

**ANÁLISE TRIDIMENSIONAL PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE
UM EDIFÍCIO ALTO COM ESTRUTURA DE AÇO SUJEITO À
AÇÃO DE FORÇAS LATERAIS E COM TRANSIÇÃO NO**

Ana Maria Drummond Stehling

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"ANÁLISE TRIDIMENSIONAL PELO MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS
ESTRUTURAIS DE UM EDIFÍCIO ALTO COM ESTRUTURA DE
AÇO SUJEITO À AÇÃO DE FORÇAS LATERAIS E COM
TRANSIÇÃO NO"**

Ana Maria Drummond Stehling

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Alcebiades de Vasconcellos Filho
DEES - UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES-UFMG (Co-orientador)

Prof. Dr. Ney Amorim Silva
DEES - UFMG

Prof. Dr. José Luiz Costa Souza
UFBA

Belo Horizonte, 30 de setembro de 2005

*Aos meus pais João Baptista e Magui,
aos meus irmãos Maria Cristina, Maria Guilhermina e João Augusto
aos meus queridos filhos Pedro e Lucas
ao meu amado Ricardo.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por iluminar os meus passos, o meu caminho, a minha vida.

Ao professor Alcebíades de Vasconcellos Filho, por compartilhar o seu vasto conhecimento e experiência, pelas nossas longas conversas, pela atenção, dedicação e pela orientação deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial ao professor Fakury, pela atenção e disponibilidade.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas pela atenção e apoio administrativo.

À minha mãe, meu sogro e minha sogra, meus irmãos, meus cunhados e minhas funcionárias pela preciosa ajuda nos cuidados com meus filhos durante a minha ausência.

Ao meu pai, por nos ter incentivado tanto enquanto estava conosco. À minha mãe, por estar sempre ao meu lado nos momentos de alegria e nos momentos difíceis. Aos meus irmãos, meus melhores amigos.

À família Stehling, pela hospitalidade nas longas horas de estudo.

Aos meus filhos Pedro e Lucas, que fizeram de mim uma pessoa melhor.

Ao Ricardo, meu marido, meu eterno amor, por ter tornado possível esta conquista.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	xii
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	xvi
RESUMO.....	xxi
ABSTRACT.....	xxiii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
3 ESTRUTURA ANALISADA.....	15
4 MODELOS ESTRUTURAIS ANALISADOS.....	26
4.1 Considerações Gerais.....	26
4.2 Análise de 2ª ordem – O Efeito P-Δ.....	30
4.3 O Elemento FRAME.....	31
4.4 O Elemento SHELL.....	33
4.5 O Modelo SIMPLIFICADO.....	38
4.6 Modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	42
4.7 Modelo TRANSIÇÃO 1 - DR.....	49
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO MODELO SIMPLIFICADO.....	56
5.1 Tensões σ_x.....	58
5.2 Tensões σ_y.....	60
5.3 Tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$.....	62
5.4 Tensões $\sigma_{m\acute{i}n}$.....	62
5.5 Força axial nas vigas de fachada dos eixos Y = 0,00 m e Y = 9,00 m..	65

6	ANÁLISE DAS TENSÕES NAS LAJES DOS MODELOS SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 E TRANSIÇÃO 2 DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO TRANSVERSAL.....	68
6.1	Modelo SEM TRANSIÇÃO.....	70
6.1.1	Tensões σ_x	70
6.1.2	Tensões σ_y	80
6.1.3	Tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$	88
6.2	Modelo TRANSIÇÃO 1.....	96
6.2.1	Tensões σ_x	96
6.2.2	Tensões σ_y	100
6.2.3	Tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$	103
6.3	Modelo TRANSIÇÃO 2.....	106
6.3.1	Tensões σ_x	106
6.3.2	Tensões σ_y	110
6.3.3	Tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$	114
6.4	Simetria das regiões de tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ e regiões de tensões $\sigma_{m\acute{i}n}$.....	118
6.5	Comparação entre as tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ devido às forças de vento transversal e as tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ devido às forças gravitacionais.....	120
6.6	Tensões em um elemento de laje ao longo dos andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	128
6.6.1	Tensões σ_x	128
6.6.2	Tensões σ_y	131
6.6.3	Tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$	134
6.7	Tensões em um elemento de laje do modelo SIMPLIFICADO.....	137
7	ANÁLISE DOS ELEMENTOS DE BARRA DOS MODELOS SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 E TRANSIÇÃO 2 DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO TRANSVERSAL E LONGITUDINAL.....	139
7.1	Análise de resultados devido ao vento transversal.....	140
7.1.1	Reações de apoio horizontais H_y na fundação.....	140
7.1.2	Reações de apoio verticais V_z na fundação.....	143
7.1.3	Deslocamentos laterais U_y	145
7.1.4	Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel}	153

7.1.5	Força axial nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades.....	156
7.1.6	Força axial nas diagonais comprimidas do contraventamento central.....	159
7.1.7	Força axial nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m.....	161
7.1.8	Força axial no pilar P6.....	164
7.1.9	Força axial no pilar P7.....	166
7.1.10	Força axial no pilar P8.....	169
7.1.11	Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P6 em cada andar.....	171
7.1.12	Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P7 em cada andar.....	174
7.1.13	Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P8 em cada andar.....	176
7.1.14	Força cortante V3 (sistema local) nos pilares P6, P7 e P8.....	179
7.1.15	Momento fletor M3 (sistema local) nas vigas transversais dos eixos X = 6,00 m e X = 9,00 m.....	179
7.2	Análise de resultados devido ao vento longitudinal.....	184
7.2.1	Reações de apoio horizontais Hx na fundação.....	184
7.2.2	Reações de apoio verticais Vz na fundação.....	186
7.2.3	Reações de apoio My na fundação.....	188
7.2.4	Deslocamentos laterais Ux.....	190
7.2.5	Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl _{rel}	193
7.2.6	Momento fletor M3 (sistema local) nos nós inferiores do pilar P1 em cada andar.....	196
8	ANÁLISE DOS ELEMENTOS DE BARRA DOS MODELOS TRANSIÇÃO 1 E TRANSIÇÃO 1 - DR DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO TRANSVERSAL E LONGITUDINAL.....	199
8.1	Análise de resultados devido ao vento transversal.....	201
8.1.1	Reações de apoio horizontais Hy na fundação.....	201

8.1.2	Reações de apoio verticais V_z na fundação.....	202
8.1.3	Deslocamentos laterais U_y	204
8.1.4	Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel}	208
8.1.5	Força axial nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades.....	211
8.1.6	Força axial nas diagonais comprimidas do contraventamento central.....	214
8.1.7	Força axial nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo $Y = 0,00$ m.....	216
8.1.8	Força axial no pilar P6.....	219
8.1.9	Força axial no pilar P7.....	221
8.1.10	Força axial no pilar P8.....	222
8.2	Análise de resultados devido ao vento longitudinal.....	225
8.2.1	Reações de apoio horizontais H_x na fundação.....	225
8.2.2	Reações de apoio verticais V_z na fundação.....	226
8.2.3	Reações de apoio M_y na fundação.....	228
8.2.4	Deslocamentos laterais U_x	230
8.2.5	Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel}	232
8.2.6	Momento fletor M_3 (sistema local) nos nós inferiores do pilar P1 em cada andar.....	235
9	CONCLUSÕES.....	238
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	244
	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	247

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1	Planta do pavimento tipo do edifício	14
FIGURA 2.2	Esquema de transferência de forças entre os contraventamentos do edifício.....	14
FIGURA 3.1	- Planta do Andar Tipo das Estruturas 1, 2 e 3.....	19
FIGURA 3.2	- Planta do 20º Andar das Estruturas 1, 2 e 3.....	20
FIGURA 3.3	- Corte A-A (Estruturas 1, 2 e 3).....	21
FIGURA 3.4	- Corte B-B (Estrutura 1).....	22
FIGURA 3.5	- Corte C-C (Estrutura 2).....	23
FIGURA 3.6	- Corte D-D (Estrutura 3).....	24
FIGURA 3.7	- Corte E-E (Estruturas 1, 2 e 3).....	25
FIGURA 4.1	- Posição do eixo dos elementos de viga em relação ao plano médio dos elementos de laje.....	29
FIGURA 4.2	- Força axial P positiva e momento torsor T positivo no elemento FRAME.....	32
FIGURA 4.3	- Força cortante V2 positiva e momento fletor M3 positivo no elemento FRAME.....	32
FIGURA 4.4	- Força cortante V3 positiva e momento fletor M2 positivo no elemento FRAME.....	32
FIGURA 4.5	- Graus de liberdade do nó de um elemento FRAME nos sistemas de coordenadas global e local do nó.....	33
FIGURA 4.6	- Sistema de coordenadas locais de um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós.....	34
FIGURA 4.7	- Forças e tensões de membrana positivas em um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós.....	36
FIGURA 4.8	- Momentos fletores e momentos de torção positivos em um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós.....	36

FIGURA 4.9 - Graus de liberdade de um nó do elemento SHELL.....	37
FIGURA 4.10 - Malha de elementos finitos do modelo SIMPLIFICADO.....	39
FIGURA 4.11 - Malha de elementos finitos do modelo SIMPLIFICADO gerada pelo programa SAP2000.....	40
FIGURA 4.12 - Esquema do carregamento de vento transversal aplicado no modelo.....	41
FIGURA 4.13 - Malha de elementos finitos do andar tipo dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	43
FIGURA 4.14 - Malha de elementos finitos do 20º andar dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	44
FIGURA 4.15 - Discretização da estrutura completa do modelo SEM TRANSIÇÃO.....	45
FIGURA 4.16 - Esquema do carregamento de vento transversal e longitudinal aplicado nos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	48
FIGURA 4.17 - Malha de elementos finitos do andar tipo do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR.....	50
FIGURA 4.18 - Malha de elementos finitos do 20º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR.....	51
FIGURA 4.19 - Discretização da estrutura completa do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR.....	52
FIGURA 4.20 - Esquema do carregamento de vento transversal e longitudinal aplicado no modelo TRANSIÇÃO 1 – DR.....	55
FIGURA 5.1 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2).....	59
FIGURA 5.2 - Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2).....	59
FIGURA 5.3 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2).....	61
FIGURA 5.4 - Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2).....	61
FIGURA 5.5 - Distribuição de tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ na face superior dos elementos de laje	

do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2).....	63
FIGURA 5.6 - Distribuição de tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ na face inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2).....	63
FIGURA 5.7 - Distribuição de tensões $\sigma_{m\acute{i}n}$ na face superior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2).....	64
FIGURA 5.8 - Distribuição de tensões $\sigma_{m\acute{i}n}$ na face inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2).....	64
FIGURA 5.9 - Força axial devido às forças de vento transversal, nas vigas de fachada dos eixos $Y = 0,00$ m e $Y = 9,00$ m.....	67
FIGURA 6.1 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	74
FIGURA 6.2 - Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	74
FIGURA 6.3 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	75
FIGURA 6.4 - Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	75
FIGURA 6.5 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	76
FIGURA 6.6 - Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	76
FIGURA 6.7 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	77
FIGURA 6.8 - Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	77
FIGURA 6.9 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	78
FIGURA 6.10 - Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	78
FIGURA 6.11 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2).....	79
FIGURA 6.12 - Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje	

do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	79
FIGURA 6.13 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	82
FIGURA 6.14 - Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	82
FIGURA 6.15 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	83
FIGURA 6.16 - Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	83
FIGURA 6.17 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	84
FIGURA 6.18 - Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	84
FIGURA 6.19 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	85
FIGURA 6.20 - Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	85
FIGURA 6.21 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	86
FIGURA 6.22 - Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	86
FIGURA 6.23 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	87
FIGURA 6.24 - Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	87
FIGURA 6.25 - Distribuição de tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	90
FIGURA 6.26 - Distribuição de tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	90
FIGURA 6.27 - Distribuição de tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	91
FIGURA 6.28 - Distribuição de tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ na face inferior dos elementos de laje	

do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	91
FIGURA 6.29 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	92
FIGURA 6.30 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	92
FIGURA 6.31 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	93
FIGURA 6.32 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	93
FIGURA 6.33 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	94
FIGURA 6.34 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	94
FIGURA 6.35 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	95
FIGURA 6.36 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm ²).....	95
FIGURA 6.37 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	98
FIGURA 6.38 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	98
FIGURA 6.39 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	99
FIGURA 6.40 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	99
FIGURA 6.41 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	101
FIGURA 6.42 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	101
FIGURA 6.43 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	102
FIGURA 6.44 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje	

do 4° andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2).....	102
FIGURA 6.45 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1° andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2).....	104
FIGURA 6.46 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 2° andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2).....	104
FIGURA 6.47 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 3° andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2).....	105
FIGURA 6.48 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 4° andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2).....	105
FIGURA 6.49 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 1° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	107
FIGURA 6.50 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 2° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	108
FIGURA 6.51 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 3° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	108
FIGURA 6.52 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 4° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	109
FIGURA 6.53 - Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 5° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	109
FIGURA 6.54 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 1° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	111
FIGURA 6.55 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 2° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	112
FIGURA 6.56 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 3° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	112
FIGURA 6.57 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 4° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	113
FIGURA 6.58 - Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 5° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	113
FIGURA 6.59 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1° andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2).....	115
FIGURA 6.60 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje	

do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm ²).....	116
FIGURA 6.61 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm ²).....	116
FIGURA 6.62 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm ²).....	117
FIGURA 6.63 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 5º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm ²).....	117
FIGURA 6.64 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	119
FIGURA 6.65 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{mín}}$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	119
FIGURA 6.66 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	122
FIGURA 6.67 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	122
FIGURA 6.68 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças gravitacionais nominais na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	123
FIGURA 6.69 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças gravitacionais nominais na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	123
FIGURA 6.70 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}} > 50 \text{ N/cm}^2$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²)	124
FIGURA 6.71 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}} > 50 \text{ N/cm}^2$ na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²)	124
FIGURA 6.72 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}} < 500 \text{ N/cm}^2$ devido às forças gravitacionais nominais na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	125
FIGURA 6.73 - Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}} < 500 \text{ N/cm}^2$ devido às forças gravitacionais nominais na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm ²).....	125
FIGURA 6.74 - Deformação das lajes, vigas e pilares dos andares superiores do	

modelo TRANSIÇÃO 1 devido às cargas gravitacionais nominais.	127
FIGURA 6.75 - Deformação das lajes, vigas e pilares dos andares superiores do modelo TRANSIÇÃO 1 devido às forças de vento transversal.....	127
FIGURA 6.76 - Elemento de laje (em vermelho) no qual são avaliadas as tensões σ_x , σ_y e σ_{\max} no ponto A nos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	128
FIGURA 6.77 - Tensão σ_x no ponto A do elemento analisado.....	130
FIGURA 6.78 - Tensão σ_x no ponto A do elemento analisado – 1º ao 6º andares.....	130
FIGURA 6.79 - Tensão σ_y no ponto A do elemento analisado.....	133
FIGURA 6.80 - Tensão σ_y no ponto A do elemento analisado – 1º ao 5º andares.....	133
FIGURA 6.81 - Tensão σ_{\max} no ponto A do elemento analisado.....	136
FIGURA 6.82 - Tensão σ_{\max} no ponto A do elemento analisado – 1º ao 4º andares..	136
FIGURA 7.1 - Reações de apoio horizontais H_y na fundação dos pilares P1 a P10.....	141
FIGURA 7.2 - Reações de apoio verticais V_z na fundação dos pilares P1 a P10.....	145
FIGURA 7.3 - Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m).....	147
FIGURA 7.4 - Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) - 1º ao 5º andares.....	147
FIGURA 7.5 - Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º, 2º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 1.....	149
FIGURA 7.6 - Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º e 2º andares do modelo TRANSIÇÃO 1.....	150
FIGURA 7.7 - Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º, 2º, 3º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 2.....	152
FIGURA 7.8 - Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º, 2º e 3º andares do modelo TRANSIÇÃO 2.....	152
FIGURA 7.9 - Índice de deslocabilidade lateral - ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m).....	155
FIGURA 7.10 - Índice de deslocabilidade lateral relativo - ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m).....	155
FIGURA 7.11 - Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos	

das extremidades.....	158
FIGURA 7.12 - Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades - 1° ao 5° andares.....	158
FIGURA 7.13 - Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central.....	160
FIGURA 7.14 - Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central - 1° ao 6° andares.....	160
FIGURA 7.15 - Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m.....	163
FIGURA 7.16 - Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m - 1° ao 6° andares.....	163
FIGURA 7.17 - Forças axiais no pilar P6.....	166
FIGURA 7.18 - Forças axiais no pilar P6 - 1° ao 3° andares.....	166
FIGURA 7.19 - Forças axiais no pilar P7.....	168
FIGURA 7.20 - Forças axiais no pilar P8.....	170
FIGURA 7.21 - Forças axiais no pilar P8 - 1° ao 3° andares.....	170
FIGURA 7.22 - Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P6 em cada andar.....	173
FIGURA 7.23 - Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P6 em cada andar - 1° ao 6° andares.....	173
FIGURA 7.24 - Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P7 em cada andar.....	175
FIGURA 7.25 - Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P7 em cada andar - 1° ao 6° andares.....	175
FIGURA 7.26 - Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P8 em cada andar.....	178
FIGURA 7.27 - Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P8 em cada andar - 1° ao 6° andares.....	178
FIGURA 7.28 - Momento fletor M3 devido às forças de vento transversal nas vigas do eixo X = 6,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1.....	180
FIGURA 7.29 - Momento fletor M3 devido às forças de vento transversal nas vigas do eixo X = 9,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1.....	180

FIGURA 7.30 - Momento fletor M3 devido às forças de vento transversal nas vigas do eixo X = 6,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1 – 1º ao 4º andares.....	182
FIGURA 7.31 - Momento fletor M3 devido às forças de vento transversal nas vigas do eixo X = 9,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1 - 1º ao 4º andares.....	182
FIGURA 7.32 - Momento fletor M3 devido às cargas gravitacionais nas vigas do eixo X = 6,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1.....	183
FIGURA 7.33 - Momento fletor M3 devido às cargas gravitacionais nas vigas do eixo X = 9,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1.....	183
FIGURA 7.34 - Momento fletor M3 devido às cargas gravitacionais nas vigas do eixo X = 6,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1 – 1º ao 4º andares.....	184
FIGURA 7.35 - Momento fletor M3 devido às cargas gravitacionais nas vigas do eixo X = 9,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1 - 1º ao 4º andares.....	184
FIGURA 7.36 - Reações de apoio horizontais Hx na fundação dos pilares P1 a P10.....	185
FIGURA 7.37 - Reações de apoio verticais Vz na fundação dos pilares P1 a P10.....	187
FIGURA 7.38 - Reações de apoio My na fundação dos pilares P1 a P10.....	189
FIGURA 7.39 - Deslocamentos laterais Ux no ponto (X = 15,00 m; Y = 4,50 m).....	192
FIGURA 7.40 - Índice de deslocabilidade lateral - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m).....	195
FIGURA 7.41 - Índice de deslocabilidade lateral relativo - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m).....	195
FIGURA 7.42 - Momento fletor M3 (sistema local) nos nós inferiores do pilar P1 em cada andar.....	198
FIGURA 8.1 - Reações de apoio horizontais Hy na fundação dos pilares P1 a P10	202
FIGURA 8.2 - Reações de apoio verticais Vz na fundação dos pilares P1 a P10.....	203
FIGURA 8.3 - Deslocamentos laterais Uy no ponto (X = 15,00 m; Y = 4,50 m).....	206
FIGURA 8.4 - Deslocamentos laterais Uy no ponto (X = 15,00 m; Y = 4,50 m) - 1º ao 5º andares.....	206
FIGURA 8.5 - Deslocamentos laterais Uy no eixo Y = 4,50 m nos 1º e 2º andares	

dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	208
FIGURA 8.6 - Índice de deslocabilidade lateral - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m)	210
FIGURA 8.7 - Índice de deslocabilidade lateral relativo - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m).....	210
FIGURA 8.8 - Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades.....	213
FIGURA 8.9 - Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades - 1º ao 6º andares.....	213
FIGURA 8.10 - Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central.....	216
FIGURA 8.11 - Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central - 2º ao 7º andares.....	216
FIGURA 8.12 - Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m.....	218
FIGURA 8.13 - Forças axiais no pilar P6.....	220
FIGURA 8.14 - Forças axiais no pilar P6 - 1º ao 4º andares.....	220
FIGURA 8.15 - Forças axiais no pilar P7.....	222
FIGURA 8.16 - Forças axiais no pilar P8.....	224
FIGURA 8.17 - Forças axiais no pilar P8 - 1º ao 5º andares.....	224
FIGURA 8.18 - Reações de apoio horizontais Hx na fundação dos pilares P1 a P10	226
FIGURA 8.19 - Reações de apoio verticais na fundação dos pilares P1 a P10.....	227
FIGURA 8.20 - Reações de apoio My na fundação dos pilares P1 a P10.....	229
FIGURA 8.21 - Deslocamentos laterais Ux no ponto (X = 15,00 m; Y = 4,50 m).....	232
FIGURA 8.22 - Índice de deslocabilidade lateral - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m)	235
FIGURA 8.23 - Índice de deslocabilidade lateral relativo - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m).....	235
FIGURA 8.24 - Momento fletor M3 (sistema local) em cada andar nos nós inferiores do pilar P1.....	237

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1	- Perfis metálicos utilizados nas Estruturas 1, 2 e 3.....	18
TABELA 4.1	- Fator S_2 em relação à altura do edifício.....	27
TABELA 4.2	- Forças de vento transversal e longitudinal dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	47
TABELA 4.3	- Forças de vento transversal e longitudinal do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR.....	54
TABELA 5.1	- Força axial devido às forças de vento transversal, nas vigas de fachada dos eixos $Y = 0,00$ m e $Y = 9,00$ m.....	66
TABELA 6.1	- Tensões σ_x , devido às forças de vento transversal, no ponto A da face superior do elemento de laje analisado.....	129
TABELA 6.2	- Tensões σ_y , devido às forças de vento transversal, no ponto A da face superior do elemento de laje analisado.....	132
TABELA 6.3	- Tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$, devido às forças de vento transversal, no ponto A da face superior do elemento de laje analisado.....	135
TABELA 6.4	- Tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{m\acute{a}x}$, devido às forças de vento transversal, no ponto A da face superior do elemento de laje analisado.....	137
TABELA 7.1	- Reações de apoio horizontais H_y devido às forças de vento transversal.....	141
TABELA 7.2	- Reações de apoio verticais V_z devido às forças de vento transversal.....	143
TABELA 7.3	- Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	146
TABELA 7.4	- Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m devido às forças de vento transversal nos 1º, 2º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 1.....	148

TABELA 7.5	-Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m devido às forças de vento transversal nos 1º, 2º, 3º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 2.....	151
TABELA 7.6	-Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral idl_{rel} no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	154
TABELA 7.7	-Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2..	157
TABELA 7.8	-Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	159
TABELA 7.9	-Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	162
TABELA 7.10	-Forças axiais no pilar P6 devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	165
TABELA 7.11	-Forças axiais no pilar P7 devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	167
TABELA 7.12	-Forças axiais no pilar P8 devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	169
TABELA 7.13	-Momento fletor M_2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P6 em cada andar devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2..	172
TABELA 7.14	-Momento fletor M_2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P7 em cada andar devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2..	174
TABELA 7.15	-Momento fletor M_2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P8	

	em cada andar devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2..	177
TABELA 7.16	-Reações de apoio horizontais H_x devido às forças de vento longitudinal.....	185
TABELA 7.17	-Reações de apoio verticais V_z devido às forças de vento longitudinal.....	187
TABELA 7.18	-Reações de apoio M_y devido às forças de vento longitudinal.....	189
TABELA 7.19	-Deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento longitudinal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	191
TABELA 7.20	-Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel} no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento longitudinal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.....	194
TABELA 7.21	-Momento fletor M_3 (sistema local) nos nós inferiores do pilar P1 em cada andar devido às forças de vento longitudinal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2..	197
TABELA 8.1	-Reações de apoio horizontais H_y devido às forças de vento transversal.....	201
TABELA 8.2	-Reações de apoio verticais V_z devido às forças de vento transversal.....	203
TABELA 8.3	-Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	205
TABELA 8.4	-Deslocamentos laterais U_y no eixo $Y = 4,50$ m devido às forças de vento transversal nos 1º e 2º andares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	207
TABELA 8.5	-Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral idl_{rel} no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	209
TABELA 8.6	-Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos	

	das extremidades devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	212
TABELA 8.7	-Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	215
TABELA 8.8	-Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	217
TABELA 8.9	-Forças axiais no pilar P6 devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	219
TABELA 8.10	-Forças axiais no pilar P7 devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	221
TABELA 8.11	-Forças axiais no pilar P8 devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	223
TABELA 8.12	-Reações de apoio horizontais H_x devido às forças de vento longitudinal.....	225
TABELA 8.13	-Reações de apoio verticais V_z devido às forças de vento longitudinal.....	227
TABELA 8.14	-Reações de apoio M_y devido às forças de vento longitudinal.....	229
TABELA 8.15	-Deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento longitudinal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	231
TABELA 8.16	-Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral idl_{rel} no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento longitudinal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR.....	233
TABELA 8.17	-Momento fletor M_3 (sistema local) em cada andar nos nós inferiores do pilar P1 devido às forças de vento longitudinal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.....	236

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AISC	-	American Institute of Steel Construction
ALV	-	Alvenaria nas vigas de contorno da estrutura
Ca	-	Coefficiente de arrasto para o vento
CONTR.	-	Contraventamento
CP	-	Carga permanente
DR	-	Diafragma rígido
E	-	Módulo de elasticidade longitudinal
FIG.	-	Figura
F_{ij}	-	Força de membrana (por unidade de comprimento) normal ou de cisalhamento, que atua em um elemento SHELL
F_{ivt}	-	Força nodal número i de vento transversal
F-MÁX	-	Força máxima de membrana (por unidade de comprimento) que atua em um elemento SHELL
F-MÍN	-	Força mínima de membrana (por unidade de comprimento) que atua em um elemento SHELL
FRAME	-	Elemento finito de barra do programa SAP2000
F_{vl}	-	Força nodal de vento longitudinal
F_y	-	Força de vento concentrada aplicada na direção Y
F_z	-	Força de vento concentrada aplicada na direção Z
G	-	Maior valor algébrico da grandeza analisada
G_o	-	Menor valor algébrico da grandeza analisada
G_{tr1}	-	Valor algébrico da grandeza do modelo TRANSIÇÃO 1
G_{tr1dr}	-	Valor algébrico da grandeza do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR
h_i	-	Distância de cada andar até à fundação
Hx	-	Reação de apoio horizontal na direção x

H_y	-	Reação de apoio horizontal na direção y
I	-	Perfil metálico I
idl	-	Índice de deslocabilidade lateral
idl_{rel}	-	Índice de deslocabilidade lateral relativo
J_i	-	Nó número i de um elemento SHELL
K_1	-	Constante de mola translacional na direção Z
K_2	-	Constante de mola translacional na direção Z
K_3	-	Constante de mola translacional na direção Y
K_4	-	Constante de mola translacional na direção Z
Longit.	-	Longitudinal
LRFD	-	Load and Resistance Factor Design
M_2	-	Momento fletor que atua no eixo local 2 do elemento de barra FRAME
M_3	-	Momento fletor que atua no eixo local 3 do elemento de barra FRAME
M_{ij}	-	Momento fletor ou de torção (por unidade de comprimento) que atua em um elemento SHELL
$M-MÁX$	-	Momento fletor máximo (por unidade de comprimento) que atua em um elemento SHELL
$M-MÍN$	-	Momento fletor mínimo (por unidade de comprimento) que atua em um elemento SHELL
M_x	-	Momento fletor que atua no elemento de barra FRAME na direção do eixo X do sistema global
M_y	-	Momento fletor que atua no elemento de barra FRAME na direção do eixo Y do sistema global
NBR	-	Norma Brasileira
nó I	-	Nó inicial do elemento de barra FRAME
nó J	-	Nó final do elemento de barra FRAME
P	-	Força axial que atua no eixo local 1 do elemento de barra FRAME
pd	-	Pé-direito de cada andar = 300 cm
P_i	-	Pilar número i
PP	-	Peso próprio da estrutura incluindo os elementos de laje e os de

	barra
p/	- para
Qv1	- Força de vento uniformemente distribuída aplicada na direção X (longitudinal)
Qvt	- Força de vento uniformemente distribuída aplicada na direção Y (transversal)
R1	- Rotação em torno do eixo 1 do sistema de coordenadas local do nó
R2	- Rotação em torno do eixo 2 do sistema de coordenadas local do nó
R3	- Rotação em torno do eixo 3 do sistema de coordenadas local do nó
REV	- Revestimento
Rx	- Rotação em torno do eixo X do sistema de coordenadas global
Ry	- Rotação em torno do eixo Y do sistema de coordenadas global
Rz	- Rotação em torno do eixo Z do sistema de coordenadas global
S ₁	- Fator topográfico
S ₂	- Fator que leva em conta a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
S ₃	- Fator estatístico
SAP2000	- Structural Analysis Program
SC	- Sobrecarga
SHELL	- Elemento finito de casca do programa SAP2000
s/	- sem
T	- Momento de torção que atua no eixo local 1 do elemento de barra FRAME
TAB.	- Tabela
Transv.	- Transversal
U1	- Deslocamento nodal na direção do eixo 1 do sistema de coordenadas local do nó
U2	- Deslocamento nodal na direção do eixo 2 do sistema de coordenadas local do nó
U3	- Deslocamento nodal na direção do eixo 3 do sistema de coordenadas local do nó
Ux	- Deslocamento nodal na direção do eixo X do sistema de

	coordenadas global
$U_{x_{rel}}$	- Deslocamento lateral relativo na direção x
U_y	- Deslocamento nodal na direção do eixo Y do sistema de coordenadas global
U_{y_i}	- Deslocamento lateral na direção y em cada andar
$U_{y_{rel}}$	- Deslocamento lateral relativo na direção y
$U_{y_{str}}$	- Deslocamento lateral do modelo SEM TRANSIÇÃO na direção y
$U_{y_{tri}}$	- Deslocamento lateral do modelo TRANSIÇÃO 1 ou TRANSIÇÃO 2 na direção y em cada andar
U_z	- Deslocamento nodal na direção do eixo Z do sistema de coordenadas global
v_0	- Velocidade básica do vento
V2	- Força cortante que atua na direção do eixo local 2 do elemento de barra FRAME
V3	- Força cortante que atua na direção do eixo local 3 do elemento de barra FRAME
VCT	- Viga de contraventamento transversal
VE	- Viga de contorno das aberturas para elevadores e caixa de escadas
VL	- Vento longitudinal
VML	- Viga mista longitudinal
VMT	- Viga mista transversal
VPL	- Viga de pórtico longitudinal
VT	- Vento transversal
V_y	- Força cortante que atua na direção do eixo global Y do elemento de barra FRAME
V_z	- Reação de apoio vertical
Z	- Altura do edifício
$\Delta F(\%)$	- Variação percentual da força axial
$\Delta G(\%)$	- Variação percentual da grandeza analisada
$\Delta G_r(\%)$	- Relação percentual da grandeza analisada
$\Delta H_x(\%)$	- Variação percentual da reação de apoio horizontal Hx
$\Delta H_y(\%)$	- Variação percentual da reação de apoio horizontal Hy

$\Delta idl(\%)$	-	Varição percentual do índice de deslocabilidade lateral idl
$\Delta idl_{rel}(\%)$	-	Varição percentual do índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel}
$\Delta M3(\%)$	-	Varição percentual do momento $M3$
$\Delta My(\%)$	-	Varição percentual da reação de apoio My
$\Delta Ux(\%)$	-	Varição percentual do deslocamento lateral Ux
$\Delta Uy(\%)$	-	Varição percentual do deslocamento lateral Uy
$\Delta Vz(\%)$	-	Varição percentual da reação de apoio vertical Vz
σ_{ij}	-	Tensão de membrana, normal ou de cisalhamento, que atua em um elemento SHELL
$\sigma_{m\acute{a}x}$	-	Tensão máxima atuante no elemento de casca SHELL em uma das direções principais
$\sigma_{m\acute{i}n}$	-	Tensão mínima atuante no elemento de casca SHELL na outra direção principal
σ_x	-	Tensão atuante no elemento de casca SHELL na direção X
σ_y	-	Tensão atuante no elemento de casca SHELL na direção Y
ν	-	Coefficiente de Poisson
$ $	-	Valor absoluto
	-	Eixo de simetria
	-	Mola translacional na direção Z
	-	Mola translacional na direção Y

ABSTRACT

In practice, in high-rise buildings with steel structures, functional and architectural reasons sometimes cause the occurrence of abrupt transitions in the lateral bracing system, characterized by the suppression of bracing panels in the lower stories of the building. As a consequence, the reinforced concrete floor slabs become responsible for the transmission of the wind loads from the regions of the suppressed panels to the remainder, and present high localized stresses, which can cause problems related to the serviceability limit states. This work studies the stresses in the floor slabs of a twenty-story building, caused by the transition in the lateral bracing system. The building has dimensions in plan of 30 m by 9 m, full reinforced concrete slabs with 8 cm of thickness and beams, column and diagonals made of steel. The transversal lateral bracing system is composed of three equal braced frames, symmetrically positioned, two in each extremity and the third in the center of the building. The longitudinal lateral bracing system is composed by rigid frames. The building is analyzed with the consideration of three distinct situations. In the first one, no transition is done in the lateral bracing system. In the second one, the diagonals of the central braced frame are suppressed in the first story. In the third situation, the diagonals of the central braced frame are suppressed in the first and second stories. The structures are three-dimensionally modeled, using the Finite Element Method, and are analyzed by the software SAP2000. A second-order analysis is done considering the P- Δ effect. The outputs of the analyses of the three structures are compared to evaluate the impacts of the transitions on the slabs and on the other elements constituting the structure of the building. Two other models are used to analyze the structure when the transition occurs in the first story, a simplified model which presents very conservative results, and a three-dimensional model, in which case the slabs are modeled as rigid diaphragms. The objective of the work is to show the impacts that transitions in the lateral bracing

systems cause on slabs, beams, columns and diagonals that constitute the structure of the building.

Keywords: tall buildings, multistory buildings, Finite Element Method, slab stress, lateral loads transfer, three-dimensional structural models.

1

INTRODUÇÃO

1.1 – Generalidades

As estruturas altas, tais como torres, pirâmides, monumentos, etc, têm fascinado a humanidade desde o início das civilizações, seja por motivos religiosos ou de defesa de territórios.

A construção de edifícios de andares múltiplos iniciou-se no século XIX e desde então o homem vem se superando a cada dia na construção de edificações cada vez mais altas, sejam elas residenciais ou comerciais.

O rápido crescimento da população urbana, a conseqüente escassez dos espaços horizontais das grandes cidades e seus elevados custos exercem grande influência no crescente interesse em construir edifícios altos. Assim, os arranha-céus tornaram-se comuns nas metrópolis dos países desenvolvidos e emergentes (TARANATH, 1988). Como exemplos, pode-se citar as Petronas Towers em Kuala Lumpur, a Sears Tower em Chicago, o Empire State Building em New York, a Nina Tower em Hong Kong, o Asia Plaza em Taiwan, a Chongqing Tower em Chongqing, China, entre vários outros.

O sistema estrutural de um edifício alto deve ser cuidadosamente escolhido no que se refere à sua eficácia e viabilidade econômica. A estrutura deve ser projetada para resistir às forças laterais e gravitacionais. Quanto mais alto o edifício maior a influência da ação das forças de vento na concepção estrutural. O sistema de estabilização lateral deve ter rigidez suficiente para que os deslocamentos laterais não excedam os limites compatíveis com a utilização do edifício. Além disso, é desejável que se considere o efeito de 2ª ordem P- Δ devido às cargas gravitacionais (TARANATH, 1998).

O controle dos deslocamentos laterais é particularmente importante nos modernos edifícios onde elementos não estruturais, mas que proporcionam relevante contribuição na rigidez lateral da estrutura, tais como as alvenarias de fachada e as alvenarias internas, são substituídas, respectivamente, por fachadas de vidros e divisórias internas. Deve-se ter em mente que o índice de deslocabilidade lateral tradicionalmente aceito igual a $\frac{1}{500}$ nem sempre atende às necessidades de utilização do edifício, fazendo-se necessária uma análise crítica para a definição do mesmo (SMITH, 1991).

Um sistema de estabilização mal projetado pode ocasionar problemas, tais como (FINTEL, 1974):

- a) trincas em alvenarias e revestimentos;
- b) desprendimento de revestimento de fachada;
- c) empenamento de esquadrias;
- d) trincas em vidraças;
- e) mal funcionamento de elevadores;
- f) trincas nas lajes;
- g) excesso de vibração na estrutura causando desconforto aos ocupantes do edifício.

Atualmente existem vários sistemas estruturais que podem ser usados para a estabilização lateral de um edifício alto. Entre eles pode-se citar: os contraventamentos, os pórticos planos, os pórticos planos com ligações semi-rígidas, o sistema de treliças “outrigger”, sistema tubular, sistema de tubo dentro de tubo, sistema de paredes de

cisalhamento, núcleos de concreto, entre vários outros. Na definição do sistema estrutural considera-se a viabilidade econômica, a forma e a altura do edifício, fatores de estética e arquitetura, entre outros. Frequentemente, a conjugação de dois sistemas de estabilização com características de deformação distintas, mas que interagem entre si, aumenta sensivelmente a rigidez lateral da estrutura (LIN,1987).

No presente trabalho utilizam-se contraventamentos na estabilização lateral transversal das estruturas analisadas. Os contraventamentos funcionam basicamente como treliças verticais onde as vigas e diagonais formam a “alma” da treliça e as colunas funcionam como as “cordas”. As forças de cisalhamento horizontal são resistidas pela “alma” do contraventamento, gerando para isso apenas esforços axiais. Os contraventamentos são altamente eficientes, uma vez que conferem à estrutura uma grande rigidez lateral com um consumo mínimo de material adicional, pois todos os seus elementos são submetidos basicamente à esforços axiais. Sua desvantagem é, devido à presença das diagonais, causar interferência com portas ou janelas ou obstruir a livre circulação no ambiente (SMITH,1991).

No sentido longitudinal utilizam-se pórticos planos para a estabilização lateral das estruturas analisadas. Os pórticos planos são constituídos por colunas e vigas ligados rigidamente entre si. São estruturas mais flexíveis do que os contraventamentos. Sua rigidez lateral depende da rigidez à flexão das colunas e vigas que o constituem. Para prédios com mais de 30 andares, os pórticos planos tornam-se economicamente inviáveis, pois, para o adequado controle dos deslocamentos fazem-se necessários sensíveis aumentos das seções transversais das vigas e colunas que os constituem. Sua principal vantagem é não causar qualquer interferência com janelas, portas ou com a livre circulação no ambiente (TARANATH, 1998).

