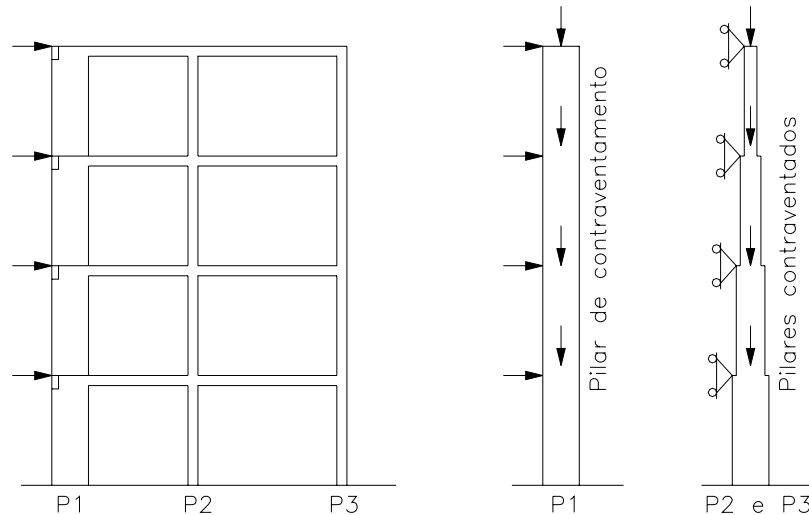


FIGURA 2.2 – Contraventamento dos edifícios altos  
(Adaptado de FUSCO,1994)

Esta separação é apenas uma simplificação, pois, principalmente com o avanço dos equipamentos computacionais e dos programas de análise estrutural, pode-se hoje, modelar uma estrutura com um número muito grande de barras, tornando o modelo mais fiel à realidade.

**FRANCO e VASCONCELOS (1991)** resumem o assunto da seguinte forma: “não existem as supostas sub-estruturas “contraventadas” ou “não contraventadas”, a não ser teoricamente como definição; cada coluna e cada pórtico participa em grau maior ou menor da instabilidade lateral, sendo por ela afetado”.

Uma outra classificação, prescrita pela **NBR 6118/2003**, item 15.4.2, diz respeito à mobilidade dos elementos da estrutura. Com relação a este aspecto, as estruturas são classificadas em estruturas “de nós fixos” e “de nós móveis”.

Quando os deslocamentos dos nós da estrutura são pequenos e, por conseqüência, os esforços de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem) estas estruturas são ditas de nós fixos. E, quando os esforços de segunda ordem forem superiores a 10% dos de primeira ordem, estas estruturas são ditas de nós móveis.

Também segundo **FRANCO e VASCONCELOS (1991)**, o assunto pode ser resumido da seguinte forma: “não existem as supostas estruturas “não deslocáveis”, a não ser teoricamente como definição. Nas estruturas deslocáveis, definidas pelo critério dos 10%, a

análise de segunda ordem é indispensável. Depois de feita esta análise, os elementos podem ser isolados e tratados como não deslocáveis, considerando os novos momentos de extremidade e as forças normais.”

A seguir são apresentados os parâmetros segundo a **NBR 6118/2003**, que podem ser utilizados para classificar as estruturas, e quais considerações deverão ser tomadas na análise estrutural.

### 2.1.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  foi estabelecido por Hubert Beck e Gert Köning em 1967, e foi incorporado pelo Código Modelo CEB-FIP 1978. Este parâmetro passou a ser utilizado com frequência por projetistas do mundo inteiro, sendo agora também adotado pela norma brasileira **NBR 6118/2003**.

Este parâmetro tem o objetivo único de fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Se ficar demonstrado a necessidade da consideração dos esforços adicionais, devido aos deslocamentos da estrutura, o projetista deverá utilizar um majorador ou algum outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem.

Segundo a **NBR 6118/2003**, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$  for menor que o valor  $\alpha_1$  conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} \cdot I_c)}} \quad (2.1)$$

sendo,

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

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

onde,

$n$  é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de nível pouco deslocável do subsolo;

$H_{tot}$  é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de nível pouco deslocável do subsolo;

$N_k$  é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ ) com seu valor característico;

$E_{cs}I_c$  representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórtico, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura pode ser considerado o valor da expressão  $E_{cs}I_c$  de um pilar equivalente de seção constante. O valor de  $I_c$  deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

A rigidez equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

- calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal;
- calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura  $H_{tot}$ , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

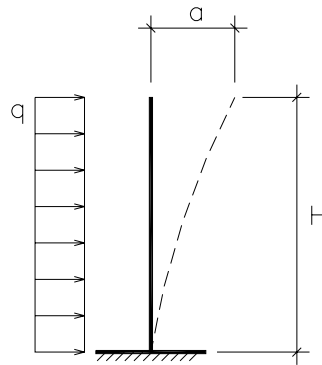


FIGURA 2.3 – Linha elástica do pilar

Assim, a equação da linha elástica, conhecida da Mecânica das Estruturas, fornece o valor do módulo de rigidez  $EI$  do pilar equivalente, segundo a expressão abaixo:

$$EI = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot a} \quad (2.2)$$

onde,

$q$  é a ação lateral uniformemente distribuída;

$H$  é a altura total do edifício;

$a$  é o deslocamento do topo do edifício quando submetido à ação lateral de valor igual a  $q$ .

Segundo **FRANCO (1985)**, pode-se estabelecer limites diferentes para  $\alpha$ , conforme o tipo de contraventamento da estrutura do edifício, uma vez que o contraventamento é o responsável pela forma da linha elástica da estrutura. A deformada da estrutura relaciona-se com o chamado parâmetro de forma  $\psi$ , que é expresso por:

$$\psi = \sqrt{\frac{\delta_1}{a}} \quad (2.3)$$

onde,

$\delta_1$  é o deslocamento horizontal de primeira ordem no ponto de aplicação da resultante das cargas verticais **N**.

Então os valores limites para  $\alpha$  podem ser obtidos segundo a expressão:

$$\alpha = \sqrt{\frac{2}{11 \cdot \psi}} \quad (2.4)$$

A norma **NBR 6118/2003** sugere valores predefinidos de acordo com o tipo de contraventamento da estrutura:

$\alpha \leq 0,7$  (estruturas contraventadas por pilares-parede, Fig. 2.4a)

$\alpha \leq 0,6$  (estruturas contraventadas por associações de pilares-parede e pórticos, Fig 2.4b)

$\alpha \leq 0,5$  (estruturas contraventadas por pórticos, Fig. 2.4c)

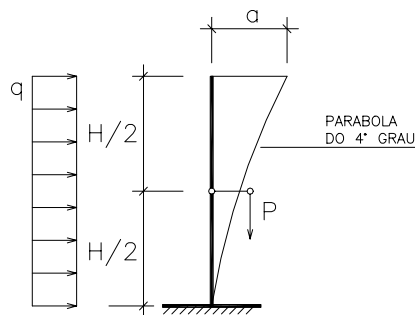


FIGURA 2.4 a – Pilar Parede ( $\alpha \leq 0,7$ )

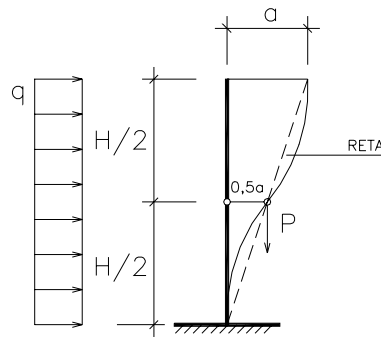


FIGURA 2.4 b – Associação de pilares–paredes e pórticos ( $\alpha \leq 0,6$ )

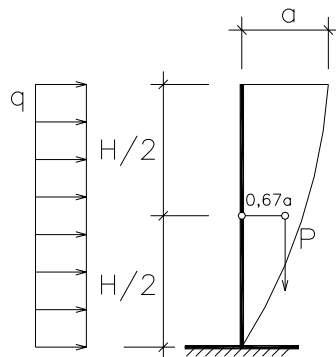


FIGURA 2.4 c – Pórtico ( $\alpha \leq 0,5$ )

### 2.1.2 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  teve origem nos estudos de **FRANCO E VASCONCELOS (1991)**, com o objetivo de propor um processo simples de se estabelecer a mobilidade da estrutura e uma forma de se estimar, com uma certa precisão, os esforços de segunda ordem. Este coeficiente é utilizado como um majorador dos esforços de primeira ordem, para obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os esforços de segunda ordem. Desta forma, dispensa-se a análise de segunda ordem.

O coeficiente  $\gamma_z$  também é utilizado pela NBR 6118/2003 para avaliar a sensibilidade da estrutura de um edifício aos efeitos da não-linearidade geométrica. Segundo esta norma o valor de  $\gamma_z$ , para cada combinação de carregamento, é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.5)$$

onde:

$M_{1,tot,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$$M_{1,tot,d} = \Sigma (FH_{id} \cdot x_i) \quad (2.6)$$

onde

$FH_{id}$  = força horizontal do andar i;

$x_i$  = distância do andar i à base do edifício;

$\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtido da análise de primeira ordem;

$$\Delta M_{tot,d} = \Sigma (P_{id} \cdot y_i) \quad (2.7)$$

onde,

$P_{id}$  = força vertical do andar i;

$y_i$  = deslocamento horizontal do andar i;

O item 15.7.1 da NBR 6118 permite a determinação dos esforços globais finais (primeira mais segunda ordem) a partir da majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento por  $0,95 \gamma_z$ . Esta majoração é válida para  $\gamma_z \leq 1,30$ .

$$M_{2d} = \gamma_z \cdot M_{1d} \quad (2.8)$$

Considera-se, então, que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição:  $\gamma_z \leq 1,1$ , independentemente do seu tipo de contraventamento.

### 2.1.3 Relação entre os parâmetros $\gamma_z$ e $\alpha$

A principal vantagem do parâmetro  $\gamma_z$  sobre o parâmetro  $\alpha$ , é que  $\gamma_z$  fornece uma estimativa dos acréscimos dos esforços de segunda ordem, enquanto  $\alpha$  indica apenas a necessidade, ou não, da realização de uma análise de segunda ordem.

O trabalho de **CARMO (1995)** apresenta uma equação empírica que relaciona os parâmetros, possibilitando aos projetistas determinarem  $\alpha$  e obter o correspondente valor aproximado do coeficiente  $\gamma_z$  por:

$$\gamma_z = 0,90 + 0,52 \alpha - 0,62 \alpha^2 + 0,46 \alpha^3 \quad (2.9)$$

Segundo o **INSTITUO DE ENGENHARIA (1997)**, os professores Márcio Corrêa e Márcio Ramalho, mostraram que a correlação poderia ser simplificada para:

$$\gamma_z = 1,10 - 0,33 \alpha + 0,50 \alpha^2 \quad (2.10)$$

Ainda, segundo o **INSTITUO DE ENGENHARIA (1997)**, o professor Francisco Graziano apresenta uma outra formulação:

$$\alpha^2 = \frac{\gamma_z - 1}{\gamma_z \cdot \gamma_f} \quad (2.11)$$

ou

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \gamma_f \cdot \alpha^2} \quad (2.12)$$

## 2.2 ANÁLISE DA ESTRUTURA

### 2.2.1 Estruturas de nós fixos

Quando os parâmetros de instabilidade indicarem que a estrutura em análise é de nós fixos, uma vez conhecidos os esforços globais de primeira ordem, é possível efetuar-se o dimensionamento de cada pilar isoladamente.

Segundo a **NBR 6118/2003**, item 15.6, o cálculo da estrutura pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise global da estrutura, segundo a teoria de primeira ordem.



## 2.2.2 Estruturas de nós móveis

Quando os parâmetros de instabilidade indicarem que a estrutura em análise é de nós móveis e, por conseqüência, os efeitos de segunda ordem, devidos aos deslocamentos laterais dos nós, não possam ser desprezados, é necessária uma análise de conjunto, que leve em conta tanto a não linearidade geométrica como a física.

Segundo a **NBR 6118/2003**, item 15.7, na análise de estruturas de nós móveis devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não-linearidade geométrica e da não-linearidade física e, portanto, no dimensionamento, devem ser considerados os efeitos globais e locais de segunda ordem.

Neste trabalho não será tratado o assunto dos efeitos locais de segunda ordem.

Nos itens seguintes serão apresentados resumidamente os métodos que podem ser utilizados para analisar estruturas de nós móveis, onde é obrigatório a consideração da não-linearidade geométrica (NLG) oriunda da alteração da geometria da estrutura em análise, e a consideração da não-linearidade física oriunda dos materiais.

### 2.2.2.1 Não-linearidade geométrica (NLG)

A atuação simultânea de ações verticais e horizontais ou, ainda, em alguns casos, ações apenas verticais nos edifícios, provoca deslocamentos laterais dos elementos ou nós da estruturas. Este efeito causa um aumento das solicitações nos elementos que compõem a estrutura e é chamado de não-linearidade geométrica. Deve-se, então, dar atenção aos esforços adicionais (segunda ordem global), que surgirão, pois o equilíbrio agora considerado não será mais na posição indeformada da estrutura e sim na sua posição deformada.

A seguir serão listados três processos para a determinação dos esforços globais de segunda ordem, apresentados por ordem de complexidade, do mais exato ao mais simplificado.

#### O Método “Exato”

Este processo é detalhado pelo **CEB-FIP (1978)**.

Para um determinado nível de carregamento, procede-se como segue:

1\_ Atribuem-se aos elementos estruturais rigidezes EI e EA estimadas em função da geometria e das armaduras. Efetua-se uma análise elástica de segunda ordem, determinando-

se os esforços solicitantes  $N$  e  $M$ , e as correspondentes deformações  $\varepsilon_m$  e  $1/r$  para todas as seções transversais. Adota-se:

$$[K_t] = [K_o] + [K_g] \quad (2.13)$$

2\_ A não linearidade física é em seguida levada em conta através de uma análise das seções transversais, com a utilização das equações constitutivas do concreto e do aço. Partindo dos valores das deformações  $\varepsilon_{mi}$  e  $1/r_i$  encontrados, calculam-se os esforços solicitantes internos  $N_i$  e  $M_i$ , por integração.

3\_ Adotam-se novas rigidezes  $EI$  e  $EA$  e efetua-se nova análise elástica de segunda ordem.

$$EA = \frac{N_i}{\varepsilon_{mi}} \quad (2.14)$$

$$EI = \frac{M_i}{\frac{1}{r_i}} \quad (2.15)$$

O processo iterativo é repetido até se obter

$$|M - M_1| \leq \Delta M$$

$$|N - N_1| \leq \Delta N$$

sendo  $\Delta M$  e  $\Delta N$  valores prefixados (ver fluxograma na Figura 2.5)

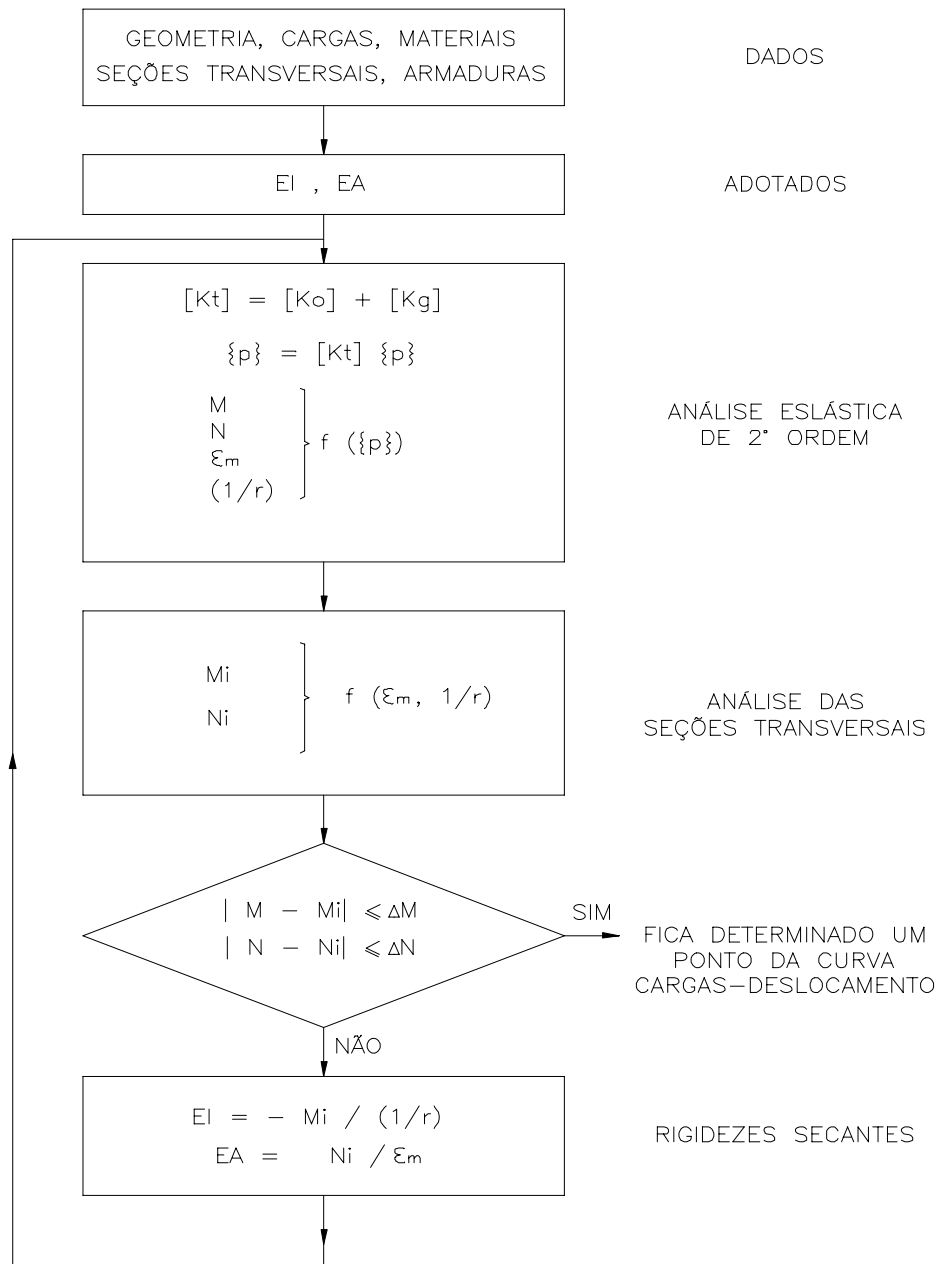


FIGURA 2.5 – Fluxograma para o processo exato

Obtém-se, assim, um ponto da curva carga-deslocamento, que corresponde ao nível de carregamento adotado. Repetindo a análise para níveis crescentes da carga, obtém-se o valor máximo desta.

O método descrito é apropriado para uma verificação de estrutura de geometria e armadura conhecidas de antemão, e permite acompanhar a história do carregamento passo a passo.

Por outro lado, é possível determinar iterativamente as dimensões das seções transversais e suas armaduras para um determinado carregamento de projeto, de modo a satisfazer a compatibilidade das deformações  $\varepsilon_m$  e  $1/r$  em cada seção. A seção transversal e a armadura são definidas através de diversos parâmetros: largura, altura, taxa de armadura. As condições de compatibilidade determinam dois destes parâmetros, permitindo que os demais sejam escolhidos antecipadamente.

O método descrito constitui a mais precisa técnica de análise a ser aplicada nesta situação. Existem programas que permitem aplicar esta técnica à obras de pequeno porte, no entanto para estruturas de edifícios altos com centenas de barras, o procedimento ainda não está ao alcance do profissional de projeto, pelo elevado custo computacional e pelo grande tempo de processamento.

### Método P- $\Delta$

O método P- $\Delta$  é um procedimento de fácil aplicação, também conhecido com N-a. A seqüência de cálculo, para este método, segue os seguintes passos:

- 1\_ Adotam-se valores iniciais para as rigidezes **EI** e **EA** das seções, supostas constantes em cada barra, com critérios que serão adiante discutidos.
- 2\_ Efetua-se uma análise de primeira ordem da estrutura, para o carregamento de cálculo  $\{P_d\}$
- 3\_ Aplicam-se, a cada andar  $j$ , forças horizontais fictícias do tipo

$$H_j = \sum N_j \frac{a_j}{l_{oj}} - \sum N_{j-1} \frac{a_{j-1}}{l_{O(j-1)}}, \quad (2.16)$$

onde:

$N_j$  é a soma das forças normais de cálculo dos pilares do andar  $j$ ;

$a_j$  é o deslocamento relativo do andar  $j$ ;

$l_{oj}$  é a altura do andar  $j$ .

- 4\_ Efetua-se nova análise de primeira ordem, repetindo a operação até que o deslocamento máximo da última iteração coincida, a menos de uma diferença pré-estabelecida, com o da penúltima.

5\_ Em lugar das excentricidades acidentais  $e_a$ , prescritas para as estruturas de nós fixos, deverão ser consideradas inclinações acidentais  $\text{tg}\beta_a = 1/200$ .

Após cada iteração dever-se-ia modificar a rigidez **EI** das barras em função do diagrama de momentos desta e tendo em vista o diagrama momento-curvatura correspondente à força axial atuante. Isto é o que recomenda o **CEB-FIP (1978)**. No entanto, esta correção é trabalhosa, sugerindo-se adotar para **(EI)<sub>d</sub>** valores prefixados, que representem com suficiente precisão os valores finais. Tal procedimento é proposto pela **NBR 6118/2003**, item 15.7.2, e será melhor explicado nos capítulos seguintes.

### **Método Simplificado**

Segundo a **NBR 6118/2003**, item 15.7.1, uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de segunda ordem, consiste na avaliação dos esforços finais (primeira + segunda ordem) a partir da majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por  $0,95 \gamma_z$ . Esse processo só é válido para  $\gamma_z \leq 1,3$ .

Além do descrito acima, a não-linearidade física (NLF) pode ser considerada de forma aproximada, item 15.7.2, conforme é apresentado a seguir.

#### **2.2.2.2 Não-linearidade física (NLF)**

Uma questão importante na análise de uma estrutura de concreto armado diz respeito às propriedades do material concreto, que apresenta uma curva tensão-deformação não linear. Esta situação é chamada de não-linearidade física (NLF) do material. Devido à curva tensão-deformação não ser linear, o valor do módulo de elasticidade (E) não permanece constante. Outro aspecto diz respeito ao problema da fissuração do concreto, que ocorre com o aumento das solicitações, fazendo com que o valor do momento de inércia das seções transversais se reduza significativamente. Conseqüentemente o valor da rigidez da seção não permanece constante.

Segundo a **NBR 6118/2003**, quando da análise de estruturas de nós móveis, é obrigatória a consideração dos efeitos da não-linearidade física. Mas, no dia a dia de um escritório de projetos, a consideração da NLF ainda é uma tarefa trabalhosa e difícil de ser implementada, pois para se estabelecer esta influência, necessita-se de um tipo de procedimento incremental e iterativo, no qual, para cada nível de solicitação ou carregamento,

a rigidez dos elementos precisa ser determinada. Esta determinação da rigidez dos elementos é feita a partir das relações constitutivas dos materiais e da disposição da armadura do elemento.

Devido a estas dificuldades, diversos estudos têm sido realizados com o objetivo de simplificar a consideração da NLF, adotando rigidezes aproximadas de projeto  $(EI)_d$ , sendo:

$$(EI)_d = E_d \cdot I_d \quad (2.17)$$

onde,

$E_d$  - módulo de elasticidade secante do concreto;

$I_d$  - uma fração  $\beta$  do momento de inércia bruto  $I_c$  da seção de concreto,

sendo,

$$I_d = \beta \cdot I_c \quad (2.18)$$

No trabalho de **PINTO (1997)** são apresentados diferentes valores para  $\beta$ , propostos por diversos autores. **MACGREGOR (1993)** propõem que se utilizem os seguintes valores de  $\beta$ :

- para vigas  $\beta = 0,4$
- para pilares  $\beta = 0,8$

Segundo a **NBR 6118/2003** para a consideração aproximada da NLF para estruturas reticuladas, pode-se utilizar os seguintes valores para análise dos esforços globais de segunda ordem:

- lajes:  $\beta = 0,3$
- vigas:  $\beta = 0,4$  para  $A's \neq A_s$   
 $\beta = 0,5$  para  $A's = A_s$
- pilares:  $\beta = 0,8$

E quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  for menor que 1,3, pode-se calcular a rigidez das vigas e pilares por um mesmo valor:

$$\beta = 0,7$$

Para a verificação da redução de inércia **PINTO (1997)** analisou vigas biapoiadas e biengastadas de concreto armado, utilizando modelos em elementos finitos, e comparou os resultados com o trabalho de **CAMPOS (1986)**, que ensaiou vigas em laboratório. As vigas analisadas **PINTO (1997)** apresentaram uma variação de valores de  $\beta$  entre 0,4 e 0,64, sendo

o valor mais baixo para vigas sem armadura de compressão e o valor mais alto para vigas com armadura comprimida. Isto é coerente com a recomendação que a **NBR 6118/2003** apresenta.

Para os pilares analisados a variação dos valores de  $\beta$  ficou entre 0,72 e 1,26. Conforme afirmado por **FURLONG (1980)** e confirmado pela análise de **RIVELLI (1997)**, o valor de  $\beta$  para os pilares é influenciado pelo momento e pelo esforço normal, que o pilar está sendo submetido. Quando o pilar está submetido a um esforço normal predominante, a fissuração não é tão intensa, daí os valores de  $\beta$  chegarem a serem superiores a 1. Quando o esforço predominante no pilar for o momento fletor, observam-se maiores reduções da inércia da seção. Por este motivo, **FURLONG (1980)** sugere que para análises de edifícios sejam utilizados valores de  $\beta$  diferentes para os pilares localizados em níveis inferiores e superiores do prédio.

No trabalho de **CARMO (1995)**, foi realizada uma avaliação das indicações de redução de inércia, dos diferentes códigos normativos. A análise apresentou os resultados comparativos para três casos:

Caso 1:  $I = 0,7 I_c$  para todas as barras;

Caso 2:  $I = 0,8 I_c$  para pilares e  $I = 0,4 I_c$  para vigas;

Caso 3:  $I = 0,8 I_c$  para pilares e  $I = 0,5 I_c$  para vigas;

No caso particular de um edifício utilizado para análise no trabalho (**SPAZIO UNO**), os deslocamentos no topo, para os três casos acima, foram:

Caso 1: 138 mm;

Caso 2: 145 mm;

Caso 3: 141 mm.

Este estudo demonstrou serem desprezíveis as diferenças de valores de redução da inércia, para efeito de dimensionamento das armaduras.

### 2.3 FATORES QUE INFLUENCIAM OS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE

Durante a análise estrutural, visando avaliar o comportamento da estrutura frente aos esforços de segunda ordem, depara-se com algumas questões importantes, que podem afetar o resultados dos parâmetros de instabilidade. Comentam-se, a seguir, alguns destes fatores.

### 2.3.1 Efeitos de segunda ordem provocados pelas cargas verticais

Na análise dos efeitos de segunda ordem, realizados através do  $\gamma_z$ , não é feita distinção entre a parcela produzida pelas cargas verticais e pelas cargas horizontais. Em estrutura sem eixos de simetria em planta, é comum surgirem deslocamentos horizontais acarretados apenas pelas ações verticais. Estruturas, nesta condição, devem ser dimensionadas com auxílio da análise não-linear geométrica, caso os deslocamentos sejam muito elevados.

Quando se determina o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , para cada um dos eixos x e y, o deslocamento horizontal, considerado na determinação do parâmetro, é o provocado pela carga de vento, para o sentido positivo e negativo dos eixos. Entretanto para levar-se em consideração os deslocamentos horizontais devido às cargas verticais junto com o deslocamento provocados pela carga de vento, tem-se a opção de determinar o parâmetro  $\gamma_z$ , utilizando os deslocamentos calculados pela combinação de um caso de carregamento vertical com o caso de carregamento horizontal de vento.

Então, em estruturas assimétricas, onde ocorrem deslocamentos horizontais devido a cargas verticais, têm-se valores diferentes de  $\gamma_z$ , para uma mesma direção, mas em sentido oposto.

### 2.3.2 Deformação axial dos pilares

Quando se realiza a análise de uma estrutura de um edifício alto com a consideração da área real das seções transversais dos pilares, têm-se deformações axiais maiores nos pilares de maior carga por área de seção transversal. Em consequência disto, ocorrerá uma redistribuição de esforços para outros pilares. Esse efeito será agravado quanto mais assimétrica for a distribuição de cargas e de seções dos pilares na estrutura.

No trabalho de **PRADO (1995)**, têm-se exemplos desta situação, que na análise de um pórtico, esta deformação excessiva provoca uma diminuição do momento fletor negativo, de uma viga, sobre o apoio intermediário, podendo até atingir valores positivos nos pavimentos superiores. Além disto, junto aos apoios de extremidade, ocorre o inverso, ou seja, um aumento no valor do momento fletor negativo.



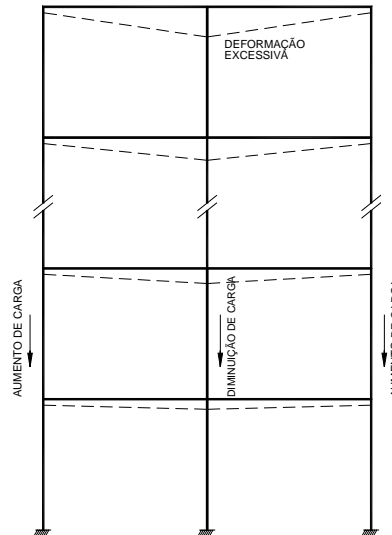


FIGURA 2.6 – Deformação de pilar de pórtico

Para muitos projetistas a consideração desta deformação axial é equivocada, pois se tem uma acomodação da estrutura durante o período de construção, com o nivelamento dos pisos. Por outro lado, terminada a construção, tem-se uma deformação adicional devido às sobrecargas e às cargas acidentais.

Uma maneira de diminuir este efeito é multiplicar a área dos pilares por um fator durante a análise do pórtico, reduzindo esta deformação. O valor recomendado é igual a 3.

### 2.3.3 Vigas de transição

No caso das vigas de transição, tem-se uma situação semelhante ao caso da área dos pilares. Na análise elástica do pórtico, em que a viga de transição é deformável, tem-se uma deformação excessiva e normalmente o pórtico aliviaria a carga da viga de transição por redistribuição. Ter-se-ia, então, um valor inferior de carga a ser suportado pela transição e poder-se-ia ter também uma redução dos momentos negativos das vigas sobre este apoio ao longo da altura da estrutura.

Uma maneira de se tratar esta situação é definindo um multiplicador maior do que a unidade para a inércia da viga de transição, então analisando o pórtico com a viga de transição com sua rigidez aumentada se tem uma deformação menor, simulando melhor o processo construtivo.

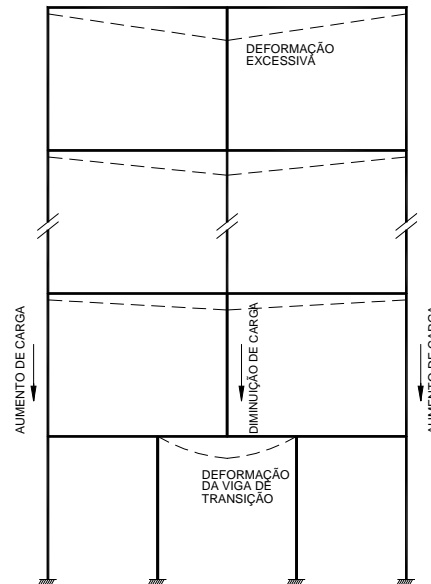


FIGURA 2.7 – Deformação de viga de transição

### 2.3.4 Avaliação dos deslocamentos rotacionais do edifício

Em edifícios com pavimentos na forma de L em planta, ou com o centro de rigidez deslocado em relação ao centro da estrutura, ou, ainda, quando não existir um eixo de simetria aplicável simultaneamente à estrutura e aos carregamentos, podem surgir giros relativos entre os pavimentos. Estes giros podem prejudicar os resultados dos cálculos do parâmetro  $\gamma_z$ .

A questão da torção da estrutura como um todo está ligada ao tipo de análise que se realiza. Quando se realiza uma análise com o modelo de pórtico espacial em uma estrutura, sem um eixo de simetria comum à geometria e ao carregamento, aparecerão giros diferenciados ao longo da altura do prédio. Isto não seria observado se fosse utilizado um modelo de pórtico plano. Por isso, quando se faz a análise de uma estrutura se deve buscar o modelo que melhor represente a realidade à qual a estrutura será submetida.

Além do modelo de análise, tem-se que considerar o problema da rigidez à torção das barras, pois esforços de torção nas vigas somente estarão presentes no modelo tridimensional. Mas normalmente os projetistas estruturais procuram evitar que as vigas sejam armadas para resistir aos esforços de torção, pois isto pode levar a uma armadura transversal com elevada área de aço.

No trabalho de **PRADO (1995)**, é apresentada uma comparação de uma viga de uma estrutura analisada pelo modelo de pórtico plano e espacial, na qual foi verificada uma diferença de aproximadamente 25% nos momentos nas extremidades das vigas junto aos pilares de apoio, justamente pela presença do esforço de torção no modelo tridimensional.

Uma prática comum entre os projetistas estruturais é realizar a análise estrutural utilizando o modelo de pórtico espacial. Quanto aos esforços de torção, entretanto, é usual utilizar um valor reduzido da rigidez a torção das vigas ( $I_t$ ), para se evitar a necessidade de armar as vigas para este esforço.

No trabalho de **PRADO (1995)**, é apresentada uma justificativa e alguns cuidados que se deve ter ao considerar esta redução. A manipulação dos resultados do cálculo hiperestático é justificada pela intensa fissuração que surge nas peças próximo ao estado limite último. A redução da rigidez à torção, reduz os valores dos esforços e acaba definindo o comportamento final das peças.

Um dos cuidados que se deve ter é quando o esforço de torção é necessário ao equilíbrio, onde não se pode despreza-lo nem reduzi-lo. Isto ocorre, por exemplo, quando se tem uma laje em balanço engastada em uma viga.

Deve-se ter cuidado com respeito à ligação de viga que apoia outra viga, pois, quando se despreza a rigidez à torção, a viga que se apoia em outra terá momento fletor nulo em sua extremidade. Entretanto, na realidade, algum momento de torção sempre será resistido pela viga de apoio, e também um pequeno momento fletor existirá na viga que se apoia. Como a viga de apoio não terá armadura para resistir a este pequeno valor de momento de torção, o concreto terá que suportar sozinho este esforço. Este caso é agravado com o aumento do vão da viga que se apoia. Na figura 2.8, tem-se um esquema desta situação.

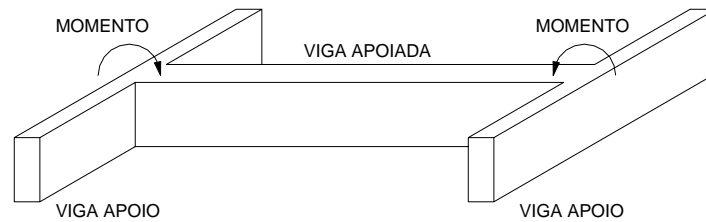


FIGURA 2.8 – Esquema das vigas que se apoiam

Como será utilizado o programa da TQS para desenvolver as análises deste trabalho, pode-se utilizar os “visualizadores de resultados” para observar eventuais efeitos de rotação relativa entre os pavimentos e o comportamento real da estrutura quando submetida a esforços horizontais combinados aos verticais.

Vale salientar que este efeito rotacional se reflete em decomposição de forças, provocando flexão oblíqua nos pilares e incrementos substanciais de flexão e cortante nas vigas.

## 2.4 CONSIDERAÇÕES PARA ANÁLISE DOS EXEMPLOS

### 2.4.1 Módulo de Elasticidade (E)

Conforme a **NBR 6118/2003**, item 8.2.8, quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade tangente inicial usando a expressão:

$$E_{cj} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (2.19)$$

Para o módulo de elasticidade secante a ser utilizado na análise elástica de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, deve ser calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 E_{cj} \quad (2.20)$$

Na avaliação do comportamento global da estrutura e para o cálculo das perdas de protensão, pode ser utilizado em projeto o módulo de deformação tangente inicial ( $E_{cj}$ )

O trabalho do **IBRACON (Comentários sobre a norma NBR 6118/2003)** discute sobre o módulo de elasticidade mais adequado para utilização. A redução de 15% de  $E_{cj}$  para  $E_{cs}$ , é importante porque, em regiões localizadas, as tensões podem ser da ordem de 40% a 50% de  $f_{ck}$ , até mais, reduzindo o valor efetivo de  $E_{cs}$ .

Já na avaliação do comportamento global da estrutura, permite-se adotar o módulo  $E_{cj}$  por três razões principais:

- para a estrutura toda é adequado avaliar a rigidez a partir de  $f_{cm}$ ;
- existem significativas regiões da estrutura onde as tensões são baixas, abaixo de 30% de  $f_{ck}$ ;
- nessas análises uma parte das ações é usualmente dinâmica de curta duração, como o vento por exemplo, para as quais o concreto tem uma resposta mais rígida.

Muitas são as variáveis que podem interferir no resultado do módulo de elasticidade do concreto. Dentre elas, pode-se citar:

- a resistência à compressão do concreto;
- a consistência do concreto fresco;
- o volume de pasta por metro cúbico de concreto;
- o estado de umidade do corpo de prova no momento do ensaio;
- a velocidade de aplicação da carga ou da deformação;
- o diâmetro nominal do agregado graúdo;
- as dimensões do corpo de prova;
- a temperatura ambiente no momento do ensaio;
- a natureza do agregado graúdo;
- a idade do concreto.

Por isso é muito difícil estabelecer um modelo único que forneça o módulo a partir da resistência à compressão, que é apenas uma das variáveis em jogo. A seguir tem-se uma proposta de faixas possíveis de variação do módulo de elasticidade inicial.

$$E_{cj} = a_1 \cdot a_2 \cdot 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (2.21)$$

onde,

$a_1$  e  $a_2$  podem ser obtidos pelas tabelas abaixo:

TABELA 2.1 – Proposta de índices de correção do módulo de elasticidade do concreto em função da natureza do agregado

| Natureza do agregado graúdo                   | $a_1$     |
|---|-----------|
| Basalto, diabásio e calcário sedimentar denso | 1,1 a 1,2 |
| Granito e gnaisse                             | 1,0       |
| Calçario metamórfico e metasedimento          | 0,9       |
| Arenito                                       | 0,7       |

TABELA 2.2 – Proposta de índices de correção do módulo de elasticidade do concreto em função de sua consistência

| Consistência do concreto fresco | $a_2$ |
|---------------------------------|-------|
| Fluida                          | 0,9   |
| Plástica                        | 1,0   |
| Seca                            | 1,1   |

Como as correções no módulo de elasticidade não constam da **NBR 6118/2003**, apenas fazem parte dos comentários do **IBRACON**, neste trabalho determina-se  $E_{cj}$  pela expressão 3.1.

#### 2.4.2 Quantificação da ação do vento

A **NBR-6123 – Forças devidas ao Vento em Edificações**, indica como quantificar a ação do vento em estruturas de edifícios. Para cálculo da ação horizontal do vento, são utilizados os seguintes parâmetros:

- **Pressão dinâmica de obstrução ( $q_0$ ):**

É a pressão exercida pelo vento atuando perpendicularmente a uma face plana do edifício, sendo dada pela expressão:

$$q_0 = 0,613 V_k^2 \quad (2.22)$$

onde,

$q_0$  = pressão dinâmica de obstrução, em  $N/m^2$

$V_k$  = velocidade característica do vento, em m/s

A velocidade característica do vento é determinada com a seguinte expressão:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.23)$$

onde

$V_0$  = velocidade básica do vento, que corresponde à velocidade de uma rajada de três segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a dez metros acima do terreno, em campo aberto e plano; é determinada em função da localização da estrutura (mapa de isopleias – figura 1 da norma);

$S_1$  = fator topográfico, função das variações do relevo do terreno;

$S_2$  = fator de rugosidade, função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e de sua altura sobre o terreno;

$S_3$  = fator estatístico, função do grau de segurança requerido e vida útil da edificação.

- **Coefficiente de arrasto ( $C_a$ ):**

O coeficiente de arrasto considera a influência das dimensões da edificação sobre a pressão de obstrução. Quanto maior a relação entre a área de incidência do vento e a outra área lateral, bem como quanto maior a altura do edifício, mais elevado será o valor deste coeficiente que deverá majorar ou minorar a pressão dinâmica do vento.

Assim, a pressão de vento sobre cada face do edifício é dada por:

$$q = C_a \cdot q_0 \quad (2.24)$$

onde,

$C_a$  = coeficiente de arrasto

$q_0$  = pressão dinâmica de obstrução

### 3 EXEMPLOS ANALISADOS

#### 3.1 INTRODUÇÃO

Cumprindo o objetivo deste trabalho, que visa a aplicação prática de conceitos, serão apresentados exemplos de edificações, na qual serão feitas análises e comparações para avaliar a aplicação e eficiência dos parâmetros de instabilidade propostos em normas. Os exemplos apresentados correspondem a estruturas reais ou foram retirados de outros trabalhos sobre este tema. Para as análises efetivadas, foi utilizado o módulo de pórtico espacial do programa da TQS, que apresenta todos os recursos necessários para a análise dos parâmetros de instabilidade, e que é de uso corrente em escritórios de projeto estrutural.

#### 3.2 EXEMPLO 1

Na figura 3.1 é apresentada a planta de formas do pavimento tipo do exemplo 1, com as dimensões dos elementos estruturais e um esquema vertical da edificação. Este projeto foi fornecido pelo escritório de projeto estrutural Pasquali e Associados.