Após a definição do sistema estrutural, elabora-se o modelo computacional que melhor representa a estrutura real. A princípio, todo modelo é simplificado, uma vez que não representa exatamente a realidade. O grau de simplificação de um modelo está diretamente ligado ao número de hipóteses simplificadoras adotadas (VASCONCELLOS FILHO, 1981).

No passado, os microcomputadores e os programas de análise estrutural disponíveis no mercado não permitiam a utilização de modelos computacionais muito sofisticados devido tanto ao tempo de processamento quanto à dificuldade de preparação dos dados de entrada e de interpretação dos relatórios numéricos de saída (PEREZ,1999). Por isso, fazia-se necessário o uso de várias hipóteses simplificadoras na elaboração de um modelo computacional viável.

Atualmente, com o avanço tecnológico dos computadores e a disponibilidade de modernos softwares de análise estrutural, podem-se elaborar modelos estruturais muito mais realistas e sofisticados. Apesar disso, é ainda freqüente nos escritórios de cálculo a utilização de hipóteses simplificadoras tais como:

- 1) o cálculo da estrutura em 1ª ordem na sua configuração inicial indeformada, desprezando-se os efeitos de 2ª ordem;
- 2) a modelagem das lajes de piso através de diafragmas rígidos em seu plano médio; esta hipótese reduz os deslocamentos desconhecidos dos nós situados no plano da laje de 6 para 3, reduzindo sensivelmente o número de equações da estrutura (WEAVER,1990);
- 3) a consideração do centróide das seções transversais das vigas situado no plano médio das lajes (KRYKSUNOV, 2003);
- 4) a desconsideração da contribuição de elementos estruturais que não participam do sistema de estabilização da estrutura no enrijecimento lateral da mesma; estes elementos têm por finalidade primordial resistir às cargas gravitacionais e, à princípio, não participam do sistema de estabilização lateral da estrutura;
- 5) a desconsideração da contribuição das alvenarias não estruturais no enrijecimento lateral da estrutura;
- 6) a consideração de ligações infinitamente rígidas ou infinitamente flexíveis;

- 7) a análise de pórticos espaciais através da associação de pórticos planos (COSTA, 2003).

À medida que os edifícios crescem, também a arquitetura, grande propulsora da engenharia de estruturas, vem se tornando cada vez mais arrojada e, portanto, exigindo soluções estruturais mais eficientes e criativas para atendê-la em aspectos de ordem estética ou funcional (LIN, 1987).

Um problema muito freqüente oriundo da compatibilização entre a arquitetura e o projeto estrutural de um edifício, é a necessidade de haver transição em sua estrutura de estabilização quando ela se torna um obstáculo para a circulação livre no ambiente em que se encontra. Isto é particularmente verdadeiro quando se trata de pórticos contraventados, devido à presença de suas diagonais.

Em geral, esta transição se faz necessária nos andares inferiores, por serem freqüentemente utilizados para estacionamentos, show-rooms, ou mesmo teatros e cinemas. Coincidentemente, quanto mais baixo, ou seja, mais próximo da fundação, for o pavimento de transição, maiores serão os esforços horizontais provenientes da ação do vento que serão introduzidos na laje de transição. Esta, por sua vez, tem a responsabilidade de redistribuí-los entre os contraventamentos remanescentes, o que resulta em tensões adicionais na laje, sejam elas de compressão ou de tração.

Este assunto, muitas vezes subestimado pelos engenheiros projetistas, será abordado no presente trabalho e mostrar-se-á que em diversas regiões das lajes de concreto armado ocorrem tensões de tração elevadas que devem ser analisadas criticamente.

1.2 – Objetivos

Atualmente tem-se um grande desenvolvimento dos recursos computacionais que permitem o cálculo de estruturas através de modelos cada vez mais sofisticados. Apesar disso, é freqüente a utilização na prática de modelos estruturais bastante simplificados, seja por falta de informação ou seja pela necessidade de se fazer um cálculo mais

expedito. Os modelos demasiadamente simplificados podem apresentar resultados bastante discrepantes (CARVALHO, 2004).

Neste trabalho faz-se um estudo das tensões devido à ação do vento transversal nas lajes de um edifício de 20 andares que, por motivos arquitetônicos, sofreu transição na sua estrutura de estabilização lateral transversal. O edifício possui lajes maciças em concreto armado e vigas, pilares e diagonais de contraventamento em aço. O sistema de estabilização lateral transversal é constituído por três painéis de contraventamentos de mesmas seções transversais dispostos simetricamente em relação ao plano vertical transversal de simetria do edifício.

Para este estudo, foram propostas 3 estruturas distintas, cujos desenhos são mostrados no capítulo 3:

- a Estrutura 1 não possui transição em seu sistema de estabilização lateral transversal, portanto, os painéis de contraventamento chegam até as fundações; sua finalidade é fornecer uma referência para estabelecer comparações das tensões nas lajes e dos esforços nos elementos de barra entre as Estruturas 1, 2 e 3;
- a Estrutura 2 teve as diagonais do contraventamento central suprimidas no 1º andar;
- a Estrutura 3 teve as diagonais do contraventamento central suprimidas nos 1º e 2º andares.

As estruturas são modeladas tridimensionalmente, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos e são analisadas através do programa de análise estrutural SAP2000 (2003), sendo as lajes modeladas com elementos de casca. A Estrutura 2 é analisada também através de um modelo simplificado e de um modelo tridimensional, porém com as lajes modeladas através de diafragmas rígidos.

Pretende-se neste trabalho:

- a) modelar e analisar tridimensionalmente as Estruturas 1, 2 e 3 pelo Método dos Elementos Finitos (item 4.6) usando-se o programa SAP2000 (2003), modelando-se as lajes com elementos finitos de casca e levando-se em conta a não-linearidade geométrica decorrente do efeito P- Δ ;
- b) modelar e analisar a Estrutura 2, através de um modelo simplificado (item 4.5) que representa apenas a laje de transição da estrutura, pelo Método dos Elementos Finitos usando-se o programa SAP2000 (2003) e modelando-se as lajes com elementos finitos de casca;
- c) modelar e analisar tridimensionalmente a Estrutura 2 pelo Método dos Elementos Finitos usando-se o programa SAP2000 (2003), modelando-se as lajes através de diafragmas rígidos e levando-se em conta a não linearidade geométrica decorrente do efeito P- Δ ;
- d) apresentar e analisar criticamente as tensões devido às forças de vento transversal que ocorrem nas lajes dos modelos mencionados no item a) , mostrando que, em determinadas regiões das lajes, ocorrem tensões de tração elevadas que necessitam de estudos mais detalhados;
- e) estabelecer comparações entre os resultados devido às forças de vento transversal fornecidos para a Estrutura 2 pelo modelo simplificado e os fornecidos pelo modelo tridimensional com lajes modeladas com elementos de casca;
- f) analisar e comparar os resultados fornecidos para os elementos de barra dos modelos mencionados no item a) devido às forças de vento transversal e longitudinal;
- g) estabelecer comparações entre os resultados devido às forças de vento transversal e longitudinal fornecidos para a Estrutura 2 pelo modelo tridimensional com lajes modeladas com elementos de casca e os fornecidos pelo modelo tridimensional com lajes modeladas através de diafragmas rígidos.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os edifícios de andares múltiplos têm se tornado cada vez mais altos. Por isso, é crescente a necessidade de representá-los através de modelos mais sofisticados, que considerem aspectos da análise estrutural, que se tornam mais relevantes quando se trata de edifícios altos. Podem-se citar: a análise tridimensional, a consideração dos efeitos de 2ª ordem, a representação das lajes através de concepções mais realistas, o estudo das tensões nas lajes provenientes das forças laterais atuantes na estrutura, os impactos no sistema estrutural decorrentes de transição no sistema de estabilização lateral, entre outros.

Apesar da existência de vasta bibliografia referente à análise estrutural de edifícios altos, poucos são os trabalhos publicados relativos ao tema desta dissertação. Quanto ao assunto específico do estudo das tensões nas lajes devido à transição no sistema de estabilização lateral, bem como o impacto desta transição sobre os demais elementos da estrutura, nenhuma publicação foi encontrada.

A seguir, apresentam-se, em ordem cronológica decrescente, alguns trabalhos recentes relativos à análise estrutural de edifícios altos. Nestes trabalhos são analisadas estruturas

tridimensionais utilizando o Método dos Elementos Finitos, modelando-se as lajes com elementos de membrana, placa ou casca. Discute-se a necessidade do uso de modelos mais sofisticados na análise estrutural de edifícios altos. Estuda-se a influência da rigidez à flexão da laje no comportamento estrutural, através da comparação de resultados de estruturas com lajes modeladas por elementos finitos e por diafragmas rígidos. Estes assuntos são discutidos ao longo desta dissertação, em particular no capítulo 8.

CARVALHO (2004) analisa um edifício de 30 andares de concreto armado através de quatro modelos estruturais distintos: dois modelos clássicos, com e sem deformação axial dos pilares, onde todo o carregamento atua simultaneamente após a estrutura concluída e dois modelos de cálculo sequencial, sendo um mais realista do que o outro. Nestes modelos, nos quais considera-se a deformação axial dos pilares, a estrutura é carregada gradativamente à medida que é construída, considerando-se as etapas de construção e carregamento. As estruturas são modeladas tridimensionalmente, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos e são analisadas através do programa de análise estrutural *ANSYS* versão 6.1. As vigas e pilares são modelados com elementos de barra *BEAM4* e as lajes com elementos de casca *SHELL63*. Considera-se apenas o carregamento vertical. Verifica-se que os quatro modelos, os quais referem-se à uma mesma estrutura, apresentam resultados bastante discrepantes entre si. Evidencia-se, desta maneira, a necessidade da utilização de modelos mais sofisticados, principalmente quando se analisa um edifício alto. Conclui-se, a partir dos resultados obtidos, que o modelo de cálculo sequencial é mais realista do que os modelos clássicos. Porém, é necessário o desenvolvimento de programas que viabilizem o uso rotineiro deste modelo nos escritórios de cálculo.

MARTINS e URASHIMA (2004) apresentam um estudo sobre a análise de estrutura tridimensional de edifícios altos levando-se em consideração a não linearidade física do material para as vigas e a rigidez transversal à flexão das lajes. Para a consideração da rigidez transversal, as lajes são modeladas com o elemento finito de placa *DKT* (*Discrete Kirchhoff Theory*). É implementado o modelo de Ghali & Favre que considera a não linearidade física do concreto armado via diagramas de momento x curvatura de

uma seção transversal. Para o cálculo dos deslocamentos da estrutura são aplicadas as técnicas de subestruturação em série e paralelo na matriz de rigidez global da estrutura. Uma estrutura tridimensional de 9 pavimentos é analisada através deste processo. Apresentam-se gráficos referentes aos deslocamentos horizontais de cada pavimento considerando-se três casos de taxas de armaduras. A partir dos resultados obtidos os autores concluem que: a rigidez transversal da laje exerce influência no comportamento estrutural do edifício; a influência da rigidez transversal da laje é maior quando se considera a não linearidade física para as vigas; a consideração da rigidez transversal da laje reduz os deslocamentos da estrutura e, como consequência, ocorre uma redução nos esforços de flexão nos elementos estruturais; com a utilização do Método dos Elementos Finitos é possível obter informações sobre os deslocamentos em diversos pontos do pavimento, ao contrário do que acontece quando a laje é modelada através de diafragmas rígidos.

KRYKSUNOV e MYKYTARENKO (2003) apresentam um pavimento de um edifício, cujas lajes são modeladas por elementos de casca e as vigas por elementos de barra, utilizando-se o software SCAD. O pavimento está sujeito à ação de cargas verticais. São mostradas as tensões de membrana que ocorrem na face superior dos elementos de laje em duas situações. Na 1ª situação não é considerada a excentricidade da viga em relação à laje, portanto, o eixo da viga coincide com o plano médio da laje. Na 2ª situação, esta excentricidade é considerada e o eixo da viga se localiza abaixo do plano médio da laje. Na modelagem da 2ª situação, a qual corresponde à estrutura real, aparecem tensões de membrana sensivelmente superiores às da 1ª situação. Porém, na maioria dos casos, segundo os autores, não existe a necessidade do uso de armaduras adicionais nos pisos, devido a duas circunstâncias: as tensões que aparecem no plano médio da laje são de compressão, por isso, são resistidas pelo concreto com pouca ou nenhuma ajuda de armaduras; na armação de um painel de piso, frequentemente, usa-se um único diâmetro para as barras, portanto, a diferença entre a armadura calculada e a armadura de fato utilizada é significativa.

MATEUS (2003) evidencia em seu trabalho a importância de se considerar as deformações axiais nos pilares, bem como as etapas de construção e carregamento ao se

analisar um edifício alto. Com este objetivo, um edifício de 40 andares com lajes lisas (sem vigamento) é analisado tridimensionalmente através de quatro modelos. Um primeiro modelo onde os pilares são simulados por molas translacionais, dois modelos clássicos, com e sem deformação axial dos pilares, onde todo o carregamento atua simultaneamente após a estrutura concluída e, finalmente, um último modelo que considera as etapas de construção e carregamento. Varia-se a espessura das lajes e observa-se sua influência na redistribuição das cargas verticais nos pilares e nos esforços solicitantes na laje tipo. Percebe-se que os esforços nas lajes podem variar ao longo da altura, contrariando a concepção do “pavimento tipo” estrutural. Comparam-se os resultados obtidos e conclui-se que o modelo de cálculo sequencial é mais realista do que os modelos clássicos.

LOPES e OLIVEIRA (2002) analisam tridimensionalmente dois casos reais de edifícios altos em concreto armado contendo 26 e 24 andares. Os edifícios são assimétricos e as dimensões em planta das lajes dos pavimentos tipo são (17,10 x 11,72) m e (24,45 x 10,32) m, respectivamente. Utiliza-se o Método dos Elementos Finitos. As vigas e pilares são modelados através de elementos de barra, sendo modeladas as excentricidades de suas ligações e os trechos rígidos comuns. As lajes de espessura igual a 12 cm são modeladas considerando-se duas hipóteses: diafragma rígido e elementos finitos de placa. Na 2ª hipótese, o eixo da viga foi considerado coincidente com o plano médio da laje, não sendo considerada, portanto, a excentricidade viga-laje. Analisa-se apenas o caso do vento atuante na maior fachada dos edifícios. Utiliza-se o programa AVwin 98. As estruturas são analisadas em 1ª ordem e em 2ª ordem considerando-se o efeito P- Δ . Traçam-se gráficos dos deslocamentos horizontais tanto em 1ª ordem quanto em 2ª ordem para as duas hipóteses de modelagem das lajes. Comparam-se os resultados e verificam-se que os deslocamentos obtidos com as lajes modeladas através de diafragmas rígidos foram da ordem de 10% superiores para as análises tanto em 1ª ordem quanto em 2ª ordem. Os autores concluem, portanto, que fica plenamente justificado o uso de diafragma rígido nas lajes de pouca espessura, tendo em vista a redução do esforço computacional envolvido.

BRISOT e LA ROVERE (2000) analisam o comportamento das lajes de concreto armado quanto a sua capacidade de distribuição de esforços laterais aos pilares-parede ou paredes portantes de alvenaria. Para isso são consideradas na modelagem das lajes, as hipóteses de diafragma flexível e de diafragma rígido, sendo a última geralmente utilizada no cálculo de edifícios em alvenaria estrutural. Para a modelagem dos edifícios utiliza-se o Método dos Elementos Finitos e analisam-se as estruturas através do programa SAP2000. Na 1ª hipótese, as lajes são modeladas com elementos finitos de estado plano de tensão e também com elementos de casca. Os pilares-parede e as vigas que delimitam os painéis de lajes, consideradas com a mesma espessura da laje são modeladas com elementos de barra. Considera-se apenas o caso do vento atuando no sentido da maior inércia dos pilares. São consideradas seis geometrias de edifícios: plantas com dimensões de (10 x 12)m, (10 x 24)m, (10 x 40)m, (20 x 20)m com 4 pavimentos, sendo a 1ª e a última também consideradas com 8 pavimentos. Para estas geometrias foram consideradas duas espessuras de laje (8cm e 12cm) e três seções transversais de pilares: (15 x 80)cm, (15x160)cm e (15 x 240)cm, perfazendo um total de 78 casos analisados. A partir dos resultados das forças de cisalhamento nos pilares dos casos analisados, os autores concluem que a hipótese de diafragma rígido: **é aceitável** para edifícios quadrados ou aproximadamente quadrados, seja de (10 x 12)m ou de (20 x 20)m, de 8 pavimentos, para pilares com seção transversal entre 80 e 240cm; **é aceitável** para edifícios quadrados ou aproximadamente quadrados, seja de (10 x 12)m ou de (20 x 20)m, de 4 pavimentos, para pilares com seção transversal entre 80 e 160cm, mas não é aceitável para pilares com seção transversal de 240cm ou mais; **não é aceitável** para edifícios retangulares alongados, seja de (10 x 24)m ou de (10 x 40)m, de 4 pavimentos, para pilares com seção transversal de 160 a 240cm, sendo apenas aceitável para pilares com 80cm de seção transversal. Os autores afirmam ainda que a hipótese de diafragma rígido, em projetos estruturais, deve ser questionada na maioria dos casos usuais, pois, por exemplo, um edifício retangular de (10 x 24)m, de 4 pavimentos e espessura de laje de 8 cm, apresenta, utilizando-se esta hipótese, um erro de cerca de 35% nas forças de cisalhamento nos pilares, em relação à solução fornecida pelo modelo de diafragma flexível com elementos de casca.

FERNANDES e NETO (2000) analisam um edifício residencial de concreto armado construído em São Carlos (SP), de 18 pavimentos, através de pórticos planos e de modelo tridimensional. O edifício possui um estreitamento da parte central que une os dois blocos, possibilitando assim, analisar a torção da estrutura e a influência da deformabilidade da laje. O sistema de estabilização lateral do edifício é constituído de pórticos rígidos. Os efeitos da alvenaria na contribuição da rigidez lateral da estrutura são desprezados. Os efeitos de fissuração nos pilares e vigas são representados através de um momento de inércia reduzido. Não se consideram os efeitos de 2ª ordem. São considerados trechos rígidos nos pilares. Consideram-se os carregamentos de vento perpendiculares às duas fachadas do edifício. Para a modelagem dos edifícios utiliza-se o Método dos Elementos Finitos e analisam-se as estruturas através do programa Ansys 5.4. Para a modelagem dos pórticos planos utiliza-se para as vigas, pilares e trechos rígidos o elemento de barra *Beam3*. Para o modelo tridimensional a discretização da laje é feita com elementos casca *Shell63*, considerando-se assim sua deformabilidade. Os pilares, vigas e trechos rígidos são discretizados com elementos de barra *Beam4*. Comparam-se os resultados dos deslocamentos nas duas direções fornecidos pelos modelos plano e tridimensional. Analisam-se as tensões nas lajes do modelo tridimensional provenientes da atuação dos dois carregamentos de vento considerados. Os autores concluem que muitas vezes a desconsideração de elementos na modelagem do edifício, tais como vigas e pilares secundários, não significa ganho na segurança. Este procedimento pode, inclusive, levar a um dimensionamento errôneo destes elementos, pois alguns esforços podem estar subestimados ou mesmo desconsiderados. Os deslocamentos no pórtico plano nas duas direções foram maiores que os do pórtico tridimensional devido à colaboração dos elementos secundários na rigidez lateral do edifício. O efeito da deformabilidade na laje, de acordo com os níveis de tensões observados, foi insignificante, apesar de existir uma estreita faixa de laje ligando os dois blocos. Talvez o que tenha contribuído para o comportamento da laje como um diafragma, seja a existência de duas vigas relativamente rígidas de 10 cm x 60 cm unindo os dois blocos.

TARANATH (1998) em seu livro considera a interação tridimensional entre os contraventamentos de um edifício interconectados através das lajes que funcionam

como diafragmas, como mostrado na FIG.2.1. Por motivos arquitetônicos, as diagonais dos contraventamentos das extremidades foram eliminadas abaixo do nível 2. Se não houvesse nenhum outro contraventamento abaixo do nível 2, as colunas dos contraventamentos das extremidades deveriam resistir aos momentos de tombamento e às forças de cisalhamento abaixo do nível 2. Os momentos de tombamento se manifestam na forma de forças de tração e compressão nas colunas dos contraventamentos das extremidades. As forças de cisalhamento introduziriam nestas colunas momentos fletores de magnitudes significativas, resultando em uma solução estrutural bastante ineficiente. Considera-se, agora, uma segunda situação onde a arquitetura permita a introdução de um contraventamento abaixo do nível 2 no eixo central do edifício, como mostra as FIG.2.1 e FIG.2.2. TARANATH (1998) afirma que, na maioria dos casos é correto considerar que a laje seja indeformável em seu plano, funcionando como diafragma rígido. Conseqüentemente, a maior parte do cisalhamento dos contraventamentos das extremidades é transferida para o contraventamento central através da ação de diafragma das lajes de pisos (FIG.2.2). As colunas dos contraventamentos das extremidades ficam sujeitas a apenas esforços axiais, enquanto o cisalhamento é resistido pelo contraventamento central, resultando, portanto, em um sistema estrutural bastante eficiente. O autor afirma ainda que as lajes, para funcionarem como diafragmas rígidos, devem ter a capacidade de resistir à flexão e ao cisalhamento devidos à ação das forças horizontais e distribuí-las para os elementos de estabilização lateral proporcionalmente às suas rigidezes relativas. Grandes descontinuidades no diafragma como, por exemplo, aberturas para poço de elevadores ou caixa de escadas, devem ser adequadamente posicionadas e armadas. Estas aberturas podem reduzir a capacidade de distribuição de forças do diafragma, podendo, inclusive, levá-lo ao colapso nos pontos críticos de concentração de tensões.

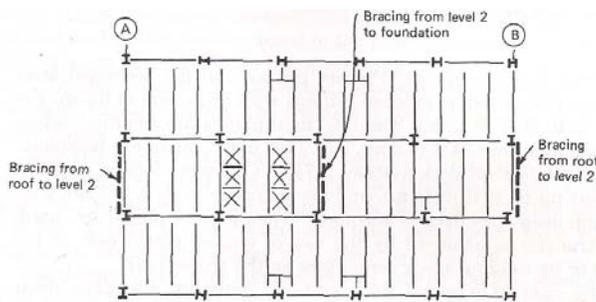


FIGURA 2.1 – Planta do pavimento tipo do edifício

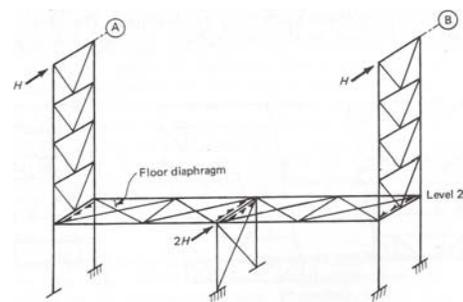


FIGURA 2.2 – Esquema de transferência de forças entre os contraventamentos do edifício

3

ESTRUTURAS ANALISADAS

Neste capítulo descrevem-se as estruturas propostas para o edifício de vinte andares a ser analisado. As estruturas estão sujeitas às forças de vento. As cargas gravitacionais foram utilizadas apenas para o dimensionamento das estruturas e para a determinação de tensões nas lajes a fim de possibilitar uma análise comparativa das tensões devidas às forças de vento. Consideram-se três estruturas distintas.

As características gerais das estruturas são:

- a) as estruturas são compostas por 20 andares com distância entre eixos de vigas de 3 m, totalizando 60 m de altura;
- b) para simplificar a análise, nas três estruturas em estudo, todas as lajes são idênticas (FIG.3.1), exceto a do último andar (FIG.3.2);
- c) as estruturas apresentam dimensões em planta de 30 m x 9 m, de eixo a eixo; portanto, possuem relações de aspectos iguais a 3,33 (horizontal) e 6,67 (vertical);

- d) as estruturas apresentam dois planos verticais de simetria;
- e) as estruturas possuem lajes maciças de concreto armado com espessura igual a 8 cm e vigas, pilares e diagonais de contraventamentos de aço;
- f) consideram-se todos os pilares engastados na fundação em relação ao eixo Y e rotulados em relação ao eixo X;
- g) Os perfis metálicos utilizados nas estruturas são listados na TAB. 3.1; o 1º trecho refere-se aos andares de 1 a 4; o 2º trecho refere-se aos andares de 5 a 8; o 3º trecho refere-se aos andares de 9 a 12; o 4º trecho refere-se aos andares de 13 a 16 e, finalmente, o 5º trecho refere-se aos andares de 17 a 20;
- h) O sistema de estabilização lateral transversal das estruturas é constituído por três pórticos contraventados, de mesmas seções transversais, dispostos simetricamente em relação ao plano vertical transversal de simetria do edifício;
- i) O sistema de estabilização lateral longitudinal das estruturas é constituído por dois pórticos de três pilares (P2, P3, P4 e P7, P8, P9), de mesmas seções transversais, dispostos simetricamente em relação ao plano vertical longitudinal de simetria do edifício.

A FIG.3.1 mostra a planta do andar tipo das Estruturas 1, 2 e 3. As aberturas nas lajes do andar tipo correspondem a poço de elevadores e caixa de escadas. A FIG.3.2 mostra a planta do 20º andar das Estruturas 1, 2 e 3.

Na Estrutura 1, não há transição no sistema de estabilização lateral, portanto, os três contraventamentos alcançam as fundações, como pode ser visto nos cortes A-A e B-B nas FIG.3.3 e FIG.3.4, respectivamente.

Na Estrutura 2, as diagonais do contraventamento central foram suprimidas no 1º andar restando apenas, neste andar, os contraventamentos das extremidades, como pode ser

visto nos cortes A-A e C-C (FIG.3.3 e FIG.3.5).

Na Estrutura 3, as diagonais do contraventamento central foram suprimidas nos 1º e 2º andares restando apenas, nestes andares, os contraventamentos das extremidades, como pode ser visto nos cortes A-A e D-D (FIG.3.3 e FIG.3.6).

A FIG.3.7 mostra o corte longitudinal E-E das Estruturas 1, 2 e 3.

TABELA 3.1 – Perfis metálicos utilizados nas Estruturas 1, 2 e 3

PERFIS METÁLICOS						
	1º Trecho	2º Trecho	3º Trecho	4º Trecho	5º Trecho	
VIGAS	VML	I 500 x 150 x 6.3/8 x 6.3	I 500 x 150 x 6.3/8 x 6.3	I 500 x 150 x 6.3/8 x 6.3	I 500 x 150 x 6.3/8 x 6.3	I 500 x 150 x 6.3/8 x 6.3
	VMT	I 400 x 150 x 6.3/9.5 x 4.75	I 400 x 150 x 6.3/9.5 x 4.75	I 400 x 150 x 6.3/9.5 x 4.75	I 400 x 150 x 6.3/9.5 x 4.75	I 400 x 150 x 6.3/9.5 x 4.75
	VPL	I 500 x 150 x 12.5 x 6.3	I 500 x 150 x 12.5 x 6.3	I 500 x 150 x 8 x 6.3	I 500 x 150 x 6.3 x 6.3	I 500 x 150 x 6.3 x 6.3
	VCT	Ver Nota 1	I 350 x 150 x 6.3 x 4.75	I 350 x 150 x 6.3 x 4.75	I 350 x 150 x 6.3 x 4.75	I 350 x 150 x 6.3 x 4.75
	VE	I 200 x 150 x 6.3 x 4.75	I 200 x 150 x 6.3 x 4.75	I 200 x 150 x 6.3 x 4.75	I 200 x 150 x 6.3 x 4.75	I 200 x 150 x 6.3 x 4.75
PILARES	P1,P5 P6,P10	I 400 x 400 x 31.5 x 25	I 400 x 400 x 25 x 12.5	I 400 x 400 x 16 x 8	I 400 x 300 x 16 x 8	I 400 x 250 x 8 x 6.3
	P2,P3,P4 P7,P8,P9	I 600 x 400 x 50 x 25	I 600 x 400 x 37.5 x 19	I 600 x 400 x 25 x 16	I 600 x 400 x 19 x 9.5	I 600 x 300 x 12.5 x 8
	DIAGONAIS DE CONTR.	I 250 x 250 x 8 x 6.3	I 250 x 200 x 8 x 6.3	I 250 x 200 x 8 x 6.3	I 200 x 200 x 6.3 x 4.75	I 200 x 200 x 6.3 x 4.75

Legenda:

VML: Viga mista longitudinal

VPL: Viga de pórtico longitudinal

VE: Viga de contorno das aberturas para

VMT: Viga mista transversal

VCT: Viga de contraentamento transversal

elevadores e caixa de escadas

Nota 1: Perfil metálico utilizado nos 1º e 2º andares: I 500 x 150 x 8 x 6.3

Perfil metálico utilizado nos 3º e 4º andares: I 350 x 150 x 6.3 x 4.75 VMT: Viga mista transversal

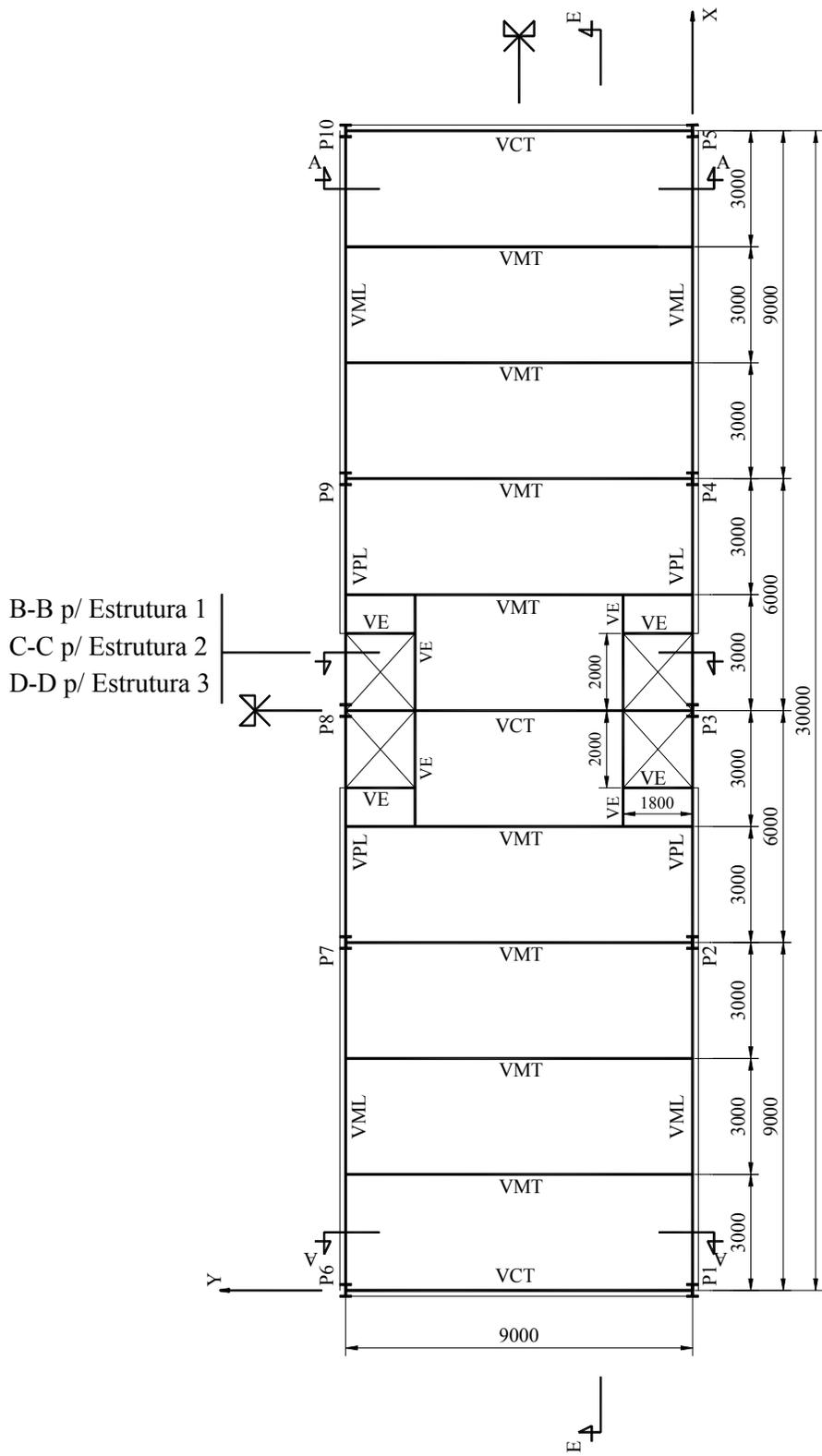


FIGURA 3.1 – Planta do Andar Tipo das Estruturas 1, 2 e 3

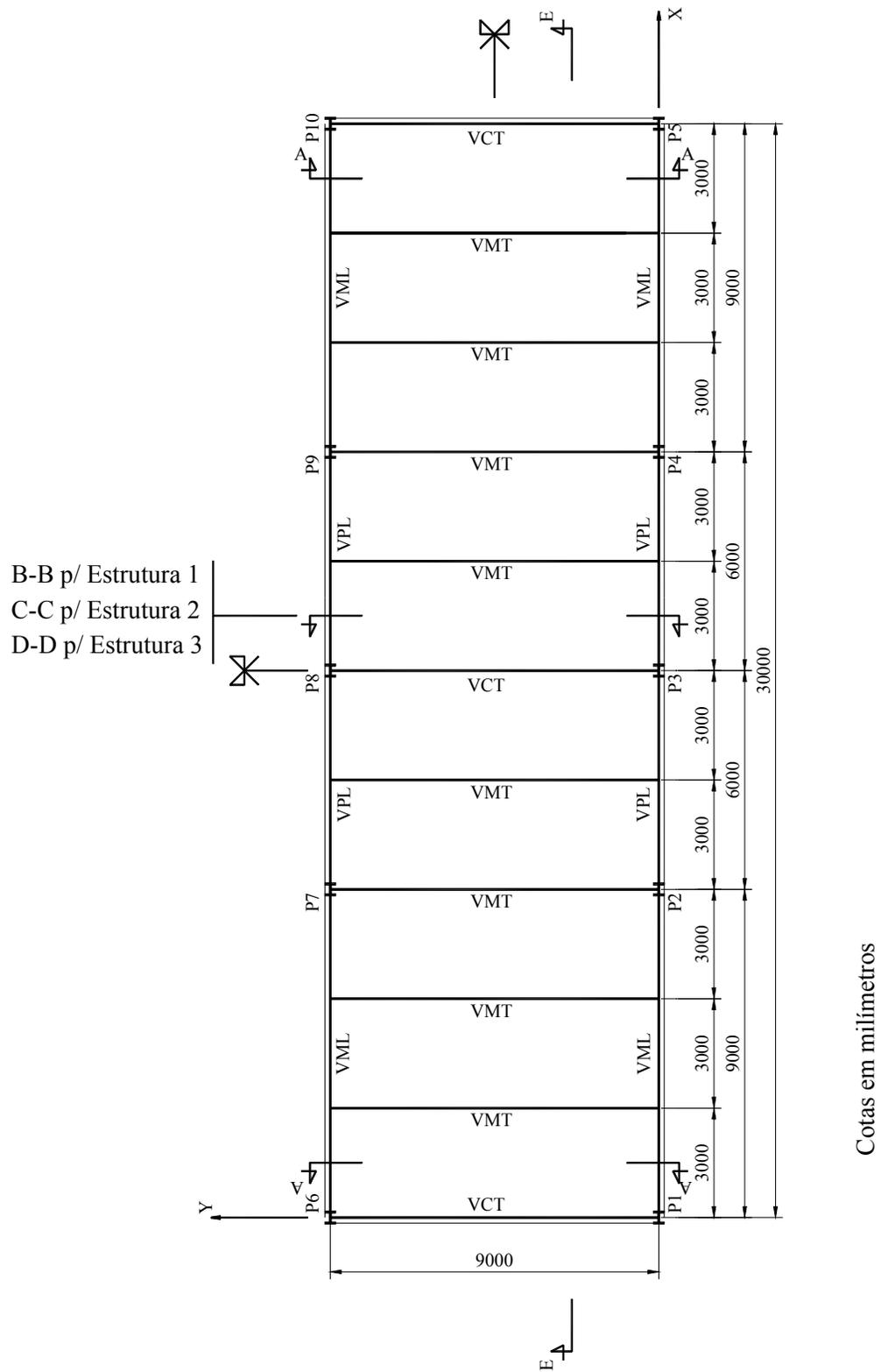
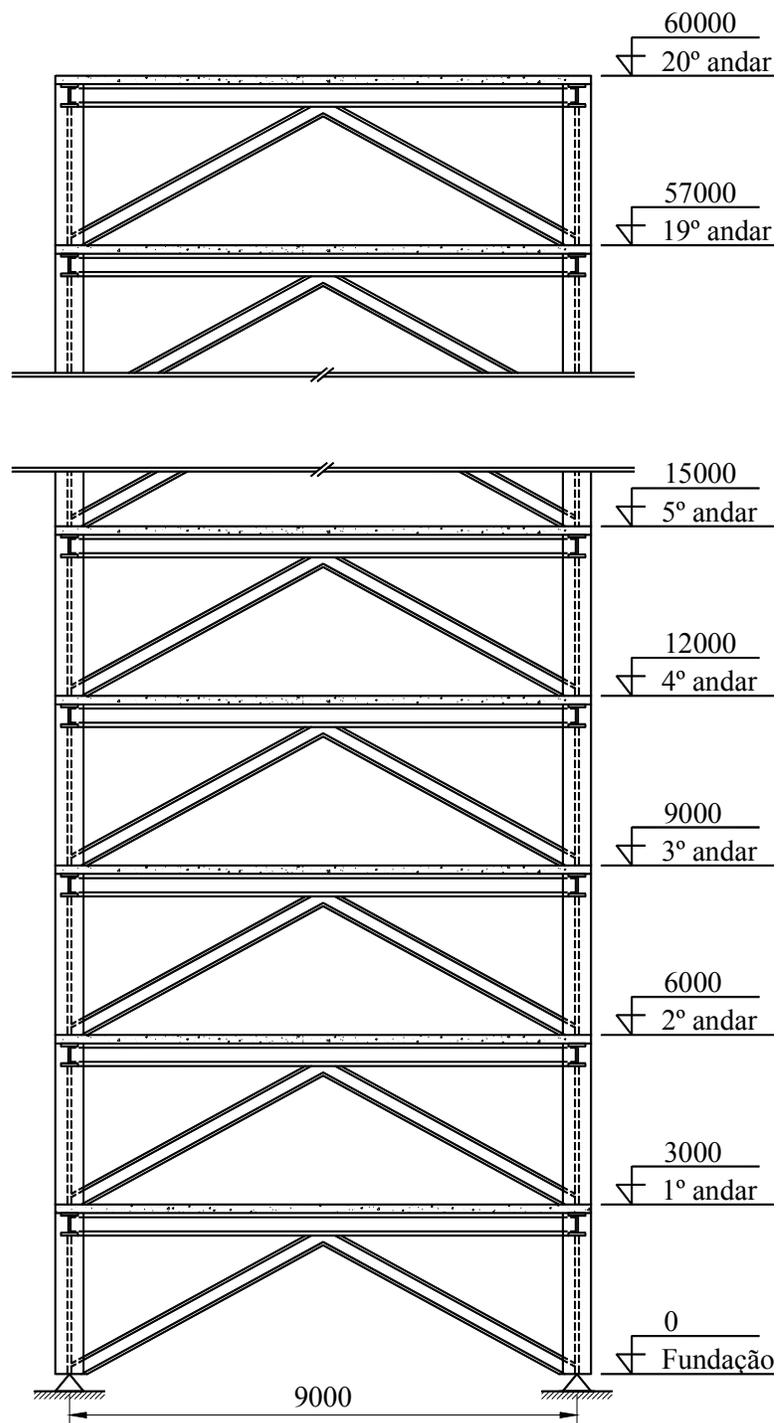
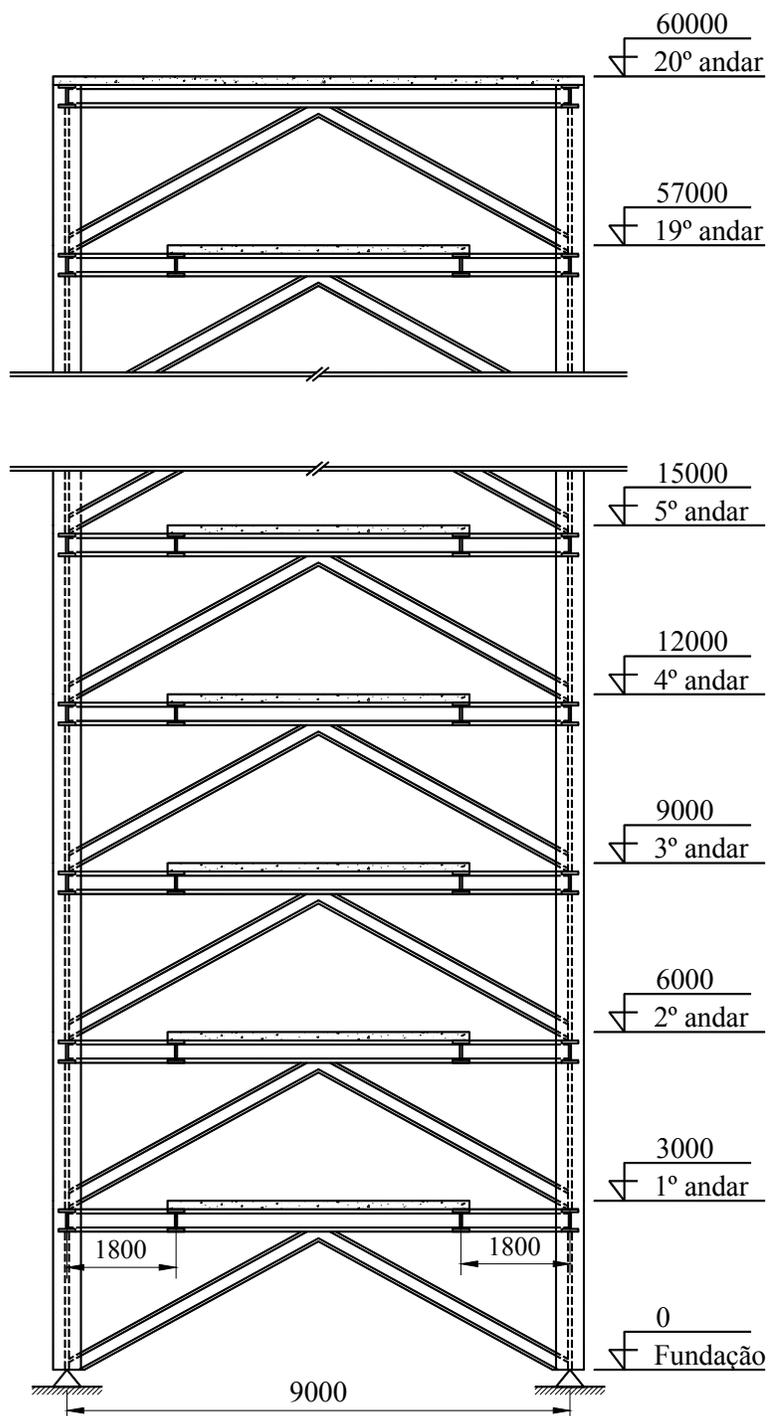