Considerações gerais de projeto:

O prédio foi projetado com  $f_{ck} = 25$  MPa, sendo utilizados para análise o módulo de elasticidade que determina a **NBR 6118/2003**, item 8.2.8:

$$E_{cj} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (3.1)$$

resultando em  $E_{cj} = 28000$  MPa

Para o módulo de elasticidade secante:

$$E_{cs} = 0,85 E_{cj} \quad (3.2)$$

resultando em  $E_{cs} = 23800$  MPa



Para a ação horizontal do vento, foram utilizados os seguintes parâmetros estabelecidos pela **NBR-6123/1987**:

Velocidade básica do vento: 45 m/s

Categoria: IV

Classe: C

Fator topográfico:  $S_1 = 1,0$

Fator estatístico:  $S_3 = 1,0$

Os respectivos coeficientes de arrasto são:

Coeficiente de arrasto na direção x:  $C_{ax} = 0.85$

Coeficiente de arrasto na direção y:  $C_{ay} = 1.25$

Os coeficientes de segurança para as ações:

$\gamma_{fv} = 1,00$  para as ações verticais

$\gamma_{fh} = 1,40$  para as ações horizontais

Foi utilizado o recurso da análise com a utilização de Offset Rígido (Consideração do aumento de rigidez nas interseções entre barras, interseção de vigas e pilares).



Pelo fato de se ter autores e normas com diferentes valores para a redução do momento de inércia das seções transversais das barras ( $I_g$ ) do pórtico do edifício, como uma simplificação para a consideração da NLF do material, efetuou-se a análise para diferentes valores de redução, determinando o deslocamento do topo da edificação e os valores de  $\gamma_z$  e  $\alpha$ .

São apresentados quatro casos:

1. Sem redução
2.  $I = 0,7 I_g$  para vigas e pilares
3.  $I = 0,8 I_g$  para pilares e  $I = 0,4 I_g$  para vigas
4.  $I = 0,8 I_g$  para pilares e  $I = 0,5 I_g$  para vigas

Na Tabela 3.3, são apresentados os valores obtidos nas análises, as cargas verticais ( $F_z$ ) estão em toneladas, os momentos ( $M_x, M_y$ ) estão em tonelada metro, e os deslocamento em metros.

TABELA 3.3 – Parâmetros para as diferentes reduções

|                 |                     | REDUÇÕES   |               |               |               |
|-----------------|---------------------|------------|---------------|---------------|---------------|
|                 |                     | S/ redução | P 0,7 / V 0,7 | P 0,8 / V 0,4 | P 0,8 / V 0,5 |
|                 | <b>Desloc. Topo</b> | 0,096      | 0,1222        | 0,1587        | 0,1411        |
| <b>VENTO +Y</b> | $\gamma_z$          | 1,049      | 1,065         | 1,085         | 1,075         |
|                 | $\alpha$            | 0,64       | 0,72          | 0,82          | 0,77          |
|                 | <b>Desloc. Topo</b> | 0,096      | 0,1222        | 0,1587        | 0,1411        |
| <b>VENTO -Y</b> | $\gamma_z$          | 1,049      | 1,065         | 1,085         | 1,075         |
|                 | $\alpha$            | 0,64       | 0,72          | 0,82          | 0,77          |
|                 | <b>Desloc. Topo</b> | 0,0239     | 0,0315        | 0,0398        | 0,0356        |
| <b>VENTO +X</b> | $\gamma_z$          | 1,048      | 1,065         | 1,083         | 1,074         |
|                 | $\alpha$            | 0,61       | 0,7           | 0,79          | 0,74          |
|                 | <b>Desloc. Topo</b> | 0,0239     | 0,0315        | 0,0398        | 0,0356        |
| <b>VENTO -X</b> | $\gamma_z$          | 1,048      | 1,065         | 1,083         | 1,074         |
|                 | $\alpha$            | 0,61       | 0,7           | 0,79          | 0,74          |

Nas Tabelas 3.4 à 3.6, apresentam-se os esforços na base de três pilares, para verificar a variação dos esforços com as diferentes reduções.

TABELA 3.4 – Esforços no pilar P1

| Pilar 1                     |    | s/redução | P 0,7 / V 0,7 | P 0,8 / V 0,4 | P 0,8 / V 0,5 |
|-----------------------------|----|-----------|---------------|---------------|---------------|
| Carregamento Vertical Total | Fz | 188,71    | 188,34        | 190,59        | 189,97        |
|                             | Mx | 1,15      | 1,33          | 0,95          | 1,08          |
|                             | My | -1,11     | -1,1          | -1,69         | -1,5          |
| Vento Y                     | Fz | 56,86     | 56,92         | 51,38         | 53,51         |
|                             | Mx | -2,48     | -1,93         | -3,45         | -2,91         |
|                             | My | 0,06      | 0,04          | 0,03          | 0,03          |
| Vento -Y                    | Fz | -56,86    | -56,92        | -51,38        | -53,51        |
|                             | Mx | 2,48      | 1,93          | 3,45          | 2,91          |
|                             | My | -0,06     | -0,04         | -0,03         | -0,03         |
| Vento X                     | Fz | 5,35      | 5,86          | 5,2           | 5,34          |
|                             | Mx | -2,83     | -2,72         | -3            | -2,91         |
|                             | My | 0,52      | 0,47          | 0,46          | 0,47          |
| Vento -X                    | Fz | -5,35     | -5,86         | -5,2          | -5,34         |
|                             | Mx | 2,83      | 2,72          | 3             | 2,91          |
|                             | My | -0,52     | -0,47         | -0,46         | -0,47         |

TABELA 3.5 – Esforços no pilar P7

| Pilar 7                     |    | s/redução | P 0,7 / V 0,7 | P 0,8 / V 0,4 | P 0,8 / V 0,5 |
|-----------------------------|----|-----------|---------------|---------------|---------------|
| Carregamento Vertical Total | Fz | 141,32    | 137,35        | 136,12        | 136,91        |
|                             | Mx | 0,24      | 0,3           | 0,34          | 0,32          |
|                             | My | 0,94      | 0,95          | 1,06          | 1,02          |
| Vento Y                     | Fz | 7,35      | 6,39          | 9,45          | 8,6           |
|                             | Mx | -0,62     | -0,54         | -0,55         | -0,55         |
|                             | My | -0,22     | -0,3          | -0,33         | -0,32         |
| Vento -Y                    | Fz | -7,35     | -6,39         | -9,45         | -8,6          |
|                             | Mx | 0,62      | 0,54          | 0,55          | 0,55          |
|                             | My | 0,22      | 0,3           | 0,33          | 0,32          |
| Vento X                     | Fz | -5,16     | -4,99         | -3,67         | -4,16         |
|                             | Mx | -0,45     | -0,42         | -0,39         | -0,4          |
|                             | My | 3,35      | 2,97          | 3,35          | 3,26          |
| Vento -X                    | Fz | 5,16      | 4,99          | 3,67          | 4,16          |
|                             | Mx | 0,45      | 0,42          | 0,39          | 0,4           |
|                             | My | -3,35     | -2,97         | -3,35         | -3,26         |

TABELA 3.6 – Esforços no pilar P8

| Pilar 8                     |    | s/redução | V 0,7 / P 0,7 | P 0,8 / V 0,4 | P 0,8 / V 0,5 |
|-----------------------------|----|-----------|---------------|---------------|---------------|
| Carregamento Vertical Total | Fz | 288,79    | 294,08        | 297,1         | 295,61        |
|                             | Mx | -0,53     | -0,22         | -0,65         | -0,52         |
|                             | My | 0,2       | 0,19          | 0,29          | 0,25          |
| Vento Y                     | Fz | 52,83     | 59,37         | 62,71         | 61,06         |
|                             | Mx | -3,57     | -3,1          | -4,83         | -4,21         |
|                             | My | -0,06     | -0,03         | -0,02         | -0,03         |
| Vento -Y                    | Fz | -52,83    | -59,37        | -62,71        | -61,06        |
|                             | Mx | 3,57      | 3,1           | 4,83          | 4,21          |
|                             | My | 0,06      | 0,03          | 0,02          | 0,03          |
| Vento X                     | Fz | -1,11     | -0,54         | -0,22         | -0,47         |
|                             | Mx | -2,82     | -2,71         | -2,97         | -2,89         |
|                             | My | 0,74      | 0,66          | 0,79          | 0,75          |
| Vento -X                    | Fz | 1,1       | 0,54          | 0,22          | 0,47          |
|                             | Mx | 2,82      | 2,71          | 2,97          | 2,89          |
|                             | My | -0,74     | -0,66         | -0,79         | -0,75         |

Em uma primeira observação destaca-se, na Tabela 3.3, a diferença dos valores calculados com e sem redução da rigidez dos elementos. Por exemplo, os deslocamentos do caso 2 (redução de 30% para vigas e pilares) ficaram em torno de 28% maiores que sem redução nenhuma. Pode-se notar também, que não se tem um caso de redução em que se possa destacar em relação aos demais.

O caso de redução que apresentou maior deslocamento no topo e por conseqüência maiores valores dos parâmetros de instabilidade foi o caso 3 (redução de 20% para pilares e 60% para vigas). Os esforços na base de três pilares da estrutura serão analisados para este caso, que foi o que apresentou maior redução dos valores de inércia das seções.

Nas Tabelas 3.4 à 3.6, onde se têm os valores dos esforços em três pilares, pode-se observar que os esforços sofrem variações irrelevantes, para efeito de dimensionamento das armaduras.

Um fato a ser destacado é que valores diferenciados de redução de momento de inércia para vigas e pilares é mais racional, pois os estados de fissuração são diferentes para estas peças. Nas vigas, tem-se, como esforço predominante, a flexão, que é forte causadora de fissuração. Já nos pilares, tem-se, como esforço principal, o esforço normal de compressão, que restringe o aparecimento de fissuras. Outro aspecto a considerar é que os pilares deveriam ter reduções diferentes de inércia ao longo de suas alturas devido às solicitações a que estão submetidos. Nos andares mais baixos, onde o esforço normal é predominante a redução

deveria ser menor, já a medida que sobe-se os andares o esforço normal vai diminuindo e o esforço de flexão vai ficando predominante deveria se aumentar a redução do momento de inércia. Por facilidade de análise e pelo fato da norma **NBR 6118/2003** permitir, a redução na inércia que será utilizada é a de  $0,70 I_c$ , tanto para vigas como para pilares.

### 3.2.2 Análise das combinações últimas para a determinação de $\gamma_z$ e $\alpha$

Ao analisar um pórtico através do programa da TQS, são gerados automaticamente os casos de carregamentos 1 a 9 (ver abaixo). Pode-se alterar os parâmetros de carregamento de vento, conforme a situação, e também, fazer qualquer combinação de carregamento que se desejar. Os casos gerados são os seguintes:

CASO 1 (C1) - cargas verticais acumuladas - peso próprio + permanentes (g) + acidentais (q)

CASO 2 (C2) - peso próprio

CASO 3 (C3) - cargas permanentes (g)

CASO 4 (C4) - cargas acidentais (q)

CASO 5 (C5) - cargas acidentais com a redução permitida pela NBR 6120

CASO 6 (C6) - vento frontal a 90 graus (+Y)

CASO 7 (C7) - vento frontal oposto a 270 graus (-Y)

CASO 8 (C8) - vento lateral a 0 graus (+X)

CASO 9 (C9) - vento frontal oposto a 180 graus (-X)

Então, com estes casos básicos, serão feitas as combinações estabelecidas pela **NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas**. De antemão convém apresentar o que estabelece esta norma.

Para a verificação da segurança em relação ao estado limite último de esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais, deve ser considerada a combinação última normal de ações, segundo o item 5.1.3 desta norma, que estabelece:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_g + \gamma_q \left[ F_{q1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{oi} \cdot F_{qi}) \right] \quad (3.3)$$

onde

$F_d$  = ação resultante da combinação última normal;

$\gamma_g$ ,  $\gamma_q$  = coeficiente de ponderação das ações características permanentes e variáveis;

$F_g$  = ação característica permanente;

$F_{q1}$  = ação característica variável principal;

$F_{qi}$  = ações características variáveis secundárias;

$\psi_{oi}$  = coeficiente de combinação das ações características variáveis secundárias.

A expressão 3.7 determina que se deve considerar para cada combinação última normal, uma das ações variáveis como a principal, atuando com seu valor característico total, e as demais ações variáveis são tomadas como secundárias, atuando com seus valores característicos reduzidos pelo coeficiente de combinação. Esta consideração é relevante, pois é muito difícil a ocorrência simultânea com seu valor integral de duas ações variáveis de origens diferentes.

Para a presente análise, consideram-se, como ações variáveis, a ação horizontal de vento e as ações verticais acidentais, que então, ora serão consideradas principais, ora serão secundárias.

Ainda, seguindo o que estabelece a norma, o valor do coeficiente de ponderação das cargas permanentes ( $\gamma_g$ ) é igual a 1,4, pois se está considerando como sendo de grande variabilidade (caso em que o peso próprio não supera a 75% da totalidade das ações permanentes).

Para o coeficiente de ponderação das ações variáveis o valor é 1,4.

Então, as combinações últimas normais das ações ficam:

$$F_d = 1,4.F_g + 1,4[F_{q1} + \psi_o F_{q2}] \quad (3.4)$$

sendo,

$F_d$  = ação resultante da combinação última normal;

$F_g$  = peso próprio + cargas permanentes;

$F_{q1}$  = ora vento, ora carga acidental;

$F_{q2}$  = ora vento, ora carga acidental;

Quando se faz a consideração da não-linearidade geométrica, a norma estabelece que se deve desdobrar o coeficiente  $\gamma_f$  em coeficientes parciais,  $\gamma_{f1}$ ,  $\gamma_{f2}$ ,  $\gamma_{f3}$ :

$$\gamma_f = \gamma_{f1} . \gamma_{f2} . \gamma_{f3} \quad (3.5)$$

Estes fatores dependem da variabilidade da carga (fator  $\gamma_{f1}$ ), das combinações de cargas (fator  $\gamma_{f2}=\psi_o$ ) e da qualidade do método de determinação das solicitações (fator  $\gamma_{f3}$ ).

No trabalho **INSTITUTO DE ENGENHARIA (1997)**, Mário Franco e Augusto Vasconcelos apresentam os valores dos majoradores das cargas verticais e horizontais que se

deve aplicar em uma análise global de segunda ordem, sendo para as cargas horizontais  $\gamma_{fh}=1,4$ , e para cargas verticais:

$\gamma_{fv}= 1,0$  no caso geral

$\gamma_{fv}= 1,1$  em casos especiais (estacionamento, bibliotecas)

Os efeitos de  $F_d$  nos pilares e fundações podem levar em conta que a probabilidade de todos os andares estarem completamente carregados ao mesmo tempo é desprezável. Isso pode ser feito, como indica a **NBR 6120 (1980)**, e reproduzido na Tabela 3.5.

TABELA 3.7 – Redução de cargas acidentais em edifícios residenciais e comerciais

| Número de pisos que atuam sobre o elemento | Redução percentual das cargas acidentais |
|--|--|
| 1°,2°,3° superiores                        | 0  |
| 4° superior                                | 20%                                      |
| 5° superior                                | 40%                                      |
| 6° em diante                               | 60%                                      |

Faz-se a seguir uma aplicação prática do que foi apresentado. Tem-se uma estrutura submetida a carregamentos verticais e a ações horizontais de vento. Os esforços são obtidos por análises lineares. Consideram-se dois conjuntos de combinações, tanto para o dimensionamento de vigas, quanto de pilares, onde as ações variáveis que devem ser tratadas ora como principais ( $\gamma_{f2}=1$ ) e também ora como secundárias ( $\gamma_{f2} = \psi_0$ ).

Têm-se as seguintes combinações:

**COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL**

Ações verticais isoladas

C2 + C3 + C4

Ações horizontais como carga variável secundária

C2 + C3 + C4 +  $\psi_0$  C6

C2 + C3 + C4 +  $\psi_0$  C7

C2 + C3 + C4 +  $\psi_0$  C8

C2 + C3 + C4 +  $\psi_0$  C9



Ações verticais acidentais como carga variável secundária

$$C2 + C3 + \psi_0 C4 + C6$$

$$C2 + C3 + \psi_0 C4 + C7$$

$$C2 + C3 + \psi_0 C4 + C8$$

$$C2 + C3 + \psi_0 C4 + C9$$

Para as ações horizontais como carga variável secundária, tem-se  $\psi_0 = 0,6$ . Quando as ações verticais acidentais são consideradas como carga variável secundária, tem-se  $\psi_0 = 0,5$  (para edifícios residenciais) e  $\psi_0 = 0,7$  (para edifícios comerciais).

#### COMBINAÇÃO COM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL

Ações verticais isoladas

$$C2 + C3 + C5$$

Ações horizontais como carga variável secundária

$$C2 + C3 + C5 + \psi_0 C6$$

$$C2 + C3 + C5 + \psi_0 C7$$

$$C2 + C3 + C5 + \psi_0 C8$$

$$C2 + C3 + C5 + \psi_0 C9$$

Ações verticais acidentais como carga variável secundária

$$C2 + C3 + \psi_0 C5 + C6$$

$$C2 + C3 + \psi_0 C5 + C7$$

$$C2 + C3 + \psi_0 C5 + C8$$

$$C2 + C3 + \psi_0 C5 + C9$$

Para a combinação com a redução da carga acidental os valores de  $\psi_0$  são os mesmos apresentados acima.

Cabe destacar que hoje em dia os empreendimentos sofrem muitas modificações após o início da obra, as estruturas estão mais leves, devido à utilização de lajes nervuradas, divisórias leves e o piso “zero”. Em um edifício com 18 pavimentos, segundo alguns projetistas de estruturas, esta redução geralmente representa 4 a 7% das cargas verticais totais e esta diferença desaparece facilmente quando existem modificações na execução, layout ou resistência do concreto inferiores ao estabelecido em projeto. Desta forma, seria recomendável ter prudência ao utilizar este recurso em projeto. Contudo, como a norma **NBR 6120/1980** permite que sejam feitas estas reduções, elas serão consideradas nas análises que seguem.

Outro aspecto a ser observado é quanto aos deslocamentos horizontais, que são a projeção da resultante dos deslocamentos na direção do caso de carregamento de vento considerado. Normalmente este caso corresponde à aplicação de vento numa face do pórtico. Mas pode-se, entretanto, considerar uma combinação de um caso de carregamento horizontal com um carregamento vertical, assim, se está levando em conta também os deslocamentos horizontais na estrutura devido às cargas verticais para cálculo dos parâmetros de instabilidade.

Esta combinação de carregamento vertical e horizontal se apresenta em estruturas assimétricas, onde se têm deslocamentos horizontais devidos às cargas verticais.

A seguir são apresentadas as tabelas com os valores de  $\gamma_z$  e  $\alpha$  e o deslocamento do topo da edificação, para as diferentes combinações apresentadas acima, que contemplam ou não reduções de inércia das seções de vigas e pilares ( $0,70 I_c$ ) e o deslocamento do topo da edificação proveniente de um caso de vento isolado ou proveniente de uma combinação de uma carga de vento com as demais cargas verticais (permanente e acidental).