FIGURA 3.2 – Planta do 20º Andar das Estruturas 1, 2 e 3



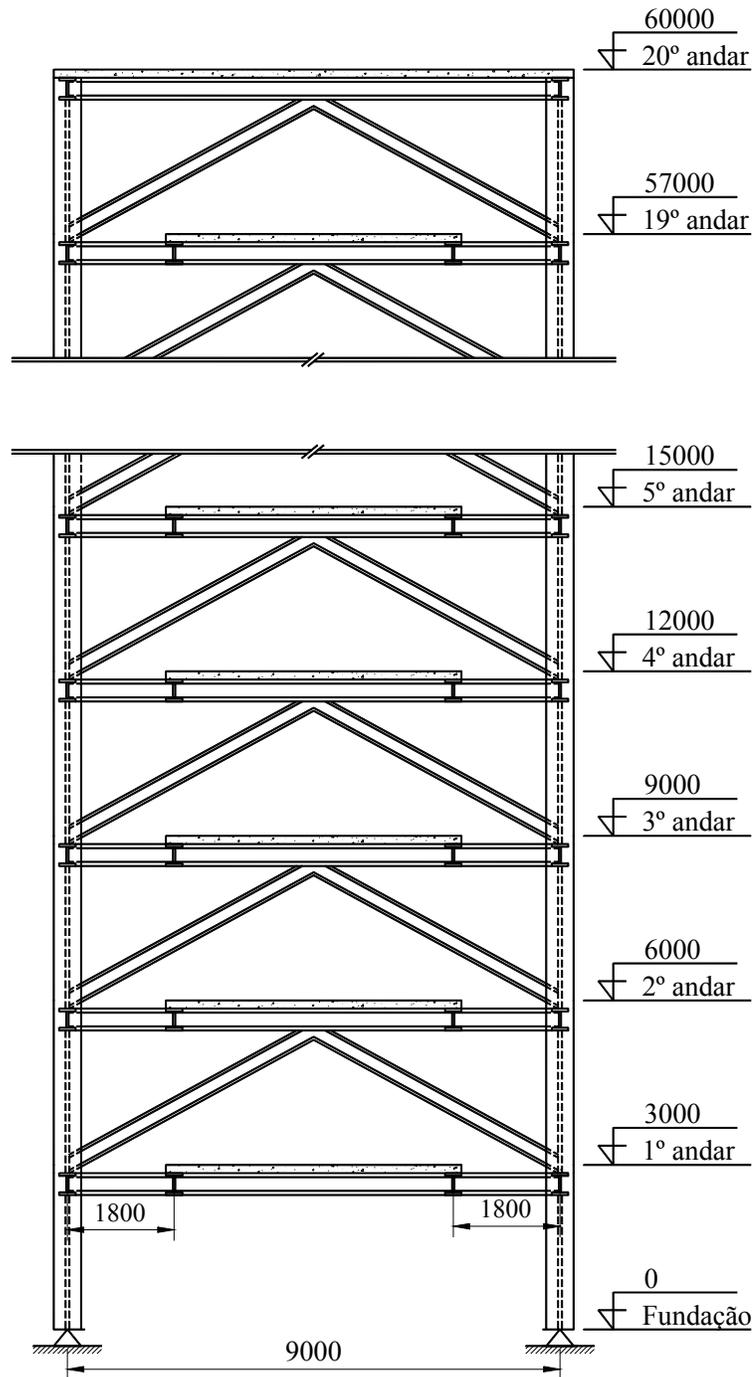
Cotas em milímetros

FIGURA 3.3 – Corte A-A (Estruturas 1, 2 e 3)



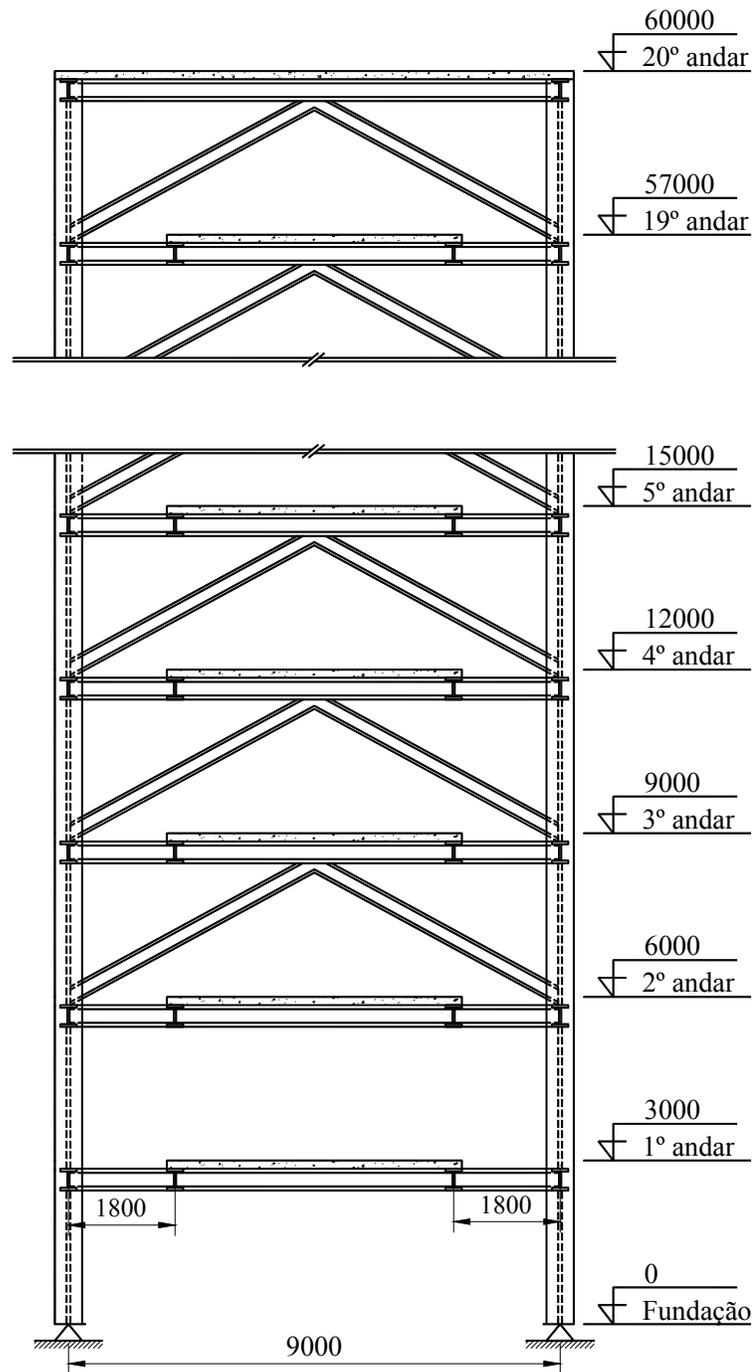
Cotas em milímetros

FIGURA 3.4 – Corte B-B (Estrutura 1)



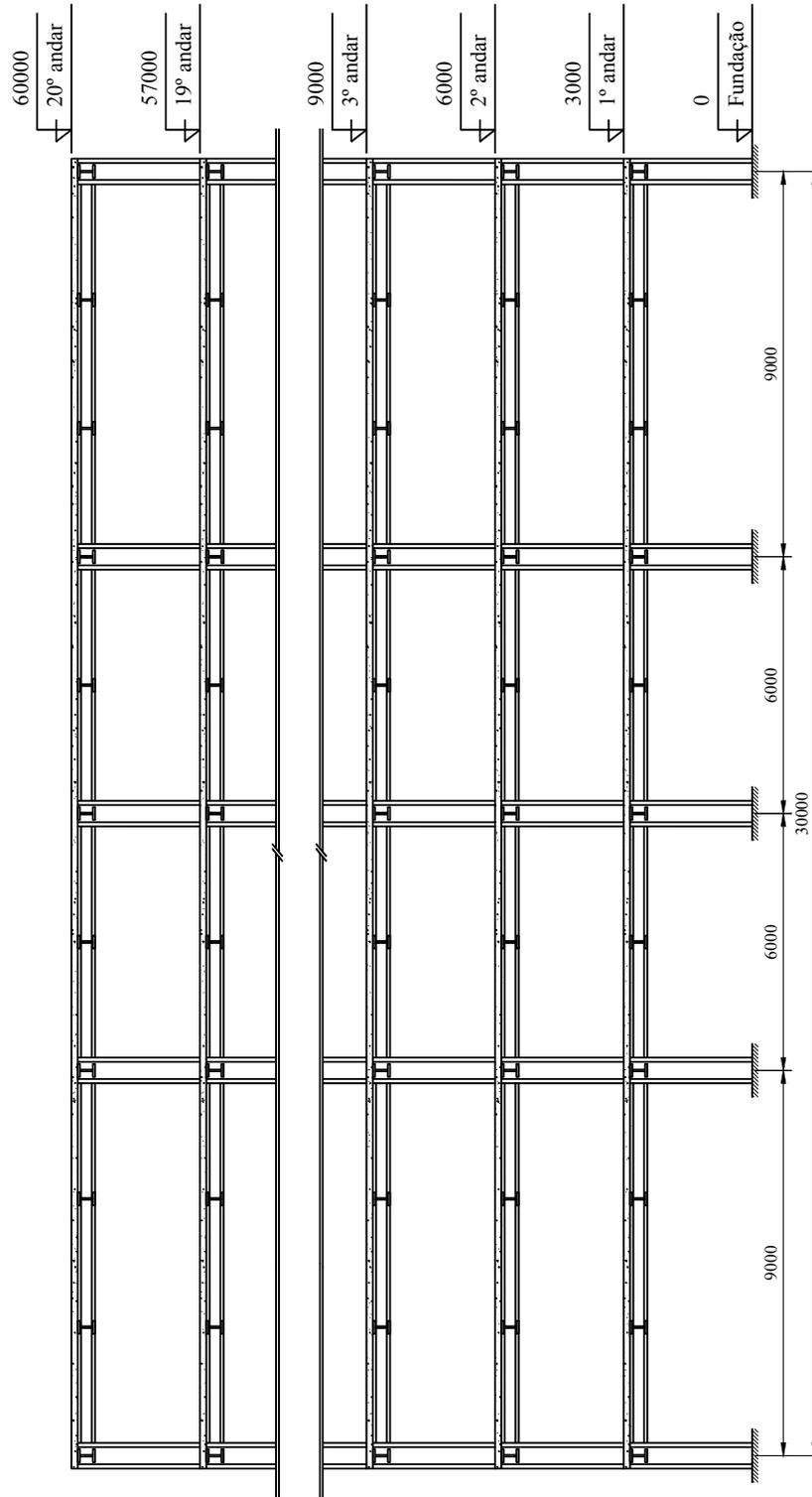
Cotas em milímetros

FIGURA 3.5 – Corte C-C (Estrutura 2)



Cotas em milímetros

FIGURA 3.6 – Corte D-D (Estrutura 3)



Cotas em milímetros

FIGURA 3.7 - Corte E-E (Estruturas 1, 2 e 3)

4

MODELOS ESTRUTURAIS ANALISADOS

No presente capítulo descrevem-se os modelos estruturais correspondentes às estruturas descritas no capítulo 3. A Estrutura 1, a qual não possui transição em seu sistema de estabilização lateral, é analisada através do modelo SEM TRANSIÇÃO. A Estrutura 2, cuja transição no sistema de estabilização lateral ocorre pela supressão, no 1º andar, das diagonais do contraventamento central, é analisada através de três modelos distintos: o modelo SIMPLIFICADO, o modelo TRANSIÇÃO 1 e o modelo TRANSIÇÃO 1 – DR (DR = diafragma rígido). A Estrutura 3, cuja transição no sistema de estabilização lateral ocorre pela supressão, nos 1º e 2º andares, das diagonais do contraventamento central, é analisada através do modelo TRANSIÇÃO 2.

4.1 – Considerações Gerais

- 1) Consideram-se as seguintes propriedades para o concreto armado:
 - material elástico, linear e isotrópico;
 - módulo de elasticidade longitudinal $E = 21000000 \text{ KN/m}^2$;
 - coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$.

- 2) Consideram-se as seguintes propriedades para o aço:
- material elástico, linear e isotrópico;
 - módulo de elasticidade longitudinal $E = 210000000 \text{ KN/m}^2$;
 - coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$.
- 3) Todas as análises de resultados são feitas em relação às forças de vento. As cargas gravitacionais foram utilizadas apenas para o dimensionamento das estruturas.
- 4) Consideram-se os seguintes parâmetros para a determinação das forças de vento transversal e longitudinal segundo a NBR6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações:
- velocidade básica do vento em Belo Horizonte $v_0 = 31,5 \text{ m/s}$;
 - fator topográfico $S_1 = 1,0$;
 - fator S_2 (rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno) - as estruturas são consideradas classe C e adota-se uma média dos valores de S_2 para as categorias III e IV conforme a TAB.4.1;
 - fator estatístico $S_3 = 1,0$;
 - coeficiente de arrasto para o vento transversal $C_a = 1,41$;
 - coeficiente de arrasto para o vento longitudinal $C_a = 0,85$.

TABELA 4.1 – Fator S_2 em relação à altura do edifício

Z(m)	S_2
$\leq 5,0$	0,78
10,0	0,84
15,0	0,89
20,0	0,92
30,0	0,97
40,0	1,00
50,0	1,03
60,0	1,06

- 5) As estruturas são analisadas tridimensionalmente (exceto o modelo SIMPLIFICADO) pelo Método dos Elementos Finitos utilizando-se o programa SAP2000 (2003). A análise de 2ª ordem é feita levando-se em conta a não-linearidade geométrica decorrente do efeito P-Delta (item 4.2).
- 6) Os pilares, as vigas e as barras de contraventamento, são modelados usando o elemento de barra FRAME (item 4.3), e as lajes de concreto com o elemento de casca SHELL de 4 nós (item 4.4).
- 7) A estrutura de aço é dimensionada realisticamente, considerando-se a atuação das cargas gravitacionais e das forças de vento nas direções transversal e longitudinal. Utiliza-se o processador do SAP2000 (2003) para o dimensionamento da estrutura, adotando-se a especificação americana do AISC-LRFD (1993). O AISC-LRFD (1999) não é adotado porque esta versão ainda não se encontra disponível no programa utilizado SAP2000 (2003) versão 8.2.7.
- 8) Consideram-se as seguintes combinações para o dimensionamento das estruturas:
 - 1,4 CP;
 - 1,2 CP + 1,6 SC;
 - 1,2 CP + 0,5 SC + 1,3 VT;
 - 1,2 CP + 0,5 SC - 1,3 VT;
 - 1,2 CP + 0,5 SC + 1,3 VL;
 - 1,2 CP + 0,5 SC - 1,3 VL;
 - 0,9 CP + 1,3 VT;
 - 0,9 CP - 1,3 VT;
 - 0,9 CP + 1,3 VL;
 - 0,9 CP - 1,3 VL,

onde: CP = carga permanente;

SC = sobrecarga;

VT = vento transversal;

VL = vento longitudinal.

- 9) Consideram-se na análise estrutural as deformações de flexão, de torção e axial, além das deformações de cisalhamento nos elementos FRAME; para os elementos SHELL é adotada a teoria de placas finas de Kirchhoff (UGURAL, 1981).
- 10) Considera-se o centróide das seções transversais das vigas situado no plano médio das lajes, como pode ser visto na FIG. 4.1 (KRYKSUNOV, 2003).

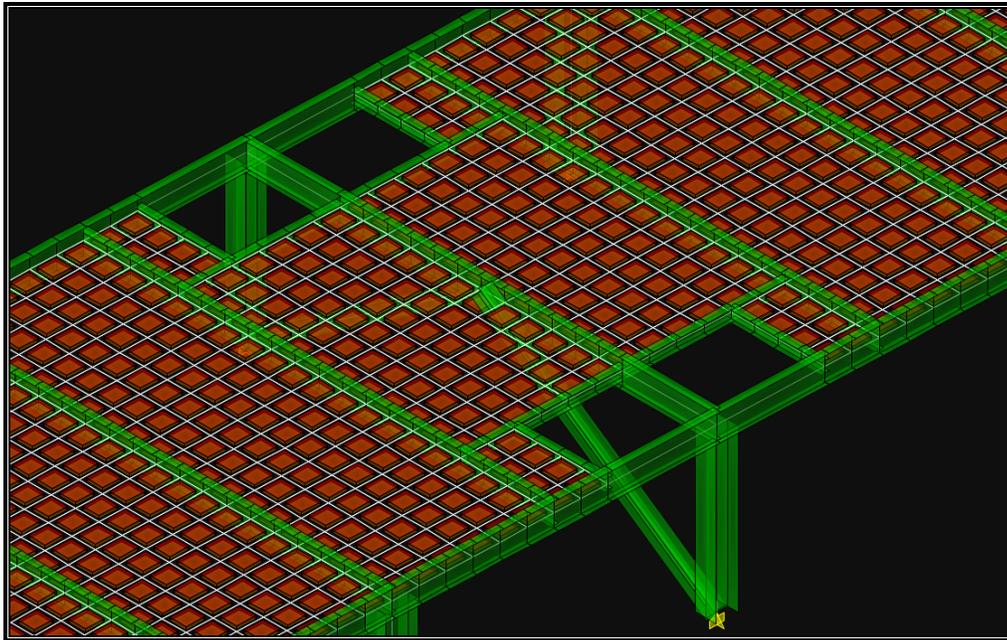


FIGURA 4.1 – Posição do eixo dos elementos de viga em relação ao plano médio dos elementos de laje

4.2 – Análise de 2ª ordem – O Efeito P- Δ

As estruturas são analisadas tridimensionalmente pelo Método dos Elementos Finitos usando-se o programa SAP2000, levando-se em conta a não-linearidade geométrica através do efeito P- Δ .

As deformações dos elementos estruturais são consideradas pequenas.

Quando grandes tensões oriundas de forças ou momentos ocorrem em uma estrutura, as equações de equilíbrio escritas a partir da estrutura indeformada e da estrutura deformada podem diferir significativamente entre si, mesmo quando os deslocamentos são pequenos. Uma grande força axial agindo sobre um pequeno deslocamento pode produzir momento de magnitude suficiente para alterar o comportamento do elemento ou mesmo da estrutura.

O efeito P- Δ é um processo iterativo que se refere especificamente à não-linearidade geométrica da estrutura. As equações de equilíbrio são desenvolvidas a partir da estrutura em sua configuração deformada. Um elemento estrutural comprimido tende a tornar-se mais flexível em relação às deflexões laterais. Por outro lado, um elemento tracionado torna-se mais rígido em relação a estas deflexões. Para a maioria dos edifícios altos o efeito P- Δ de maior relevância ocorre nos pilares, pois normalmente estas forças são de compressão. Portanto, o efeito P- Δ é particularmente útil por considerar a influência de cargas gravitacionais na rigidez lateral de estruturas de edifícios altos sujeitas à ação de forças laterais.

O AISC-LRFD considera dois tipos de efeitos P- Δ . O primeiro e mais relevante deve-se ao deslocamento lateral da estrutura, como descrito acima, e é afetado apenas por cargas gravitacionais. Considera-se este efeito através do processador do SAP2000. O segundo efeito deve-se à deformação da barra entre suas extremidades e é afetado tanto por cargas gravitacionais quanto por cargas laterais. Este efeito é significativo apenas para pilares muito esbeltos ou para pilares fletidos em uma única curvatura (sem ponto de inflexão), o que não é habitual em edifícios altos. Considera-se este efeito no dimensionamento através dos fatores de amplificação de momentos.

4.3 – O Elemento FRAME

O elemento FRAME é utilizado para modelar barras de estruturas planas ou espaciais tais como pórticos espaciais, treliças espaciais, pórticos planos, grelhas ou treliças planas.

O elemento é modelado como uma linha reta conectando dois pontos que são identificados como nós I e J, respectivamente. Os nós I e J não devem ocupar a mesma localização no espaço. Barras curvas podem ser divididas em múltiplos segmentos retos para que o elemento FRAME possa ser utilizado.

Cada elemento tem seu próprio sistema de coordenadas locais que é utilizado para definir propriedades da seção transversal, cargas e esforços nas barras. Os eixos do sistema local são denominados eixos 1, 2 e 3. O eixo 1 coincide com o eixo do elemento e o seu sentido positivo é do nó I para o nó J. Os outros dois eixos situam-se no plano perpendicular ao eixo do elemento e suas direções e sentidos são definidos pelo usuário, obedecendo a regra da mão direita. Nas seções transversais utilizadas nos modelos, todas em perfil I, o eixo 3 corresponde ao eixo de maior inércia do perfil e o eixo 2 ao de menor inércia, como pode ser visto na FIG. 4.2 a FIG. 4.4.

Os esforços internos, ou seja, forças e momentos, são determinados nas extremidades do elemento, podendo também ser requeridos em seções transversais igualmente espaçadas ao longo do elemento. Estes esforços são: força axial P, força cortante V2, força cortante V3, momento de torção T, momento fletor M2 e momento fletor M3.

A convenção de sinais para os esforços internos no elemento FRAME é ilustrada nas FIG. 4.2 a FIG. 4.4. A FIG. 4.2 mostra os sentidos positivos para a força axial P e o momento de torção T. A FIG. 4.3 mostra os sentidos positivos para a força cortante V2 e o momento fletor M3. A FIG. 4.4 mostra os sentidos positivos para a força cortante V3 e o momento fletor M2.

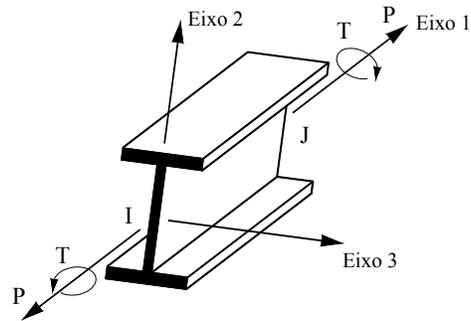


FIGURA 4.2 – Força axial P positiva e momento de torção T positivo no elemento FRAME

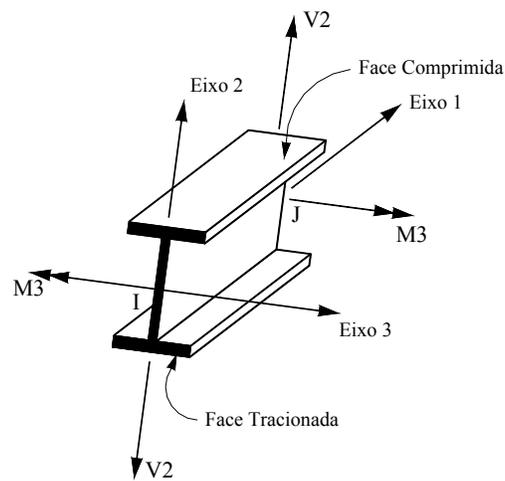


FIGURA 4.3 – Força cortante V2 positiva e momento fletor M3 positivo no elemento FRAME

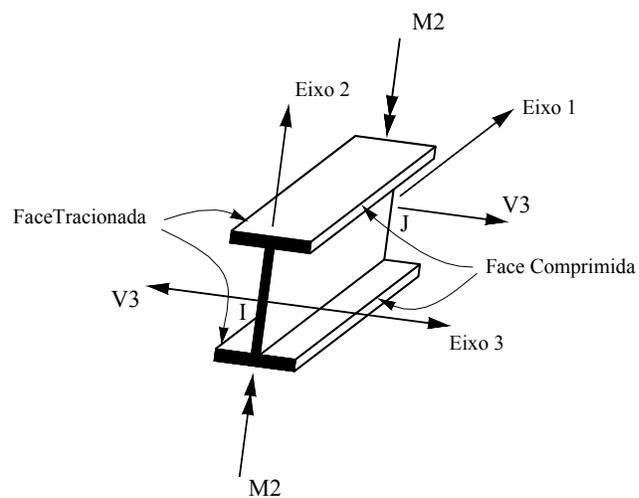


FIGURA 4.4 – Força cortante V3 positiva e momento fletor M2 positivo no elemento FRAME

Os nós I e J do elemento FRAME possuem cada um seis graus de liberdade, três translações e três rotações, as quais são denominadas no sistema local dos nós como U_1 , U_2 , U_3 e R_1 , R_2 , R_3 , respectivamente. Nos modelos analisados, o sistema local dos nós coincide com o sistema global X , Y , Z da estrutura, no qual os graus de liberdade são denominados U_x , U_y , U_z , R_x , R_y e R_z . A FIG. 4.5 mostra, nos sistemas global e local, os seis graus de liberdade do nó de um elemento FRAME.

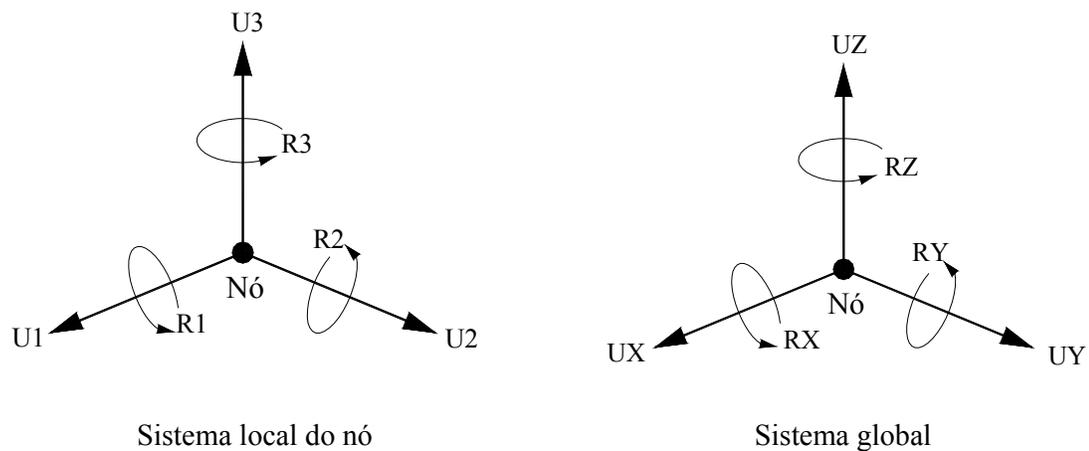


FIGURA 4.5 – Graus de liberdade do nó de um elemento FRAME nos sistemas de coordenadas global e local do nó

4.4 – O Elemento SHELL

O elemento SHELL é utilizado para modelar cascas, membranas ou placas em estruturas planas ou espaciais como, por exemplo, domos, lajes, paredes estruturais, etc.

O elemento SHELL pode ter a forma quadrilateral ou triangular. O elemento quadrilateral é a mais precisa das duas formas. Seus lados podem ser curvos e os quatro vértices do elemento não precisam necessariamente ser coplanares. Uma pequena torção no elemento pode ser considerada pelo programa. O elemento triangular plano de 3 nós não é recomendável para a modelagem de estruturas. Seu uso é recomendável apenas para transições.

A geometria do elemento SHELL deve atender às seguintes condições:

- a) o ângulo interno em cada vértice deve ser inferior a 180° ; o elemento quadrilateral apresenta melhores resultados quando este ângulo é aproximadamente 90° ou quando seu valor se encontra entre 45° e 135° ;
- b) a relação de aspecto de um elemento não deve ser muito grande; para o triângulo, a relação de aspecto é a razão entre o maior lado e o menor lado; para o quadrilátero esta relação é a razão entre a maior e a menor distância entre os pontos médios de lados opostos; os melhores resultados são obtidos para relações de aspecto próximas à unidade ou, pelo menos, menor do que 4; estas relações não podem exceder a 10.

Cada elemento SHELL tem seu próprio sistema de coordenadas locais (FIG. 4.6) que é utilizado para definir propriedades do material, cargas e saída de resultados. Os eixos do sistema local são denominados eixos 1, 2 e 3. Os eixos 1 e 2 situam-se no plano do elemento e o eixo 3 é normal a este plano. Nos modelos em estudo, o sistema local de todos os elementos SHELL é orientado de forma que os eixos 1, 2 e 3 se encontram paralelos aos eixos X, Y e Z do sistema global, respectivamente.

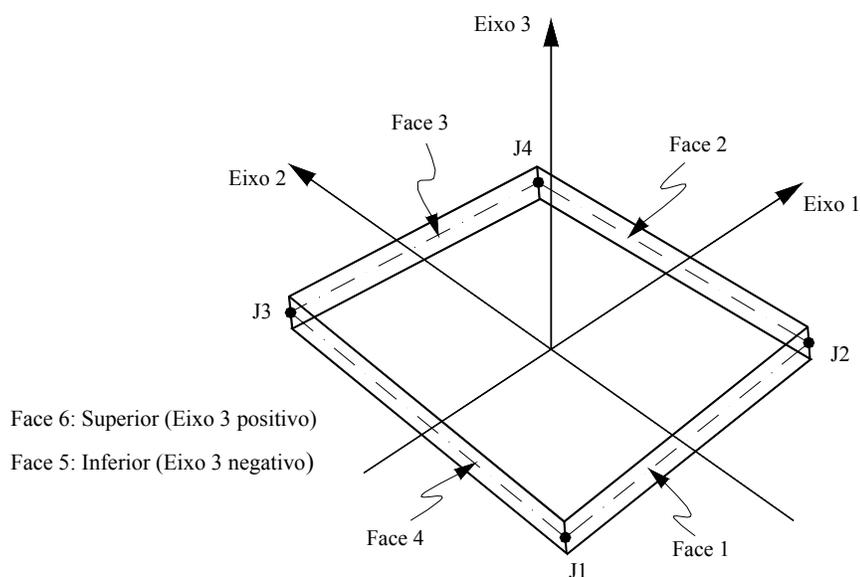
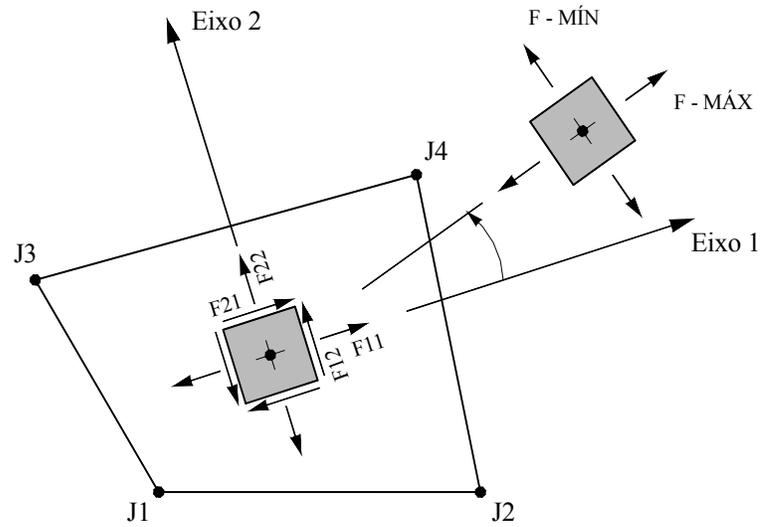


FIGURA 4.6 – Sistema de coordenadas locais de um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós

Os esforços internos em um elemento SHELL são as forças $F_{\alpha\beta}$ e momentos $M_{\alpha\beta}$ (ambos por unidade de comprimento) decorrentes da integração das tensões ao longo da espessura do elemento. A FIG. 4.7 mostra a direção e o sentido positivo das forças normais de membrana F_{11} e F_{22} e da força de cisalhamento F_{12} . As tensões σ_{ij} têm as mesmas direções e sentidos das forças $F_{\alpha\beta}$. As tensões $\sigma_{\text{máx}}$ e $\sigma_{\text{mín}}$ têm as mesmas direções e sentidos das forças F-MÁX e F-MÍN, respectivamente. A FIG. 4.8 mostra a direção e o sentido positivo dos momentos fletores M_{11} e M_{22} e dos momentos de torção M_{12} e M_{21} que atuam em um elemento SHELL.

Para a determinação das tensões e dos esforços internos no sistema de coordenadas locais, é utilizada a integração numérica de Gauss com $n = 2$ (dois pontos em cada direção no sistema de coordenadas naturais). As tensões e esforços internos são avaliados nos pontos de Gauss e extrapolados para os nós do elemento. Pode-se estimar o erro nos resultados obtidos através da comparação dos valores das tensões e dos esforços internos dos diversos elementos que se conectam a um mesmo nó. Esta comparação de valores fornece um indicativo da eficiência da malha de elementos finitos ou da necessidade de um maior refinamento desta malha.



As tensões $\sigma_{\alpha\beta}$ têm as mesmas direções e sentidos das forças $F_{\alpha\beta}$

FIGURA 4.7 – Forças e tensões de membrana positivas em um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós

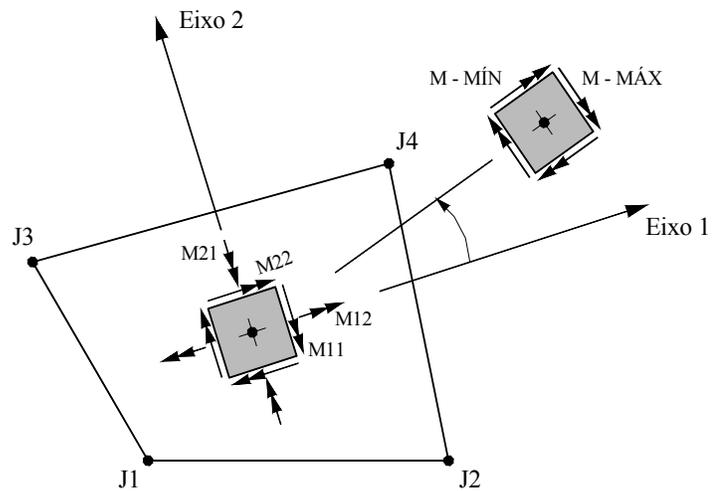


FIGURA 4.8 – Momentos fletores e momentos de torção positivos em um elemento SHELL quadrilateral de 4 nós

O elemento SHELL resulta da soma do elemento de membrana e do elemento de placa (FIG.4.9). O elemento de membrana possui em cada nó três graus de liberdade: duas translações no plano do elemento e uma rotação em torno do eixo normal ao plano do elemento. O elemento de placa possui uma rotação em torno de cada eixo do plano do elemento e uma translação no eixo normal ao plano do elemento. Para o elemento de placa é usada a formulação de placas finas de Kirchhoff, a qual despreza as deformações transversais de cisalhamento. Opcionalmente, pode-se usar a teoria de placas grossas de Mindlin/Reissner, a qual inclui os efeitos das deformações transversais de cisalhamento. Nos modelos analisados utiliza-se a teoria de placas finas. O elemento SHELL, portanto, possui seis graus de liberdade em cada nó: três translações e três rotações (FIG.4.9).

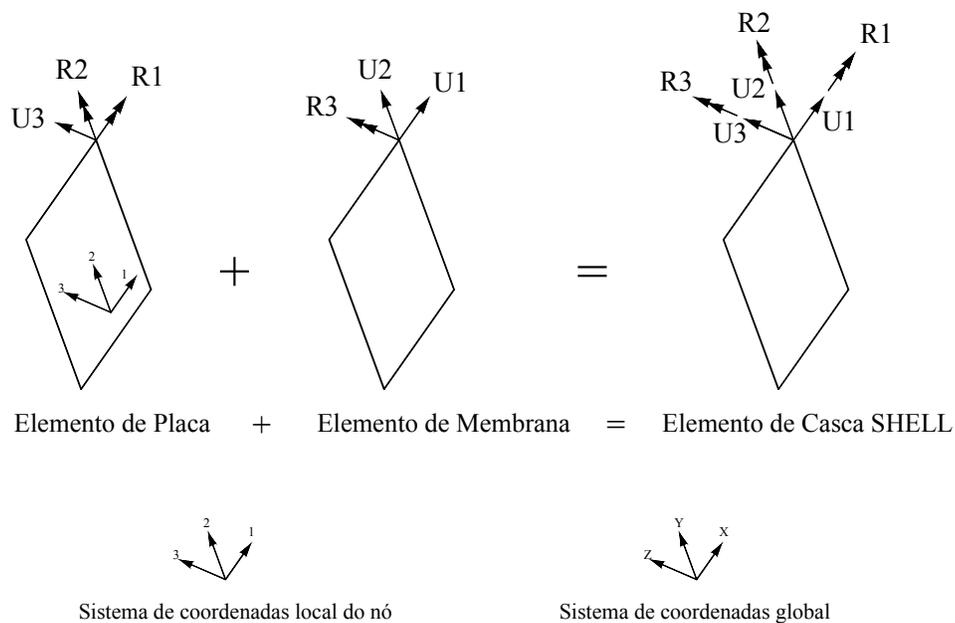


FIGURA 4.9 – Graus de liberdade de um nó do elemento SHELL

4.5 – O Modelo SIMPLIFICADO

O modelo SIMPLIFICADO representa a Estrutura 2 descrita no capítulo 3, a qual teve as diagonais do contraventamento central suprimidas no 1º andar. O modelo possui apenas a laje e vigamento de transição desta estrutura. Os pilares e as diagonais de contraventamento são simulados através de molas com rigidezes equivalentes aos mesmos, por isso, o modelo não é analisado tridimensionalmente, mas no plano.

A FIG.4.10 mostra a malha de elementos finitos utilizada na discretização do modelo SIMPLIFICADO. Os elementos de laje possuem dimensões de 50 cm x 45 cm. As vigas paralelas ao eixo X são modeladas com elementos de barra FRAME com comprimento igual a 50 cm. As vigas paralelas ao eixo Y com elementos de barra FRAME com comprimento igual a 45 cm.

A FIG.4.11 mostra a malha de elementos finitos utilizada na discretização do modelo SIMPLIFICADO, gerada pelo programa SAP2000.

Analisa-se o modelo SIMPLIFICADO em relação às forças de vento transversal. Aplica-se no plano médio dos elementos de laje das fachadas paralelas ao eixo X, as forças de vento uniformemente distribuídas na direção Y correspondentes à atuação do vento no 1º andar da estrutura ($Q_{vt} = 1,1970 \text{ KN/m}$). Na região das aberturas nas lajes as forças de vento uniformemente distribuídas são aplicadas nos eixos das vigas da fachada, na direção Y. Aplica-se nos nós correspondentes aos pilares, as forças nodais estaticamente equivalentes à ação do vento nos 19 andares acima da 1ª laje, conforme listado abaixo (sistema global):

nós correspondentes a P1, P5 – $F_y = 174,90 \text{ KN}$;
 $F_z = 1049,40 \text{ KN}$;

nós correspondentes a P6, P10 - $F_y = 174,90 \text{ KN}$;
 $F_z = -1049,40 \text{ KN}$;

nó correspondente a P3 - $F_y = 349,80 \text{ KN}$;
 $F_z = 2098,80 \text{ KN}$;

nó correspondente a P8 - $F_y = 349,80 \text{ KN}$;
 $F_z = -2098,80 \text{ KN}$.

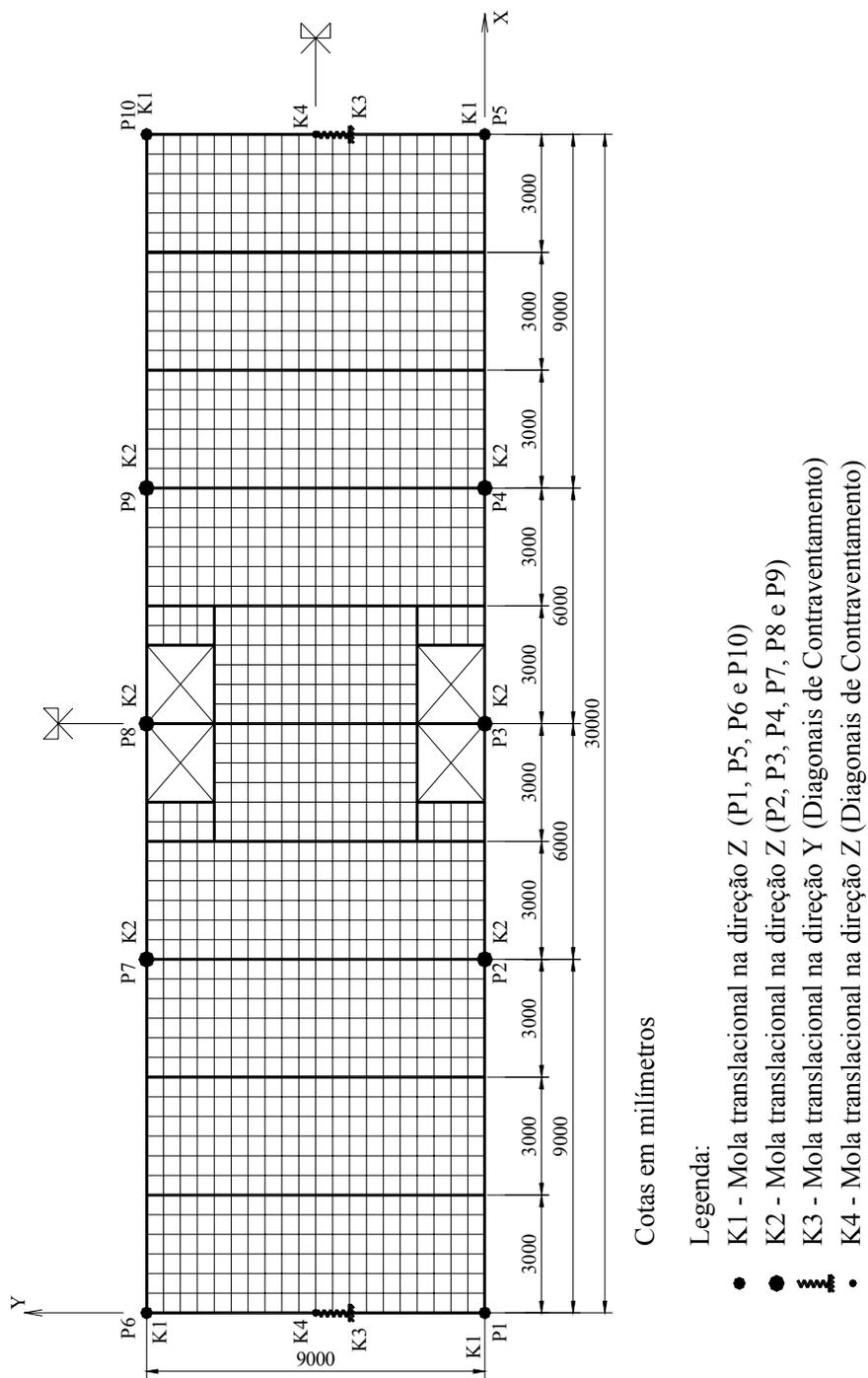


FIGURA 4.10 – Malha de elementos finitos do modelo SIMPLIFICADO

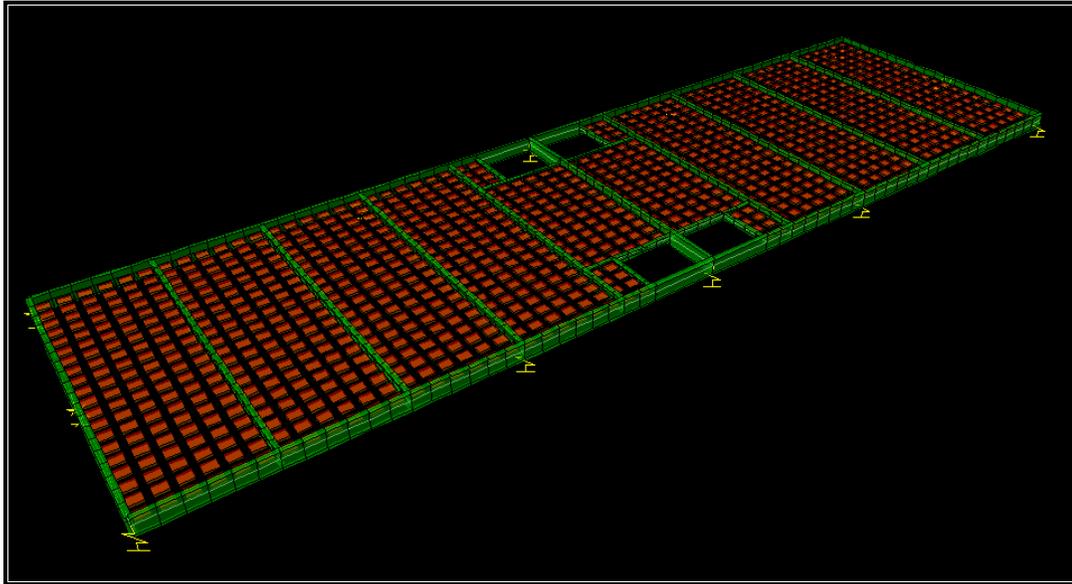
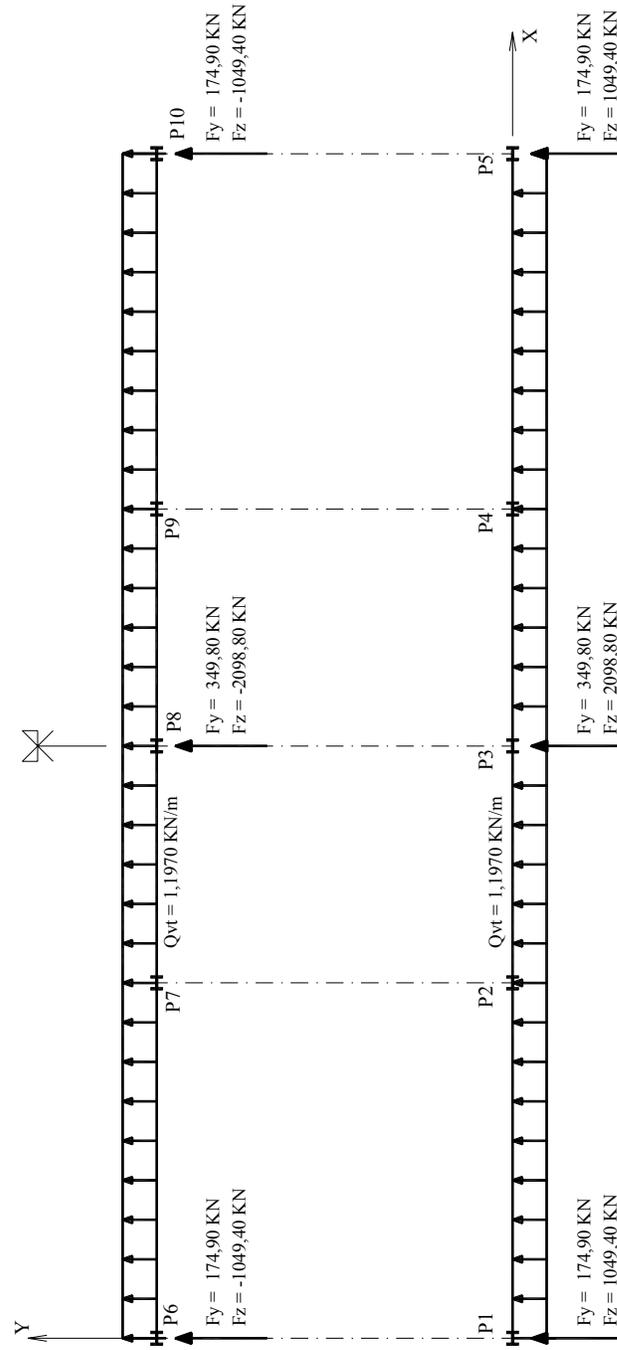


FIGURA 4.11 – Malha de elementos finitos do modelo SIMPLIFICADO gerada pelo programa SAP2000

A FIG.4.12 mostra o esquema de carregamento de vento transversal aplicado no modelo SIMPLIFICADO, no sistema global.



Qvt = carregamento de vento transversal uniformemente distribuído ao longo das fachadas longitudinais do MODELO SIMPLIFICADO

FIGURA 4.12 – Esquema do carregamento de vento transversal aplicado no modelo SIMPLIFICADO

4.6 – Modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

O modelo SEM TRANSIÇÃO representa a Estrutura 1. O modelo TRANSIÇÃO 1 representa a Estrutura 2 e o modelo TRANSIÇÃO 2 a Estrutura 3. As Estruturas 1, 2 e 3 são descritas no capítulo 3. O modelo TRANSIÇÃO 1 difere do modelo SEM TRANSIÇÃO apenas pela ausência das diagonais do contraventamento central no 1º andar. O modelo TRANSIÇÃO 2 difere do modelo SEM TRANSIÇÃO pela ausência das diagonais do contraventamento central nos 1º e 2º andares.

Os modelos são analisados tridimensionalmente e contêm os 20 andares das estruturas. Por simplificação, nos três modelos em estudo, todas as lajes são idênticas, exceto a do 20º andar. As FIG.4.13 e FIG.4.14 mostram as malhas de elementos finitos utilizadas na discretização, respectivamente, do andar tipo e do 20º andar dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os elementos de laje SHELL possuem dimensões de 50 cm x 45 cm. As vigas paralelas ao eixo X são modeladas com elementos de barra FRAME com comprimentos iguais a 50 cm. As vigas paralelas ao eixo Y são modeladas com elementos de barra FRAME com comprimentos iguais a 45 cm. Cada pilar é modelado com um único elemento de barra por andar com comprimento igual a 300 cm. O mesmo ocorre com as diagonais de contraventamento que são modeladas com elementos de barra com comprimentos iguais a 541 cm.

Todos os pilares são engastados na fundação em relação ao eixo Y e rotulados em relação ao eixo X (sistema global). Os pilares são contínuos ao longo dos 20 andares dos modelos, não havendo rótulas entre um andar e outro. As vigas VPL, por fazerem parte dos pórticos longitudinais, possuem ligações rígidas em ambas as extremidades. Todas as demais vigas dos modelos são rotuladas em suas extremidades em relação ao momento de torção e aos momentos fletores em torno dos eixos de maior e de menor inércias. As diagonais de contraventamentos são também rotuladas em suas extremidades em relação aos momentos fletores em torno dos eixos de maior e de menor inércias. Em relação ao momento de torção, são rotuladas em apenas uma extremidade, a fim de evitar a hipostaticidade.

A FIG.4.15 mostra a discretização da estrutura completa do modelo SEM TRANSIÇÃO gerada pelo programa SAP2000.

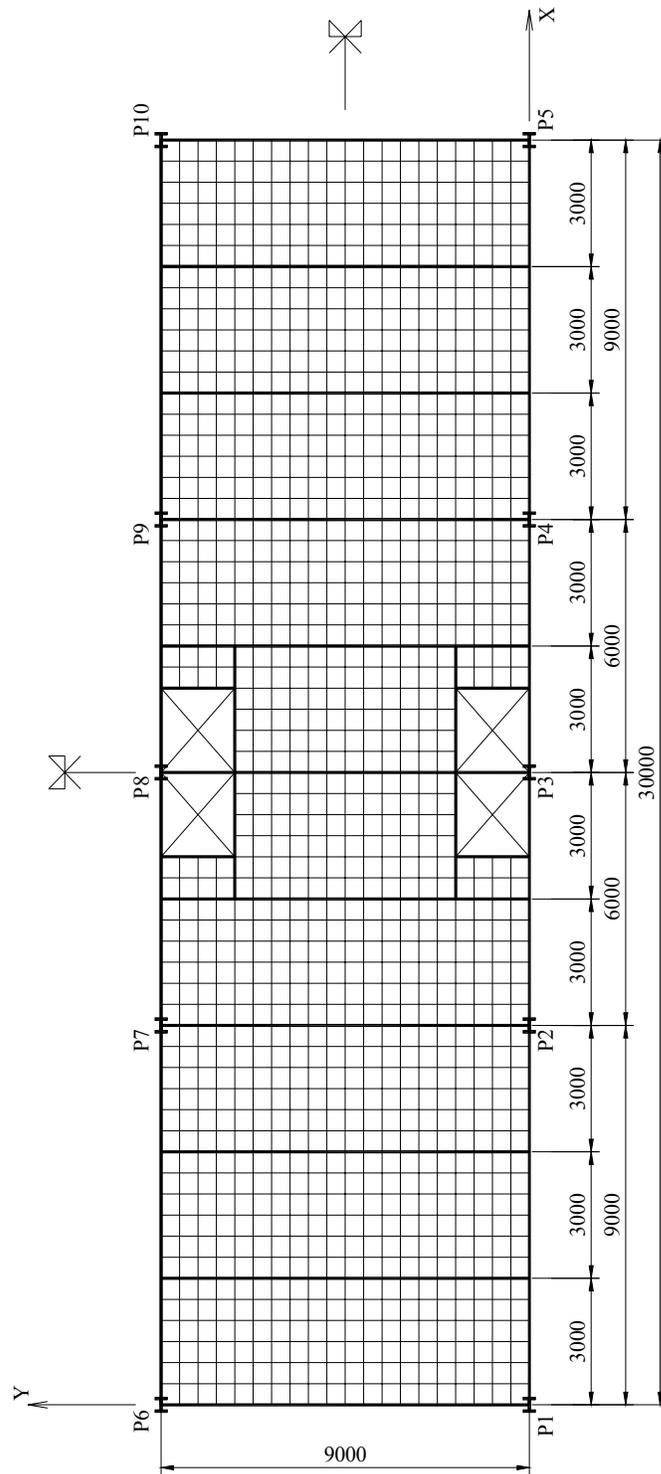


FIGURA 4.13 – Malha de elementos finitos do andar tipo dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

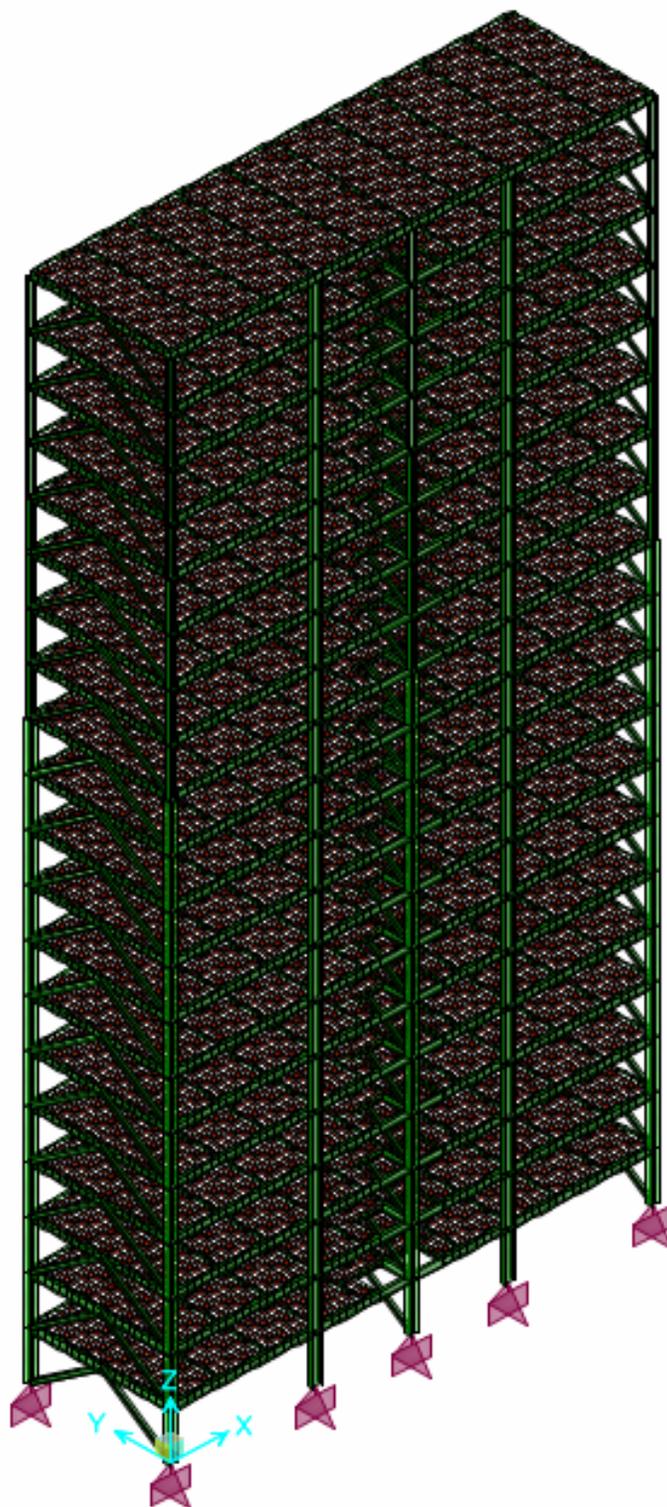


FIGURA 4.15 – Discretização da estrutura completa do modelo SEM TRANSIÇÃO

Os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 são analisados em relação às forças de vento transversal e longitudinal. Aplicam-se, no plano médio dos elementos de laje das fachadas paralelas ao eixo X ($Y = 0$ m e $Y = 9$ m), as forças de vento transversal uniformemente distribuídas na direção Y correspondentes à atuação do vento em cada andar da estrutura. Na região das aberturas nas lajes devido a caixa de escada e poço de elevadores, as forças de vento uniformemente distribuídas são aplicadas nos eixos das vigas da fachada, na direção Y. As forças de vento longitudinal uniformemente distribuídas são aplicadas na direção X no plano médio dos elementos de laje das fachadas paralelas ao eixo Y ($X = 0$ m e $X = 30$ m). A TAB. 4.2 mostra as forças de ventos transversal e longitudinal atuantes em cada andar dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

A FIG.4.16 mostra o esquema de carregamento de ventos transversal e longitudinal aplicados nos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2, no sistema global.

Como mencionado anteriormente, a estrutura de aço é dimensionada realisticamente, considerando-se a atuação das cargas gravitacionais e das forças de vento nas direções transversal e longitudinal. Consideram-se as seguintes cargas gravitacionais:

1) Carregamento uniformemente distribuído nas lajes

$$CP = PP + REV$$

onde CP = carga permanente;

PP = peso próprio da estrutura incluindo os elementos de laje e os de barra;

REV = revestimento = 1 KN/m^2 ;

$SC = 200 \text{ KN/m}^2$ onde SC = sobrecarga;

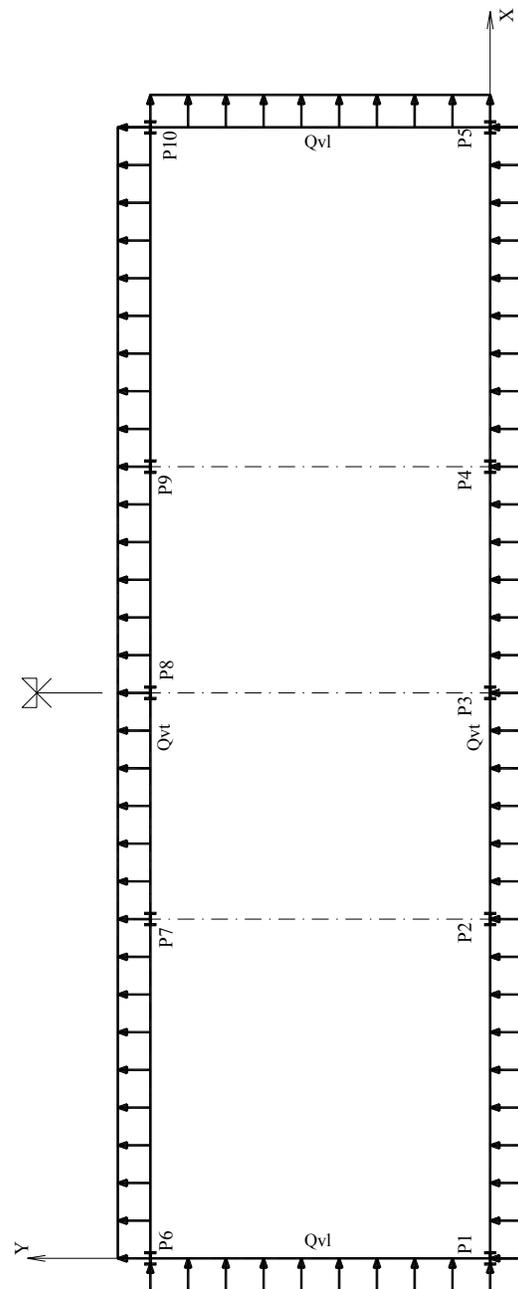
2) Carregamento uniformemente distribuído nas vigas

$$ALV = 0,15 \text{ m} \times 2,20 \text{ m} \times 13,00 \text{ KN/m}^3 = 4,29 \text{ KN/m}^2$$

onde ALV = alvenaria nas vigas de contorno da estrutura ($X = 0$ m; $X = 30$ m; $Y = 0$ m; $Y = 9$ m).

TABELA 4.2 – Forças de vento transversal e longitudinal dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Forças de Vento (KN/m)		
Andar	Modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2	
	Vento Transv. - Qvt	Vento Longit. - Qvl
1°	1,1970	0,7216
2°	0,9255	0,5580
3°	0,9255	0,5580
4°	1,0394	0,6266
5°	1,0748	0,6480
6°	1,1102	0,6693
7°	1,2345	0,7442
8°	1,2345	0,7442
9°	1,2345	0,7442
10°	1,2732	0,7675
11°	1,3118	0,7908
12°	1,3118	0,7908
13°	1,3518	0,8150
14°	1,3919	0,8391
15°	1,3919	0,8391
16°	1,3919	0,8391
17°	1,4328	0,8638
18°	1,4738	0,8884
19°	1,4738	0,8884
20°	0,7369	0,4442



Qvt = carregamento de vento transversal uniformemente distribuído ao longo das fachadas longitudinais
 Qvl = carregamento de vento longitudinal uniformemente distribuído ao longo das fachadas transversais

FIGURA 4.16 – Esquema do carregamento de vento transversal e longitudinal aplicado nos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

4.7 – Modelo TRANSIÇÃO 1 - DR

O modelo TRANSIÇÃO 1 - DR (DR = diafragma rígido) representa a Estrutura 2 descrita no capítulo 3, a qual teve as diagonais do contraventamento central suprimidas no 1º andar.

O modelo TRANSIÇÃO 1 – DR difere do modelo TRANSIÇÃO 1 porque suas lajes não são modeladas com elementos finitos, mas sim como diafragmas rígidos. Assim como o modelo TRANSIÇÃO 1, o TRANSIÇÃO 1 – DR é analisado tridimensionalmente e contém os 20 andares da estrutura.

Todas as lajes do modelo são idênticas, exceto a do 20º andar. As vigas paralelas aos eixos X e Y são modeladas com elementos de barra FRAME. Cada pilar é modelado com um único elemento de barra por andar com comprimento igual a 300 cm. O mesmo ocorre com as diagonais de contraventamento que são modeladas com elementos de barra com comprimentos iguais a 541 cm. As lajes, como já mencionado, são modeladas através de diafragmas rígidos. As FIG.4.17 e FIG.4.18 mostram as malhas de elementos finitos utilizadas na discretização, respectivamente, do andar tipo e do 20º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR.

Todos os pilares são engastados na fundação em relação ao eixo Y e rotulados em relação ao eixo X (sistema global). Os pilares são contínuos ao longo dos 20 andares dos modelos, não havendo rótulas entre um andar e outro. As vigas VPL, por fazerem parte dos pórticos longitudinais, possuem ligações rígidas em ambas as extremidades. Todas as demais vigas dos modelos são rotuladas em suas extremidades em relação ao momento de torção e aos momentos fletores em torno dos eixos de maior e de menor inércias. As diagonais de contraventamentos são também rotuladas em suas extremidades em relação aos momentos fletores em torno dos eixos de maior e de menor inércias. Em relação ao momento de torção, são rotuladas em apenas uma extremidade, a fim de evitar a hipostaticidade.

A FIG.4.19 mostra a discretização da estrutura completa do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR gerada pelo programa SAP2000.

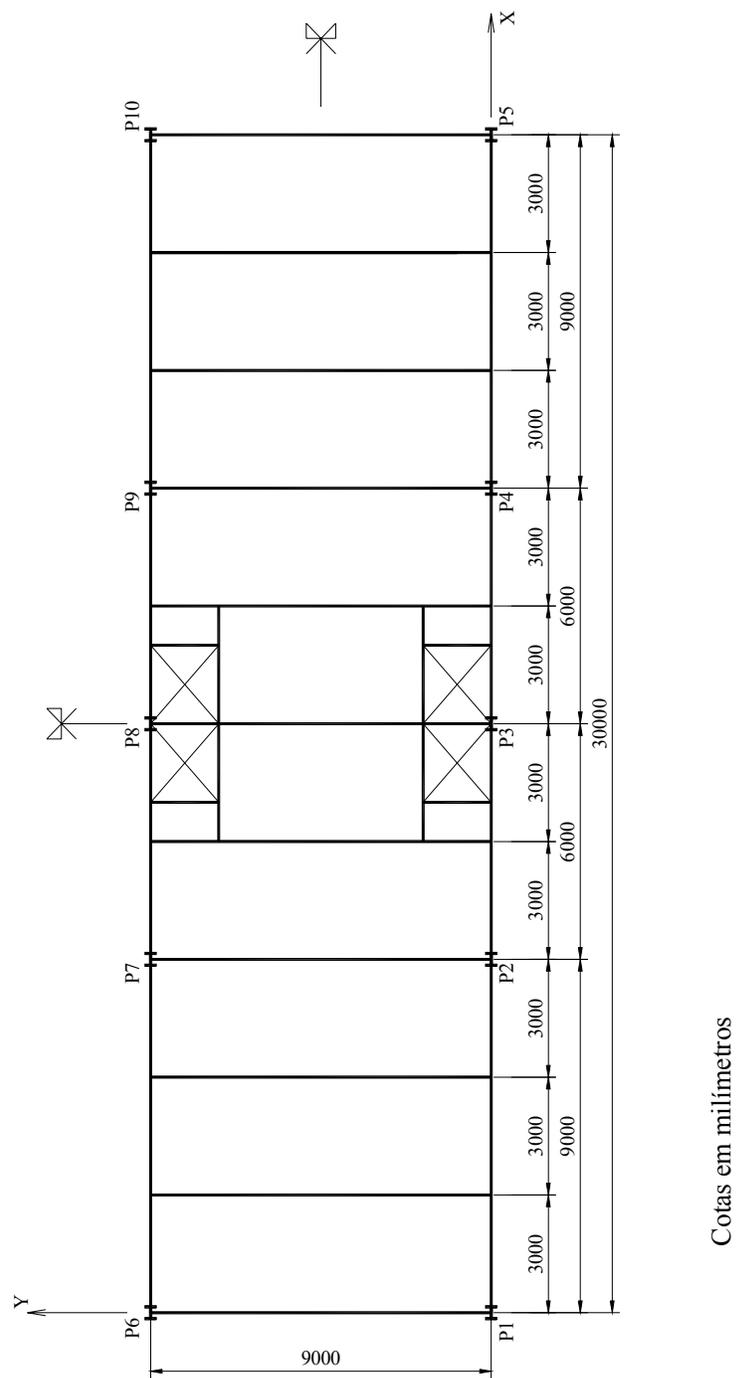
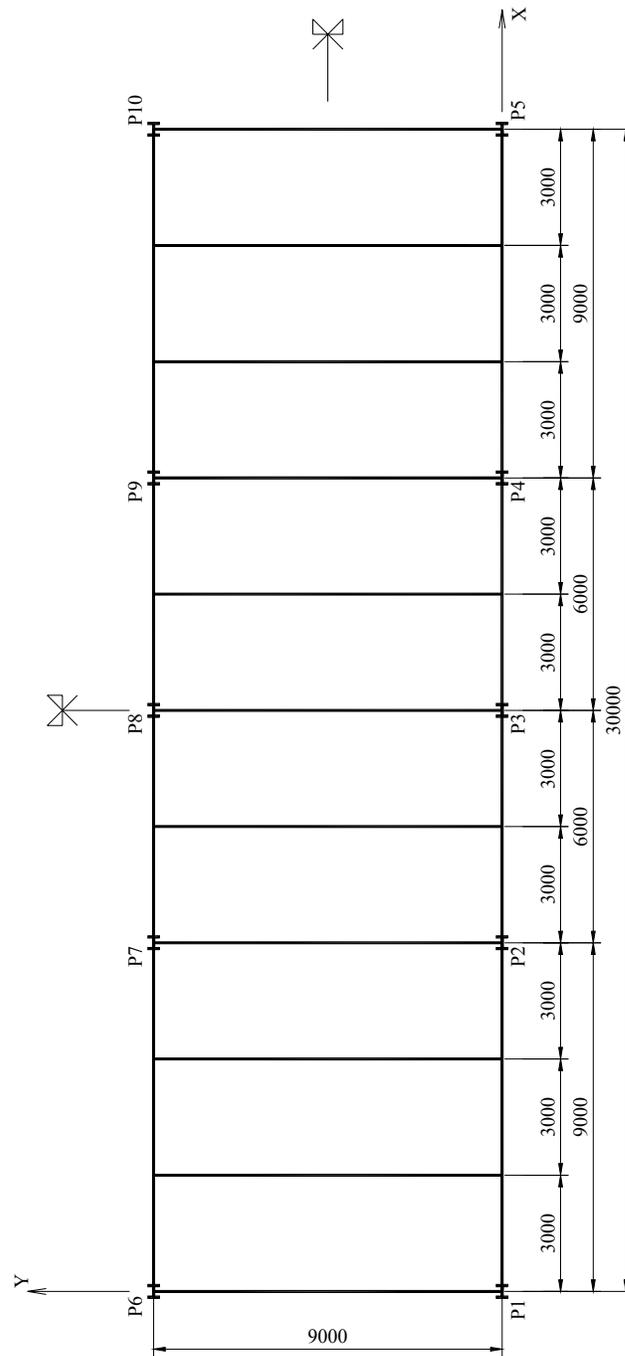


FIGURA 4.17 – Malha de elementos finitos do andar tipo do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR



Cotas em milímetros

FIGURA 4.18 – Malha de elementos finitos do 20º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR

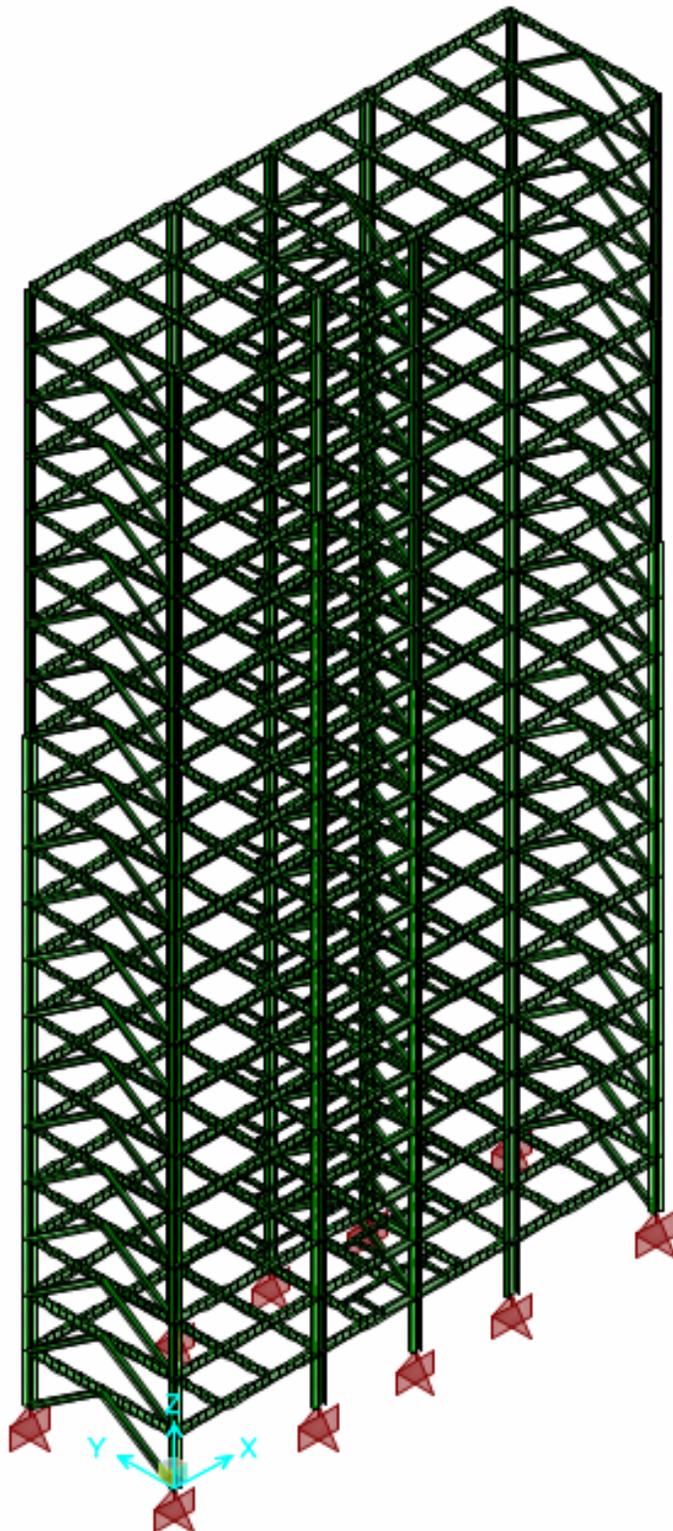


FIGURA 4.19 – Discretização da estrutura completa do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR

O modelo TRANSIÇÃO 1 – DR é analisado e comparado com o modelo TRANSIÇÃO 1 em relação às forças de vento transversal e longitudinal.