TABELA 3.8 – Combinação sem redução / Deslocamento proveniente do caso de vento

| <b>COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL</b>  |   |   |   |   |
|---|---|---|---|---|
| Deslocamento do topo proveniente do caso de vento |   |   |   |   |
| <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |   |
|   | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C6)</b> | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C7)</b> | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C8)</b> | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C9)</b> |
| <b>Desloc. Topo</b>                               | 0,0733                                  | 0,0733                                  | 0,0189                                  | 0,0189                                  |
| $\gamma_z$  | 1,065                                   | 1,065                                   | 1,065                                   | 1,065                                   |
| $\alpha$  | 0,72                                    | 0,72                                    | 0,7                                     | 0,7                                     |

| <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |  |  |  |  |
|---|--|--|--|--|
|   | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C4)+ C6</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C4)+ C7</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C4)+ C8</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C4)+ C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b>                             | 0,1222                                   | 0,1222                                   | 0,0315                                   | 0,0315                                   |
| $\gamma_z$                                      | 1,062                                    | 1,062                                    | 1,062                                    | 1,062                                    |
| $\alpha$  | 0,7                                      | 0,7                                      | 0,68                                     | 0,68                                     |

TABELA 3.9 – Combinação com redução / Deslocamento proveniente do caso de vento

**COMBINAÇÃO COM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL**

Deslocamento do topo proveniente do caso de vento

|                     | <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |
|---------------------|---|---|---|---|
|                     | <b>C2+C3+C5+(<math>\psi_0</math>C6)</b>           | <b>C2+C3+C5+(<math>\psi_0</math>C7)</b> | <b>C2+C3+C5+(<math>\psi_0</math>C8)</b> | <b>C2+C3+C5+(<math>\psi_0</math>C9)</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,0733  | 0,0733                                  | 0,0189                                  | 0,0189                                  |
| $\gamma_z$          | 1,061   | 1,061                                   | 1,061                                   | 1,061                                   |
| $\alpha$            | 0,7   | 0,7                                     | 0,68                                    | 0,68                                    |

|                     | <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |  |  |  |
|---------------------|---|--|--|--|
|                     | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C5)+ C6</b>        | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C5)+ C7</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C5)+ C8</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C5)+ C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,1222  | 0,1222                                   | 0,0315                                   | 0,0315                                   |
| $\gamma_z$          | 1,06  | 1,06                                     | 1,06                                     | 1,06                                     |
| $\alpha$            | 0,69  | 0,69                                     | 0,67                                     | 0,67                                     |

TABELA 3.10 – Combinação sem redução / Deslocamento proveniente da combinação

**COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL**

Deslocamento do topo proveniente da combinação de cargas verticais e horizontais

|                     | <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |
|---------------------|---|---|---|---|
|                     | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C6)</b>           | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C7)</b> | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C8)</b> | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C9)</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,102   | 0,0446                                  | 0,0193                                  | 0,0185                                  |
| $\gamma_z$          | 1,089   | 1,043                                   | 1,066                                   | 1,064                                   |
| $\alpha$            | 0,85  | 0,56                                    | 0,71                                    | 0,69                                    |

|                     | <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |  |  |  |
|---------------------|---|--|--|--|
|                     | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C4)+ C6</b>        | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C4)+ C7</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C4)+ C8</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C4)+ C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,1498  | 0,0946                                   | 0,0319                                   | 0,0311                                   |
| $\gamma_z$          | 1,074   | 1,05                                     | 1,062                                    | 1,061                                    |
| $\alpha$            | 0,77  | 0,61                                     | 0,68                                     | 0,68                                     |

TABELA 3.11 – Combinação com redução / Deslocamento proveniente da combinação

**COMBINAÇÃO COM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL**

Deslocamento do topo proveniente da combinação de cargas verticais e horizontais

|                     | <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |
|---------------------|---|---|---|---|
|                     | <b>C2+C3+C5+(<math>\psi_0</math>C6)</b>           | <b>C2+C3+C5+(<math>\psi_0</math>C7)</b> | <b>C2+C3+C5+(<math>\psi_0</math>C8)</b> | <b>C2+C3+C5+(<math>\psi_0</math>C9)</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,1008  | 0,0459                                  | 0,0193                                  | 0,0185                                  |
| $\gamma_z$          | 1,082   | 1,041                                   | 1,062                                   | 1,06                                    |
| $\alpha$            | 0,82  | 0,55                                    | 0,69                                    | 0,67                                    |

|                     | <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |  |  |  |
|---------------------|---|--|--|--|
|                     | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C5)+ C6</b>        | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C5)+ C7</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C5)+ C8</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math>C5)+ C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,1462  | 0,0952                                   | 0,0319                                   | 0,0311                                   |
| $\gamma_z$          | 1,072   | 1,048                                    | 1,06                                     | 1,059                                    |
| $\alpha$            | 0,76  | 0,61                                     | 0,67                                     | 0,67                                     |

A partir dos valores apresentados, vê-se a influência das cargas verticais na determinação dos parâmetros de instabilidade. Na tabela 3.8, observa-se que os parâmetros são menores quando as cargas verticais são consideradas como variável secundária, especialmente quando se utilizam cargas acidentais com redução. Isto já era de se esperar, pois na formulação dos parâmetros as cargas verticais apresentam posições que afetam diretamente os resultados dos parâmetros de instabilidade. Então, quando se tiver estruturas mais leves ou quando se utilizar elementos leves sobre a estrutura, ter-se-á parâmetros de instabilidade com valores menores.

Outro fato a se destacar é que se está analisando uma estrutura assimétrica, que apresenta um deslocamento horizontal sob os efeitos das cargas verticais, e obtiveram-se valores diferentes dos parâmetros de instabilidade, quando o cálculo foi efetuado para mesma direção, mas em sentidos opostos.

Observando os valores do deslocamento no topo e do parâmetro  $\gamma_z$  na Tabela 3.8, observa-se que para o vento na direção Y e  $-Y$ , têm-se os mesmo valores, para os sentidos opostos. Na tabela 3.10, para a direção de vento  $+Y$ , tem-se um deslocamento do topo igual a 0,1020m e um  $\gamma_z = 1,089$ . Para a direção oposta do vento  $-Y$ , tem-se um deslocamento do topo igual a 0,0446m e um  $\gamma_z = 1,046$ . Isto confirma a influência da assimetria da estrutura,

para uma mesma direção têm-se diferentes valores de  $\gamma_z$  e do deslocamento do topo para sentidos opostos.

Então, fica o destaque para o projetista de estruturas, que deve observar com atenção o aspecto da assimetria da estrutura, o aspecto do tipo de material, que compõe o carregamento da estrutura, e por final o aspecto da redução das cargas acidentais, que deve ser feita com certa cautela.

### 3.3 EXEMPLO 2

É apresentada a seguir a planta de forma do pavimento tipo do exemplo 02, com as suas dimensões dos elementos estruturais e um esquema vertical da edificação.

Este exemplo foi adaptado do trabalho de **MARTINS E ANTUNES (1998)**, onde foram feitas algumas alterações nos pilares do pavimento tipo, para utilização neste trabalho.

Considerações gerais de projeto

O prédio foi projetado com  $f_{ck} = 25$  MPa, sendo utilizados para análise o módulo de elasticidade que determina a **NBR 6118/2003**, item 8.2.8:

$$E_{cj} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (3.6)$$

resultando em  $E_{cj} = 28000$  MPa

Para o módulo de elasticidade secante:

$$E_{cs} = 0,85 E_{cj} \quad (3.7)$$

resultando em  $E_{cs} = 23800$  MPa

Para a ação horizontal do vento, foram utilizados os seguintes parâmetros estabelecidos pela **NBR-6123/1987**:

Velocidade básica do vento: 45 m/s

Categoria: IV

Classe: C

Fator topográfico:  $S_1 = 1,0$

Fator estatístico:  $S_3 = 1,0$

Os respectivos coeficientes de arrasto são:

Coeficiente de arrasto na direção x:  $C_{ax} = 1.25$

Coeficiente de arrasto na direção y:  $C_{ay} = 1.40$

Os coeficientes de segurança para as ações:

$\gamma_{fv} = 1,00$  para as ações verticais

$\gamma_{fh} = 1,40$  para as ações horizontais

Foi utilizado o recurso da análise com a utilização de Offset Rígido (Consideração do aumento de rigidez nas interseções entre barras, interseção de vigas e pilares).



### 3.3.1 Avaliação da consideração da área real dos pilares

Conforme comentário da revisão bibliográfica, pode-se ter nos pilares deformações excessivas devido às cargas verticais, alterando então os valores dos momentos negativos das vigas ao longo da altura da estrutura. Neste estudo, analisou-se o pórtico considerando a área real da seção dos pilares e considerando as áreas dos pilares multiplicadas por 4.

A seguir, tem-se uma parte do pórtico espacial, formado pelos pilares P5, P6, P7, P8, P9, P10, onde se pode observar o comportamento do momento negativo da viga sobre o apoio esquerdo (P5) e apoio intermediário (P6).

Abaixo se pode ver os gráficos dos deslocamentos do pilar P6, os momentos negativos junto aos apoios da esquerda e intermediário da viga V2, que mostram a situação onde a área real dos pilares é considerada.

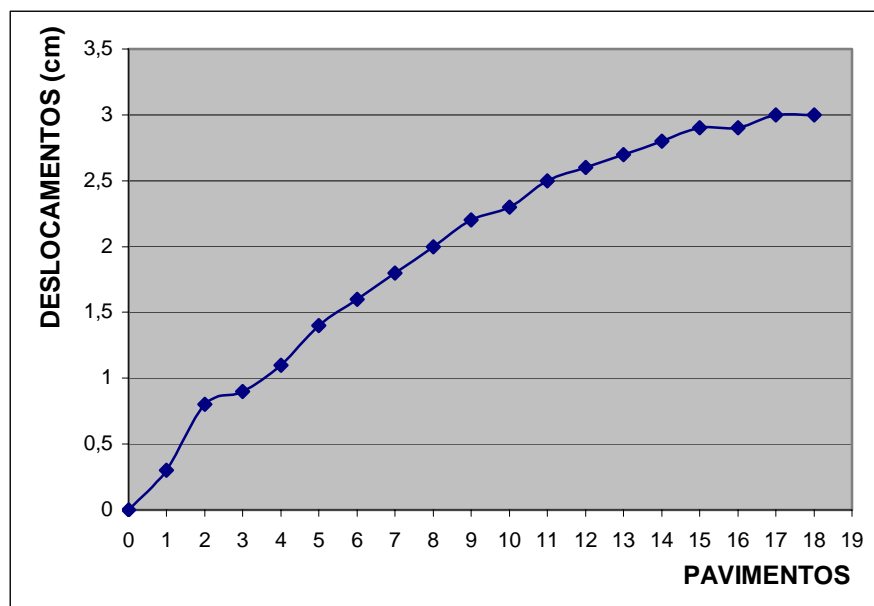


FIGURA 3.3 – Deslocamento vertical do pilar P6



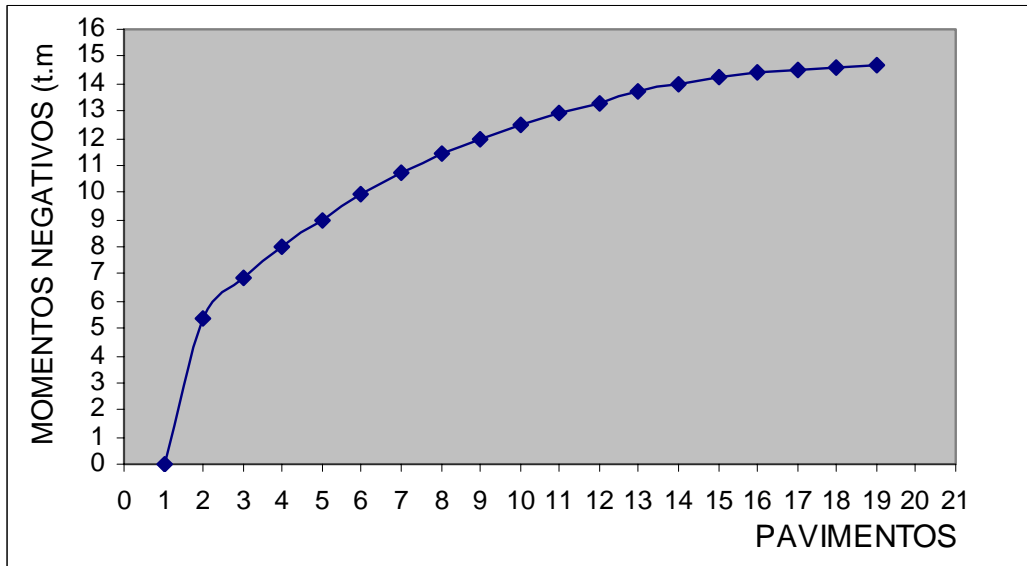


FIGURA 3.4 – Momento negativo na viga V2 no apoio esquerdo P5

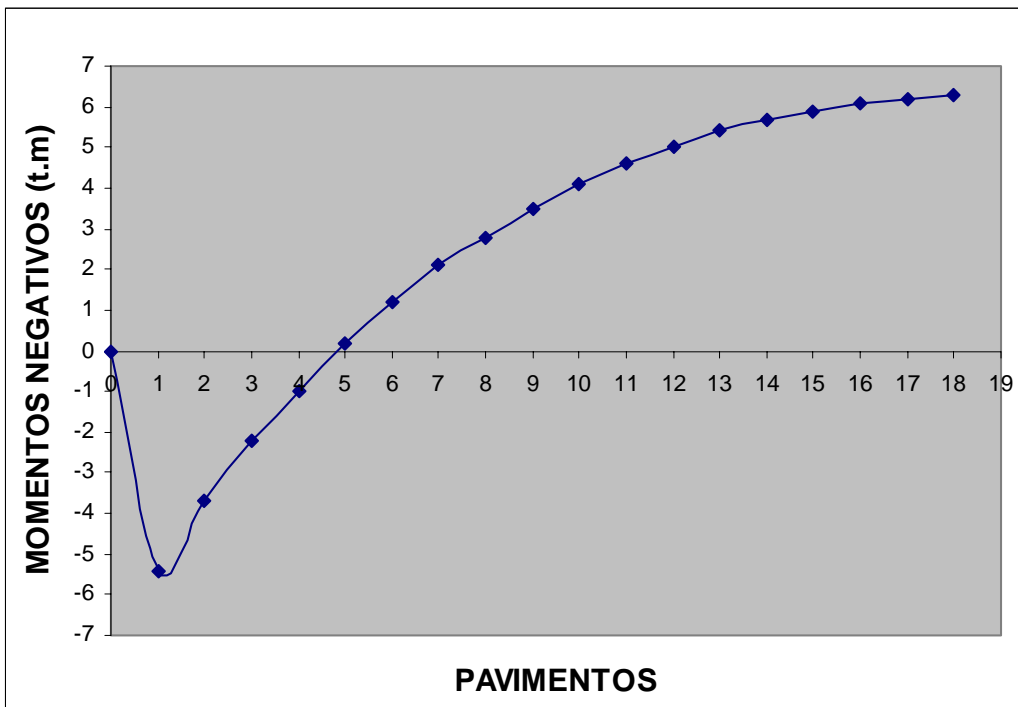


FIGURA 3.5 – Momento negativo na viga V2 no apoio intermediário P6 (Vão entre P5 e P6)

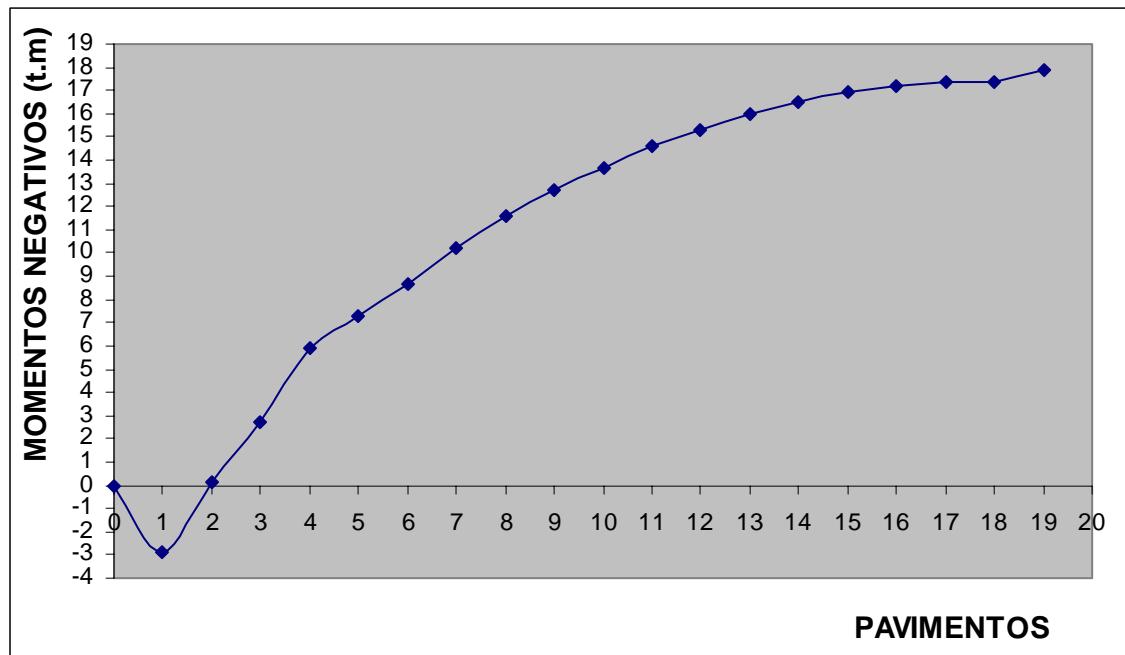


FIGURA 3.6 – Momento negativo na viga V2 no apoio intermediário P6 (Vão entre P6 e P7)

Apenas como uma forma de visualização do problema, se tem abaixo a figura da viga V2, onde o deslocamento mostrado é a diferença dos deslocamentos do pilar P6 em função do deslocamento do pilar P5. É justamente esta diferença que causa as alterações nos momentos negativos da viga.

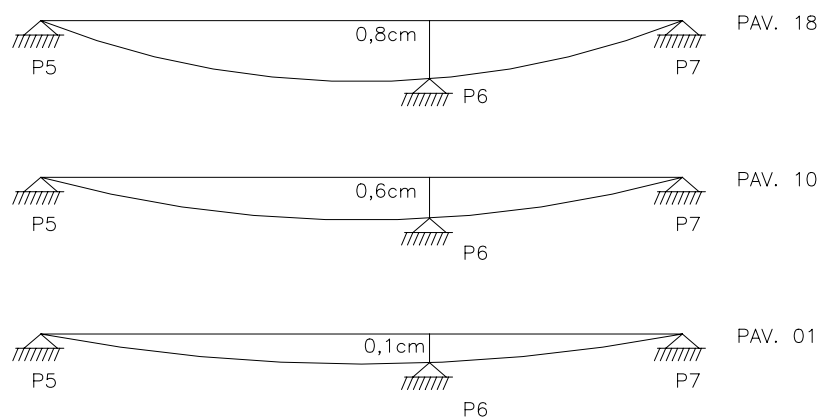


FIGURA 3.7 – Deslocamento relativo de P6 em função de P5

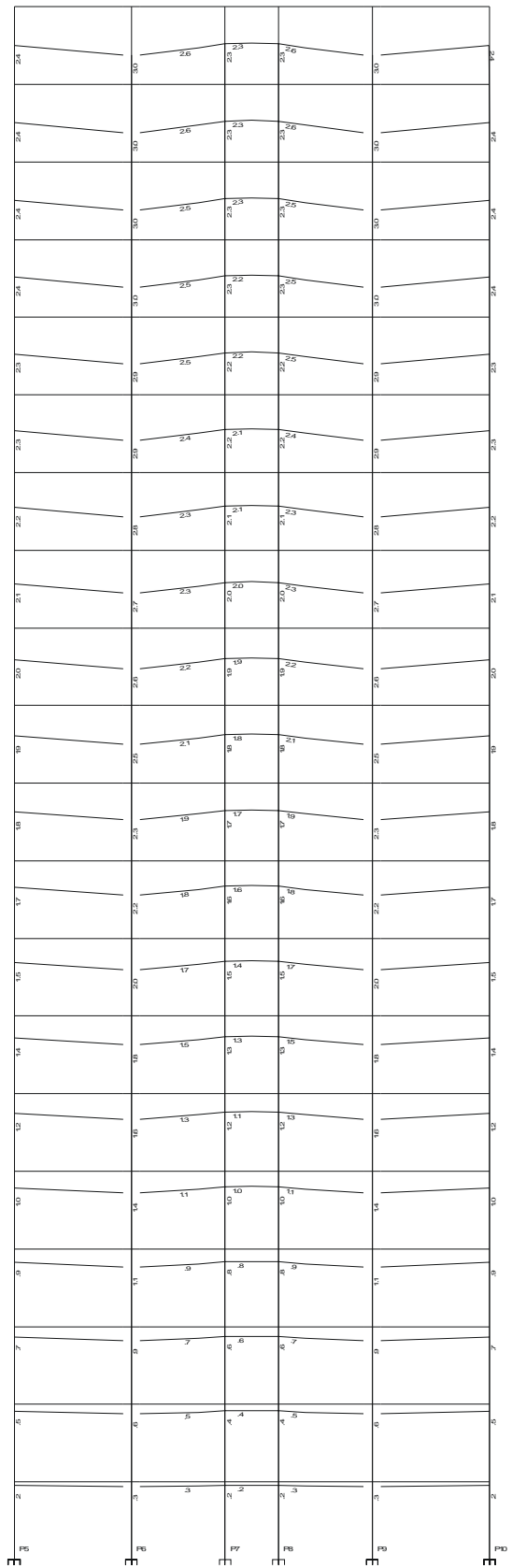
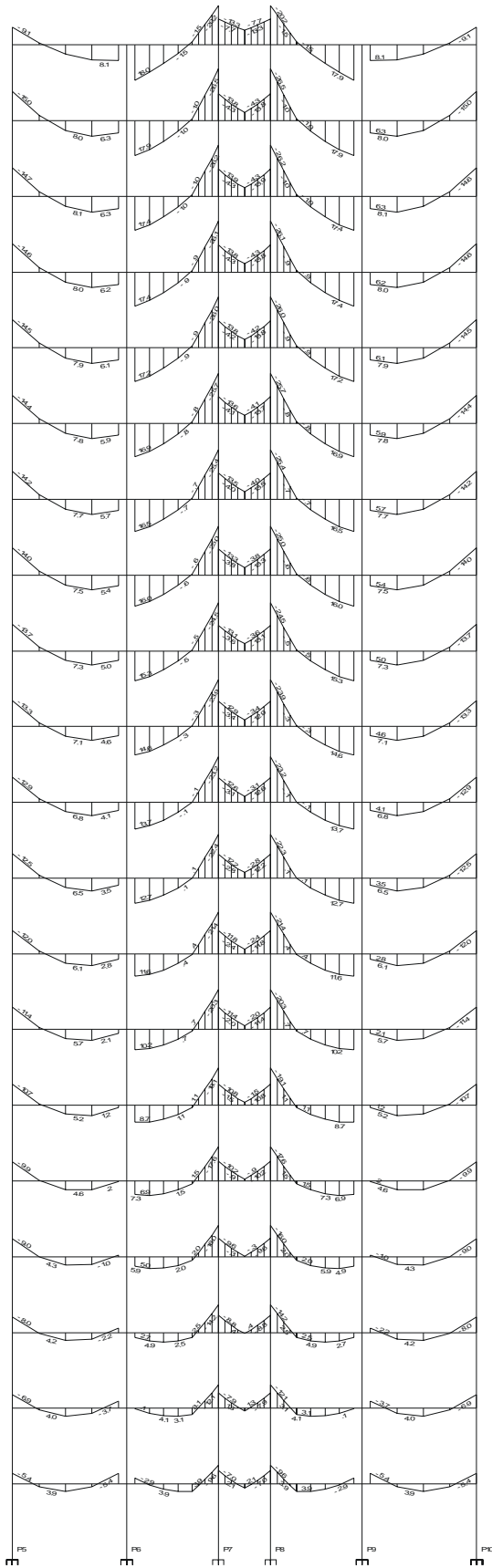