Aplica-se em cada andar, nos nós correspondentes aos pilares, as forças nodais equivalentes à ação do vento no andar, no sistema global, conforme listado na TAB. 4.2.

A FIG.4.20 mostra o esquema de carregamento de vento transversal e longitudinal aplicado no modelo TRANSIÇÃO 1 - DR, no sistema global.

As cargas gravitacionais atuantes nas lajes foram aplicadas nas vigas de apoio conforme a divisão de áreas de influência determinadas pelas linhas de rupturas de acordo com a NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento – item 14.7.6.1. Consideram-se as mesmas cargas gravitacionais descritas no item 4.6.

TABELA 4.3 – Forças de vento transversal e longitudinal do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR

Forças de Vento (KN)			
Andar	Modelo TRANSIÇÃO 1 - DR		
	Vento Transversal		Vento Longitudinal
	F1vt - (P1, P5, P6 e P10)	F2vt - (P3 e P8 - F2vt)	Fvl - (P1, P5, P6 e P10)
1°	8,98	17,96	3,25
2°	6,94	13,88	2,51
3°	6,94	13,88	2,51
4°	7,80	15,59	2,82
5°	8,06	16,12	2,92
6°	8,33	16,65	3,01
7°	9,26	18,52	3,35
8°	9,26	18,52	3,35
9°	9,26	18,52	3,35
10°	9,55	19,10	3,45
11°	9,84	19,68	3,56
12°	9,84	19,68	3,56
13°	10,14	20,28	3,67
14°	10,44	20,88	3,78
15°	10,44	20,88	3,78
16°	10,44	20,88	3,78
17°	10,75	21,49	3,89
18°	11,05	22,11	4,00
19°	11,05	22,11	4,00
20°	5,53	11,05	2,00

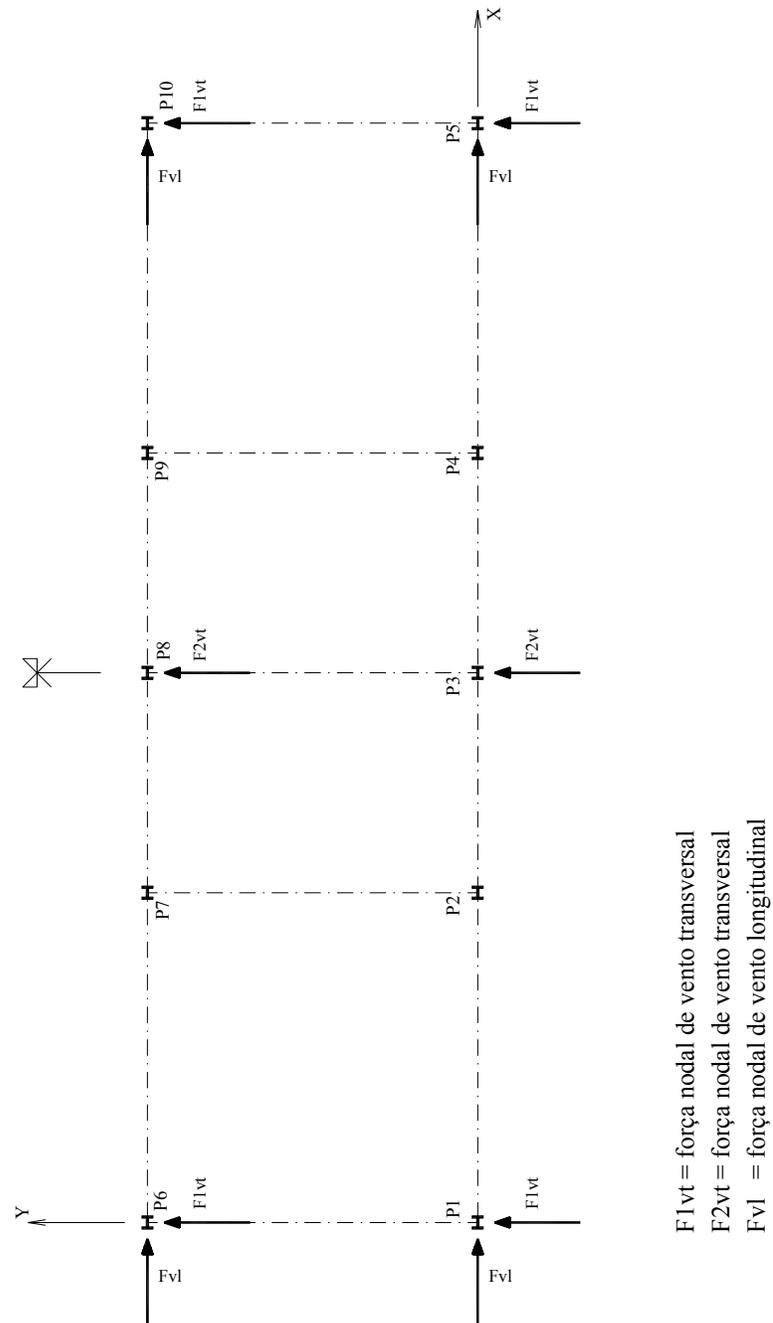


FIGURA 4.20 – Esquema do carregamento de vento transversal e longitudinal aplicado no modelo TRANSIÇÃO 1 – DR

5

ANÁLISE DOS RESULTADOS DO MODELO SIMPLIFICADO

Após o cálculo do modelo SIMPLIFICADO através do programa SAP2000 (2003), analisam-se os resultados obtidos.

Neste capítulo analisam-se as tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{\text{máx}}$ nas faces superior e inferior da laje do modelo SIMPLIFICADO, bem como as forças axiais que ocorrem nas vigas longitudinais (direção X) situadas nos eixos $Y = 0$ m e $Y = 9$ m do modelo. Todas as análises são feitas em relação às forças de vento transversal.

O modelo SIMPLIFICADO, descrito no capítulo 4, representa a Estrutura 2, a qual teve as diagonais do contraventamento central suprimidas no 1º andar. O modelo representa apenas a laje de transição desta estrutura.

Neste estudo, dá-se atenção especial aos esforços de tração na laje, devido à baixa resistência do concreto a esta solicitação. Deve-se ter em mente que as cargas de vento podem atuar alternadamente em sentidos opostos. No modelo analisado, considera-se o

vento agindo no sentido positivo do eixo Y, portanto, os resultados obtidos podem ser extrapolados para uma carga de vento que atue no sentido negativo do eixo Y.

Verifica-se que as regiões de tensões σ_{\min} e as regiões de tensões σ_{\max} devido às forças de vento transversal, em uma mesma face dos elementos de laje, são simétricas em relação ao eixo de simetria da laje paralelo ao eixo X.

Nas análises das tensões σ_x , σ_y e σ_{\max} na laje do modelo SIMPLIFICADO utiliza-se diferentes faixas de variação de valores, a fim de facilitar a visualização das mesmas e de descartar tensões espúrias. Desta maneira, as tensões σ_x variam de -510 N/cm^2 a 595 N/cm^2 . Regiões com tensões inferiores a -510 N/cm^2 são coloridas com uma única cor, assim como regiões com tensões superiores a 595 N/cm^2 são coloridas com uma única outra cor. As tensões σ_y variam de -450 N/cm^2 a 525 N/cm^2 . Para regiões com tensões fora desta faixa de variação, procede-se como descrito para σ_x . As tensões σ_{\max} variam de 0 a 630 N/cm^2 . Para regiões com tensões fora desta faixa de variação, procede-se como descrito para σ_x .

Observa-se, nas vizinhanças dos pontos de aplicação de cargas, bem como nas vizinhanças dos pontos de apoio dos modelos (molas correspondentes às diagonais de contraventamento que restringem a translação na direção Y), uma concentração de tensões cuja ordem de grandeza é bastante superior às tensões nas demais regiões das lajes dos modelos. Tratam-se de tensões espúrias, cujos valores foram descartados através da utilização do filtro de tensões mencionado acima.

Nas figuras mostradas a seguir, as tensões de tração são positivas e as de compressão negativas (ver item 4.3). Nos gráficos de força axial, valores positivos significam elementos de barra tracionados e valores negativos elementos de barra comprimidos (ver item 4.2).

No capítulo 6 a Estrutura 2 é analisada através do modelo TRANSIÇÃO 1, o qual é tridimensional e contém os 20 andares da estrutura. Comparam-se os resultados obtidos da análise do modelo TRANSIÇÃO 1 com os resultados do modelo SIMPLIFICADO e

percebe-se que o último fornece resultados bastante conservadores, mostrando-se, por isso, ineficiente.

5.1 – Tensões σ_x

As FIG.5.1 e FIG.5.2 mostram a distribuição de tensões σ_x nas faces superior e inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO.

Percebe-se ao analisar as tensões σ_x do modelo SIMPLIFICADO que a laje, devido à simetria de sua geometria e de seu carregamento, bem como às suas condições de apoio, apresenta um comportamento similar ao de uma viga com dois apoios rotulados submetida a esforços de flexão. Pode-se observar uma linha de tensão nula no eixo de simetria da laje, paralela ao eixo X. Verifica-se ainda a simetria das curvas de tração e de compressão em relação a esta linha de tensão nula.

Notam-se tensões de tração elevadas em grande parte da laje situada acima do eixo de simetria paralelo ao eixo X. Devido à ausência das diagonais do contraventamento central, as maiores tensões σ_x tanto de tração quanto de compressão ocorrem no eixo X = 15,00 m (centro do vão da laje).

Verifica-se ao analisar as FIG.5.1 e FIG.5.2 que as tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje são praticamente iguais às que ocorrem na face superior destes elementos, mostrando o predomínio de tensões de membrana na laje do modelo.

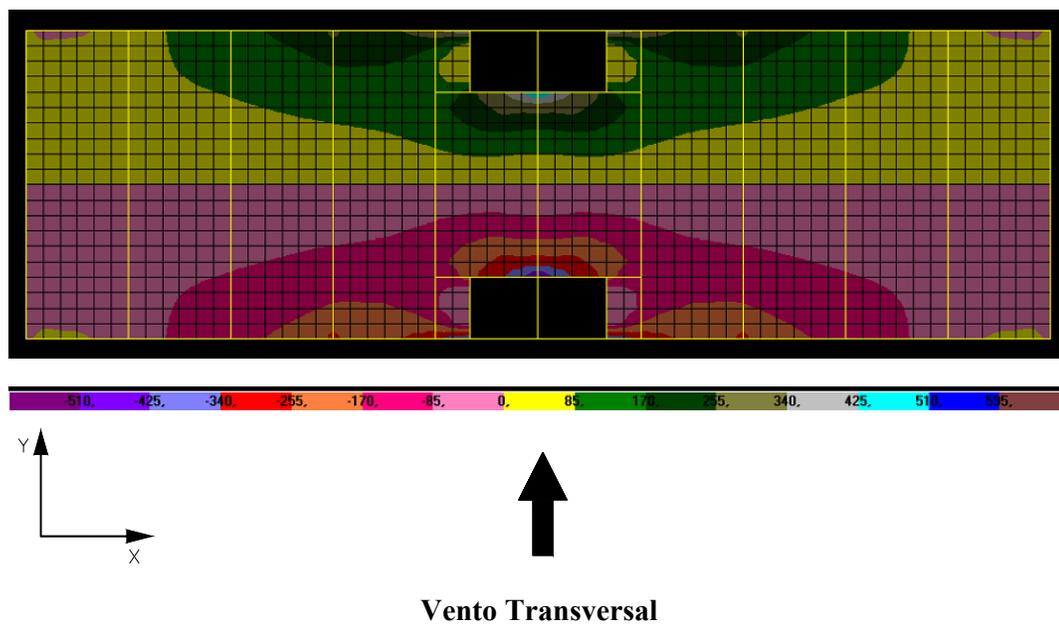


FIGURA 5.1 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2)

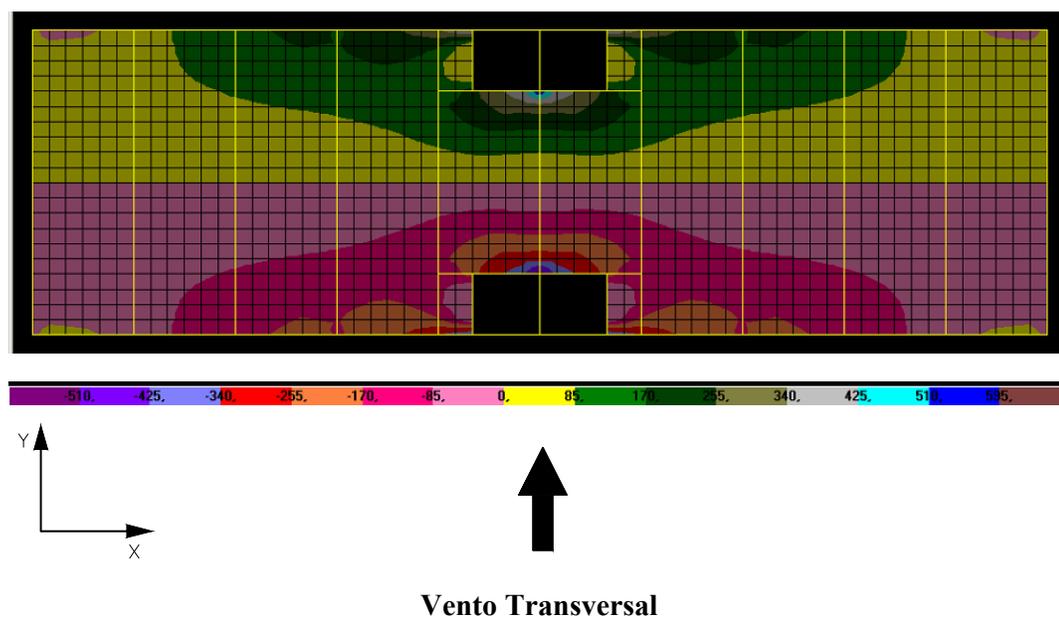


FIGURA 5.2 – Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2)

5.2 – Tensões σ_y

As FIG.5.3 e FIG.5.4 mostram a distribuição de tensões σ_y nas faces superior e inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO.

Analogamente ao que ocorre com as tensões σ_x , percebe-se, ao analisar a distribuição de tensões σ_y na laje do modelo, a presença de uma linha de tensão nula no eixo de simetria da laje paralelo ao eixo X, devido às simetrias de sua geometria e do carregamento de vento. Nota-se que as regiões de tensões de tração e de compressão são simétricas em relação a esta linha de tensão nula.

Verifica-se uma concentração de tensões nas regiões dos contraventamentos das extremidades (eixos $X = 0,00$ m e $X = 30,00$ m). Apesar da força de vento transversal aplicada no eixo $X = 15,00$ m ser duas vezes maior do que as forças aplicadas nos eixos $X = 0,00$ m e $X = 30,00$ m, a concentração de tensões que ocorre no eixo $X = 15,00$ m é sensivelmente menor do que a dos outros dois eixos mencionados, devido à supressão das diagonais do contraventamento central. Nas demais regiões da laje do modelo, as tensões σ_y , tanto de tração quanto de compressão são muito baixas.

Comparando-se as tensões σ_y na face superior dos elementos de laje (FIG.5.3) com as tensões σ_y na face inferior destes elementos (FIG.5.4), verifica-se que estas tensões praticamente não diferem entre si mostrando, da mesma forma como ocorre nas tensões σ_x , o predomínio de tensões de membrana na laje do modelo.

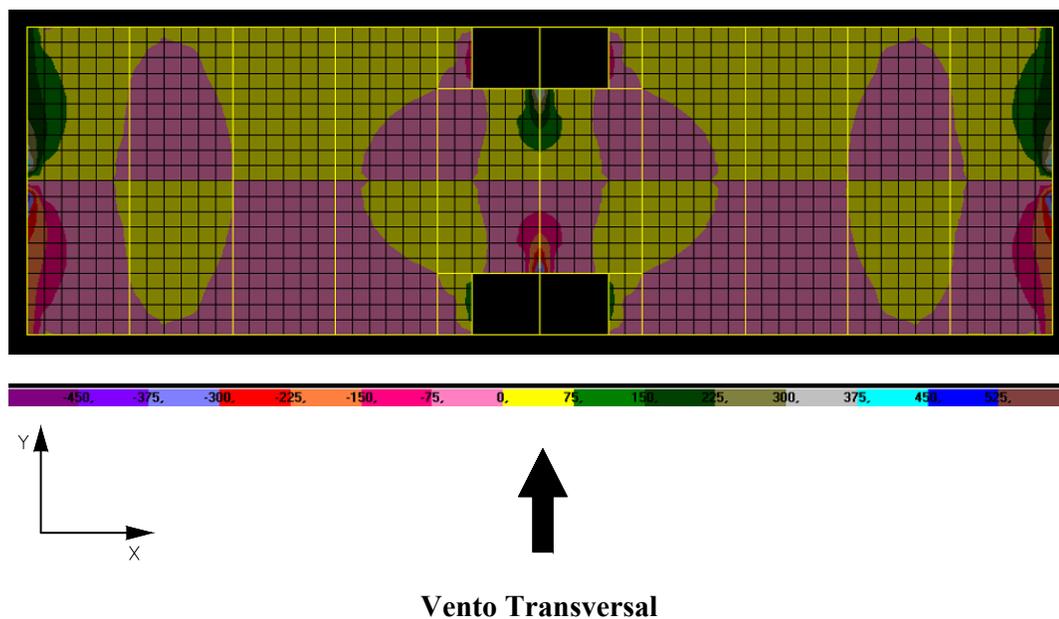


FIGURA 5.3 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2)

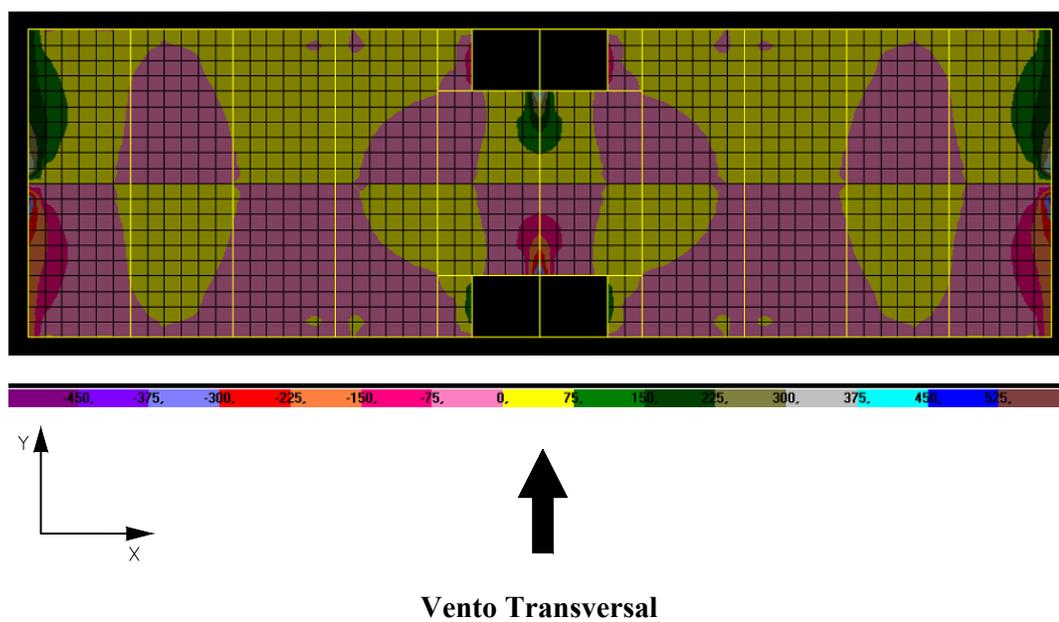


FIGURA 5.4 – Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm^2)

5.3 – Tensões $\sigma_{\text{máx}}$

As FIG.5.5 e FIG.5.6 mostram a distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ nas faces superior e inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO.

Neste estudo, como mencionado anteriormente, dá-se atenção especial aos esforços de tração nas lajes, por isso, regiões com tensão $\sigma_{\text{máx}}$ de compressão são todas apresentadas em uma única cor.

Novamente verifica-se que as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ são praticamente as mesmas nas faces superior e inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO.

As curvas de tensões máximas $\sigma_{\text{máx}}$ são particularmente importantes, pois é a partir de seus valores que faz-se o dimensionamento das lajes. Percebe-se que uma significativa parte da laje encontra-se com tensões de tração elevadas, que necessitam de armação adequada.

5.4 – Tensões $\sigma_{\text{mín}}$

As FIG.5.7 e FIG.5.8 mostram a distribuição de tensões $\sigma_{\text{mín}}$ nas faces superior e inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO.

Verifica-se que as regiões de tensões $\sigma_{\text{mín}}$ devido às forças de vento transversal são simétricas, em uma mesma face, em relação às regiões de tensões $\sigma_{\text{máx}}$, como pode-se constatar ao comparar as FIG.5.7 e FIG.5.5 e as FIG.5.8 e FIG.5.6.

As regiões de lajes com tensões $\sigma_{\text{mín}}$ de tração são todas apresentadas em uma única cor a fim de evidenciar as regiões de lajes com tensões $\sigma_{\text{mín}}$ de compressão. Estas regiões não necessitam de estudos mais detalhados devido à boa resistência do concreto a esforços de compressão.

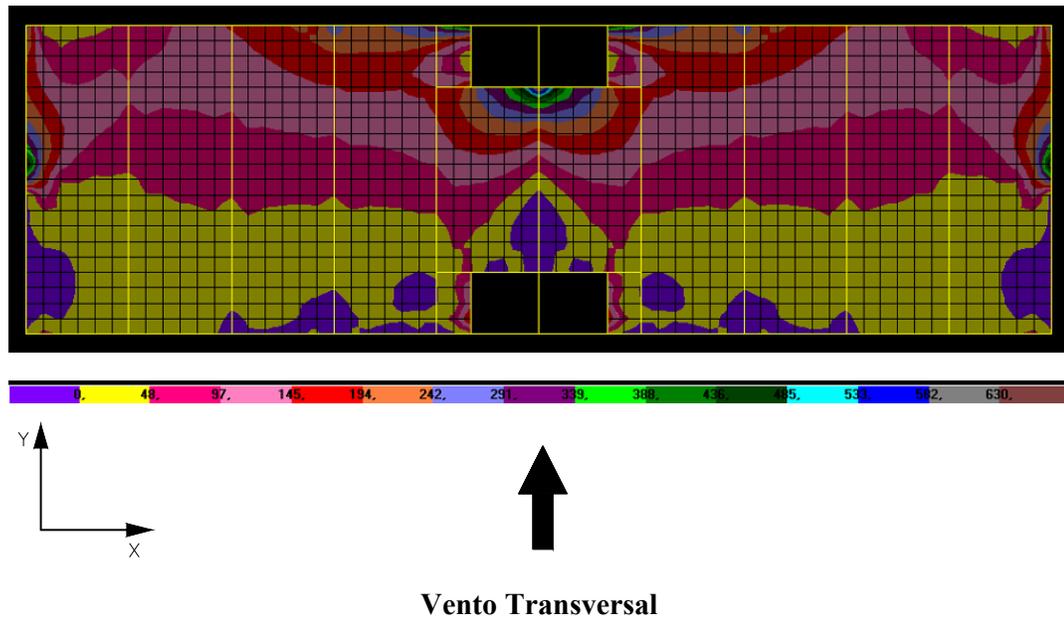


FIGURA 5.5 – Distribuição de tensões σ_{\max} na face superior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm²)

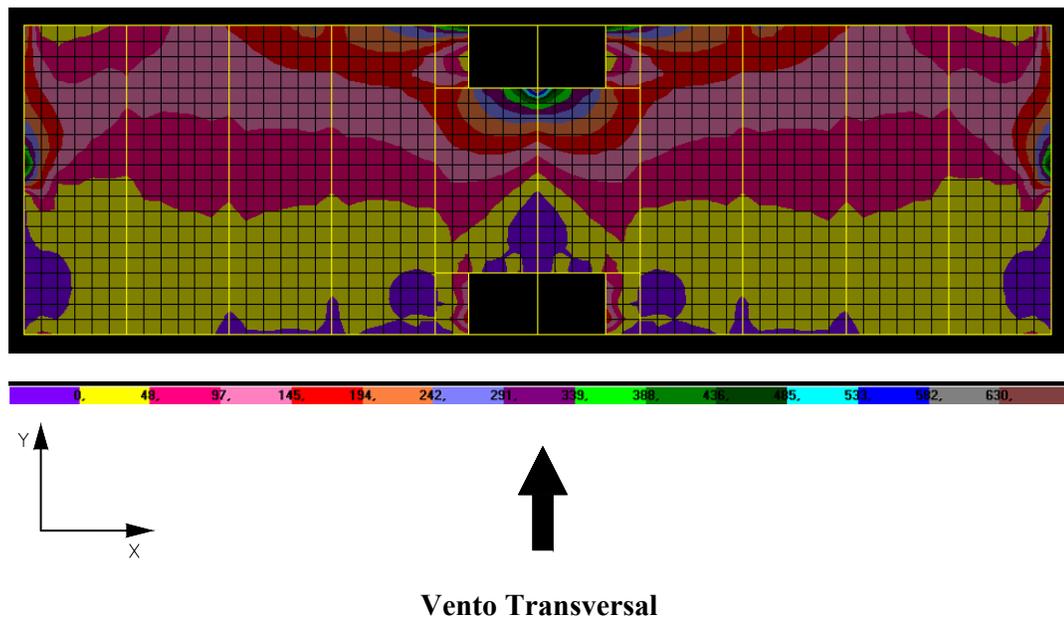


FIGURA 5.6 – Distribuição de tensões σ_{\max} na face inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm²)

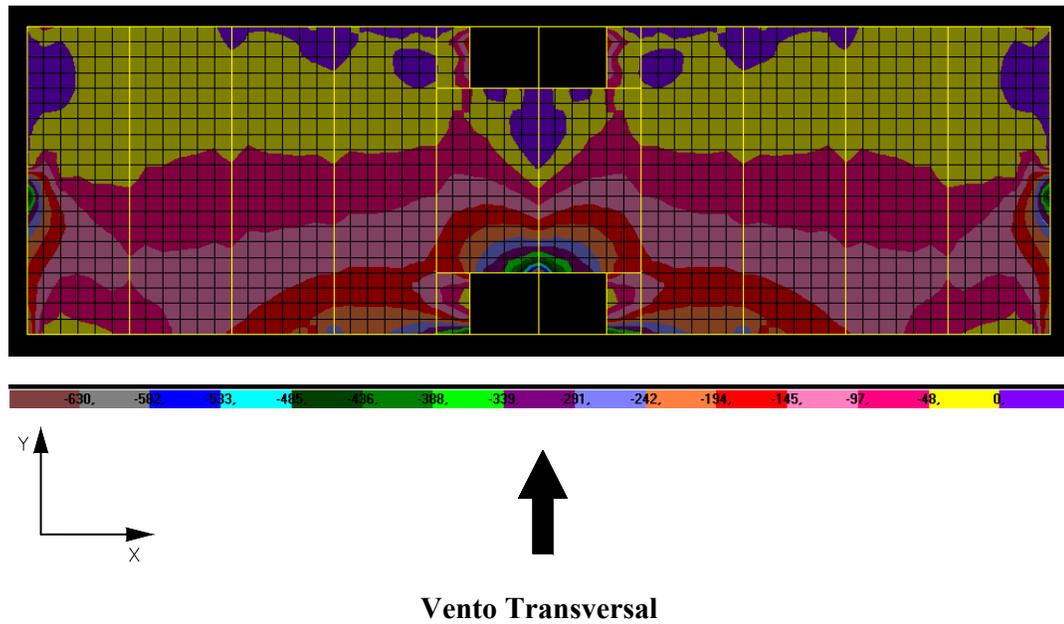


FIGURA 5.7 – Distribuição de tensões σ_{\min} na face superior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm²)

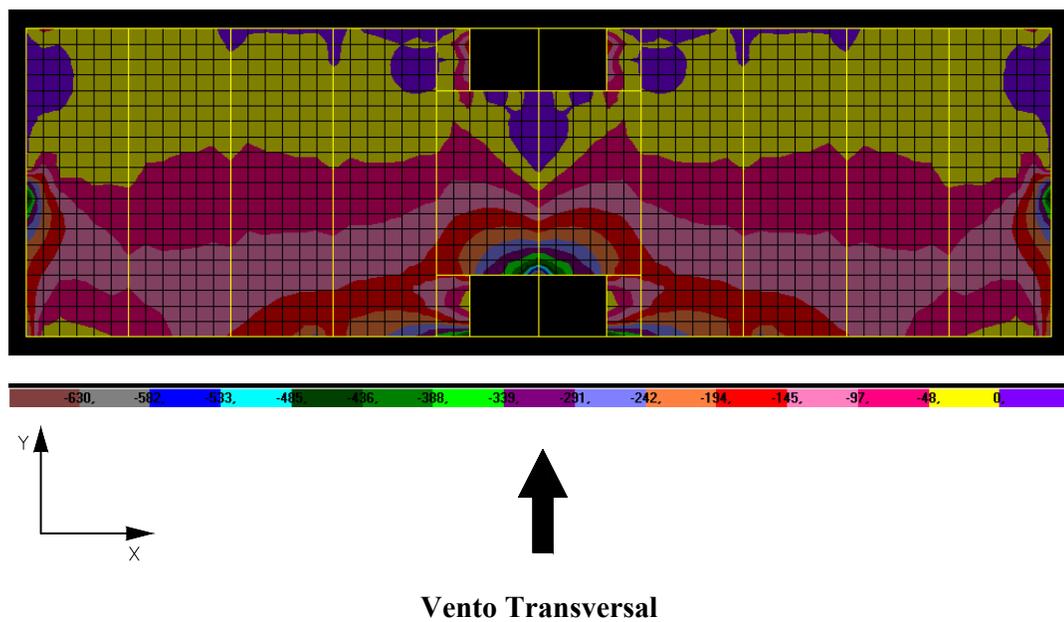


FIGURA 5.8 – Distribuição de tensões σ_{\min} na face inferior dos elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO (N/cm²)

5.5 – Força axial nas vigas de fachada dos eixos $Y = 0,00$ m e $Y = 9,00$ m

Obtêm-se os valores das forças axiais devido à ação do vento transversal nas vigas longitudinais situadas nos eixos $Y = 0,00$ m e $Y = 9,00$ m do modelo SIMPLIFICADO. Os valores obtidos são mostrados na TAB.5.1.

Com os dados da TAB.5.1 faz-se o gráfico mostrado na FIG.5.9.

As forças de tração e compressão que aparecem nestas vigas longitudinais são oriundas da flexão da laje em seu plano devido às forças de vento transversal. Estas forças são relevantes e, por isso, não podem ser desconsideradas no dimensionamento das vigas, em especial daquelas que situam no alinhamento $Y = 0,00$ m entre os eixos $X = 9,00$ m e $X = 15,00$ m e $X = 15,00$ m e $X = 21,00$ m. As maiores forças de compressão se encontram no trecho destravado de comprimento igual a 2,00 m destas vigas e a ordem de grandeza destes esforços sugere que estes são fundamentais para o dimensionamento adequado destas vigas.

É interessante salientar que estas forças são, normalmente, consideradas nulas quando a laje é modelada através de um diafragma rígido.

TABELA 5.1 – Força axial devido às forças de vento transversal, nas vigas de fachada dos eixos Y = 0,00 m e Y = 9,00 m

Força Axial (KN)			Força Axial (KN)		
Eixo X (m)	Eixo Y = 0,00 m	Eixo Y = 9,00 m	Eixo X (m)	Eixo Y = 0,00 m	Eixo Y = 9,00 m
0,00	13,545	-13,545	10,50	-166,468	166,468
0,50	13,545	-13,545	11,00	-166,468	166,468
0,50	21,090	-21,090	11,00	-181,608	181,608
1,00	21,090	-21,090	11,50	-181,608	181,608
1,00	14,364	-14,364	11,50	-203,322	203,322
1,50	14,364	-14,364	12,00	-203,322	203,322
1,50	4,470	-4,470	12,00	-236,103	236,103
2,00	4,470	-4,470	12,50	-236,103	236,103
2,00	-6,650	6,650	12,50	-286,000	286,000
2,50	-6,650	6,650	13,00	-286,000	286,000
2,50	-18,215	18,215	13,00	-373,076	373,076
3,00	-18,215	18,215	13,50	-373,076	373,076
3,00	-28,661	28,661	13,50	-373,076	373,076
3,50	-28,661	28,661	14,00	-373,076	373,076
3,50	-37,962	37,962	14,00	-373,076	373,076
4,00	-37,962	37,962	14,50	-373,076	373,076
4,00	-46,949	46,949	14,50	-373,076	373,076
4,50	-46,949	46,949	15,00	-373,076	373,076
4,50	-55,438	55,438	15,00	-373,076	373,076
5,00	-55,438	55,438	15,50	-373,076	373,076
5,00	-63,565	63,565	15,50	-373,076	373,076
5,50	-63,565	63,565	16,00	-373,076	373,076
5,50	-71,991	71,991	16,00	-373,076	373,076
6,00	-71,991	71,991	16,50	-373,076	373,076
6,00	-79,211	79,211	16,50	-373,076	373,076
6,50	-79,211	79,211	17,00	-373,076	373,076
6,50	-85,519	85,519	17,00	-286,000	286,000
7,00	-85,519	85,519	17,50	-286,000	286,000
7,00	-92,583	92,583	17,50	-236,103	236,103
7,50	-92,583	92,583	18,00	-236,103	236,103
7,50	-100,034	100,034	18,00	-203,322	203,322
8,00	-100,034	100,034	18,50	-203,322	203,322
8,00	-108,220	108,220	18,50	-181,608	181,608
8,50	-108,220	108,220	19,00	-181,608	181,608
8,50	-118,748	118,748	19,00	-166,468	166,468
9,00	-118,748	118,748	19,50	-166,468	166,468
9,00	-134,458	134,458	19,50	-154,561	154,561
9,50	-134,458	134,458	20,00	-154,561	154,561
9,50	-144,143	144,143	20,00	-144,143	144,143
10,00	-144,143	144,143	20,50	-144,143	144,143
10,00	-154,561	154,561	20,50	-134,458	134,458
10,50	-154,561	154,561	21,00	-134,458	134,458

Força Axial (KN)			Força Axial (KN)		
Eixo X (m)	Eixo Y = 0,00 m	Eixo Y = 9,00 m	Eixo X (m)	Eixo Y = 0,00 m	Eixo Y = 9,00 m
21,00	-118,748	118,748	25,50	-46,949	46,949
21,50	-118,748	118,748	26,00	-46,949	46,949
21,50	-108,220	108,220	26,00	-37,962	37,962
22,00	-108,220	108,220	26,50	-37,962	37,962
22,00	-100,034	100,034	26,50	-28,661	28,661
22,50	-100,034	100,034	27,00	-28,661	28,661
22,50	-92,583	92,583	27,00	-18,215	18,215
23,00	-92,583	92,583	27,50	-18,215	18,215
23,00	-85,519	85,519	27,50	-6,650	6,650
23,50	-85,519	85,519	28,00	-6,650	6,650
23,50	-79,211	79,211	28,00	4,470	-4,470
24,00	-79,211	79,211	28,50	4,470	-4,470
24,00	-71,991	71,991	28,50	14,364	-14,364
24,50	-71,991	71,991	29,00	14,364	-14,364
24,50	-63,565	63,565	29,00	21,090	-21,090
25,00	-63,565	63,565	29,50	21,090	-21,090
25,00	-55,438	55,438	29,50	13,545	-13,545
25,50	-55,438	55,438	30,00	13,545	-13,545

Com os dados da TAB.5.1 faz-se o gráfico mostrado na FIG.5.9.

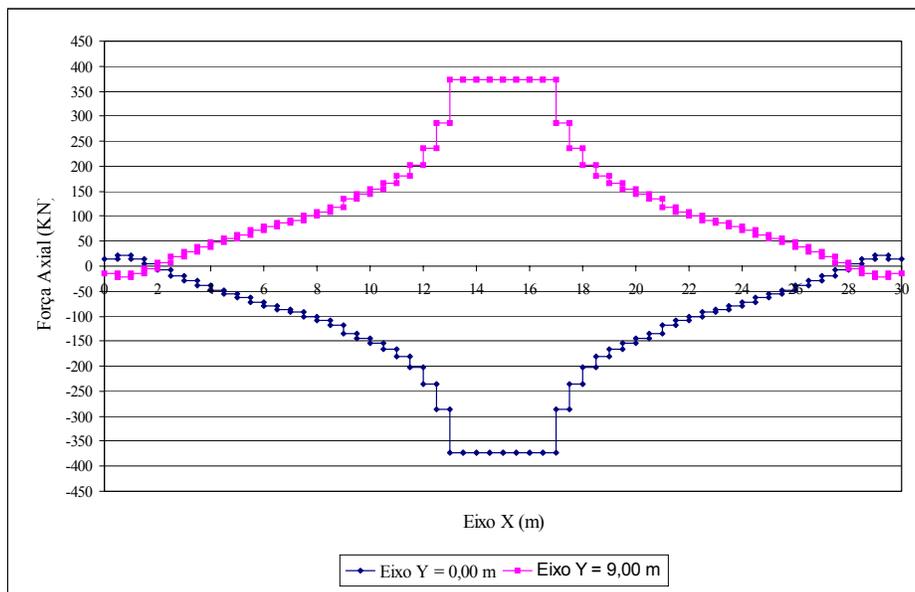


FIGURA 5.9 – Força axial devido às forças de vento transversal, nas vigas de fachada dos eixos Y = 0,00 m e Y = 9,00 m

6

ANÁLISE DAS TENSÕES NAS LAJES DOS MODELOS SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 E TRANSIÇÃO 2 DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO TRANSVERSAL

Neste capítulo analisam-se as tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{\text{máx}}$ nas lajes dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 devido às forças de vento transversal.