FIGURA 3.8 – Pórtico – Diagrama de momentos e deslocamentos

Processando novamente o pórtico, utilizando o artifício de multiplicação da área dos pilares por um fator, pode-se observar o comportamento da viga V2. Abaixo tem-se os novos gráficos:

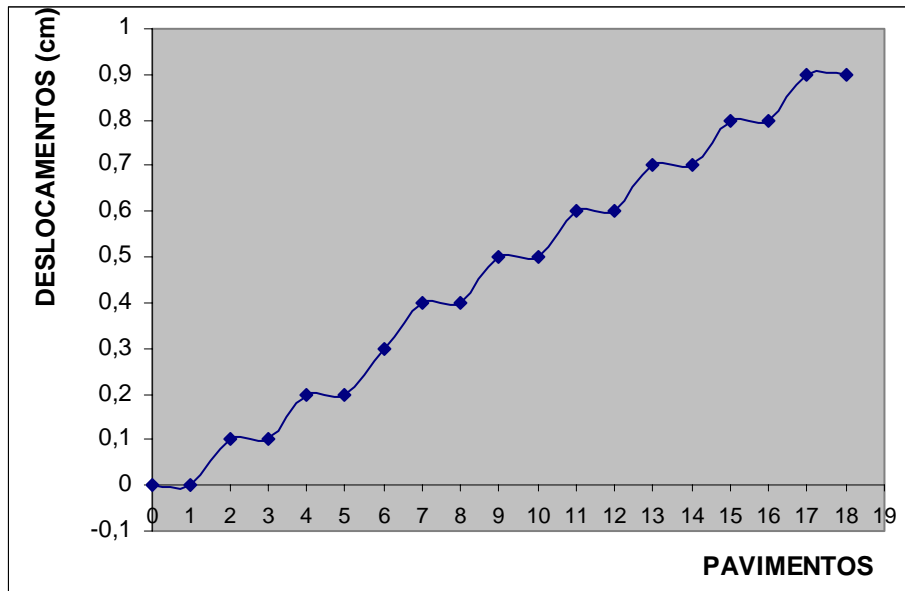


FIGURA 3.9 – Deslocamento vertical do pilar P6

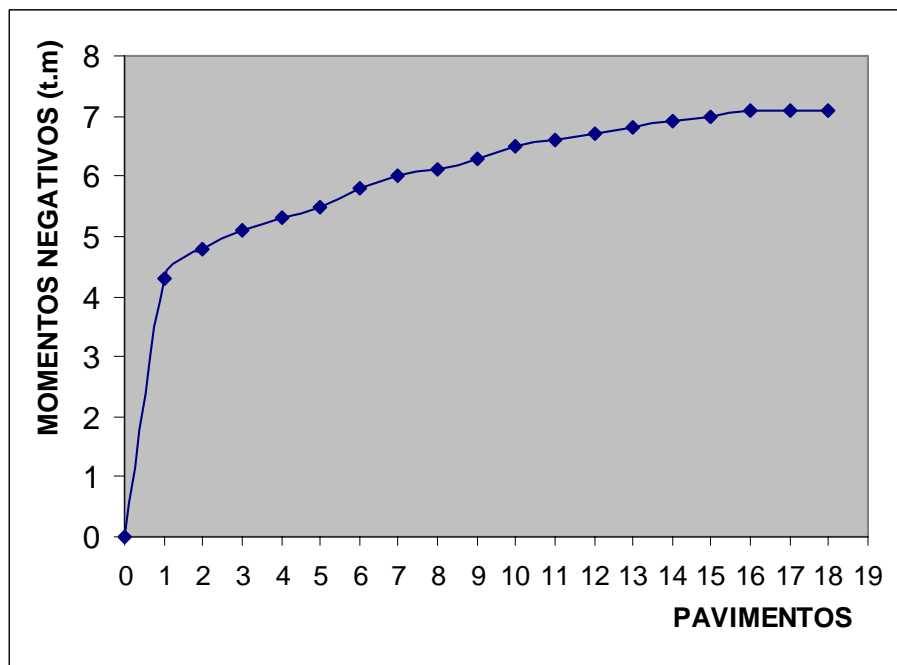


GRAFICO 3.10 – Momento negativo na viga V2 no apoio esquerdo P5

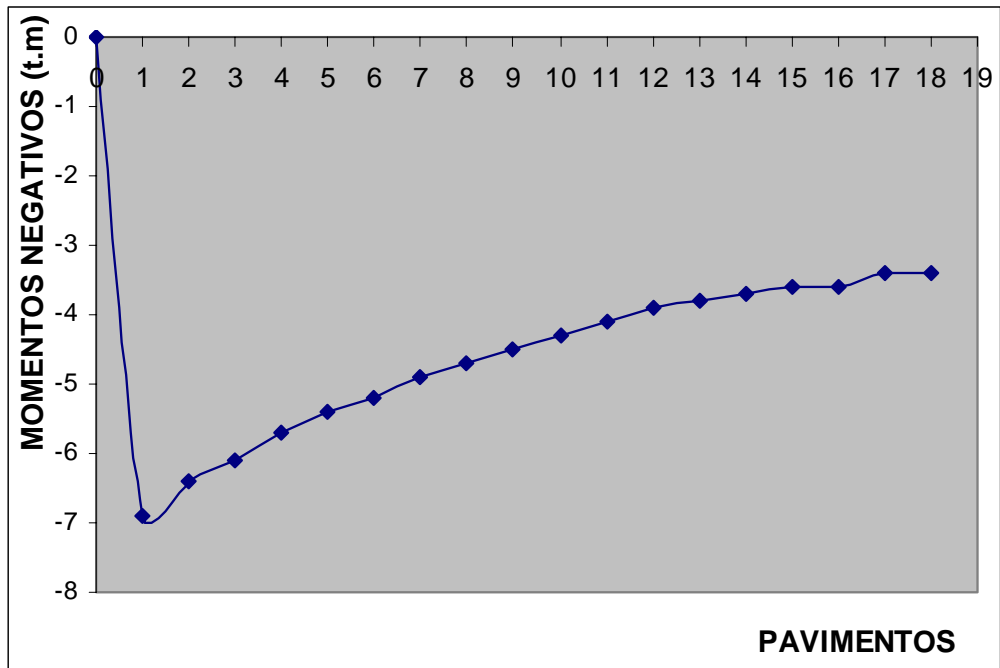


FIGURA 3.11 – Momento negativo na viga V2 no apoio intermediário P6 (vão entre P5 e P6)

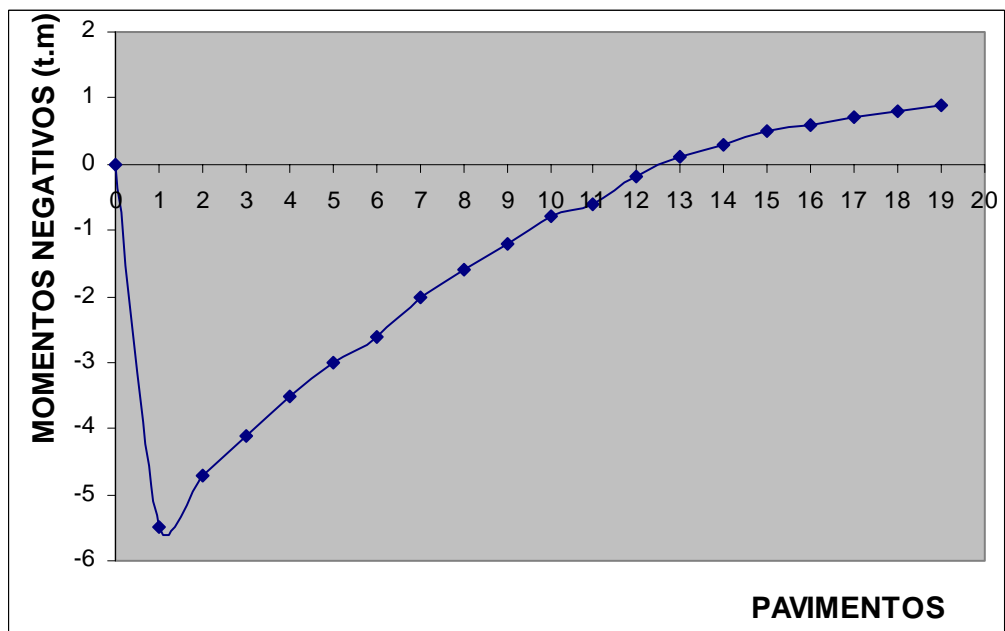


FIGURA 3.12 – Momento negativo na viga V2 no apoio intermediário P6 (vão entre P6 e P7)

Conforme **PINTO (1997)**, na análise de um pórtico, em cada pavimento, as deformações de cada pilar de apoio de uma viga são expressas por  $\varepsilon = ( F / A.E )$ . Os deslocamentos dos apoios em um pavimento qualquer são iguais aos deslocamentos dos nós situados no pavimento imediatamente inferior somados às deformações do tramo do pilar entre os dois pavimentos. Assim, quanto mais elevado for o pavimento, maiores serão os deslocamentos dos apoios das vigas.

Como se têm as maiores reações das vigas sobre seus apoios, nos pilares intermediários, estes apresentam as maiores tensões e por conseqüência maiores deformações. Uma forma de se evitar esta deformação diferencial entre os pilares, seria a uniformização das tensões entre os pilares. Com tensões iguais ou próximas, teria-se deformações iguais. Como em nossos projetos têm-se limitações de dimensões de pilares, principalmente pelo projeto arquitetônico, e pelo fato de quando existe algum problema quanto à instabilidade global da estrutura, é comum se aumentar as dimensões dos pilares para resolver este problema, torna-se difícil a uniformização das tensões entre os pilares.

No exemplo observa-se que no pórtico com área dos pilares reais, os momentos negativos da viga V2 (apoio no pilar P6) começam a ficar com valores positivos já no quinto pavimento, para o vão entre os pilares P5 e P6, e no segundo pavimento, para o vão entre os pilares P6 e P7. Nos pavimentos superiores encontram-se valores positivos, diferentemente dos pavimentos inferiores, devido à deformação excessiva de aproximadamente 3,0 cm do pilar P6, ver figuras 3.3 até 3.6. Porém, no pórtico com a seção dos pilares alterada, tem-se um deslocamento de aproximadamente 1,0 cm e a alteração dos valores de momento somente aparece no décimo terceiro pavimento. Mesmo com a multiplicação da área da seção dos pilares por um fator, ainda há uma certa deformação dos pilares, alterando os valores dos momentos negativos ao longo da altura da estrutura. Esta pequena deformação poderá efetivamente ser causada pelas cargas acidentais e sobrecargas que atuarão na estrutura após a sua construção.

Para uma breve verificação, se a multiplicação da área real dos pilares por um fator teria uma influência nos parâmetros de instabilidade, foi analisado o pórtico com e sem a correção da área dos pilares. Abaixo se têm os valores dos parâmetros de instabilidade:

TABELA 3.12 – Parâmetros de instabilidade com área real dos pilares

**COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL**

Parâmetros determinados com área real dos pilares

Deslocamento do topo proveniente da combinação de cargas verticais e horizontais

|                     | <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |  |   |
|---------------------|---|---|--|---|
|                     | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math>C6)</b>          | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math> C7)</b> | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math>C8)</b> | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math> C9)</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,1007  | 0,1011                                    | 0,0426                                   | 0,0426                                    |
| $\gamma_z$          | 1,2   | 1,193                                     | 1,131                                    | 1,131                                     |
| $\alpha$            | 1,05  | 1,06                                      | 0,86                                     | 0,86                                      |

|                     | <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |
|---------------------|---|---|---|---|
|                     | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C6</b>       | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C7</b> | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C8</b> | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,168   | 0,1684                                    | 0,0711                                    | 0,0711                                    |
| $\gamma_z$          | 1,199   | 1,194                                     | 1,131                                     | 1,131                                     |
| $\alpha$            | 1,05  | 1,05                                      | 0,86                                      | 0,86                                      |

TABELA 3.13 – Parâmetros de instabilidade com área dos pilares x 4

**COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL**

Parâmetros determinados com área dos pilares multiplicada por 4

Deslocamento do topo proveniente da combinação de cargas verticais e horizontais

|                     | <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |
|---------------------|---|---|---|---|
|                     | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math>C6)</b>          | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math>C7)</b>  | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math>C8)</b>  | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math>C9)</b>  |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,1103  | 0,0915                                    | 0,0426                                    | 0,0426                                    |
| $\gamma_z$          | 1,215   | 1,178                                     | 1,131                                     | 1,131                                     |
| $\alpha$            | 1,1   | 1,1                                       | 0,86                                      | 0,86                                      |
|                     | <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b>   |   |   |   |
|                     | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C6</b>         | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C7</b> | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C8</b> | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,1776  | 0,1588                                    | 0,0711                                    | 0,0711                                    |
| $\gamma_z$          | 1,208   | 1,186                                     | 1,131                                     | 1,131                                     |
| $\alpha$            | 1,08  | 1,02                                      | 0,86                                      | 0,86                                      |



Observam-se pequenas alterações nos valores dos parâmetros de instabilidade e deslocamentos do topo da estrutura com a correção da área dos pilares, sendo estas diferenças insignificantes para este exemplo. Realizou-se a análise de outro prédio (Figura 3.13) para a verificação dos parâmetros de instabilidade frente à correção da área dos pilares. Abaixo se têm os respectivos valores obtidos.

TABELA 3.14 – Parâmetros de instabilidade com área real dos pilares

**COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL**

Parâmetros determinados com área real dos pilares

Deslocamento do topo proveniente da combinação de cargas verticais e horizontais

|                     | <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |
|---------------------|---|---|---|---|
|                     | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C6)</b>           | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C7)</b> | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C8)</b> | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math>C9)</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,3176  | 0,194                                   | 0,0322                                  | 0,0322                                  |
| $\gamma_z$          | 1,23  | 1,148                                   | 1,117                                   | 1,117                                   |
| $\alpha$            | 0,98  | 0,77                                    | 0,7                                     | 0,7                                     |

|                     | <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |
|---------------------|---|---|---|---|
|                     | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math> C4)+ C6</b>       | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math> C4)+ C7</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math> C4)+ C8</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math> C4)+ C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,4812  | 0,3715                                    | 0,0537                                    | 0,0537                                    |
| $\gamma_z$          | 1,19  | 1,151                                     | 1,107                                     | 1,107                                     |
| $\alpha$            | 0,9   | 0,79                                      | 0,67                                      | 0,67                                      |

TABELA 3.15 – Parâmetros de instabilidade com área dos pilares x 4

**COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL**

Parâmetros determinados com área dos pilares multiplicada por 4

Deslocamento do topo proveniente da combinação de cargas verticais e horizontais

|                     | <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |  |  |  |
|---------------------|---|--|--|--|
|                     | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math> C6)</b>          | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math> C7)</b> | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math> C8)</b> | <b>C2+C3+C4+(<math>\psi_0</math> C9)</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,2799  | 0,2317                                   | 0,0322                                   | 0,0322                                   |
| $\gamma_z$          | 1,204   | 1,171                                    | 1,117                                    | 1,117                                    |
| $\alpha$            | 0,92  | 0,84                                     | 0,7                                      | 0,7                                      |

|                     | <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |
|---------------------|---|---|---|---|
|                     | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math> C4)+ C6</b>       | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math> C4)+ C7</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math> C4)+ C8</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math> C4)+ C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b> | 0,4478  | 0,4049                                    | 0,0537                                    | 0,0537                                    |
| $\gamma_z$          | 1,178   | 1,162                                     | 1,107                                     | 1,107                                     |
| $\alpha$            | 0,87  | 0,83                                      | 0,67                                      | 0,67                                      |

Não se tem para este exemplo alterações nos parâmetros para a direção x. Já para a direção y, que é a mais desfavorável com relação ao travamento horizontal, vê-se alterações significativas em seus valores, para qualquer uma das combinações. Destacam-se os valores dos deslocamentos, onde se têm valores do topo maiores com a área real dos pilares para o sentido do vento +Y, e valores menores no sentido -Y, em comparação aos deslocamentos apresentados com a multiplicação da área dos pilares. Isto se deve a influência da assimetria da estrutura, que apresenta deslocamentos horizontais devido às cargas verticais.

Nota-se também alterações relevantes no coeficiente  $\gamma_z$ , para o caso onde se tem o vento como carga acidental secundária. Para a direção +Y, tem-se  $\gamma_z=1,204$  para a área dos pilares alterada e  $\gamma_z=1,230$  sem alteração da área.

Destaca-se então, para os projetistas de estruturas, o fato que se deve considerar a correção da área dos pilares, através de um multiplicador, para se levar em conta o processo incremental construtivo da estrutura, e principalmente para se obter valores de deslocamentos e de parâmetros de instabilidade mais reais para a estrutura. Deve-se assinalar entretanto que esta correção, em alguns casos, não apresenta alterações relevantes, como observado no primeiro pórtico analisado.

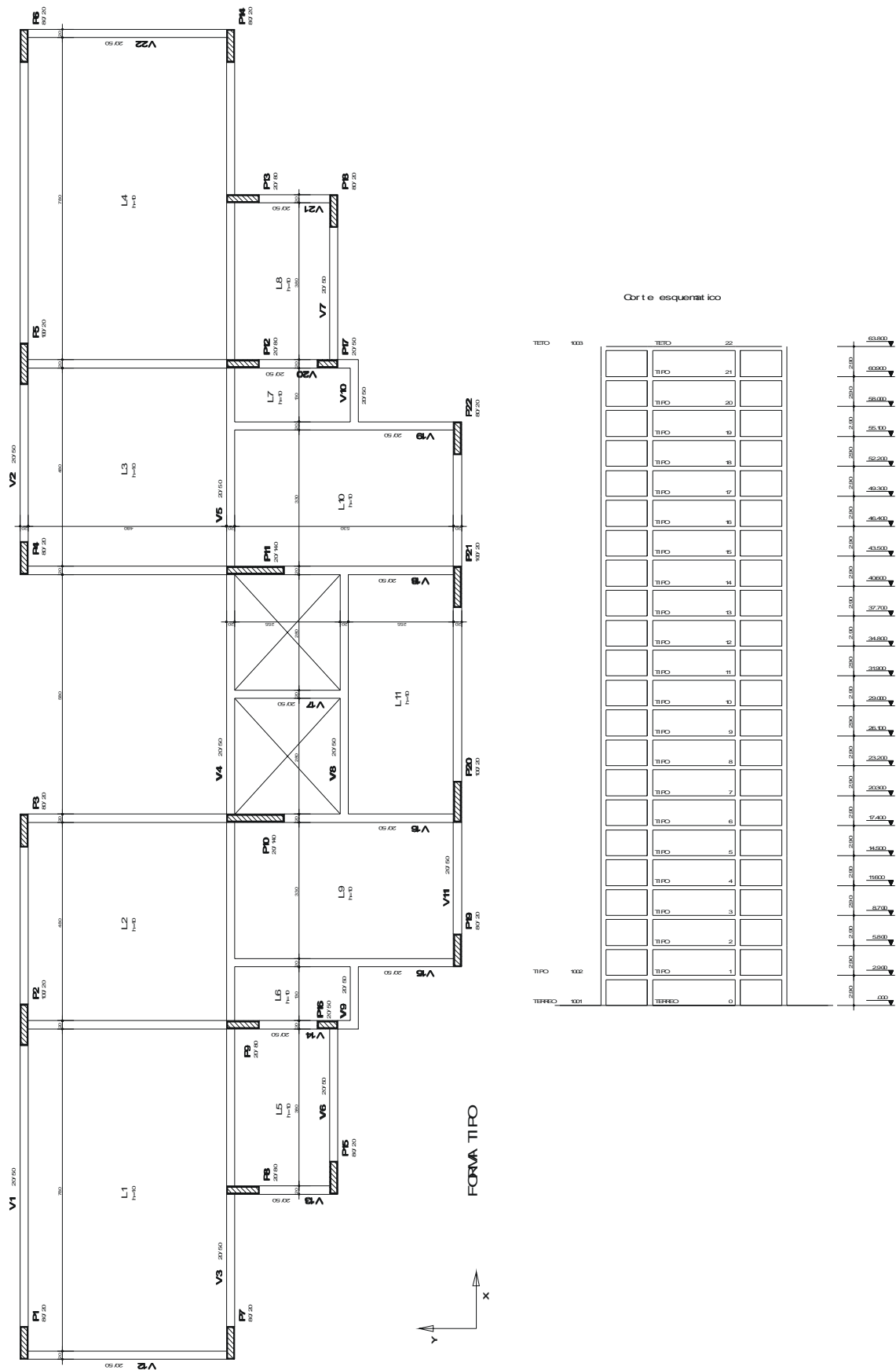


FIGURA 3.13 – Planta de forma tipo

### 3.3.2 Avaliação da consideração das vigas de transição

Da mesma forma que para os pilares, onde se têm deformações excessivas ao longo da altura da estrutura, alterando assim os momentos negativos das vigas, encontra-se efeito semelhante no caso de estruturas com vigas de transição.

Foi alterada a planta de forma do pavimento tipo 01 do exemplo acima (figura 3.2), criando-se uma viga de transição para o pilar P6, ver planta de forma (figura 3.15).

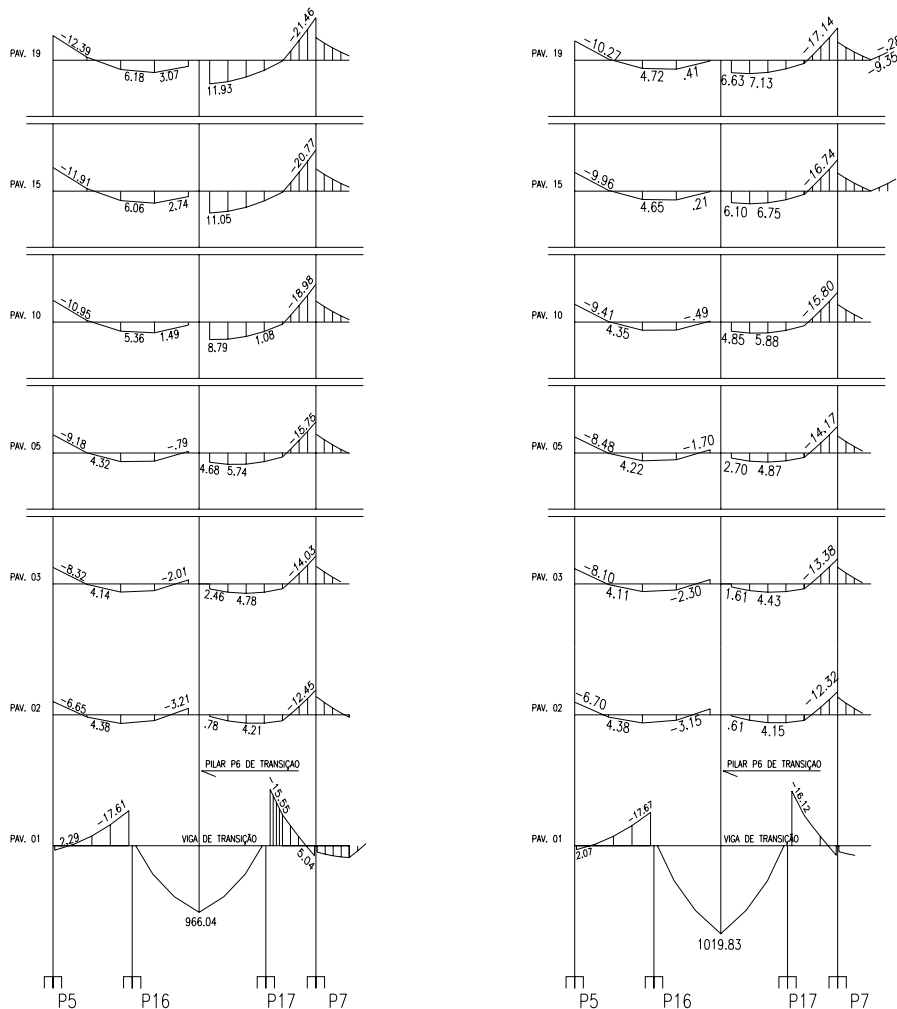
Em uma primeira fase, processou-se o pórtico em regime elástico e verificaram-se as cargas na transição. Em uma segunda fase, utilizou-se o que usualmente os projetistas estruturais aconselham, que é considerar a viga de transição indeformável, multiplicando a rigidez da viga de transição por um fator (indicado 10).

Abaixo se têm as cargas na viga de transição:

TABELA 3.16 – Cargas na transição

|   | <b>Carga normal na<br/>transição<br/>(ton)</b> | <b>Deslocamento do ponto<br/>da carga (cm)</b> |
|---|--|--|
| <b>Viga de transição com<br/>rigidez normal (V11)</b> | 949,3  | 0,17   |
| <b>V11 enrijecida (10x)</b>                           | 1001,8   | 0,15   |

Observa-se o considerável aumento da carga da viga de transição, da ordem de 53 toneladas. Abaixo se tem a verificação de como se comportaram os momentos ao longo da altura da estrutura.



Rigidez Normal

Rigidez Alterada

FIGURA 3.14 – Parte do pórtico, com detalhe a viga de transição

A figura acima mostra claramente a situação da viga de transição com rigidez normal e com rigidez alterada. Considera a viga de transição deformável pode fazer com que os supostos apoios das vigas superiores deixem de ter esta função, podendo até mesmo surgir momento positivos altos na posição dos apoios. Por conseqüência, a força normal sobre o pilar de transição e os momentos na viga de transição serão menores, mas os esforços nos

pilares vizinhos ao da transição serão maiores. Já na análise do pórtico, onde foi realizada a multiplicação da rigidez da viga de transição, tornado-a indeformável, diminui-se a deformação do pilar de transição, evitando assim a redistribuição de esforços ao longo da altura da estrutura. Por outro lado, foram aumentados a força normal no pilar de transição e o momento na viga de transição.

Esta situação onde é alterada a rigidez da viga de transição para análise, é justificada da mesma forma que a alteração da área dos pilares, para poder-se levar em consideração o processo incremental construtivo da estrutura, buscando assim na análise estrutural, retratar o comportamento mais real possível, que terá a estrutura quando construída.

Destaca-se, finalmente, que as duas situações, deformação excessiva dos pilares e da viga de transição, poderão ocorrer simultaneamente, devendo o projetista estrutural ter atenção quando da análise.

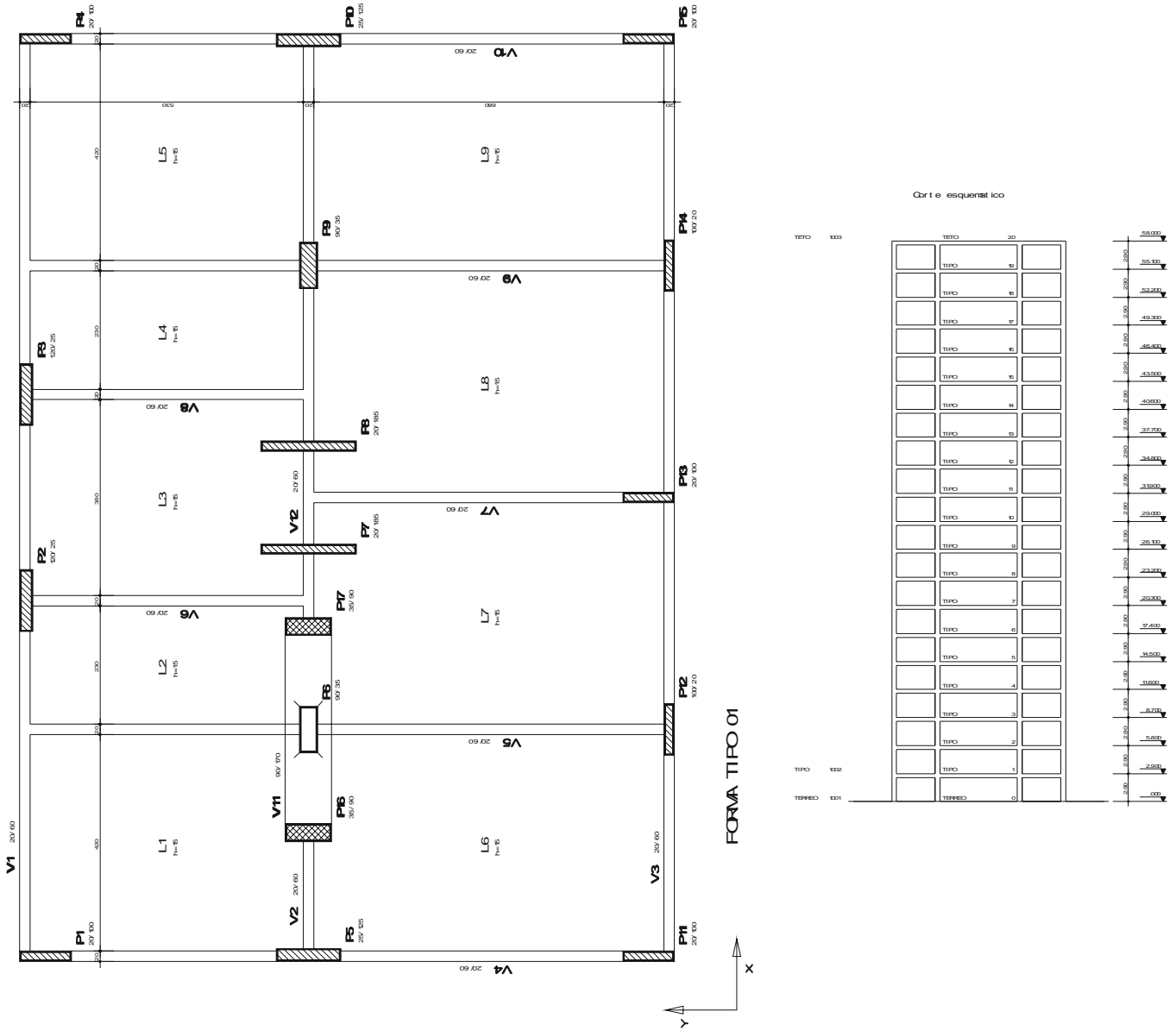


FIGURA 3.15 – Planta de forma tipo

### 3.4 EXEMPLO 3

É apresentada a seguir a planta de forma do pavimento tipo do exemplo 03, com as dimensões dos elementos estruturais e um esquema vertical da edificação.

Este exemplo foi adaptado do trabalho de **Maranhão (1998)**, onde foram feitas algumas alterações nos pilares do pavimento tipo, para utilização neste trabalho.

Considerações gerais de projeto:

O prédio foi projetado com  $f_{ck} = 25$  MPa, sendo utilizados para análise o módulo de elasticidade determinado pela **NBR 6118/2003**, item 8.2.8:

$$E_{cj} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (3.8)$$

resultando em  $E_{cj} = 28000$  MPa

Para o módulo de elasticidade secante:

$$E_{cs} = 0,85 E_{cj} \quad (3.9)$$

resultando em  $E_{cs} = 23800$  MPa

Para a ação horizontal do vento, foram utilizados os seguintes parâmetros estabelecidos pela **NBR-6123/1987**:

Velocidade básica do vento: 45 m/s

Categoria: IV

Classe: C

Fator topográfico:  $S_1 = 1,0$

Fator estatístico:  $S_3 = 1,0$

Os respectivos coeficientes de arrasto são:

Coeficiente de arrasto na direção x:  $C_{ax} = 1.30$

Coeficiente de arrasto na direção y:  $C_{ay} = 1.30$

Os coeficientes de segurança para as ações foram considerados como:

$\gamma_{fv} = 1,00$  para as ações verticais

$\gamma_{fh} = 1,40$  para as ações horizontais

Considerou-se na análise o recurso de Offset rígido.





### 3.4.1 Avaliação do parâmetro de instabilidade $\gamma_z$ como majorador

A **NBR 6118/2003** permite utilizar o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  como majorador dos esforços provenientes dos casos de carregamentos horizontais, obtendo-se assim os esforços finais de primeira e segunda ordem. Para avaliar este procedimento será analisado um pórtico em primeira e segunda ordem, de modo que se possa determinar o acréscimo de esforços observado.

O processo se desenvolverá seguindo as etapas, conforme procedimento apresentado por **PINTO (1997)**:

- 1\_ Análise em primeira ordem da estrutura para as ações horizontais agindo simultaneamente com o carregamento vertical, para se levar em contato a falta de simetria da estrutura, e será considerado NLF de forma simplificada (através da redução da inércia dos elementos);
- 2\_ Determinação dos esforços de primeira ordem para os elementos da estrutura;
- 3\_ Cálculo do parâmetro  $\gamma_z$ ;
- 4\_ Reprocessamento do pórtico utilizando os valores de  $\gamma_z$  como majorador;
- 5\_ Análise da estrutura, considerando a NLG, através do processo P-Delta;
- 6\_ Determinação dos esforços de segunda ordem para os elementos da estrutura;
- 7\_ Comparação entre os esforços de segunda ordem e os valores previstos através do majorador  $\gamma_z$ .

Têm-se, na tabela 3.17, abaixo, os valores dos parâmetros de instabilidade, conforme cada combinação de carregamento e para cada sentido dos eixos. Em negrito têm-se os valores de  $\gamma_z$  que serão utilizado como majoradores para cada sentido. Para a obtenção dos valores da tabela foram executados os passos 1 a 3.

TABELA 3.17 – Parâmetros de instabilidade

| <b>COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL</b>                                 |  |  |   |  |
|--|--|--|---|--|
| Deslocamento do topo proveniente da combinação de cargas verticais e horizontais |  |  |   |  |
| <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b>                                |  |  |   |  |
|  | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math>C6)</b> | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math>C7)</b> | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math> C8)</b> | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math>C9)</b> |
| <b>Desloc. Topo</b>  | 0,0509                                   | 0,0509                                   | 0,0643                                    | 0,0643                                   |
| $\gamma_z$   | 1,092                                    | 1,092                                    | 1,13                                      | 1,13                                     |
| $\alpha$   | 0,63                                     | 0,63                                     | 0,73                                      | 0,73                                     |

| <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |   |
|---|---|---|---|---|
|   | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C6</b> | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C7</b> | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C8</b> | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4)+ C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b>                             | 0,0848                                    | 0,0848                                    | 0,1072                                    | 0,1072                                    |
| $\gamma_z$                                      | 1,083                                     | 1,083                                     | 1,118                                     | 1,118                                     |
| $\alpha$  | 0,6                                       | 0,6                                       | 0,7                                       | 0,7                                       |

Verifica-se agora como ficam as combinações de carregamento com  $\gamma_z$  como majorador, feitas as combinações últimas (NBR 8681):

#### COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL

Ações verticais isoladas

$C2 + C3 + C4$

Ações horizontais como variável secundária (Combinação 01)

$C2 + C3 + C4 + \psi_0 \gamma_z C6$

$C2 + C3 + C4 + \psi_0 \gamma_z C7$

$C2 + C3 + C4 + \psi_0 \gamma_z C8$

$C2 + C3 + C4 + \psi_0 \gamma_z C9$

Ações verticais acidentais como variável secundária (Combinação 02)

$C2 + C3 + \psi_0 C4 + \gamma_z C6$

$C2 + C3 + \psi_0 C4 + \gamma_z C7$

$C2 + C3 + \psi_0 C4 + \gamma_z C8$

$C2 + C3 + \psi_0 C4 + \gamma_z C9$

Para as ações horizontais como variável secundária  $\psi_0 = 0,6$ . Quando as ações verticais acidentais são consideradas como variável secundária como, neste exemplo, está sendo considerando a edificação como comercial, tem-se  $\psi_0 = 0,7$  ( $\psi_0 = 0,5$  para edifícios residenciais e  $\psi_0 = 0,7$  para edifícios comerciais).

Seguindo a seqüência descrita anteriormente, foi reprocessado o pórtico conforme as combinações acima. Com o reprocessamento do pórtico utilizando o processo P-Delta e o processo simplificado ( $\gamma_z$  como majorador), foram determinados os valores dos momentos na base dos pilares e do deslocamento do topo do pórtico. A comparação dos valores nas duas situações é feita abaixo para os esforços nos pilares P6 e P9:

TABELA 3.18 – Esforços nos pilares P6 e P9

| Pilar: P6  |       |               | Análise de 1° Ordem |               | Processos de Análise de 2° Ordem |                                |               |                       |                                |        |
|--|-------|---------------|---------------------|---------------|----------------------------------|--------------------------------|---------------|-----------------------|--------------------------------|--------|
| Comb.  | Vento | EIXOS         | M <sub>1</sub>      | DESLOC        | P-DELTA                          |                                |               | Processo Simplificado |                                |        |
|  |       |               |                     |               | M <sub>2</sub>                   | M <sub>2</sub> /M <sub>1</sub> | DESLOC        | M <sub>2</sub>        | M <sub>2</sub> /M <sub>1</sub> | DESLOC |
| C<br>O<br>M<br>B<br>I<br>N<br>A<br>Ç<br>Ã<br>O<br>01 | Y     | Mx            | <b>-82,40</b>       | 0,0509        | <b>-86,80</b>                    | 1,053                          | 0,0716        | <b>-88,70</b>         | 1,076                          | 0,0758 |
|  |       | My            | <b>1,10</b>         |               | <b>1,10</b>                      | 1,000                          |               | <b>1,10</b>           | 1,000                          |        |
|  | -Y    | Mx            | <b>84,10</b>        | 0,0509        | <b>88,70</b>                     | 1,055                          | 0,0716        | <b>90,50</b>          | 1,076                          | 0,0758 |
|  |       | My            | <b>1,10</b>         |               | <b>1,20</b>                      | 1,091                          |               | <b>1,10</b>           | 1,000                          |        |
|  | X     | Mx            | <b>0,90</b>         | 0,0643        | <b>0,80</b>                      | 0,889                          | 0,0904        | <b>0,90</b>           | 1,000                          | 0,0995 |
|  |       | My            | <b>8,90</b>         |               | <b>9,40</b>                      | 1,056                          |               | <b>9,80</b>           | 1,101                          |        |
| -X   | Mx    | <b>0,80</b>   | 0,0643              | <b>0,90</b>   | 1,125                            | 0,0904                         | <b>0,80</b>   | 1,000                 | 0,0995                         |        |
|  | My    | <b>-6,60</b>  |                     | <b>-7,10</b>  | 1,076                            |                                | <b>-7,60</b>  | 1,152                 |                                |        |
| C<br>O<br>M<br>B<br>I<br>N<br>A<br>Ç<br>Ã<br>O<br>02 | Y     | Mx            | <b>-137,90</b>      | 0,0848        | <b>-142,70</b>                   | 1,035                          | 0,1184        | <b>-148,00</b>        | 1,073                          | 0,1260 |
|  |       | My            | <b>0,90</b>         |               | <b>1,00</b>                      | 1,111                          |               | <b>0,90</b>           | 1,000                          |        |
|  | -Y    | Mx            | <b>139,60</b>       | 0,0848        | <b>146,30</b>                    | 1,048                          | 0,1184        | <b>149,70</b>         | 1,072                          | 0,1260 |
|  |       | My            | <b>1,00</b>         |               | <b>1,00</b>                      | 1,000                          |               | <b>1,00</b>           | 1,000                          |        |
|  | X     | Mx            | <b>0,80</b>         | 0,1072        | <b>0,70</b>                      | 0,875                          | 0,1492        | <b>0,80</b>           | 1,000                          | 0,1639 |
|  |       | My            | <b>13,90</b>        |               | <b>14,60</b>                     | 1,050                          |               | <b>15,30</b>          | 1,101                          |        |
| -X   | Mx    | <b>0,70</b>   | 0,1072              | <b>0,80</b>   | 1,143                            | 0,1492                         | <b>0,80</b>   | 1,143                 | 0,1639                         |        |
|  | My    | <b>-12,00</b> |                     | <b>-12,60</b> | 1,050                            |                                | <b>-13,40</b> | 1,117                 |                                |        |

| Pilar:   |       | P9    |                | Análise de 1º Ordem |                | Processos de Análise de 2º Ordem |        |                |                                |        |
|--|-------|-------|----------------|---------------------|----------------|----------------------------------|--------|----------------|--------------------------------|--------|
|  |       |       |                |                     |                | P-DELTA                          |        |                | Processo Simplificado          |        |
| Comb.  | Vento | EIXOS | M <sub>1</sub> | DESLOC              | M <sub>2</sub> | M <sub>2</sub> /M <sub>1</sub>   | DESLOC | M <sub>2</sub> | M <sub>2</sub> /M <sub>1</sub> | DESLOC |
| C<br>O<br>M<br>B<br>I<br>N<br>A<br>Ç<br>Ã<br>O<br>01 | Y     | Mx    | <b>-0,70</b>   | 0,0509              | <b>-0,70</b>   | 1,000                            | 0,0716 | <b>-0,80</b>   | 1,143                          | 0,0758 |
|  |       | My    | <b>-1,00</b>   |                     | <b>-0,90</b>   | 0,900                            |        | <b>-1,00</b>   | 1,000                          |        |
|  | -Y    | Mx    | <b>1,30</b>    | 0,0509              | <b>1,30</b>    | 1,000                            | 0,0716 | <b>1,30</b>    | 1,000                          | 0,0758 |
|  |       | My    | <b>-1,20</b>   |                     | <b>-1,10</b>   | 0,917                            |        | <b>-1,20</b>   | 1,000                          |        |
|  | X     | Mx    | <b>0,30</b>    | 0,0643              | <b>0,90</b>    | 3,000                            | 0,0904 | <b>0,30</b>    | 1,000                          | 0,0995 |
|  |       | My    | <b>14,60</b>   |                     | <b>15,80</b>   | 1,082                            |        | <b>16,60</b>   | 1,137                          |        |
|  | -X    | Mx    | <b>0,30</b>    | 0,0643              | <b>0,30</b>    | 1,000                            | 0,0904 | <b>0,30</b>    | 1,000                          | 0,0995 |
|  |       | My    | <b>-16,80</b>  |                     | <b>-17,80</b>  | 1,060                            |        | <b>-18,70</b>  | 1,113                          |        |
| C<br>O<br>M<br>B<br>I<br>N<br>A<br>Ç<br>Ã<br>O<br>02 | Y     | Mx    | <b>-1,40</b>   | 0,0848              | <b>-0,80</b>   | 0,571                            | 0,1184 | <b>-1,50</b>   | 1,071                          | 0,1260 |
|  |       | My    | <b>-0,80</b>   |                     | <b>-0,70</b>   | 0,875                            |        | <b>-0,80</b>   | 1,000                          |        |
|  | -Y    | Mx    | <b>1,90</b>    | 0,0848              | <b>1,90</b>    | 1,000                            | 0,1184 | <b>2,00</b>    | 1,053                          | 0,1260 |
|  |       | My    | <b>-1,10</b>   |                     | <b>-1,10</b>   | 1,000                            |        | <b>-1,10</b>   | 1,000                          |        |
|  | X     | Mx    | <b>0,20</b>    | 0,1072              | <b>1,00</b>    | 5,000                            | 0,1492 | <b>0,20</b>    | 1,000                          | 0,1639 |
|  |       | My    | <b>25,10</b>   |                     | <b>27,00</b>   | 1,076                            |        | <b>28,10</b>   | 1,120                          |        |
|  | -X    | Mx    | <b>0,20</b>    | 0,1072              | <b>0,30</b>    | 1,500                            | 0,1492 | <b>0,20</b>    | 1,000                          | 0,1639 |
|  |       | My    | <b>-27,10</b>  |                     | <b>-28,60</b>  | 1,055                            |        | <b>-30,00</b>  | 1,107                          |        |

Observações da tabela:

- A Combinação 01 se refere à análise do pórtico com as cargas horizontais como variável secundária;
- A Combinação 02 se refere à análise do pórtico com as cargas verticais acidentais como variável secundária;
- Os momentos são apresentados em t.m (tonelada metro);
- Os deslocamentos são apresentados em metros;
- M<sub>1</sub>: Momento da primeira ordem;
- M<sub>2</sub>: Momento de segunda ordem;

A tabela acima apresenta os valores de esforços (momentos da base) e o deslocamento do topo de dois pilares (P6, P9) do pórtico. Pode-se observar em primeiro momento, que os valores dos momentos pelo processo simplificado são seguros, sendo sempre superiores ao do processo P-Delta, confirmando o que estabelece a **NBR 6118/2003**, que permite a utilização de  $\gamma_z$  como um majorador.