Mostram-se, no modelo SEM TRANSIÇÃO, as tensões no 1º, 2º, 3º, 10º, 19º e 20º andares. Estas tensões são computadas tanto na face superior quanto na face inferior dos elementos de laje.

No modelo TRANSIÇÃO 1, cuja transição no sistema de estabilização ocorre no 1º andar, mostram-se as tensões no 1º, 2º, 3º e 4º andares, apenas na face superior dos elementos de laje.

No modelo TRANSIÇÃO 2, cuja transição no sistema de estabilização ocorre no 2º andar, mostram-se as tensões no 1º, 2º, 3º, 4º e 5º andares, apenas na face superior dos

elementos de laje.

Verifica-se que as regiões de tensões σ_{\min} devido às forças de vento transversal são simétricas, em uma mesma face, em relação às regiões de tensões σ_{\max} . Por esta razão, e a fim de evitar repetições, as tensões σ_{\min} são mostradas apenas no 1º pavimento do modelo TRANSIÇÃO 1.

Neste estudo, da mesma forma como ocorre no capítulo 5, dá-se atenção especial aos esforços de tração nas lajes, devido à baixa resistência do concreto a esta sollicitação. Deve-se ter em mente que as cargas de vento podem atuar alternadamente em sentidos opostos. Nos modelos analisados, considera-se o vento agindo no sentido positivo do eixo Y, portanto, os resultados obtidos podem ser extrapolados para uma carga de vento que atue no sentido negativo do eixo Y .

Posteriormente, mostram-se as tensões σ_{\max} nas lajes do 1º pavimento do modelo TRANSIÇÃO 1 devido às cargas gravitacionais nominais Sua finalidade é avaliar a ordem de grandeza das tensões atuantes nas lajes do edifício, possibilitando estabelecer comparações com as grandezas oriundas dos esforços de vento.

Em seguida, evidenciam-se regiões nas lajes onde ocorrem simultaneamente as maiores tensões devido às forças de vento transversal e as menores tensões devido às forças gravitacionais. Portanto, estas regiões merecem uma atenção especial no dimensionamento das lajes de concreto armado. É importante lembrar que as tensões máximas são particularmente importantes, pois é a partir de seus valores que faz-se o dimensionamento das lajes.

Finalmente, mostram-se em um determinado elemento de laje as tensões σ_x , σ_y , σ_{\max} e σ_{\min} ao longo dos 20 andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 devido às forças de vento transversal. Estas tensões são mostradas através de tabelas e gráficos, possibilitando estabelecer comparações entre as variações das tensões dos três modelos.

Nas figuras mostradas a seguir, as tensões de tração são positivas e as de compressão negativas.

Nas análises das lajes dos três modelos, utilizou-se, para as tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{m\acute{a}x}$, uma mesma faixa de variação de valores, bem como uma mesma gradação de cores, a fim de facilitar comparações entre os três modelos. Desta maneira, as tensões σ_x em todos os modelos, variam de -128 N/cm^2 a 150 N/cm^2 . Regiões com tensões inferiores a -128 N/cm^2 são coloridas com uma única cor, assim como regiões com tensões superiores a 150 N/cm^2 são coloridas com uma única outra cor. As tensões σ_y variam de -228 N/cm^2 a 267 N/cm^2 . Para regiões com tensões fora desta faixa de variação, procede-se como descrito para σ_x . As tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ variam de 0 a 325 N/cm^2 . Para regiões com tensões fora desta faixa de variação, procede-se como descrito para σ_x .

Da mesma forma como ocorre com o modelo SIMPLIFICADO, observa-se, nas vizinhanças dos pontos de aplicação de cargas, bem como nas vizinhanças dos pontos de apoio dos modelos, uma concentração de tensões cuja ordem de grandeza é bastante superior às tensões nas demais regiões das lajes dos modelos. Tratam-se de tensões espúrias, cujos valores foram descartados através da utilização do filtro de tensões mencionado anteriormente.

6.1 – Modelo SEM TRANSIÇÃO

6.1.1 – Tensões σ_x

As FIG.6.1 a FIG.6.12 mostram a distribuição de tensões σ_x nas faces superior e inferior dos elementos de laje dos 1º, 2º, 3º, 10º, 19º e 20º andares do modelo SEM TRANSIÇÃO.

Percebe-se, ao analisar a distribuição de tensões σ_x nas lajes do modelo, a presença de uma linha de tensão nula no eixo de simetria da laje paralelo ao eixo X, devido às simetrias de sua geometria e do carregamento de vento. Percebe-se ainda a simetria das

regiões de tensões de tração e de compressão em relação a esta linha de tensão nula. Como neste modelo não há transição no sistema de estabilização lateral, as tensões σ_x , em todos os andares, são baixas em quase toda a laje.

Verifica-se, todavia, ao analisar as FIG.6.1 e FIG.6.2, a ocorrência de tensões um pouco mais altas na região dos contraventamentos das extremidades, no entorno dos pilares situados nos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m e ainda na interseção da laje com a viga situada no eixo $X = 15,00$ m. Note-se que, devido às aberturas para caixa de escada e poço de elevadores, esta interseção torna-se um ponto de aplicação de carga na laje através desta viga que é parte integrante do contraventamento central.

Todas as forças de vento, como já mostrado anteriormente, foram introduzidas no plano médio das lajes, em cada andar. Comparando-se as tensões σ_x na face superior dos elementos de laje (FIG.6.1) com as tensões σ_x na face inferior destes elementos (FIG.6.2), verifica-se que na maior parte da laje estas tensões praticamente não diferem entre si, mostrando o predomínio de tensões de membrana. Percebe-se, porém, uma inversão nos sinais das tensões σ_x na face inferior em relação à face superior dos elementos de laje situados ao longo dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m, indicando a presença também de tensões de flexão em todos estes elementos. As tensões de flexão ocorrem devido ao alongamento dos pilares do eixo $Y = 0,00$ m e ao encurtamento dos pilares do eixo $Y = 9,00$ m. É interessante perceber que, embora os pilares dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m não participem do sistema de estabilização lateral transversal, eles são em parte responsáveis pelas tensões de flexão da laje.

Note-se ainda na FIG.6.1, acima do eixo de simetria X , que quase todos os elementos de laje da região do contraventamento central (eixo $X = 15,00$ m) encontram-se comprimidos, enquanto a grande maioria dos demais elementos, inclusive os da região dos contraventamentos das extremidades encontram-se tracionados. Esta diferença de sinais nas tensões destes elementos ocorre porque o contraventamento central funciona como um apoio para a laje quando esta se encontra sujeita à ação de forças laterais. Uma situação oposta ocorre com os elementos que se situam abaixo do eixo de simetria

X da laje pois, como já dito, as regiões de tensões de tração e de compressão são simétricas em relação a este eixo.

Percebe-se também, ao analisar a FIG.6.2, que os elementos de laje situados ao longo do contraventamento central apresentam tensões σ_x de mesmo sinal em suas faces superior e inferior, mostrando o predomínio de tensões de membrana nestes elementos.

As FIG.6.3 e FIG.6.4 são bastante semelhantes às FIG.6.1 e FIG.6.2, respectivamente. Na FIG.6.4, percebe-se um aumento da área ao longo dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m onde ocorre inversão nos sinais das tensões σ_x na face inferior em relação à face superior dos elementos de laje.

Nas FIG.6.5 e FIG.6.6, verifica-se um aumento nas tensões na região dos contraventamentos das extremidades. Note-se que, as tensões nas faces superior e inferior dos elementos de laje praticamente não diferem entre si, indicando que nesta região as tensões nestes elementos são pouco afetadas pelas tensões de flexão da laje. É interessante observar que o mesmo não ocorre na região do contraventamento central, na qual começa-se a perceber a influência destas tensões de flexão.

Percebe-se também, na FIG.6.5, um aumento de tensões no entorno dos pilares situados nos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m, indicando que quanto mais alto é o andar mais altas são as tensões de flexão na laje.

As tensões σ_x na região dos contraventamentos das extremidades crescem até o 3º andar, para então decrescerem gradativamente até o 20º andar. Ao mesmo tempo, ocorre um aumento das tensões σ_x no entorno dos pilares dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m, como se vê nas FIG.6.7 e FIG.6.8. Estas tensões diferem (em sinal e em valor absoluto) de uma face do elemento em relação à outra, devido à presença de tensões de flexão que se somam às tensões de membrana.

Nas FIG.6.9 e FIG.6.10, que referem-se ao 19º andar, as tensões σ_x na região dos contraventamentos das extremidades são muito baixas. Na região do contraventamento

central ocorrem tensões um pouco mais elevadas na interseção da laje com a viga situada no eixo $X = 15,00$ m .

No 20º andar, (FIG.6.11 e FIG.6.12), o qual não possui aberturas para caixa de escadas e poço de elevadores, ocorre uma súbita concentração de tensões na região do contraventamento central (eixo $X = 15,00$ m), o que evidencia a influência de aberturas em lajes na distribuição de tensões em um piso. Percebe-se também uma diminuição das tensões na face superior dos elementos de laje no entorno dos pilares dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m e um aumento de tensões na face inferior dos elementos desta mesma região.

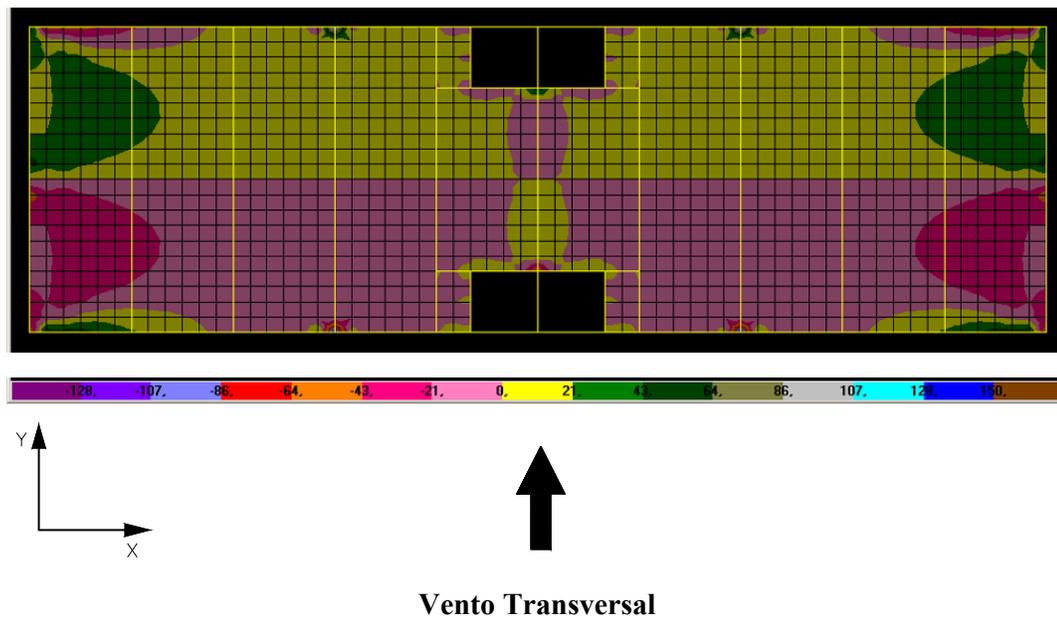


FIGURA 6.1 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

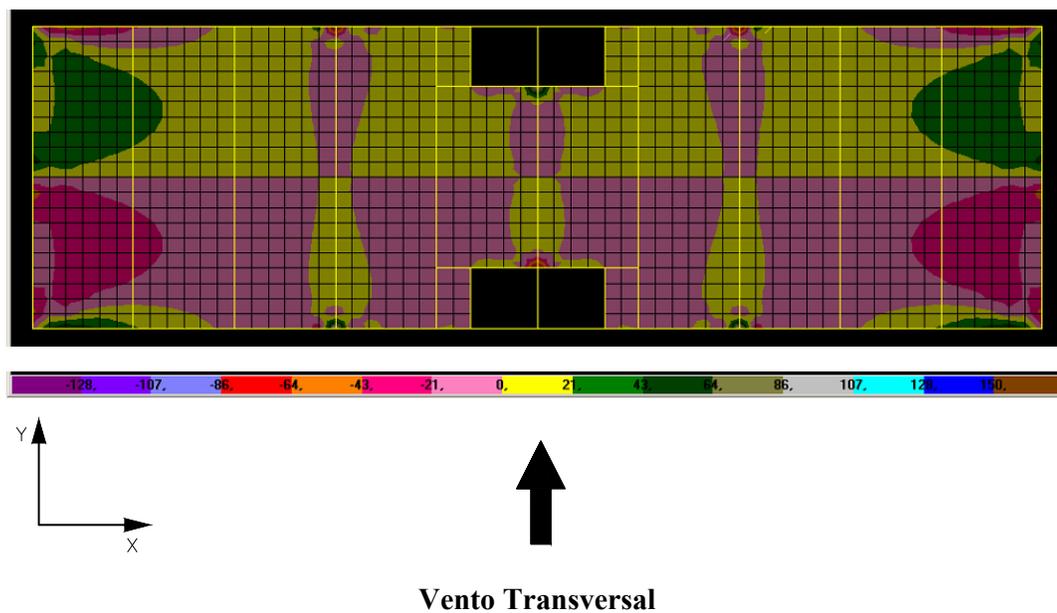


FIGURA 6.2 – Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

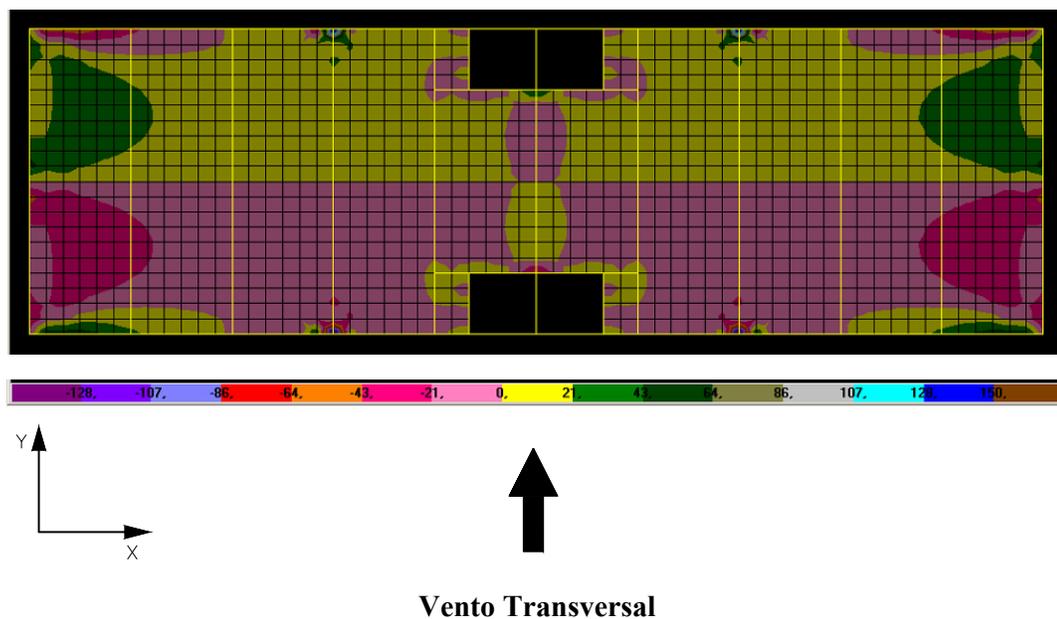


FIGURA 6.3 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

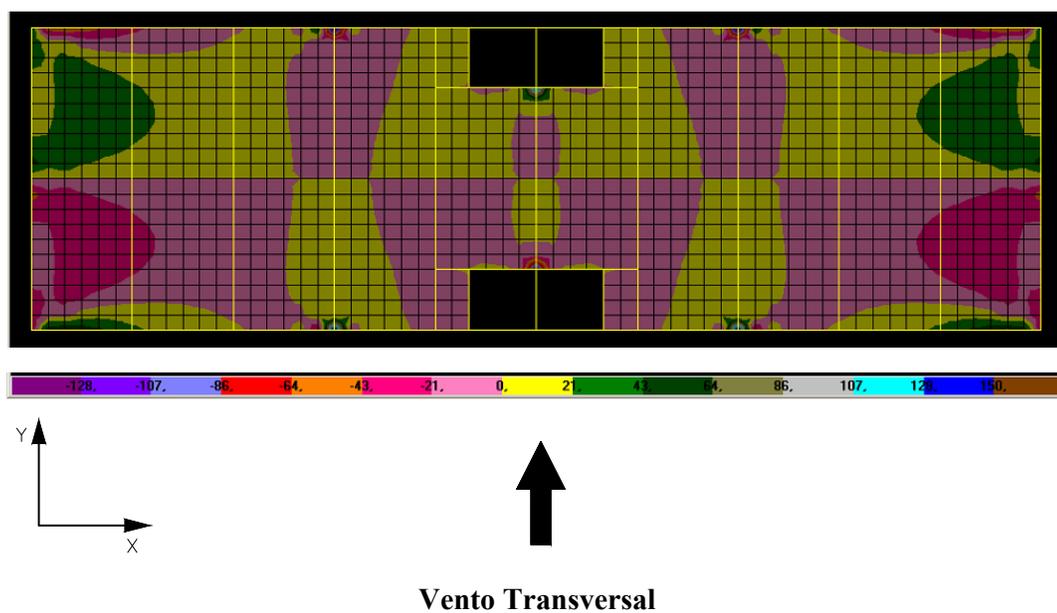


FIGURA 6.4 – Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

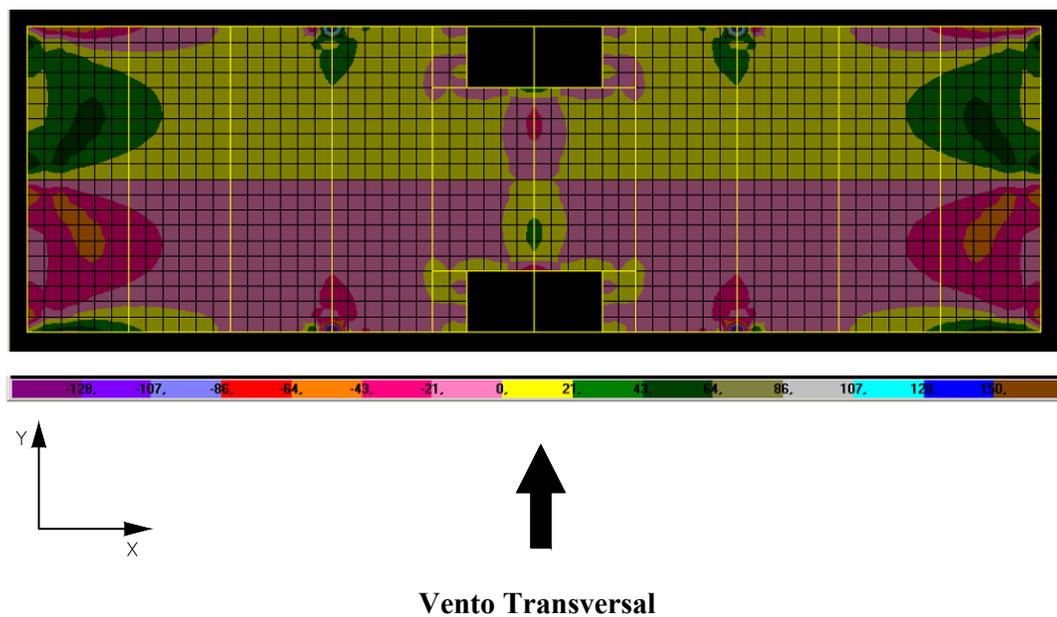


FIGURA 6.5 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

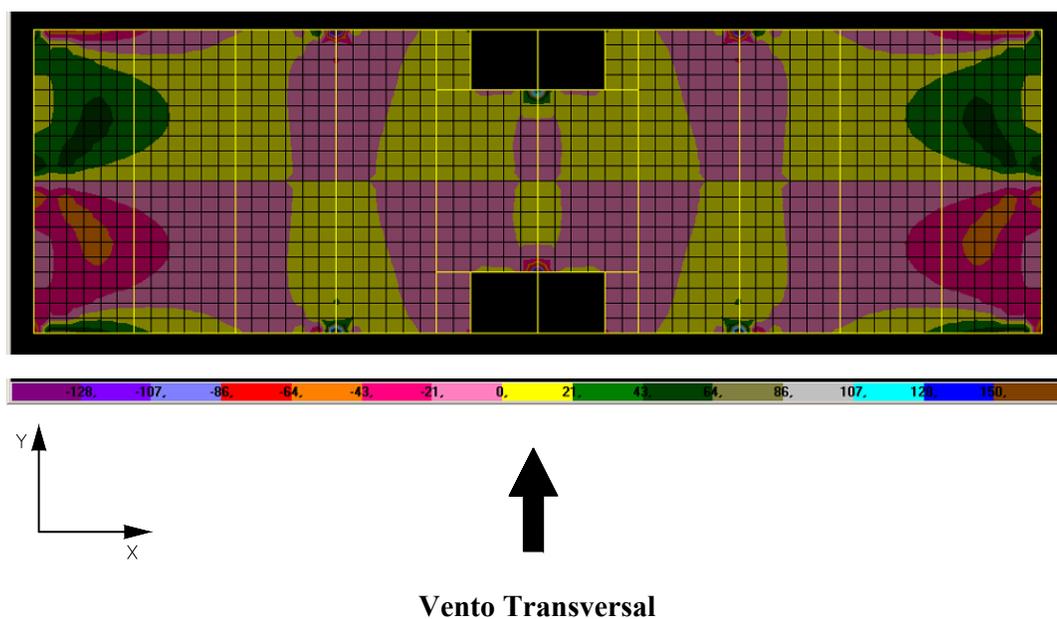


FIGURA 6.6 – Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

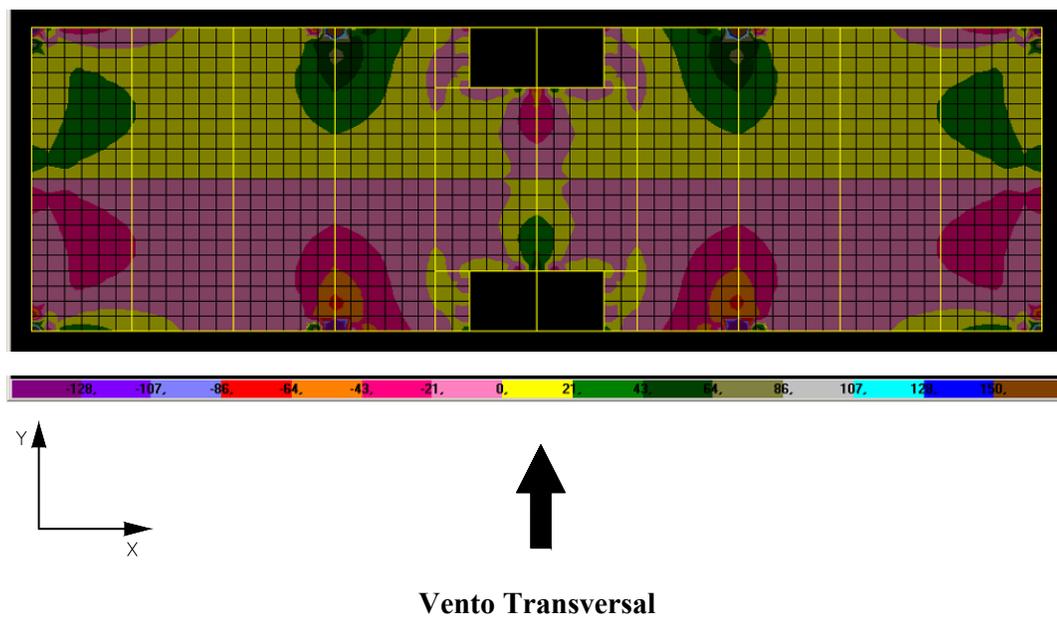


FIGURA 6.7 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

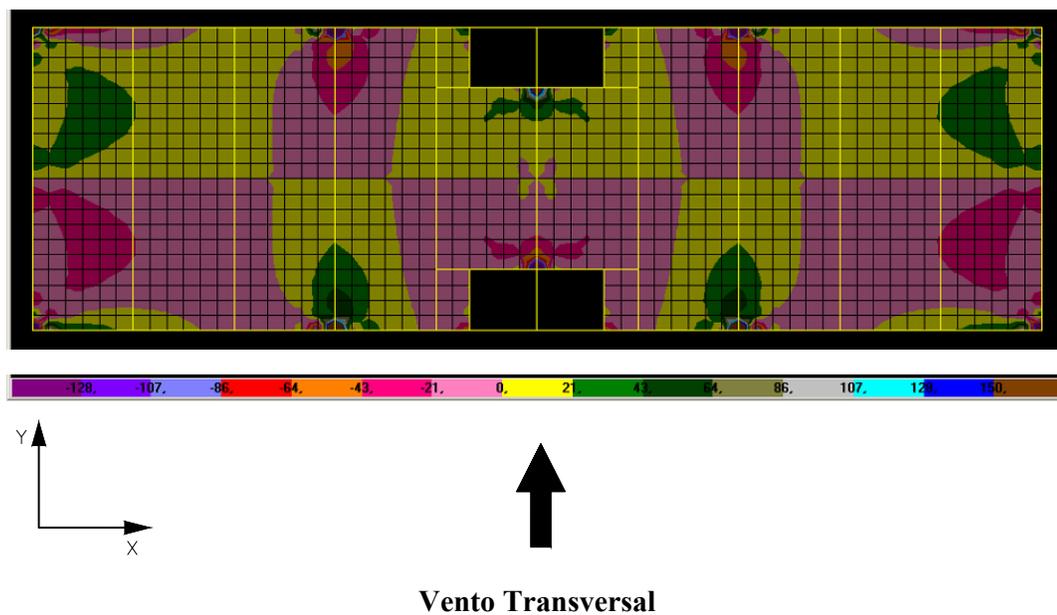


FIGURA 6.8 – Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

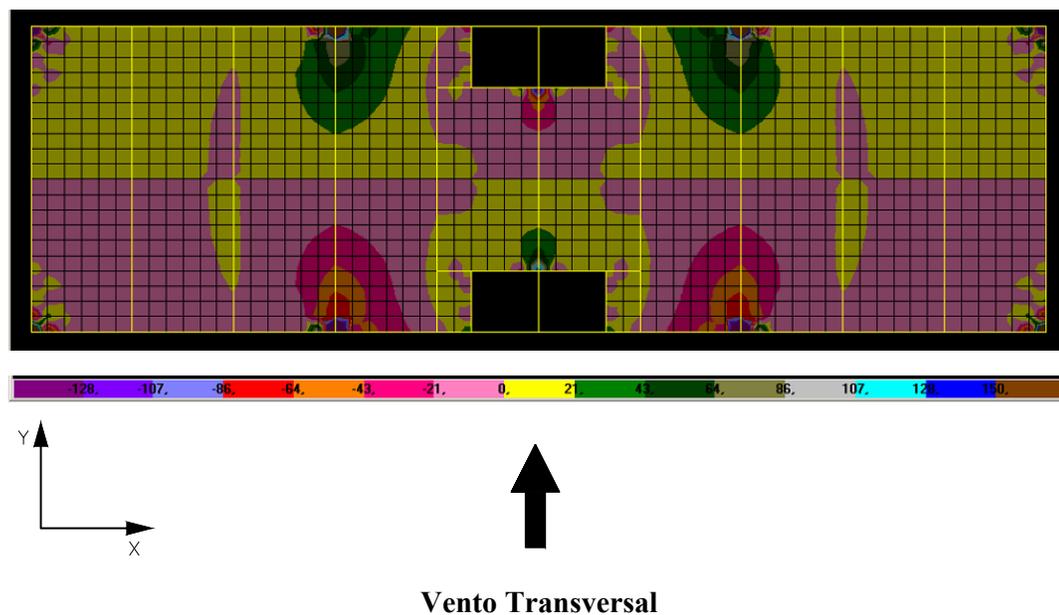


FIGURA 6.9 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

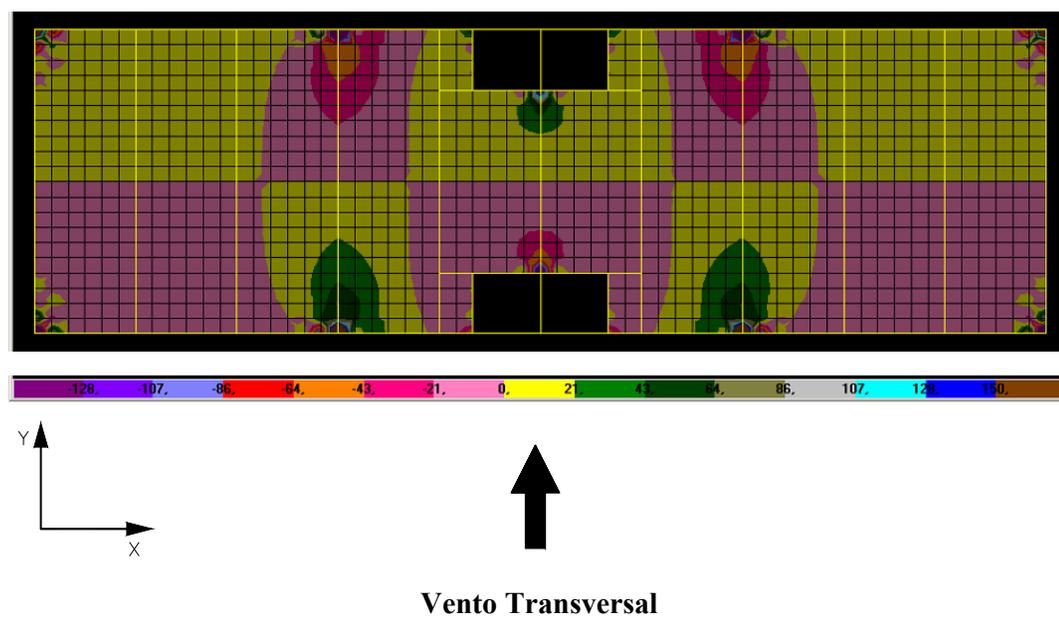


FIGURA 6.10 – Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

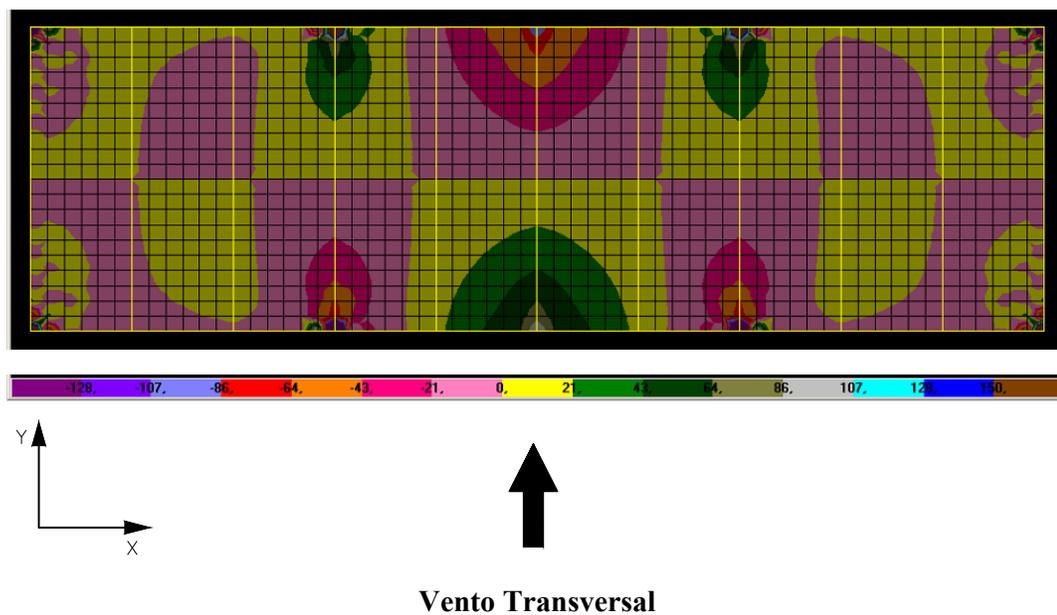


FIGURA 6.11 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

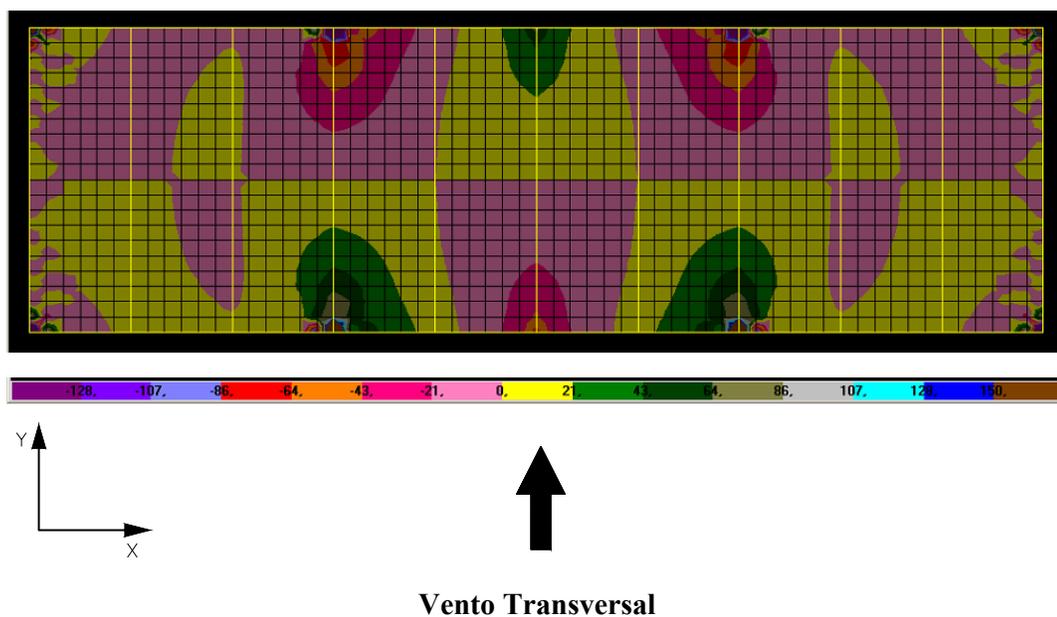


FIGURA 6.12 – Distribuição de tensões σ_x na face inferior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

6.1.2 – Tensões σ_y

As FIG.6.13 a FIG.6.24 mostram a distribuição de tensões σ_y nas faces superior e inferior dos elementos de laje dos 1º, 2º, 3º, 10º, 19º e 20º andares do modelo SEM TRANSIÇÃO.

Analogamente ao que ocorre com as tensões σ_x , percebe-se, ao analisar a distribuição de tensões σ_y nas lajes do modelo, a presença de uma linha de tensão nula no eixo de simetria da laje paralelo ao eixo X, devido às simetrias de sua geometria e do carregamento de vento. Nota-se que as regiões de tensões de tração e de compressão são simétricas em relação a esta linha de tensão nula.

Verifica-se ao analisar as FIG.6.13 e FIG.6.14 que existe uma concentração de tensões nas regiões dos contraventamentos (eixos X = 0,00 m, X = 15,00 m e X = 30,00 m). Percebe-se ainda que ocorrem tensões elevadas nos elementos de laje adjacentes aos pilares situados nos eixos X = 9,00 m e X = 21,00 m. Nas demais regiões das lajes do modelo as tensões σ_y , tanto de tração quanto de compressão são muito baixas.

Comparando-se as tensões σ_y na face superior dos elementos de laje (FIG.6.13) com as tensões σ_y na face inferior destes elementos (FIG.6.14), verifica-se que na maior parte da laje estas tensões praticamente não diferem entre si, exceto nos elementos de laje situados na região dos eixos X = 9,00 m e X = 21,00 m, onde ocorre uma inversão nos sinais das tensões σ_y , da mesma forma que no caso das tensões σ_x .

Analisando-se as FIG.6.15 e FIG.6.16, que representam a distribuição de tensões σ_y respectivamente nas faces superior e inferior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO, percebe-se que estas tensões são bastante semelhantes às tensões mostradas respectivamente nas FIG.6.13 e FIG.6.14.

Da mesma forma, as FIG.6.17 e FIG.6.18 se assemelham respectivamente às FIG.6.15 e FIG.6.16.

As tensões σ_y da região dos contraventamentos decrescem suavemente a partir do 3º andar. Note-se que as tensões apresentadas nas FIG.6.19 e FIG.6.20, que representam o 10º andar, são menores do que as tensões apresentadas nas FIG.6.17 e FIG.6.18, que representam o 3º andar do modelo.

No 19º andar (FIG.6.21 e FIG.6.22) e no 20º andar (FIG.6.23 e FIG.6.24), as tensões σ_y são muito baixas, não havendo nenhuma concentração de tensão em qualquer região da laje, exceto tensões espúrias nos elementos de laje adjacentes aos pilares dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m. Note-se que as tensões σ_y são baixas nestes andares apesar das forças de vento serem crescentes em relação à altura do edifício, ou seja, quanto mais alto é o andar maiores são as forças de vento aplicadas nas lajes do mesmo.

Ocorre também nos 19º e 20º andares, nos elementos de laje situados na região dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m, uma inversão nos sinais das tensões σ_y na face superior em relação à face inferior destes elementos. No 20º andar, esta inversão ocorre também nos elementos de laje situados na região do eixo $X = 15,00$ m. É interessante observar nas FIG.6.22 e FIG.6.24 a alternância de tensões de tração e compressão a cada 6 metros na direção do eixo X.