Com relação aos deslocamentos do topo do pórtico, têm-se valores muito próximos nos dois processos, confirmando novamente a excelente aproximação do procedimento simplificado.

### 3.4.2 Avaliação das cargas verticais

Segundo **FRANCO e VASCONCELOS (1991)**, o coeficiente de instabilidade  $\gamma_z$  traz uma boa aproximação para os esforços de momentos fletores (primeira+segunda ordem). Verifica-se, na seqüência, como se comportaram as cargas verticais dos pilares.

A tabela abaixo apresenta os esforços normais na base do pórtico, para o pilar P4 e P6, segundo o processo de análise P-Delta.

TABELA 3.19 – Cargas verticais

| Pilar:  | P4    | 1° Ordem               | 2° Ordem (P-DELTA)     |  | $\gamma_z$ |
|---------|-------|------------------------|------------------------|--|------------|
| Comb.   | Vento | Carga <sub>1</sub> (t) | Carga <sub>2</sub> (t) | Carga <sub>2</sub> /Carga <sub>1</sub> |            |
| Comb. 1 | Y     | <b>151,00</b>          | <b>154,40</b>          | 1,023                                  | 1,0920     |
|         | X     | <b>166,40</b>          | <b>176,70</b>          | 1,062                                  | 1,1300     |
| Comb. 2 | Y     | <b>151,40</b>          | <b>153,80</b>          | 1,016                                  | 1,0830     |
|         | X     | <b>177,00</b>          | <b>192,10</b>          | 1,085                                  | 1,1180     |

| Pilar:  | P2    | 1° Ordem               | 2° Ordem (P-DELTA)     |  | $\gamma_z$ |
|---------|-------|------------------------|------------------------|--|------------|
| Comb.   | Vento | Carga <sub>1</sub> (t) | Carga <sub>2</sub> (t) | Carga <sub>2</sub> /Carga <sub>1</sub> |            |
| Comb. 1 | Y     | <b>161,10</b>          | <b>164,90</b>          | 1,024                                  | 1,0920     |
|         | X     | <b>160,50</b>          | <b>166,90</b>          | 1,040                                  | 1,1300     |
| Comb. 2 | Y     | <b>167,00</b>          | <b>171,40</b>          | 1,026                                  | 1,0830     |
|         | X     | <b>165,90</b>          | <b>177,20</b>          | 1,068                                  | 1,1180     |

Pode-se observar que os acréscimos nas cargas verticais nos pilares são inferiores aos previstos pelo majorador  $\gamma_z$ . No trabalho de **PINTO (1997)**, onde foi constatado a mesma situação, o autor explica que este fato é devido ao esforço normal ser predominantemente originado do carregamento vertical atuante na estrutura. Nesta situação o carregamento não sofre alterações apreciáveis devido aos efeitos de segunda ordem provocados pelo carregamento horizontal. Os esforços normais nos pilares, devidos ao carregamento horizontal de vento na estrutura, são em geral pequenos, comparados aos esforços normais devido ao carregamento vertical. Assim o acréscimo nos esforços normais no pilares passa a ser insignificante, conforme mostrado na tabela acima.

### 3.5 EXEMPLO 4

É apresentada a seguir a planta de forma do pavimento tipo do exemplo 4, com as dimensões dos elementos estruturais e um esquema vertical da edificação.

Este exemplo foi adaptado do trabalho de **LORIGGIO (2000)**, onde foram feitas algumas alterações nos pilares do pavimento tipo, para utilização neste trabalho.

Considerações gerais de projeto:

O prédio foi projetado com  $f_{ck} = 20$  MPa, sendo utilizados para análise o módulo de elasticidade determinado pela **NBR 6118/2003**, item 8.2.8:

$$E_{cj} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (3.10)$$

resultando em  $E_{cj} = 25000$  MPa

Para o módulo de elasticidade secante:

$$E_{cs} = 0,85 E_{cj} \quad (3.11)$$

resultando em  $E_{cs} = 21300$  MPa

Para a ação horizontal do vento, foram utilizados os seguintes parâmetros estabelecidos pela **NBR-6123/1987**:

Velocidade básica do vento: 45 m/s

Categoria: IV

Classe: C

Fator topográfico:  $S_1 = 1,0$

Fator estatístico:  $S_3 = 1,0$

Os respectivos coeficientes de arrasto são:

Coeficiente de arrasto na direção x:  $C_{ax} = 1.35$

Coeficiente de arrasto na direção y:  $C_{ay} = 1.00$

Os coeficientes de segurança para as ações foram considerados como:

$\gamma_{fv} = 1,00$  para as ações verticais

$\gamma_{fm} = 1,40$  para as ações horizontais

Na análise foi considerado o recurso de Offset rígido.





### 3.5.1 Avaliação da rigidez de pilares parede no pórtico

Como apresentado na revisão bibliográfica, os autores **FRANCO e VASCONCELOS (1991)**, comentam que a classificação das partes da estrutura do pórtico em contraventadas e de contraventamento não fazem muito sentido, como sugere a **NBR 6118/2003**. Para eles cada pilar participa da estrutura de contraventamento em grau maior ou menor, conforme a sua influência na estrutura. No trabalho de **LORIGGIO (2000)** são apresentados dois exemplos bem didáticos sobre o assunto (um pórtico plano e outro espacial). O exemplo de pórtico espacial, com pequenas alterações, é utilizado neste trabalho. Este exemplo de pórtico tem uma característica especial, os pilares parede P9 e P12 estão no sentido do eixo x, dando a estrutura maior rigidez neste sentido. Os demais pilares estão no sentido do eixo y.

Em um primeiro momento, analisa-se o pórtico para se observar a real influência dos pilares parede (P9, P12) no comportamento da estrutura. Para isso serão acompanhados os esforços na base da estrutura. Abaixo se tem a tabela com os esforços provenientes das combinações últimas, com o vento considerado apenas na direção do eixo X:

TABELA 3.20 – Esforços na base dos pilares com vento secundário

|     | Carga Total + Vento X secundário |        |       |        | Carga Total + Vento -X secundário |         |       |         |
|-----|----------------------------------|--------|-------|--------|-----------------------------------|---------|-------|---------|
|     | Fz                               | Fx     | Mx    | My     | Fz                                | Fx      | Mx    | My      |
| P1  | 116,10                           | 0,50   | -0,70 | 1,70   | 163,40                            | -1,30   | -0,50 | -2,80   |
| P2  | 257,30                           | 1,20   | -0,90 | 2,70   | 258,10                            | -1,20   | -0,90 | -2,70   |
| P3  | 163,70                           | 1,20   | -0,50 | 2,70   | 116,10                            | -0,40   | -0,70 | -1,60   |
| P4  | 209,70                           | 0,20   | -0,10 | 1,40   | 257,80                            | -1,50   | 0,00  | -3,10   |
| P5  | 423,60                           | 1,20   | 0,00  | 2,70   | 431,80                            | -1,20   | 0,00  | -2,70   |
| P6  | 260,10                           | 1,40   | -0,20 | 3,00   | 200,20                            | -0,20   | 0,10  | -1,30   |
| P7  | 215,60                           | 0,10   | -0,10 | 1,20   | 262,50                            | -1,50   | 0,00  | -3,10   |
| P8  | 352,00                           | 1,80   | 0,00  | 3,50   | 418,20                            | -1,20   | -0,10 | -2,70   |
| P9  | 353,00                           | 44,20  | -0,20 | 277,10 | 243,10                            | -43,40  | 0,20  | -272,00 |
| P10 | 215,60                           | 0,10   | 0,10  | 1,20   | 262,50                            | -1,50   | 0,00  | -3,10   |
| P11 | 352,00                           | 1,80   | 0,00  | 3,50   | 418,20                            | -1,20   | 0,10  | -2,70   |
| P12 | 353,00                           | 44,20  | 0,20  | 277,20 | 243,10                            | -43,40  | -0,20 | -271,90 |
| P13 | 209,70                           | 0,20   | 0,10  | 1,40   | 257,80                            | -1,50   | 0,00  | -3,10   |
| P14 | 423,60                           | 1,20   | 0,00  | 2,70   | 431,80                            | -1,20   | 0,10  | -2,70   |
| P15 | 260,10                           | 1,40   | 0,20  | 3,00   | 200,20                            | -0,20   | -0,10 | -1,30   |
| P16 | 116,10                           | 0,50   | 0,70  | 1,70   | 163,40                            | -1,30   | 0,50  | -2,80   |
| P17 | 257,30                           | 1,20   | 0,90  | 2,70   | 258,10                            | -1,20   | 0,90  | -2,70   |
| P18 | 163,70                           | 1,20   | 0,50  | 2,70   | 116,10                            | -0,40   | 0,70  | -1,60   |
|     | 4702,20                          | 103,60 |       |        | 4702,40                           | -103,80 |       |         |

TABELA 3.21 – Esforços na base dos pilares com cargas acidentais secundário

|     | C.Perm.+ Acid. Sec. + Vento X |        |       |        | C. Perm.+ Acid. Sec.+ Vento -X |         |       |         |
|-----|-------------------------------|--------|-------|--------|--------------------------------|---------|-------|---------|
|     | Fz                            | Fx     | Mx    | My     | Fz                             | Fx      | Mx    | My      |
| P1  | 90,50                         | 1,10   | -0,70 | 3,30   | 169,40                         | -1,80   | -0,40 | -4,30   |
| P2  | 236,20                        | 2,00   | -0,80 | 4,50   | 237,60                         | -2,00   | -0,80 | -4,50   |
| P3  | 169,80                        | 1,70   | -0,40 | 4,10   | 90,40                          | -1,00   | -0,70 | -3,10   |
| P4  | 174,50                        | 0,90   | -0,20 | 3,00   | 254,70                         | -2,00   | 0,10  | -4,50   |
| P5  | 380,60                        | 2,00   | 0,00  | 4,50   | 394,30                         | -2,00   | -0,10 | -4,50   |
| P6  | 261,30                        | 1,90   | -0,30 | 1,30   | 161,50                         | -0,70   | 0,30  | -2,70   |
| P7  | 180,30                        | 0,70   | -0,10 | 2,80   | 258,40                         | -2,00   | 0,00  | -4,50   |
| P8  | 293,70                        | 2,80   | 0,00  | 5,50   | 403,90                         | -2,20   | -0,10 | -4,80   |
| P9  | 365,90                        | 73,40  | -0,30 | 460,10 | 182,80                         | -72,70  | 0,30  | -455,10 |
| P10 | 180,30                        | 0,70   | 0,10  | 2,80   | 258,40                         | -2,00   | 0,00  | -4,50   |
| P11 | 293,70                        | 2,80   | 0,00  | 5,50   | 403,90                         | -2,20   | 0,10  | -4,80   |
| P12 | 365,90                        | 73,40  | 0,30  | 460,20 | 182,80                         | -72,70  | -0,30 | -4,55   |
| P13 | 174,50                        | 0,90   | 0,20  | 3,00   | 254,70                         | -2,00   | -0,10 | -4,50   |
| P14 | 380,60                        | 2,00   | 0,00  | 4,50   | 394,30                         | -2,00   | 0,10  | -4,50   |
| P15 | 261,30                        | 1,90   | 0,30  | 4,30   | 161,50                         | -0,70   | -0,30 | -2,70   |
| P16 | 90,50                         | 1,10   | 0,70  | 3,30   | 169,40                         | -1,80   | 0,40  | -4,30   |
| P17 | 236,20                        | 2,00   | 0,80  | 4,50   | 237,60                         | -2,00   | 0,80  | -4,50   |
| P18 | 169,80                        | 1,70   | 0,40  | 4,10   | 90,40                          | -1,00   | 0,70  | -3,10   |
|     | 4305,60                       | 173,00 |       |        | 4306,00                        | -172,80 |       |         |

Observações da Tabela:

$F_z$  = carga vertical na base do pilar (tonelada);

$F_v$  = carga horizontal na base do pilar (tonelada);

$M_x$  = momento em torno do eixo x (tonelada.metro);

$M_y$  = momento em torno do eixo y (tonelada.metro);

Com estes resultados, pode-se observar que para os esforços verticais, os valores se apresentam sem muita surpresa. Os valores são aproximadamente os esperados conforme a área de influência de cada pilar. Já para os esforços horizontais, tem-se uma situação especial. Os pilares parede (P9,P12) absorvem juntos aproximadamente 85% de todo o carregamento horizontal que atua sobre a estrutura, independente da combinação última, ficando 15% do carregamento horizontal para o restante dos pilares. Pode-se notar também que os momentos nos pilares parede são inúmeras vezes maiores que para os demais pilares. Então, conforme a **NBR 6118/2003**, seria permitido classificar os pilares parede como sendo a parte da estrutura responsável pelo contraventamento e o restante como sendo contraventada.

Por outro lado, têm-se, neste exemplo, dois pilares parede com uma rigidez, para suportar aos esforços horizontais, muitas vezes superior aos demais, mas, mesmo assim, tem-se uma participação, mesmo que pequena, do restante da estrutura na função de resistir a estes esforços horizontais. Desconsiderado, entretanto, esta participação poder-se-ia estar superdimensionando estes pilares parede. De qualquer forma ficar-se-ia a favor da segurança. Considerando todos os elementos, mesmo os de pequena rigidez, estar-se-ia analisando a estrutura de uma forma mais real, que deve ser o objetivo de toda análise estrutural.

### 3.5.2 Avaliação dos parâmetros de instabilidade

Nas tabelas seguintes, tem-se a determinação dos parâmetros instabilidade:

TABELA 3.22 – Parâmetros de instabilidade e deslocamento do topo

**COMBINAÇÃO SEM REDUÇÃO DA CARGA ACIDENTAL**  
Deslocamento do topo proveniente da combinação de cargas verticais e horizontais

| <b>AÇÕES HORIZONTAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |   |
|---|---|---|---|---|
|   | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math> C6)</b> | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math> C7)</b> | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math> C8)</b> | <b>C2+C3+C4+ (<math>\psi_0</math> C9)</b> |
| <b>Desloc. Topo</b>                               | 0,0239                                    | 0,0239                                    | 0,1048                                    | 0,1052                                    |
| $\gamma_z$  | 1,128                                     | 1,128                                     | 1,187                                     | 1,186                                     |
| $\alpha$  | 0,68                                      | 0,68                                      | 0,85                                      | 0,85                                      |

| <b>AÇÕES VERTICAIS COMO VARIÁVEL SECUNDÁRIA</b> |   |   |   |   |
|---|---|---|---|---|
|   | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4+) C6</b> | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math>C4+) C7</b> | <b>C2+C3+(<math>\psi_0</math> C4)+ C8</b> | <b>C2+C3+ (<math>\psi_0</math> C4)+C9</b> |
| <b>Desloc. Topo</b>                             | 0,0399                                    | 0,0399                                    | 0,175                                     | 0,175                                     |
| $\gamma_z$                                      | 1,116                                     | 1,116                                     | 1,169                                     | 1,168                                     |
| $\alpha$  | 0,65                                      | 0,65                                      | 0,82                                      | 0,82                                      |

Na seqüência, tem-se a análise da estrutura, utilizando o processo P-Delta. São apresentados os valores do momento  $M_y$  da base de alguns pilares para se observar os seus comportamentos:

TABELA 3.23 – Esforços nos pilares

| Pilar – P9                           | 1°<br>ordem | 2°<br>ordem | 2°/1° |
|--------------------------------------|-------------|-------------|-------|
| Carga Total + Vento X secundário     | 277,10      | 315,40      | 1,138 |
| Carga Total + Vento -X secundário    | -272,00     | -314,90     | 1,158 |
| C. Perm. + acidental sec. + vento X  | 460,10      | 518,00      | 1,126 |
| C. Perm. + acidental sec. + vento -X | -455,10     | -517,80     | 1,138 |

| Pilar – P1                           | 1°<br>ordem | 2°<br>ordem | 2°/1° |
|--------------------------------------|-------------|-------------|-------|
| Carga Total + Vento X secundário     | 1,70        | 1,80        | 1,059 |
| Carga Total + Vento -X secundário    | -2,80       | -3,00       | 1,071 |
| C. Perm. + acidental sec. + vento X  | 3,30        | 3,50        | 1,061 |
| C. Perm. + acidental sec. + vento -X | -4,30       | -4,40       | 1,023 |

| Pilar – P6                           | 1°<br>ordem | 2°<br>ordem | 2°/1° |
|--------------------------------------|-------------|-------------|-------|
| Carga Total + Vento X secundário     | 3,00        | 3,10        | 1,033 |
| Carga Total + Vento -X secundário    | -1,30       | -1,30       | 1,000 |
| C. Perm. + acidental sec. + vento X  | -0,30       | -0,40       | 1,333 |
| C. Perm. + acidental sec. + vento -X | -2,70       | -3,00       | 1,111 |

| Pilar – P8                           | 1°<br>ordem | 2°<br>ordem | 2°/1° |
|--------------------------------------|-------------|-------------|-------|
| Carga Total + Vento X secundário     | 3,50        | 3,80        | 1,086 |
| Carga Total + Vento -X secundário    | -2,70       | -2,80       | 1,037 |
| C. Perm. + acidental sec. + vento X  | 5,50        | 6,00        | 1,091 |
| C. Perm. + acidental sec. + vento -X | -4,80       | -4,90       | 1,021 |

Verifica-se, portanto, que para o pilar parede P9, o acréscimo percentual nos momentos é aproximadamente igual ao determinado pelo parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , pois com foi verificado, este pilar é realmente a parte mais importante na resistência a esforços horizontais, sendo afetado diretamente pelos efeitos de segunda ordem. Para os demais pilares apresentados, vê-se que eles não seguem a mesma ordem de grandeza do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , mas não deixam de ser afetados pelos efeitos de segunda ordem, pois também participam, em grau menor, do contraventamento da estrutura.

### 3.5.3 Avaliação da rigidez à torção

Conforme comentado na revisão bibliográfica, têm-se estruturas que não podem ser analisadas através de modelos planos, pois não apresentam um eixo comum de simetria aplicável às cargas e à estrutura, surgindo então uma rotação dos pavimentos, a qual somente pode ser observada por uma análise tridimensional da estrutura. Para avaliar a não consideração da inércia à torção das barras da estrutura, foi alterada a planta de forma original do exemplo (ver figura 3.18), deslocando-se os pilares parede e tornando-se a estrutura assimétrica.

Na análise, determinam-se os parâmetros de instabilidade e os deslocamentos do topo da estrutura para diferentes valores de redução da inércia à torção das barras. Serão apresentados apenas os valores de uma linha de pilares, da qual fazem parte os pilares parede P15 e P18, e somente os valores para o sentido do vento na direção positiva do eixo x.