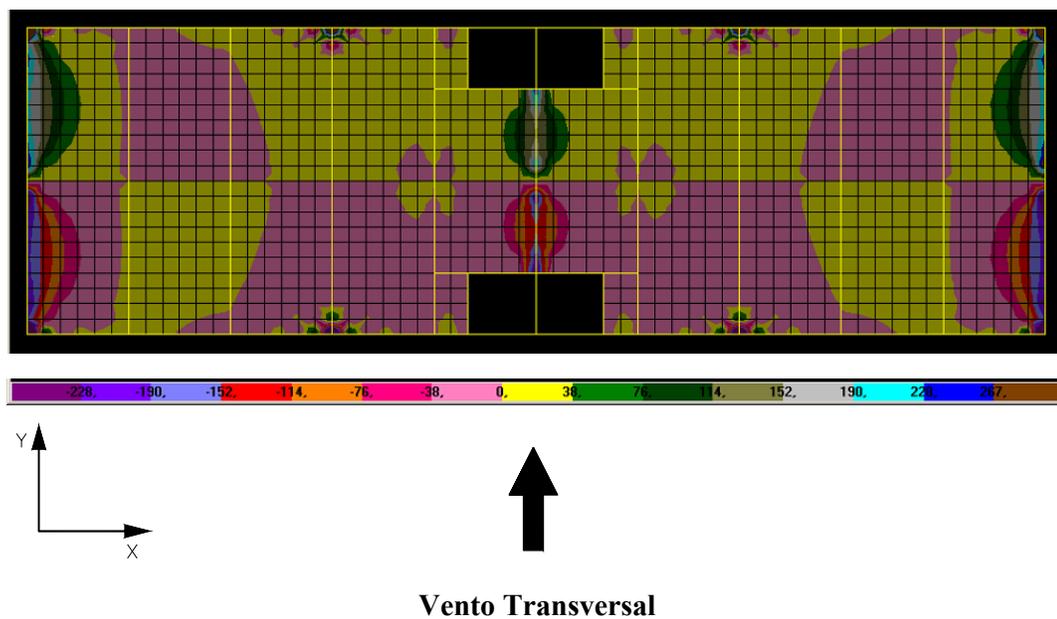


FIGURA 6.13 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

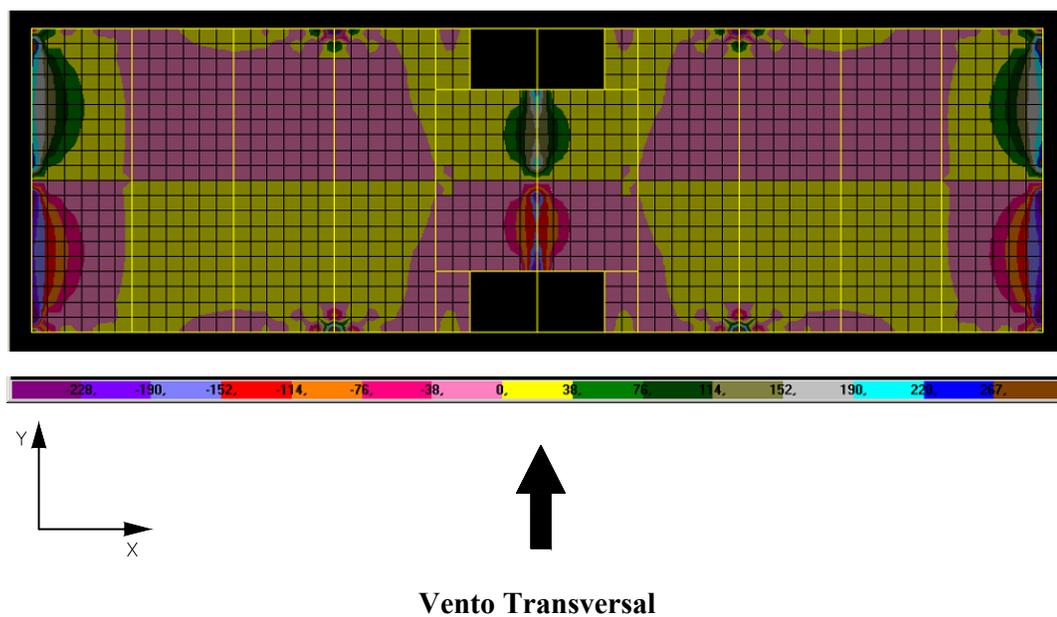


FIGURA 6.14 – Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

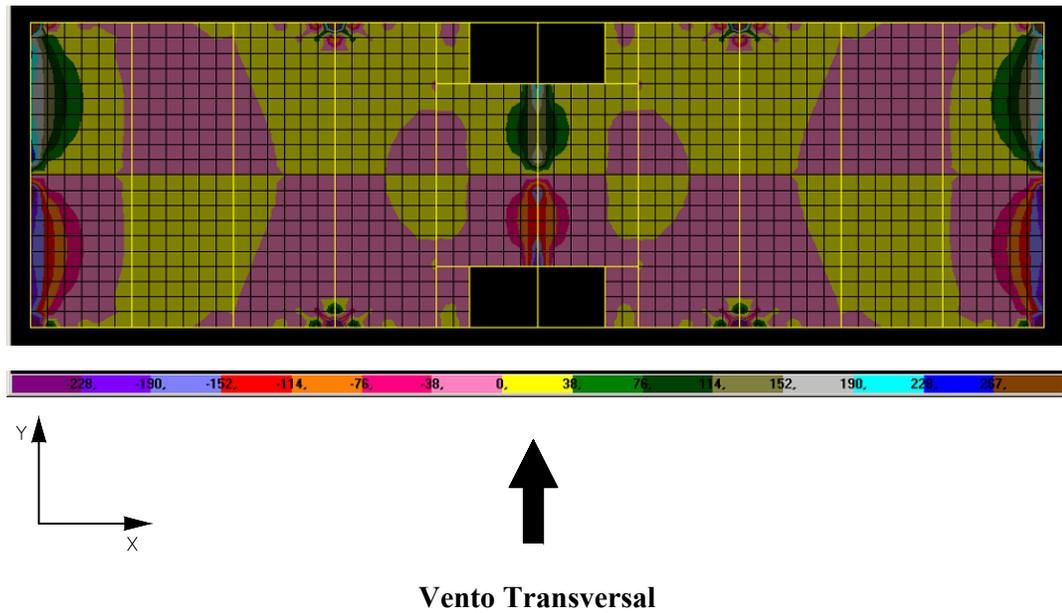


FIGURA 6.15 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

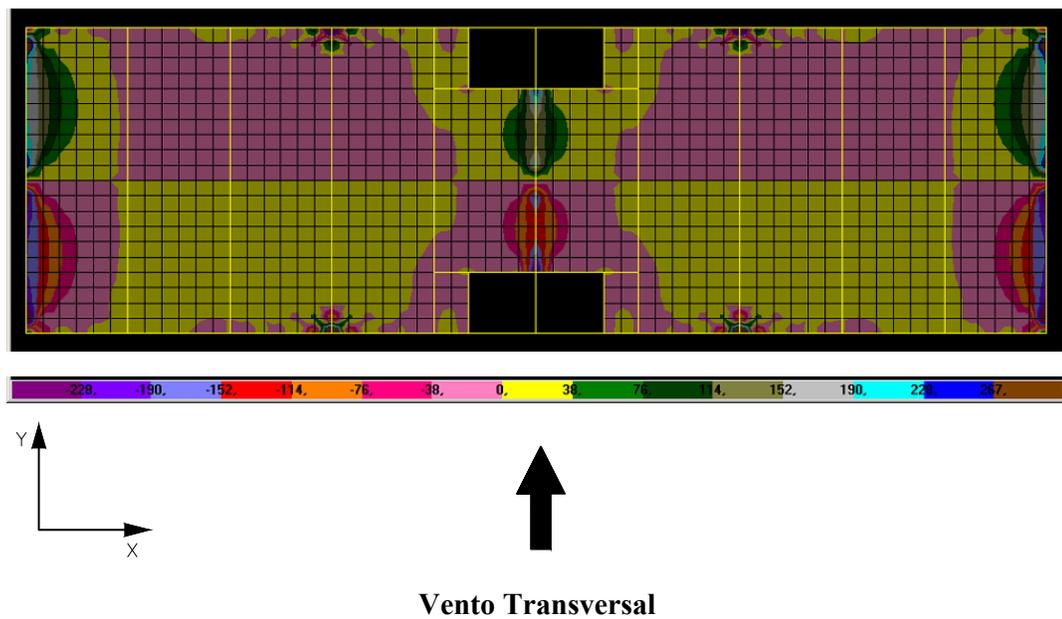


FIGURA 6.16 – Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

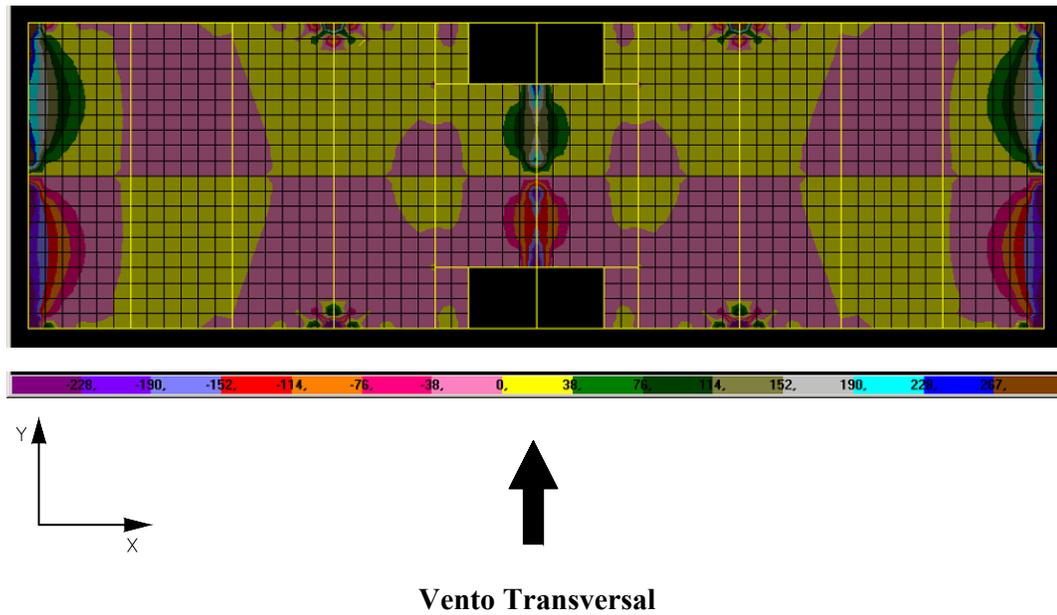


FIGURA 6.17 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

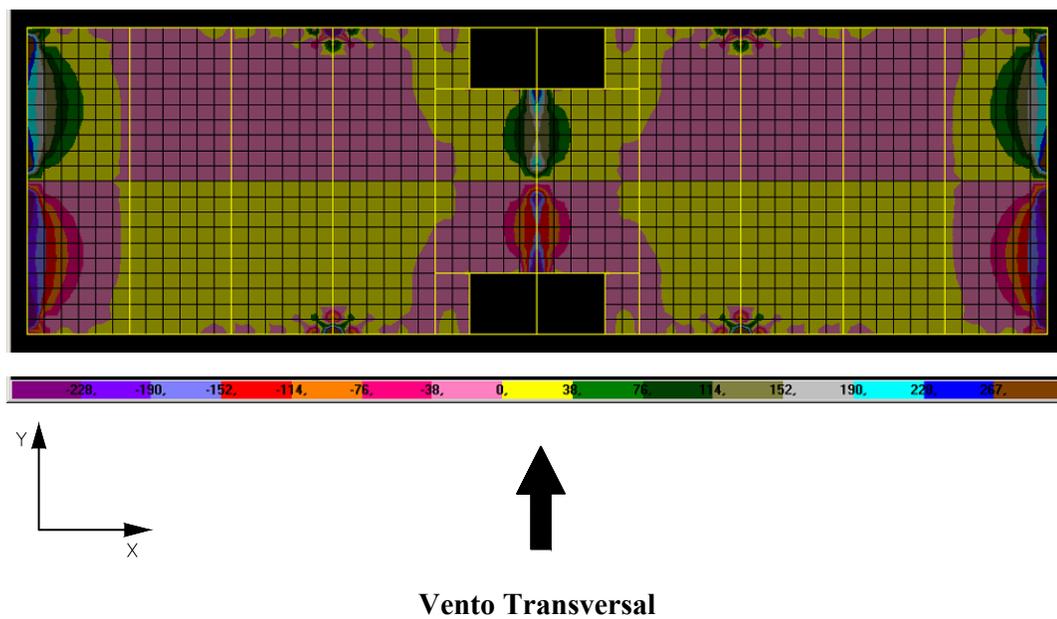


FIGURA 6.18 – Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

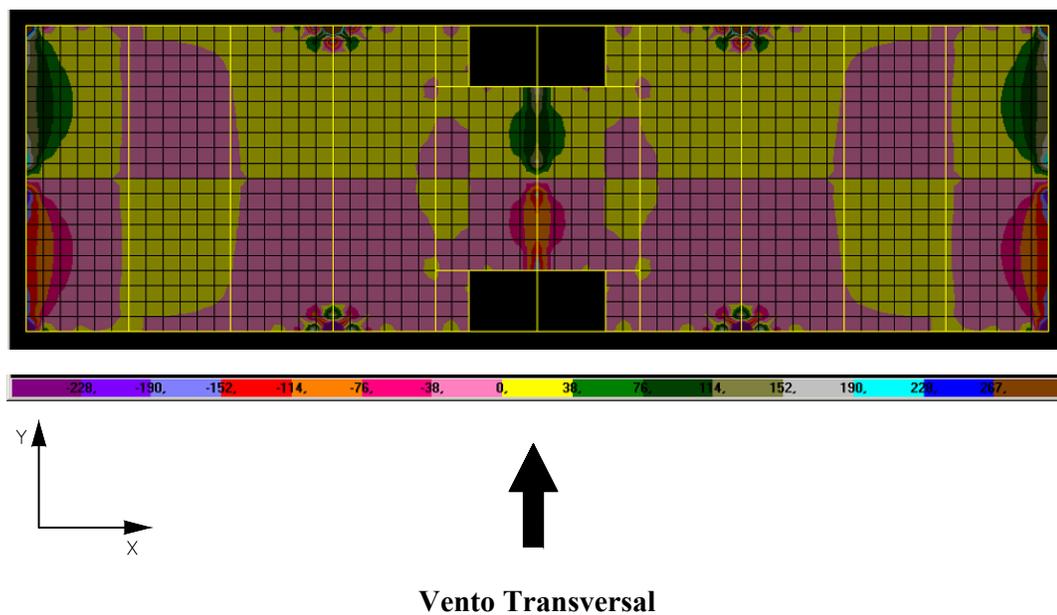


FIGURA 6.19 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

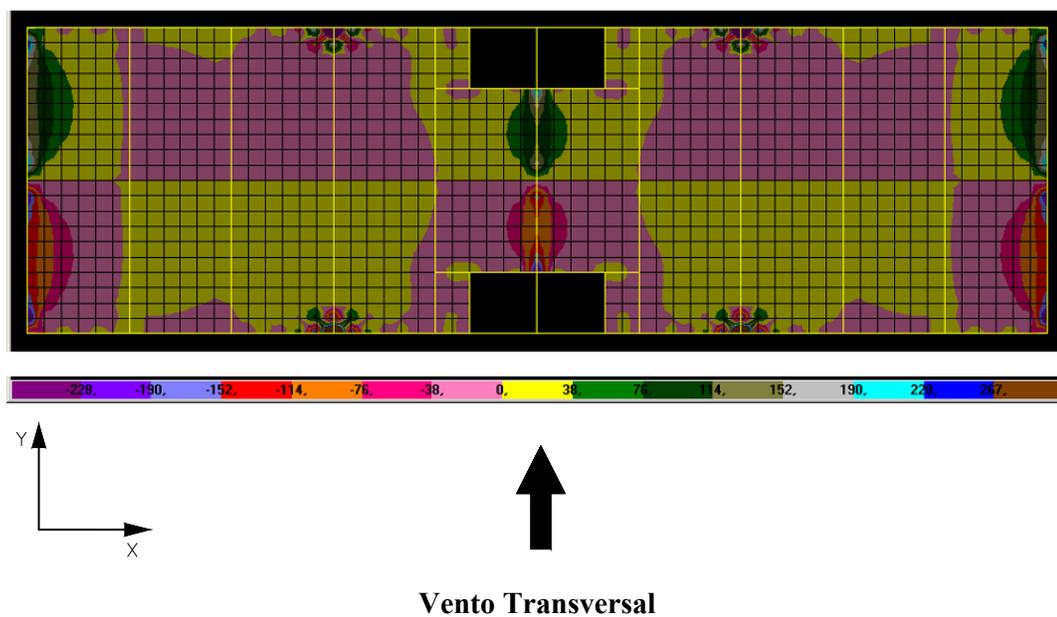


FIGURA 6.20 – Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

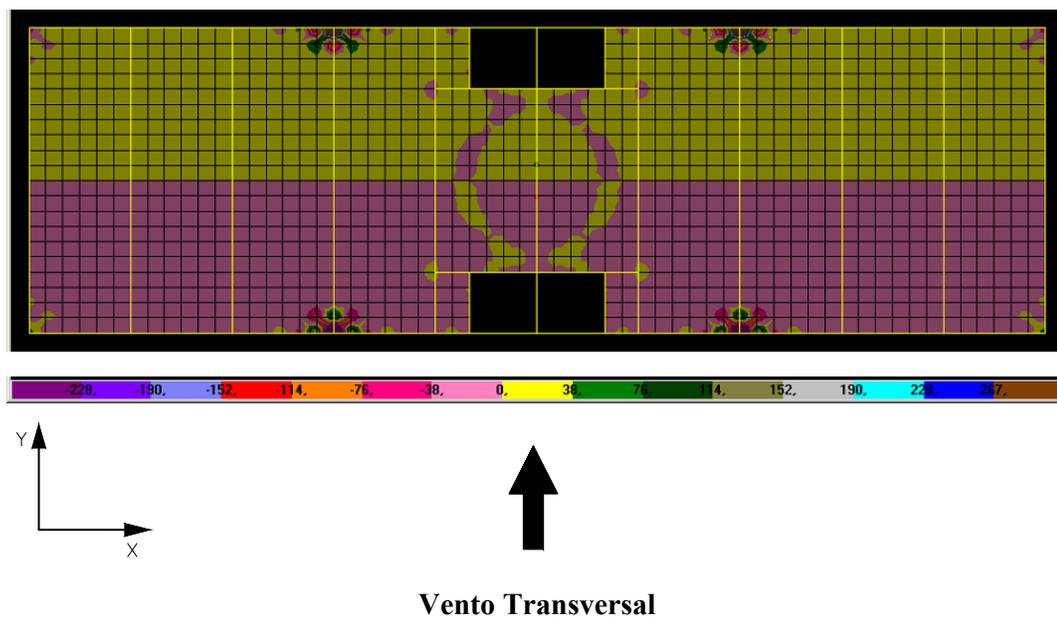


FIGURA 6.21 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

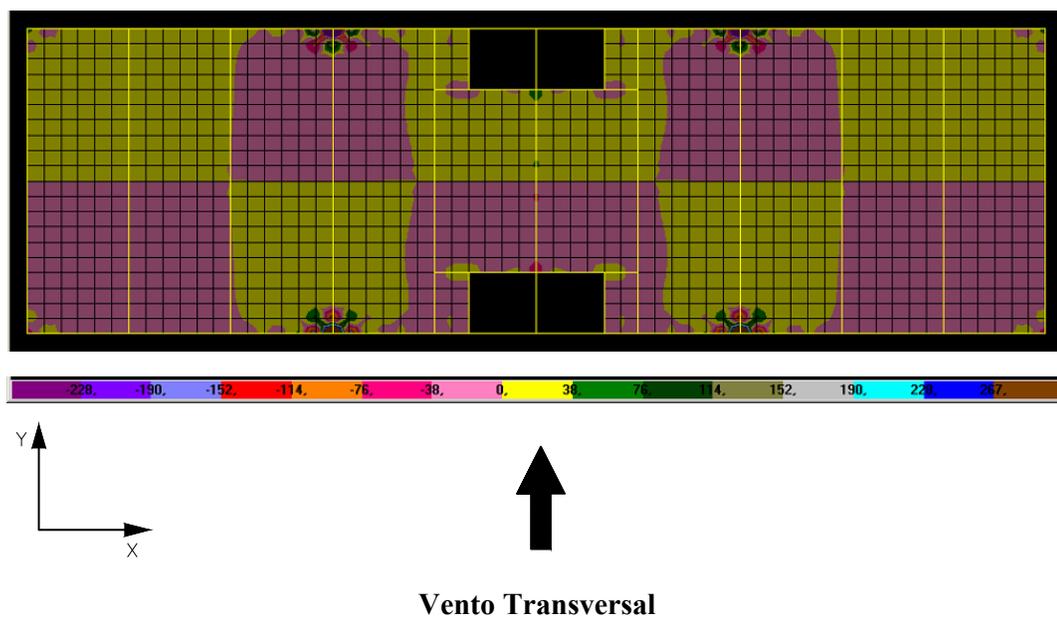


FIGURA 6.22 – Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

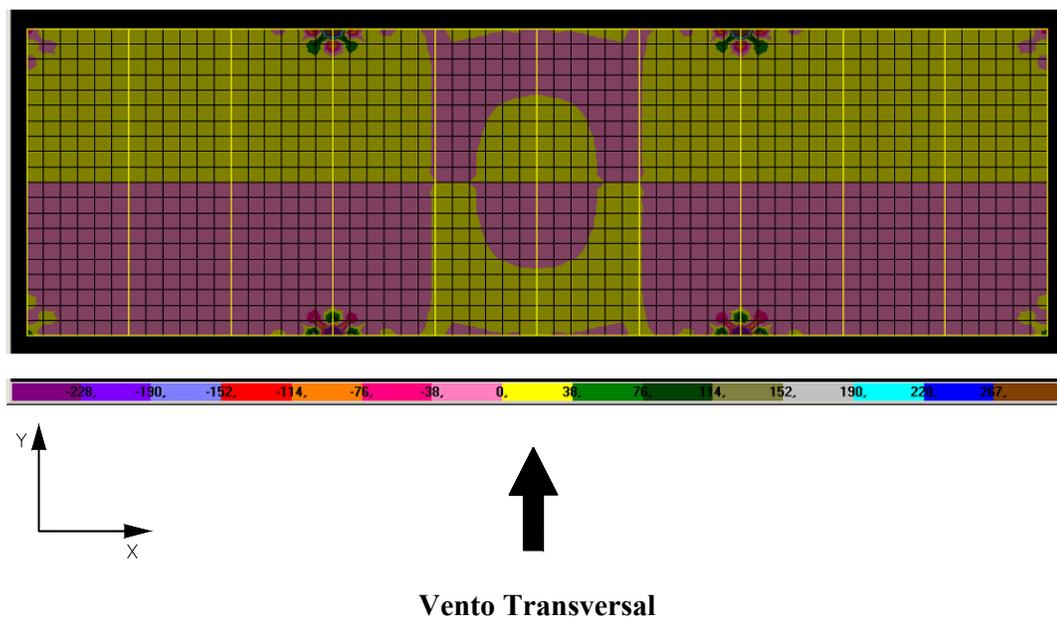


FIGURA 6.23 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

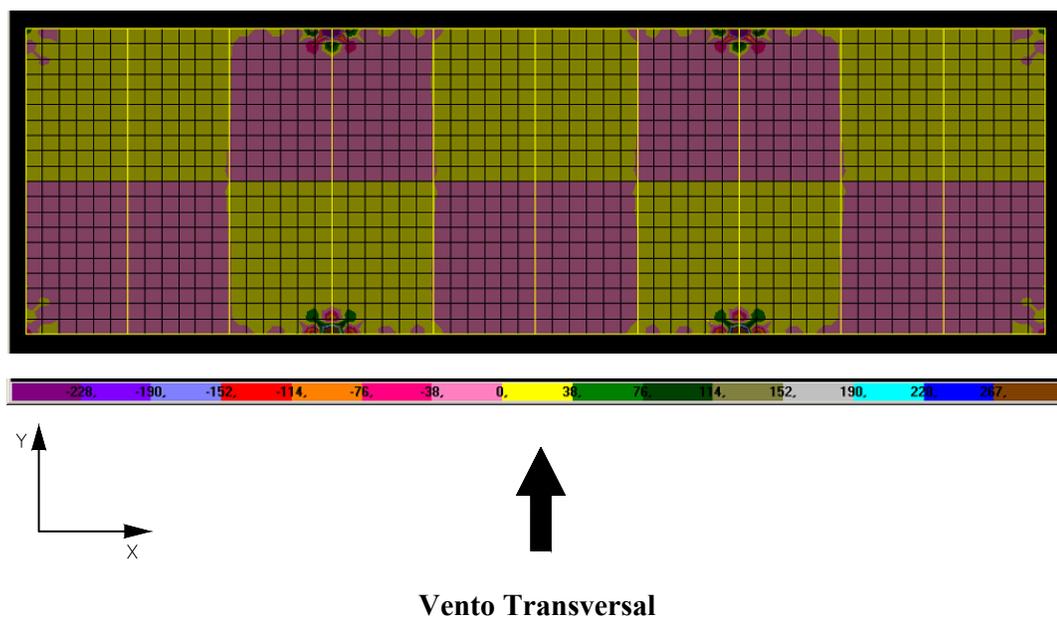


FIGURA 6.24 – Distribuição de tensões σ_y na face inferior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

6.1.3 – Tensões $\sigma_{\text{máx}}$

As FIG.6.25 a FIG.6.36 mostram a distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ nas faces superior e inferior dos elementos de laje do 1º, 2º, 3º, 10º, 19º e 20º andares do modelo SEM TRANSIÇÃO.

Neste estudo, como mencionado anteriormente, dá-se atenção especial aos esforços de tração nas lajes, devido à baixa resistência do concreto a esta solicitação. Por isso, regiões de lajes com tensão $\sigma_{\text{máx}}$ de compressão são todas apresentadas em uma única cor.

Percebe-se ao analisar a distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ nas FIG.6.25 e FIG.6.26 que, assim como acontece com as tensões σ_y , existe uma maior concentração de tensões de tração $\sigma_{\text{máx}}$ nas regiões dos contraventamentos (eixos $X = 0,00$ m, $X = 15,00$ m e $X = 30,00$ m) nos elementos de laje situados acima do eixo de simetria da laje paralelo ao eixo X . Estas tensões são praticamente as mesmas nas faces superior e inferior dos elementos de laje.

Verifica-se ainda nas FIG.6.25 e FIG.6.26 a ocorrência de tensões espúrias nos elementos de laje adjacentes aos pilares dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m. Ao longo destes eixos ocorrem tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de compressão na face superior de alguns elementos de laje que se situam abaixo do eixo de simetria da laje (FIG.6.25) e, na face inferior, de outros elementos que se situam acima do eixo de simetria da laje (FIG.6.26).

Na FIG.6.27, percebe-se na região dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m, uma diminuição na área de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de compressão. Na FIG.6.28, percebe-se nesta região um aumento na área de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de compressão. A comparação destas duas figuras permite constatar a ocorrência de tensões de flexão na laje. As tensões nos contraventamentos central e das extremidades nas FIG.6.27 e FIG.6.28 e nas FIG.6.25 e FIG.6.26, respectivamente, praticamente não diferem entre si.

Analisando-se as FIG.6.29 e FIG.6.30, que representam a distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ respectivamente nas faces superior e inferior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO, percebe-se que estas tensões são bastante semelhantes às tensões mostradas respectivamente nas FIG.6.27 e FIG.6.28.

As tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de tração na região dos contraventamentos decrescem suavemente a partir do 3º andar até o 20º andar. Note-se que estas tensões nas FIG.6.31 e FIG.6.32, que representam o 10º andar, são menores do que as tensões apresentadas nas FIG.6.28 e FIG.6.29, que representam o 3º andar do modelo.

Ao mesmo tempo que estas tensões decrescem, ocorre um aumento das tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de tração no entorno dos pilares dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m, como pode ser visto nas FIG.6.31 e FIG.6.32. Assim como ocorre com as tensões σ_x , estas tensões diferem (em sinal e em valor absoluto) de uma face do elemento em relação à face oposta devido à ocorrência de tensões de flexão na laje. Novamente enfatiza-se que, apesar dos pilares dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m não participarem do sistema de estabilização lateral transversal, eles são em parte responsáveis pelas tensões de flexão da laje.

No 19º andar (FIG.6.33 e FIG.6.34) e no 20º andar (FIG.6.35 e FIG.6.36), as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de tração nos elementos de laje na região dos contraventamentos são muito baixas.

No 20º andar ocorrem nos elementos de laje correspondentes às aberturas para caixa de escadas e poço de elevadores, as maiores tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de tração do andar, exceto as já mencionadas tensões espúrias dos pilares dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m. Mais uma vez evidencia-se a influência de aberturas na distribuição de tensões em uma laje.

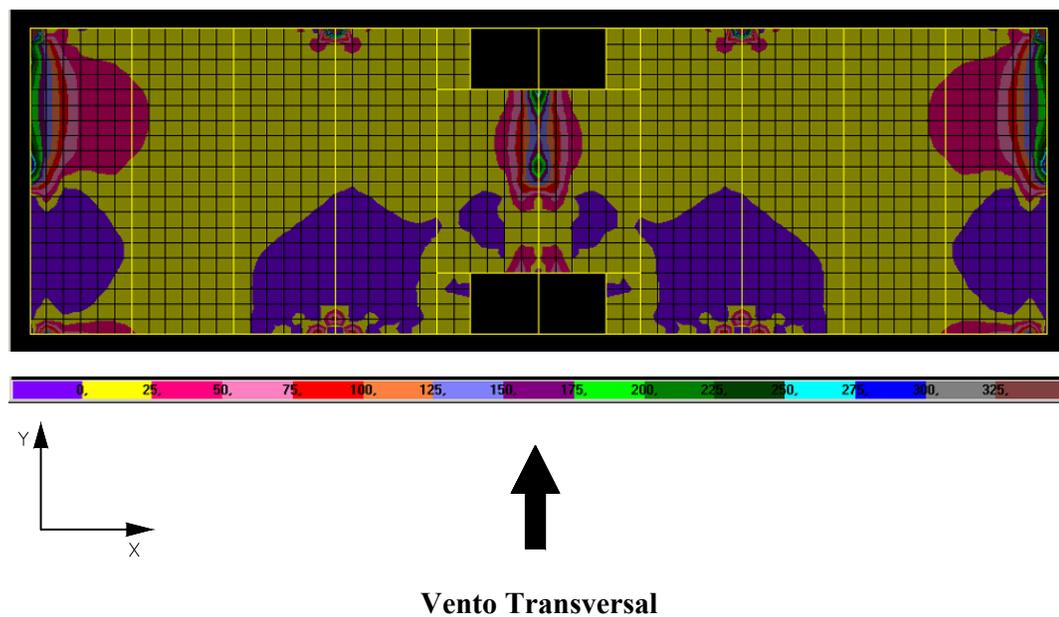


FIGURA 6.25 – Distribuição de tensões σ_{\max} na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

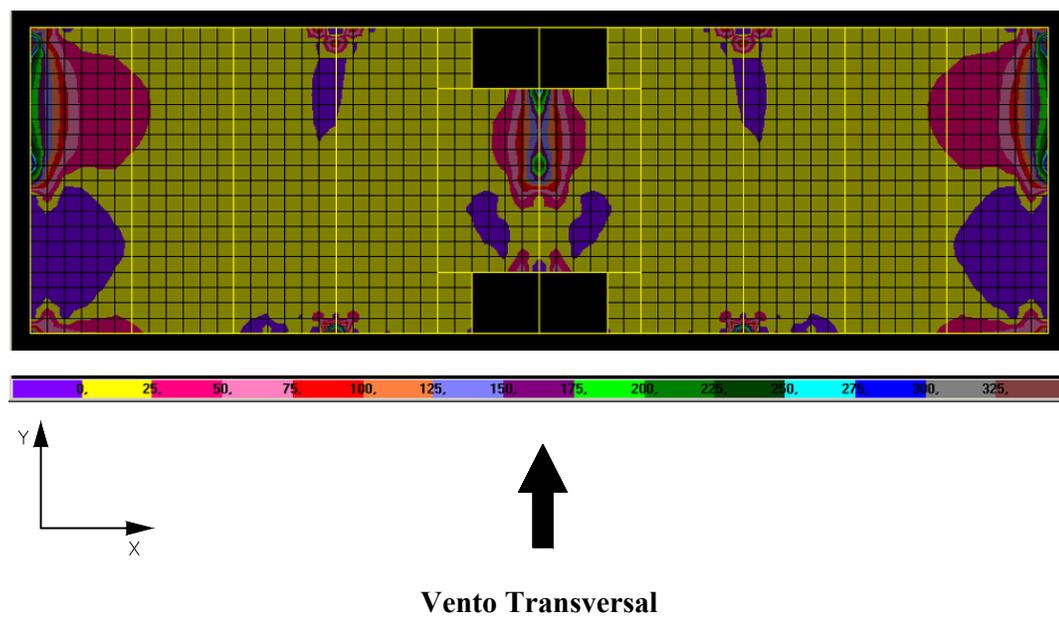


FIGURA 6.26 – Distribuição de tensões σ_{\max} na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

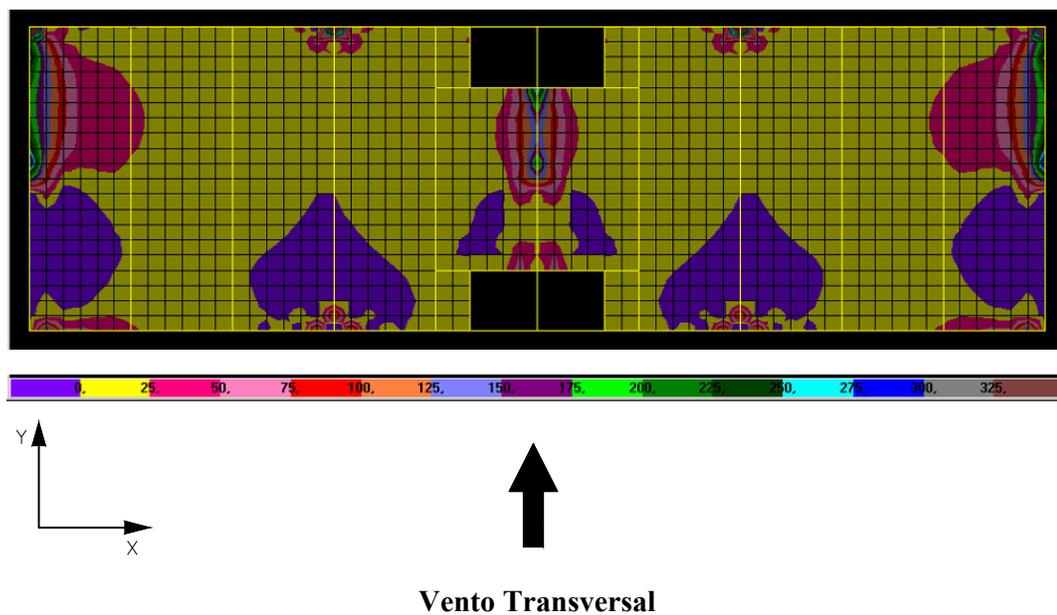


FIGURA 6.27 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

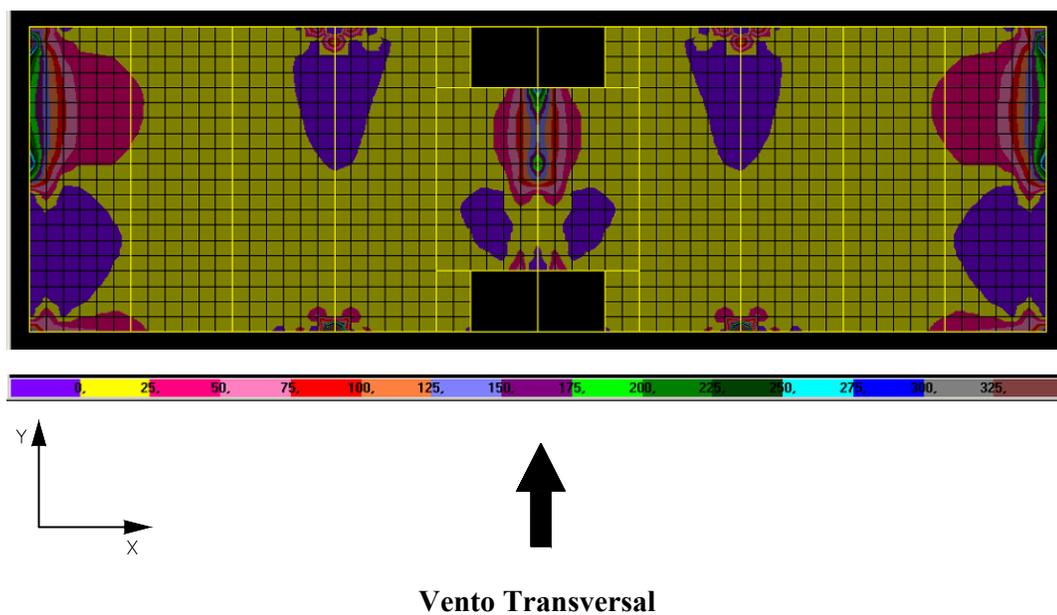


FIGURA 6.28 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 2º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