TABELA 3.24 – Deslocamentos do topo para diferentes reduções de  $I_t$   
(Deslocamentos em centímetro)

| Pilar | C.Perm.+ C. Acidental + Vento X secundário |         |         |         |        | C.Perm.+ C. Ac. Secundária + Vento X |         |         |         |        |
|-------|--|---------|---------|---------|--------|--------------------------------------|---------|---------|---------|--------|
|       | 1,0.lt                                     | 0,75.lt | 0,50.lt | 0,25.lt | 0,0.lt | 1,0.lt                               | 0,75.lt | 0,50.lt | 0,25.lt | 0,0.lt |
| P3    | 15,48                                      | 15,5    | 15,52   | 15,54   | 15,55  | 25,77                                | 25,8    | 25,83   | 25,87   | 25,88  |
| P6    | 14,03                                      | 14,05   | 14,06   | 14,08   | 14,08  | 23,39                                | 23,41   | 23,43   | 23,46   | 23,47  |
| P9    | 12,59                                      | 12,6    | 12,61   | 12,61   | 12,62  | 21,01                                | 21,02   | 21,04   | 21,05   | 21,06  |
| P12   | 11,15                                      | 11,15   | 11,15   | 11,16   | 11,16  | 18,64                                | 18,64   | 18,65   | 18,65   | 18,65  |
| P15   | 9,66                                       | 9,66    | 9,65    | 9,65    | 9,65   | 16,19                                | 16,19   | 16,18   | 16,18   | 16,18  |
| P18   | 8,22                                       | 8,21    | 8,2     | 8,2     | 8,19   | 13,83                                | 13,81   | 13,8    | 13,79   | 13,78  |

Percebe-se rapidamente que a variação dos deslocamentos do topo da estrutura para os diferentes valores da inércia a torção são praticamente irrelevantes, ficando como grande responsável pela resistência ao giro da estrutura como um todo, o alinhamento e interação entre os pórticos transversais da estrutura. Então, não havendo alterações significativas nos deslocamento, os valores dos parâmetros de instabilidade para todas as reduções (para a direção x, sentido positivo) ficaram inalterados, com  $\gamma_z = 1,23$  e  $\alpha = 0,86$ .

Uma observação feita no trabalho de **LORIGGIO (1995)** sobre o assunto, é que embora o efeito da redução da inércia à torção sobre os deslocamentos das barras é muito pequeno, há uma tendência de maior giro da estrutura, e onde se tiver um único elemento resistente à torção, como, por exemplo, uma caixa de elevador, ou somente um pilar parede, este efeito poderia ser mais relevante.

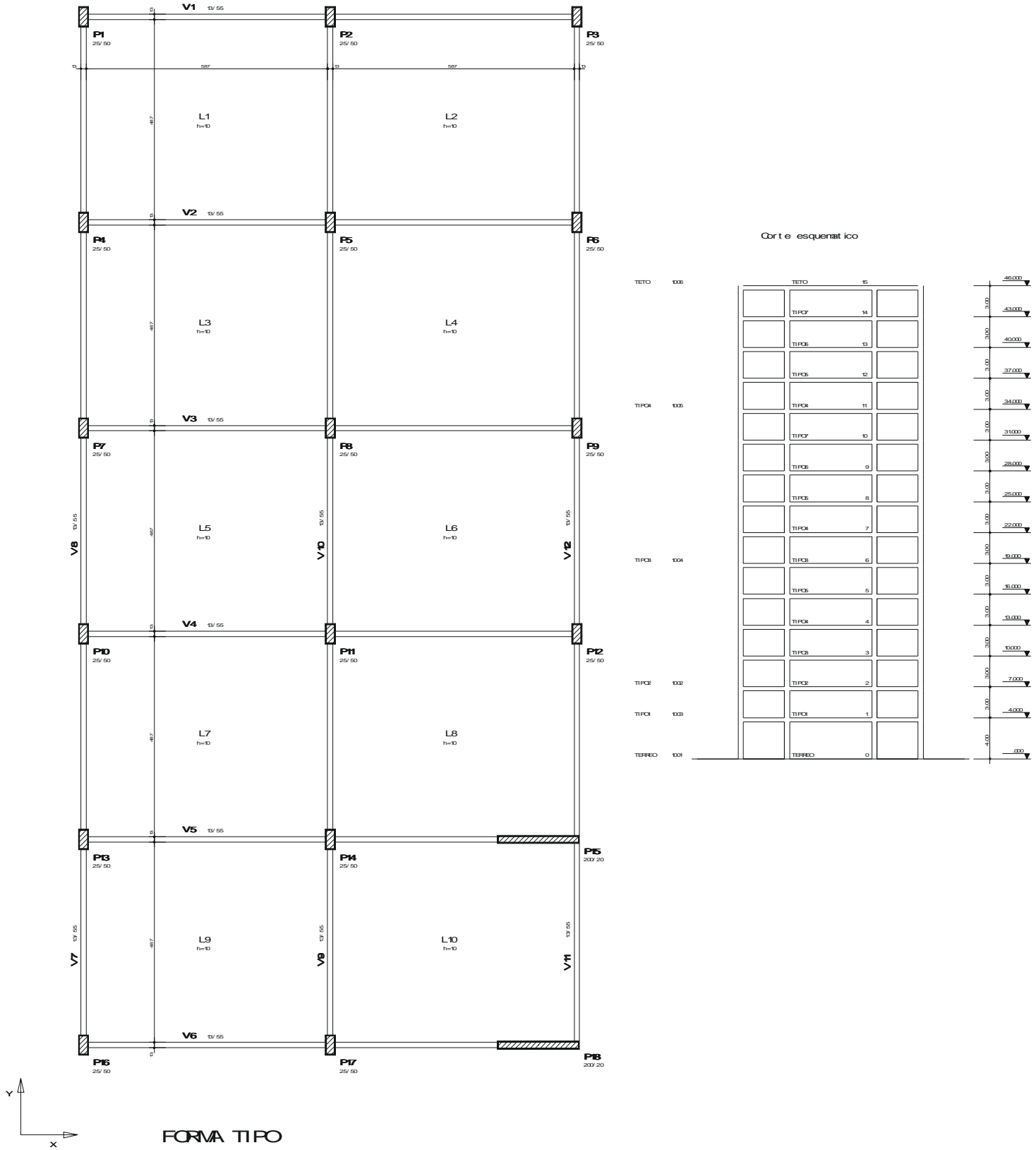


FIGURA 3.18 – Planta de forma tipo alterada

### 3.5.4 Avaliação dos parâmetros de instabilidade com os pilares parede deslocados

Neste exemplo, tem-se uma comparação entre os esforços de primeira e segunda ordem. A tabela abaixo apresenta os valores de momento  $m_x$ , na base dos pilares, para a linha de pilares onde estão inseridos os pilares parede e para o vento na direção x (sentido positivo do eixo). Na tabela seguinte aparecem os parâmetros de instabilidade.

TABELA 3.25 – Momento  $m_x$  (ton.m) na base dos pilares

| PILAR | C. Permanente + C. acidental + Vento X secundário |          |       | C. Permanente + C. acidental secundária + Vento X |          |       |
|-------|---|----------|-------|---|----------|-------|
|       | 1° ORDEM  | 2° ORDEM | 2°/1° | 1° ORDEM  | 2° ORDEM | 2°/1° |
| P3    | 9,90  | 13,00    | 1,313 | 16  | 20,4     | 1,275 |
| P6    | 8,40  | 10,50    | 1,250 | 13,4  | 16,3     | 1,216 |
| P9    | 6,70  | 8,20     | 1,224 | 10,5  | 12,6     | 1,200 |
| P12   | 4,90  | 5,90     | 1,204 | 7,5   | 8,9      | 1,187 |
| P15   | 333,50  | 430,70   | 1,291 | 554,6   | 699,3    | 1,261 |
| P18   | 77,60   | 53,00    | 0,683 | 128,5   | 92,3     | 0,718 |

Observação: os efeitos de segunda ordem são os obtidos pelo processo P-Delta; os momentos seguem a convenção vetorial de sinais;

TABELA 3.26 – Parâmetros de instabilidade para vento direção x positiva

|            | C. Permanente + C. acidental + Vento X secundário | C. Permanente + C. acidental secundária + Vento X |
|------------|---|---|
| Desl. Topo | 0,1174  | 0,1962  |
| $\gamma_z$ | 1,230   | 1,207   |
| $\alpha$   | 0,90  | 0,86  |

Observa-se, em uma primeira análise, que os valores de acréscimos dos momentos de segunda ordem não acompanham a magnitude dos apresentados pelo majorador  $\gamma_z$ . Chega-se a encontrar até a valores menores que os de primeira ordem (caso do pilar P18), independente da combinação última verificada.

Os valores de acréscimos percentuais de segunda ordem apresentam uma variação que diminui dos pilares mais distantes para os mais próximos dos pilares paredes. No primeiro pilar parede (P15), nota-se um aumento significativo dos acréscimos percentuais (de 29%), pois este pilar tem grande rigidez para os esforços horizontais. No segundo pilar parede (P18), verifica-se, que mesmo tendo uma grande rigidez a esforços horizontais, que apresenta uma



redução nos acréscimos de segunda ordem, de aproximadamente 30%. As diferenças entre os esforços dos pilares parede P15 e P18 podem ser observadas também pela reação horizontal na base dos pilares. Para a análise em primeira ordem, com a carga acidental secundária, a reação horizontal do pilar P15 foi de 122,6 toneladas e a do pilar P18 foi de -16.5 toneladas, sendo até mesmo o sentido da reação invertido.

Nota-se, então, que a estrutura está se comportando como uma alavanca, girando em torno do pilar parede P18, ver Figura 3.19, e aumentando significativamente os esforços de segunda ordem para os pilares mais distantes dos pilares parede. Os valores dos esforços são superiores aos determinados através do majorador  $\gamma_z$ .

Este exemplo é um caso extremo, onde a assimetria é total, apresentando valores totalmente distorcidos. Mas fica o alerta de que quando for realizada a análise de uma estrutura que apresenta estas características, deve-se ter o extremo cuidado, ao se obter os valores de  $\gamma_z$ , e, principalmente, ao aplicá-lo sobre a estrutura, onde se pode estar super ou sub-dimensionando as barras da estrutura.

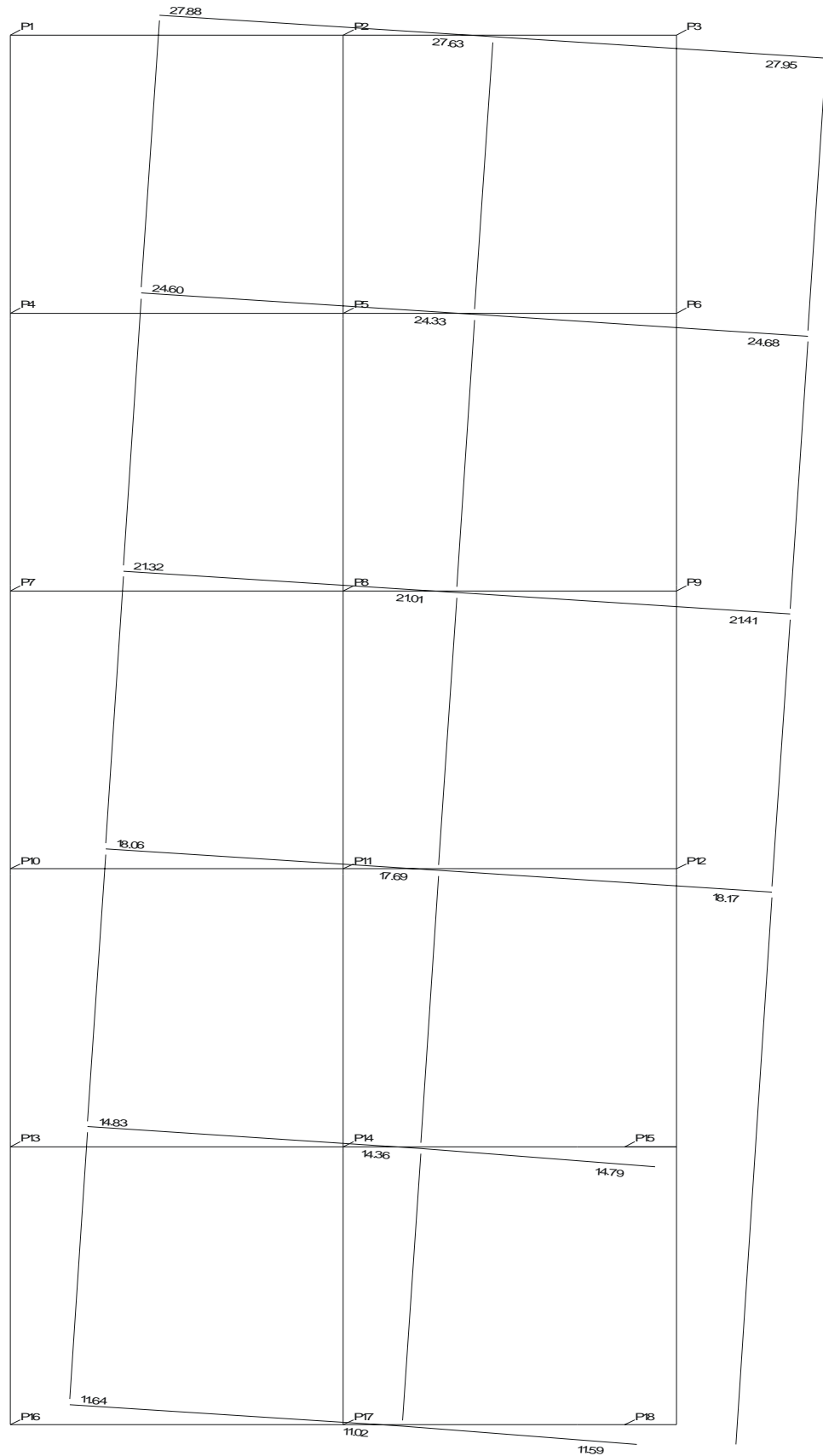


FIGURA 3.19 – Giro do pavimento tipo

## 4 CONCLUSÕES

Neste capítulo são resumidas as conclusões e observações que foram feitas ao longo de todos os exemplos analisados neste trabalho.

No exemplo 1, analisaram-se situações com valores diferenciados de redução da inércia dos elementos de barras, vigas e pilares, para a consideração simplificada da NLF do material concreto. As diferentes reduções não apresentaram influências significativas, para efeito de dimensionamento dos elementos do pórtico, sendo utilizado nos demais exemplos o que indica a norma **NBR 6118/2003**, uma redução de  $0,7I_g$ , tanto para vigas como para pilares.

Ainda nesse exemplo foi visto, durante a análise, utilizando-se as combinações últimas das cargas acidentais, a influência das cargas verticais sobre os parâmetros de instabilidade. Quanto maiores forem as cargas verticais, maiores serão os parâmetros de instabilidade, indicando a maior influência sobre a estrutura dos efeitos de segunda ordem. Sinaliza-se então, ao projetista, a busca de elementos estruturais mais leves, a diminuição de cargas permanentes, como a de contra-piso, divisórias leves, para se diminuir os efeitos de segunda ordem sobre a estrutura.

Um destaque deve ser dado à questão da redução das cargas verticais acidentais, permitida pela norma **NBR 6120/1980**. Como se têm freqüentes alterações de projeto, a redução de carga sobre a estrutura pode desaparecer, não sendo recomendado ao projetista a utilização deste recurso.

No exemplo 2, os efeitos dos deslocamentos dos pilares ao longo da altura da estrutura, provocados pela deformação do próprio pilar ou de viga de transição. Estas duas situações na verdade não são reais, pois a estrutura não é feita de uma só vez, e sim, segue um processo incremental construtivo e as cargas não são aplicadas simultaneamente em toda a estrutura. Então para uma correta análise da estrutura se deve utilizar algum recurso para que durante a análise do pórtico, os elementos não apresentem essas deformações. Duas situações foram analisadas. Para os pilares, a multiplicação de suas áreas por um fator maior que a unidade contorna perfeitamente a situação, evitando a deformação indesejada. No caso das vigas de transição, também a multiplicação por um fator maior que a unidade de sua rigidez à flexão, evita o aparecimento da deformação exagerada. Observou-se que a alteração destas

deformações pode causar modificações nos parâmetros de instabilidade, ficando para o projetista estrutural a atenção a esta consideração.

A questão da consideração dos efeitos de segunda ordem foi discutida no exemplo 3. Analisou-se o emprego dos processos P-Delta e o chamado processo simplificado (esforços de primeira ordem majorados pelo parâmetro  $\gamma_z$ ). Observou-se que os momentos finais (primeira + segunda ordem), obtidos através do processo simplificado, são plenamente satisfatórios, ficando sempre maiores que os obtidos através do processo P-Delta. Já para as cargas verticais, foi visto que estas não acompanham os valores indicados pelo majorador  $\gamma_z$ , pois as cargas verticais não são tão afetadas pelos efeitos de segunda ordem.

Finalmente, no exemplo 4, foi avaliada a participação de pilares parede e do restante da estrutura no sistema de travamento. Avaliou-se a suposta classificação das partes de uma estrutura, em contraventadas e de contraventamento. Foi visto que os pilares parede realmente são os responsáveis pela maior parcela de esforços a serem resistidos, mas não na sua totalidade, ficando assim uma parcela menor para o restante da estrutura. Isto confirma o que afirmam os professores Franco e Vasconcelos, que a classificação das partes da estrutura não tem sentido, mas cada elemento participa em grau maior ou menor no travamento, conforme a sua influência na estrutura.

Ainda, para este mesmo exemplo foi alterada a posição dos pilares parede, criando uma estrutura assimétrica, para se avaliar a rotação dos pavimentos. Foi visto que a corrente consideração dos projetistas estruturais em desprezar a inércia a torção dos elementos do pórtico, não traz prejuízos à análise estrutural. Nesta mesma situação, foram destacadas as alterações causadas pelo giro da estrutura nos parâmetros de instabilidade, ficando os esforços em alguns pilares abaixo de  $\gamma_z$  e outros acima.

Este trabalho teve como intuito o de levantar algumas questões relevantes sobre a avaliação da instabilidade global e a análise estrutural, as quais o projetista estrutural terá de enfrentar, no seu trabalho diário, frente às recomendações da nova norma **NBR 6118/2003** e para buscar uma análise da estrutura, que retrate da forma mais fiel as situações que lhe serão impostas durante a sua vida útil.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). NBR-6118 –Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, ABNT.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). NBR-6120 –Cargas para o cálculo de estrutura de edificações. Rio de Janeiro, ABNT.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). NBR-6123 – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, ABNT.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR-6118 –Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, ABNT.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR8681 – Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, ABNT.
6. BECK, H. e KONIG, G.(1967). Haltekrafte im Skelettbau, in Beton-und Stahlbetonbau.
7. BECK, H. e KONIG, G.(1967). Criteria for judging the stiffnes of framed structures, in Proceedings IABSE Symposium, Londres, p.37-45.
8. CAMPOS Fº, A.(1986). Estudo de estruturas de concreto armado através do método dos elementos finitos. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS PARA ENGENHARIA, 6., São Carlos, 4-7 nov. Anais v.3, p. 1413-1426.
9. CARMO, R.M.S.(1995). Efeitos de Segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado. 112p. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
10. COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1978). CEB-FIP. Manual of buckling and instability. CEB, Bulletin d’Information, n.123.
11. FRANCO, M.(1985). O parâmetro de instabilidade dos edifícios altos. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, n.23, p.69-72.
12. FURLONG, R.W. Frames with Slender Columns-Lateral Loads Analysis. CRSI Professional members Structural Bulletin No. 6, Mar. 1980,10pp.
13. FUSCO, P.B. (1995). Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto Armado. São Paulo: PINI.
14. IBRACON (2003). Comitê Técnico CT-301 Concreto Estrutural -Prática Recomendada IBRACON, Comentários Técnicos NB-1. São Paulo.
15. INSTITUTO DE ENGENHARIA (1997). Publicações Técnicas: Coletânea de trabalhos sobre estabilidade global e local das estruturas de edifícios. São Paulo.

16. LIMA, J.S. & GUARDA, M.C.C. Comparação entre o parâmetro alfa e o coeficiente  $\gamma_z$  na análise da estabilidade global de edifícios altos. São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas – Escola Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.
17. LIMA, J.S. & GUARDA, M.C.C. Utilização do coeficiente  $\gamma_z$  como majorador de primeira ordem em edifícios altos. São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas – Escola Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.
18. LORIGGIO, D.D. Efeitos de Segunda ordem em estruturas de contraventamento. Florianópolis, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, 2001.
19. MACGREGOR, J.G.(1993). Design of slender concrete columns: Revisited. ACI Structural Journal, v.90, n.3,p.302-309,May-Jun.
20. MARANHÃO, G.M. Avaliação dos parâmetros de instabilidade. São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas – Escola Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.
21. MARTINS, C. H. & ANTUNES, H.M.C. Influência da rigidez transversal à flexão das lajes e os parâmetros de estabilidade  $\alpha$  e  $\gamma_z$ . São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas – Escola Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.
22. PINTO, R.S. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.
23. PRADO, J.F.M. Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações verticais e horizontais. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1995.
24. TQS. Manual teórico, versão 9.