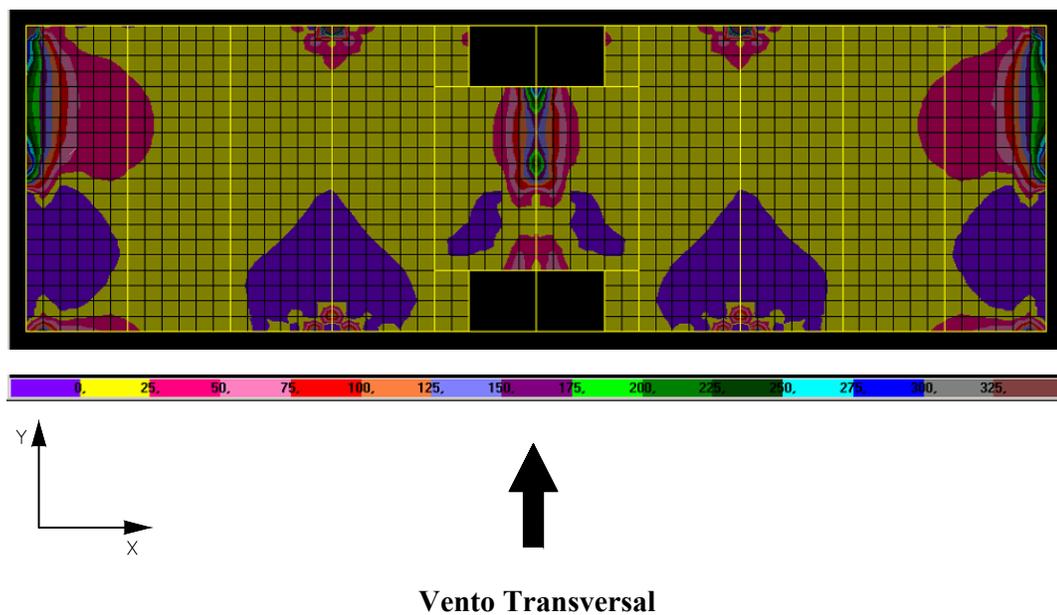


FIGURA 6.29 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

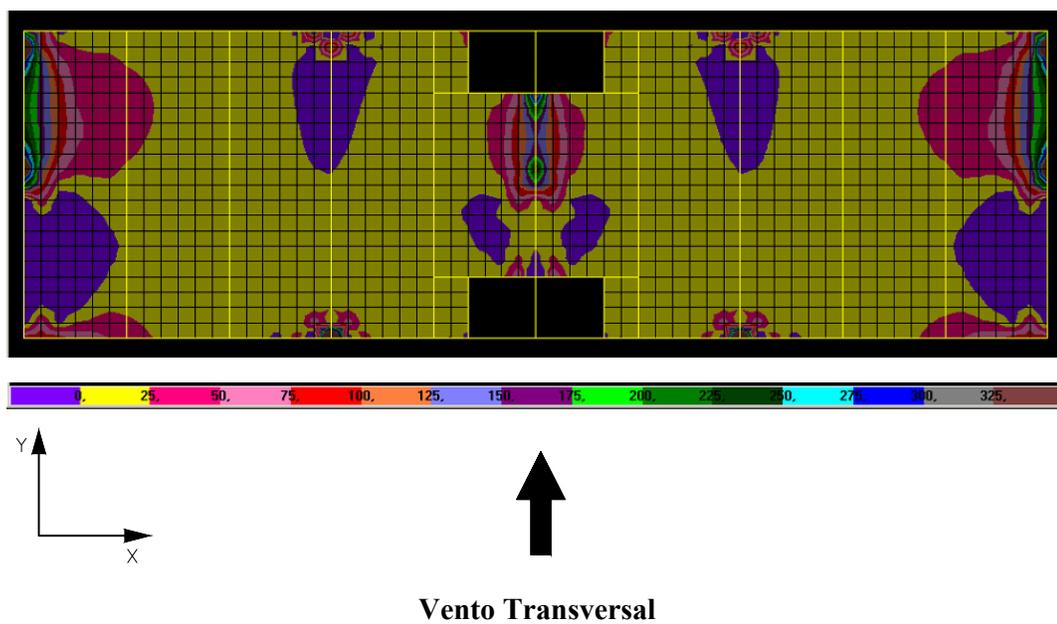


FIGURA 6.30 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 3º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

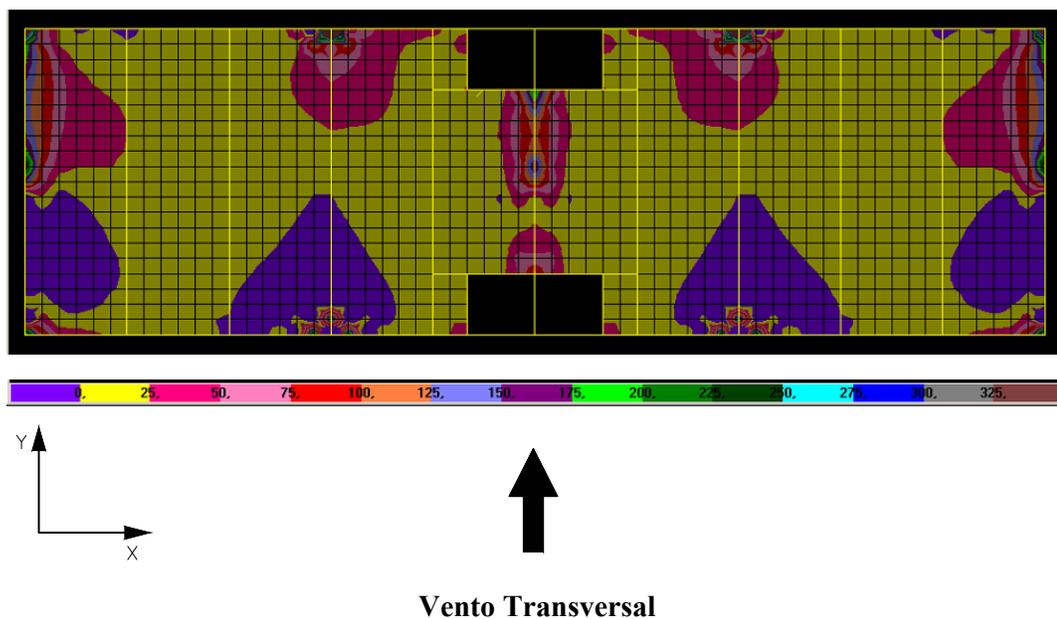


FIGURA 6.31 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

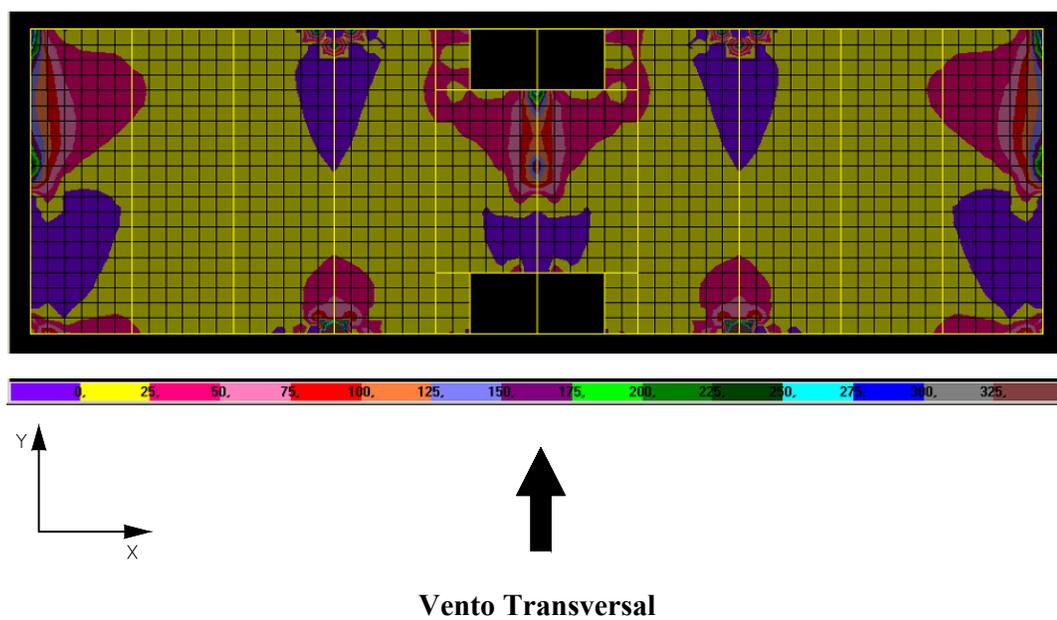


FIGURA 6.32 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 10º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm²)

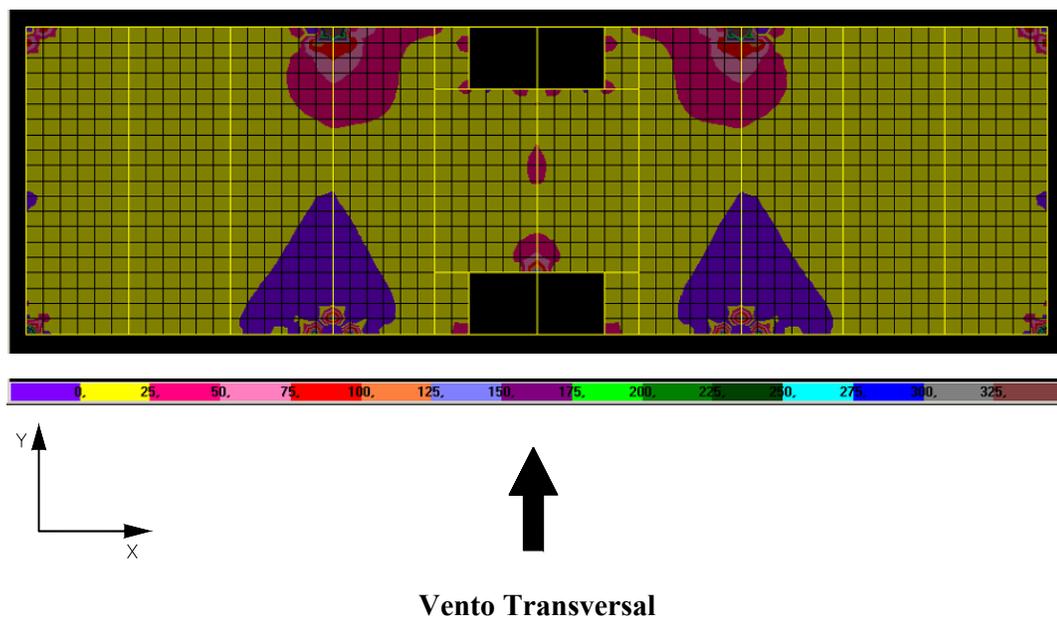


FIGURA 6.33 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

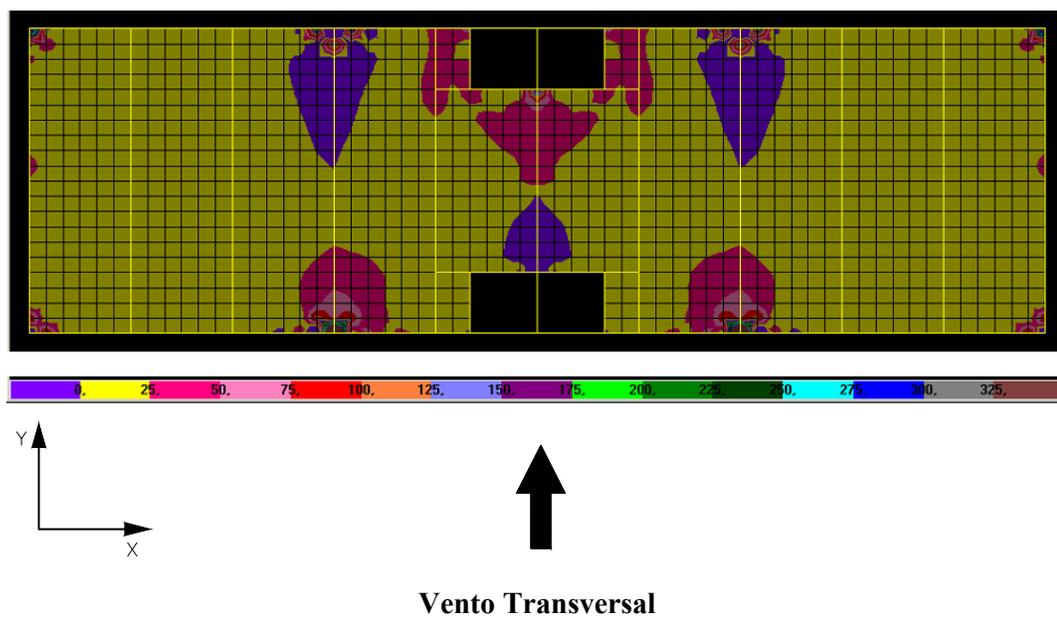


FIGURA 6.34 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 19º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

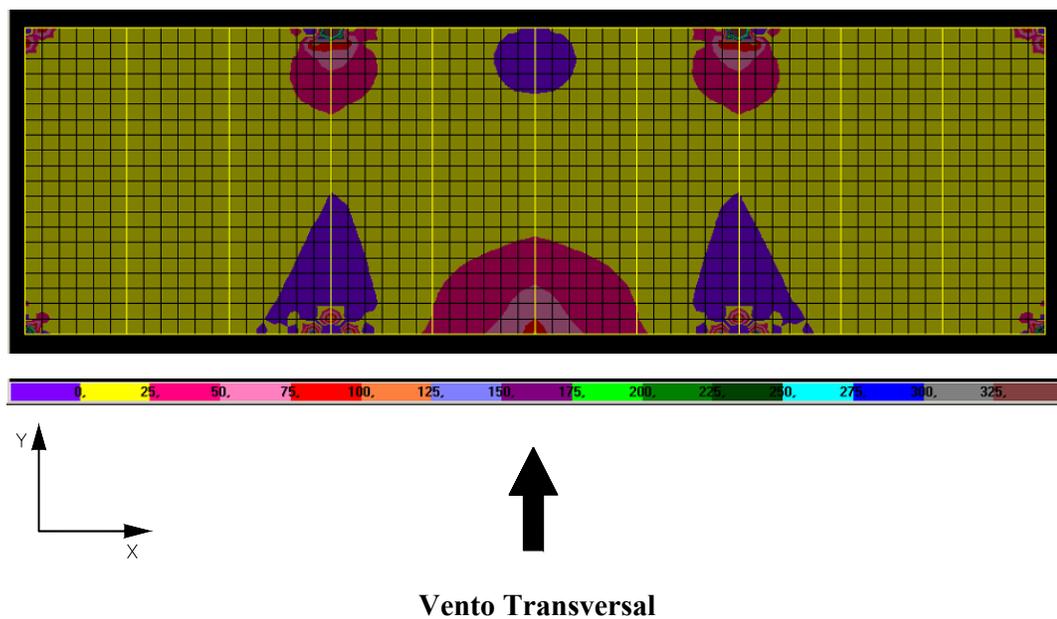


FIGURA 6.35 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

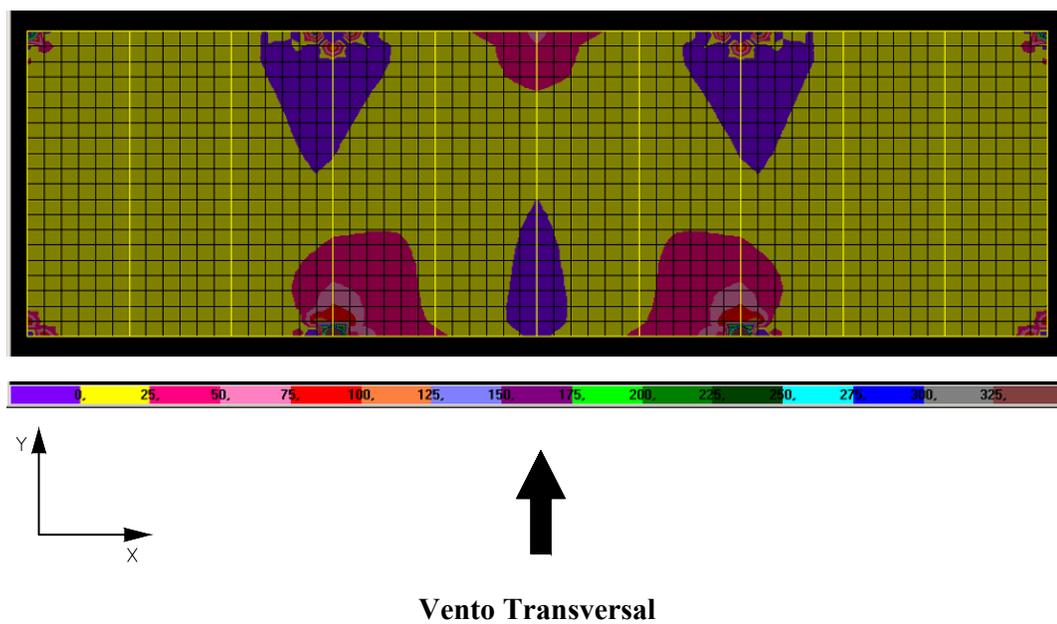


FIGURA 6.36 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 20º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (N/cm^2)

6.2 – Modelo TRANSIÇÃO 1

6.2.1 – Tensões σ_x

As FIG.6.37 a FIG.6.40 mostram a distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 1º, 2º, 3º e 4º andares do modelo TRANSIÇÃO 1. Da mesma forma como ocorre no modelo SEM TRANSIÇÃO, as tensões σ_x nas faces inferiores dos elementos de laje não são exatamente iguais às que ocorrem nas faces superiores destes elementos. Como já se discutiu este assunto no item 6.1.1, por simplicidade, optou-se por não apresentar as tensões nas faces inferiores das lajes do modelo TRANSIÇÃO 1.

Neste modelo, ocorre uma transição no sistema de estabilização lateral no 1º andar, devido à supressão do 1º nível de diagonais do contraventamento central (eixo X = 15,00 m).

Verifica-se, da mesma forma como no modelo SEM TRANSIÇÃO, a presença de uma linha de tensão nula no eixo de simetria da laje paralela ao eixo X, devido às simetrias de sua geometria e do carregamento de vento. Percebe-se ainda a simetria das regiões de tensões de tração e de compressão em relação a esta linha de tensão nula.

Ao se comparar a distribuição de tensões σ_x no 1º andar (FIG.6.37) do modelo TRANSIÇÃO 1 com o modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.1), percebe-se um sensível aumento nos valores destas tensões em toda a laje do andar. Esta diferença é mais acentuada na região compreendida entre os eixos X = 12,00 m e X = 18,00 m devido à ausência das diagonais do 1º pavimento do contraventamento central.

As tensões σ_x no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.38) são também visivelmente mais altas quando comparadas às do modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.3). No 3º andar (FIG.6.39) estas diferenças diminuem sensivelmente. A FIG.6.40 mostra as tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 1. Embora não se tenha mostrado as figuras referentes aos 4º e 5º andares

do modelo SEM TRANSIÇÃO e a figura referente ao 5º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 constatou-se, por inspeção das imagens geradas pelo programa utilizado, que no 4º andar estas diferenças são ainda menores do que no 3º andar. A partir do 5º andar as tensões σ_x tornam-se praticamente iguais às do modelo SEM TRANSIÇÃO.

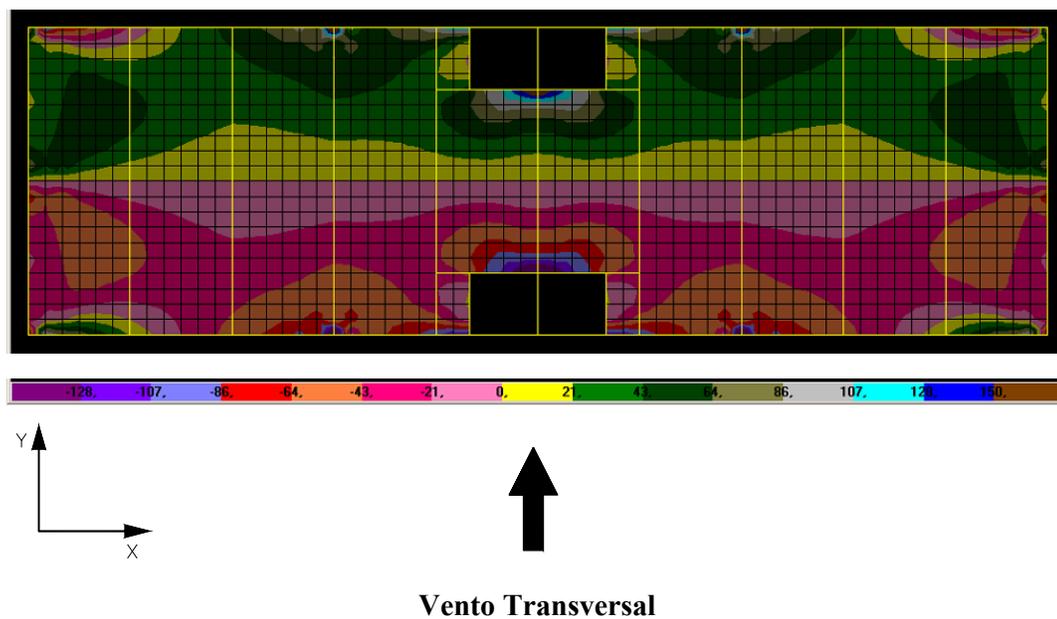


FIGURA 6.37 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

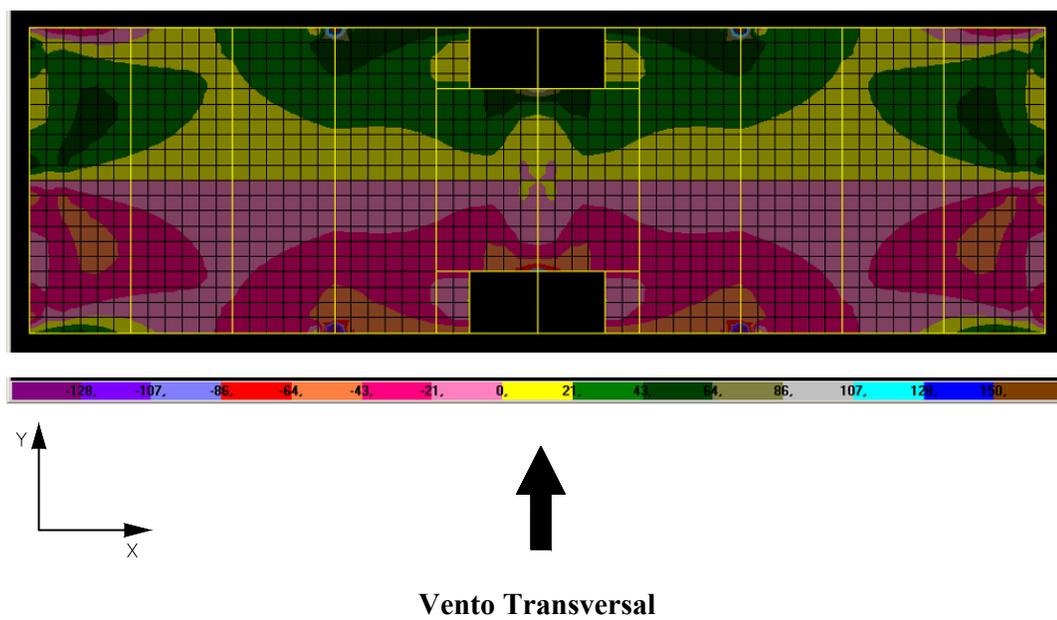


FIGURA 6.38 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

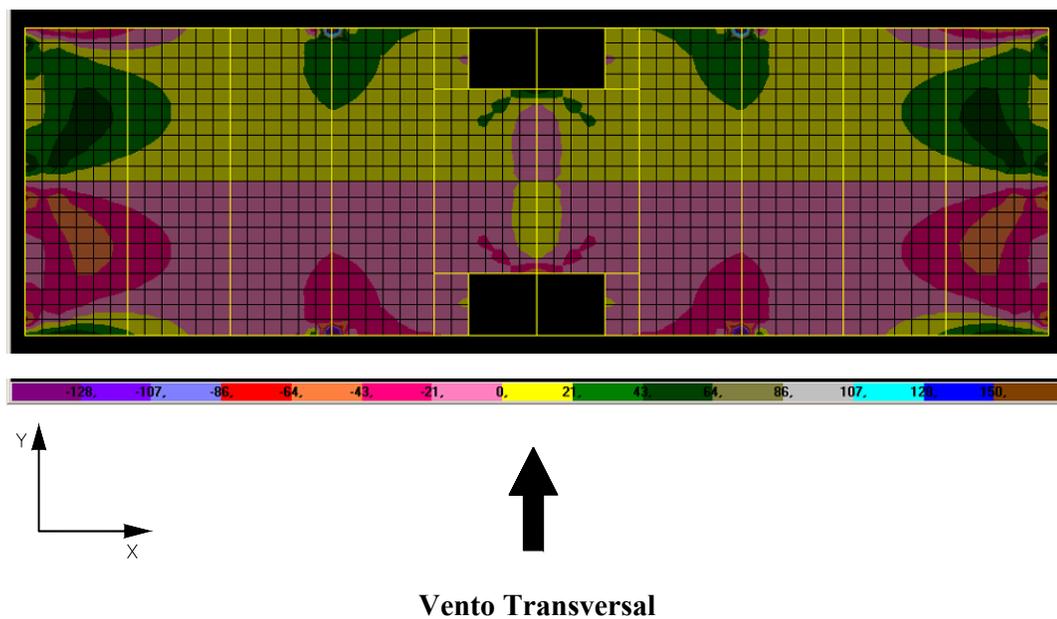


FIGURA 6.39 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

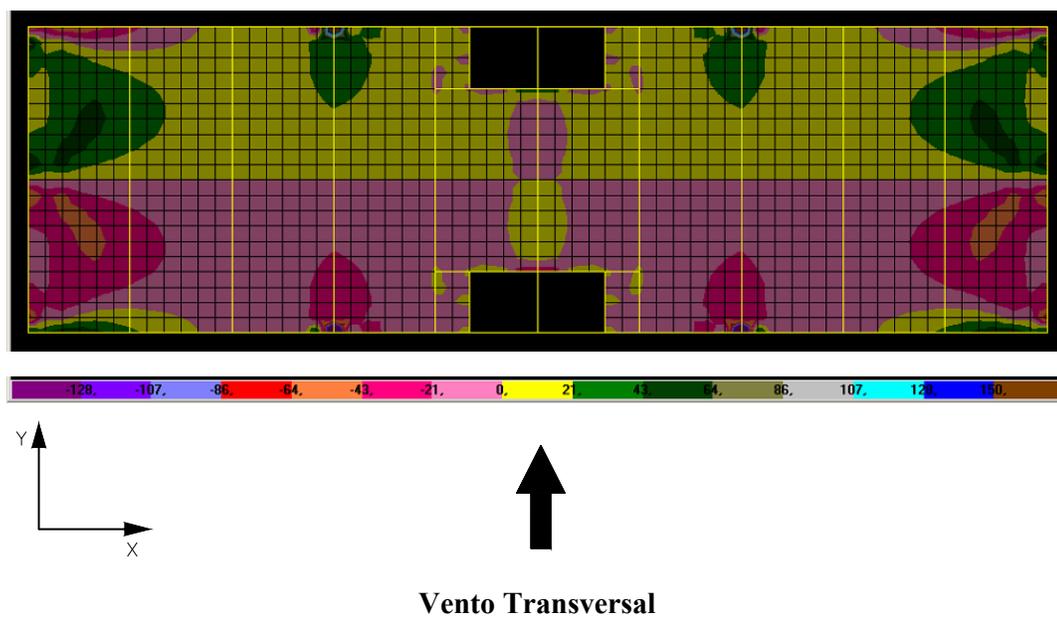


FIGURA 6.40 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

6.2.2 – Tensões σ_y

As FIG.6.41 a FIG.6.44 mostram a distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 1º, 2º, 3º e 4º andares do modelo TRANSIÇÃO 1. Novamente, por simplicidade, optou-se por não apresentar as tensões na face inferior destes elementos, uma vez que já se discutiu este assunto no item 6.1.2.

Percebe-se ao analisar a distribuição de tensões σ_y nas lajes do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.41 a FIG.6.44) que, assim como ocorre no modelo SEM TRANSIÇÃO, existe uma linha de tensão nula no eixo de simetria da laje paralelo ao eixo X e que as regiões de tensões de tração e de compressão são simétricas em relação a esta linha de tensão nula.

Verifica-se uma concentração de tensões nas regiões dos contraventamentos (eixos X = 0,00 m, X = 15,00 m e X = 30,00 m). Percebe-se, ainda, tensões elevadas nos elementos de laje adjacentes aos pilares dos eixos X = 9,00 m e X = 21,00 m. Nas demais regiões das lajes do modelo, as tensões σ_y , tanto de tração quanto de compressão são muito baixas.

Ao comparar-se a distribuição de tensões σ_y no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.41) com o modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.13), percebe-se um sensível decréscimo nos valores destas tensões nos elementos de laje situados ao longo do contraventamento central. Verifica-se também um discreto aumento nas tensões dos elementos de laje situados ao longo dos contraventamentos das extremidades.

A partir do 2º andar (FIG.6.42), as tensões σ_y em toda a laje, inclusive nos elementos situados ao longo dos contraventamentos tanto central quanto das extremidades, são praticamente iguais às do modelo SEM TRANSIÇÃO.

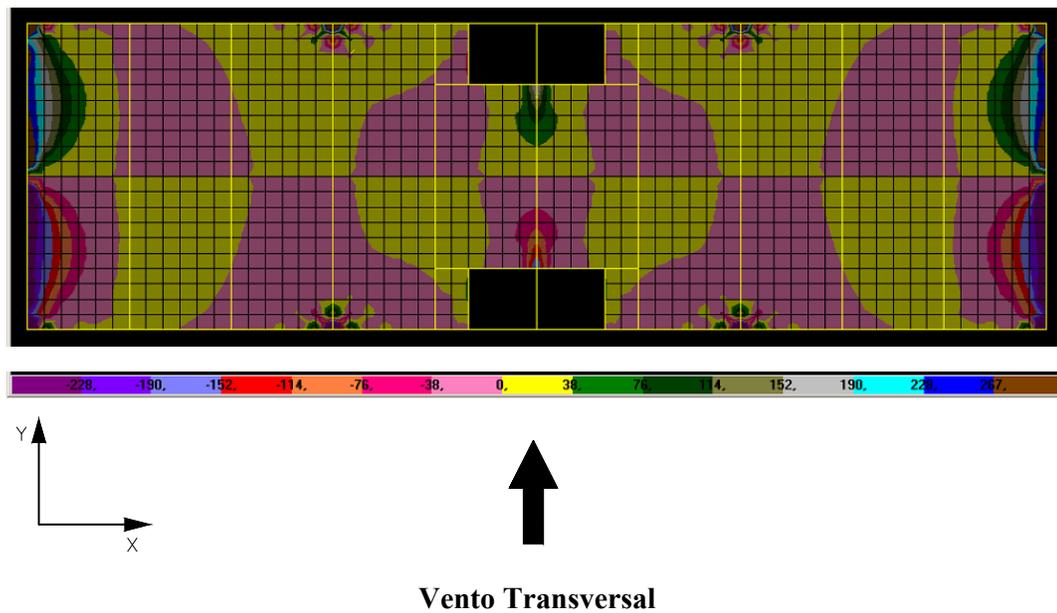


FIGURA 6.41 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

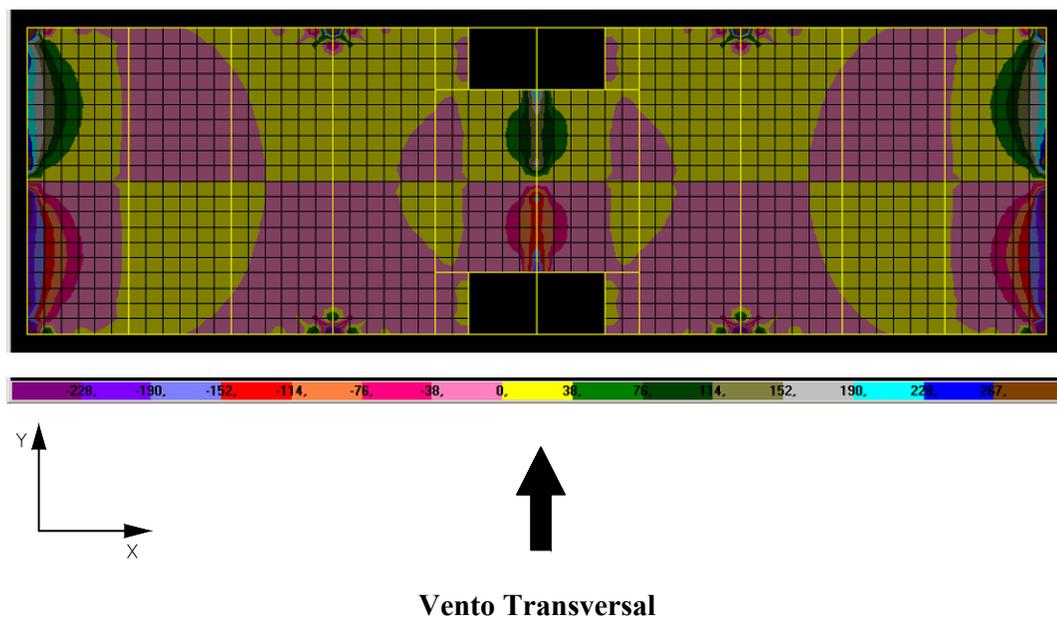


FIGURA 6.42 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

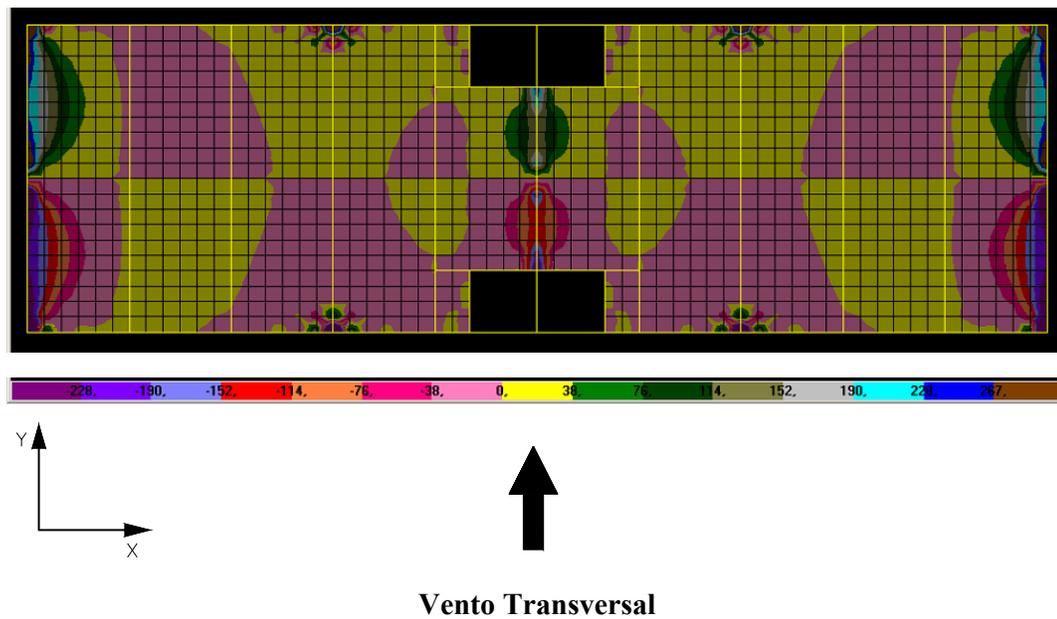


FIGURA 6.43 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

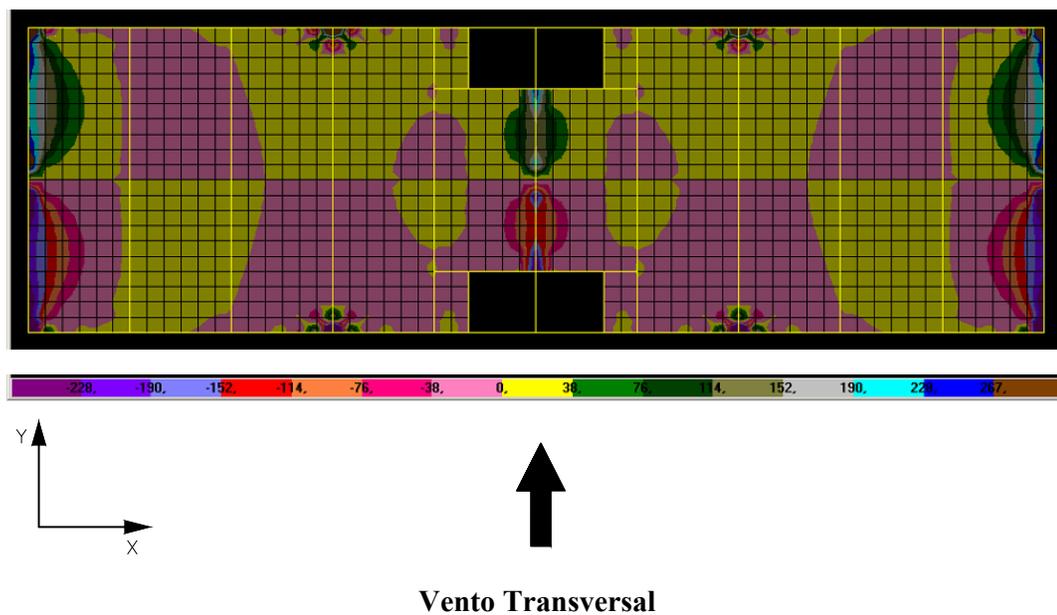


FIGURA 6.44 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

6.2.3 – Tensões $\sigma_{\text{máx}}$

As FIG.6.45 a FIG.6.48 mostram a distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1º, 2º, 3º e 4º andares do modelo TRANSIÇÃO 1. Novamente, por simplicidade, optou-se por não apresentar as tensões na face inferior destes elementos, uma vez que já se discutiu este assunto no item 6.1.3.

As regiões que apresentam tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de compressão são apresentadas em uma única cor, pois pretende-se neste estudo analisar as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de tração nas lajes do modelo.

Percebe-se ao comparar as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.45) com o modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.25) um sensível aumento nos valores destas tensões principalmente na região acima do eixo de simetria da laje paralelo ao eixo X. Assim como acontece com as tensões σ_y , existe uma concentração de tensões de tração $\sigma_{\text{máx}}$ ao longo dos contraventamentos das extremidades (eixos X = 0,00 m, X = 30,00 m). Estas tensões, porém, são discretamente superiores às tensões do 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO. Devido à ausência das diagonais do 1º andar do contraventamento central, as tensões mais elevadas no eixo X = 15,00 m se encontram na vizinhança das aberturas da laje. Verifica-se também a ocorrência de tensões espúrias nos elementos de laje adjacentes aos pilares dos eixos X = 9,00 m e X = 21,00 m.

As tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.46) são ainda perceptivelmente superiores quando comparadas às do modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.27). No 3º andar (FIG.6.47) estas diferenças diminuem sensivelmente. A FIG.6.48 mostra as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 1. Embora não se tenha mostrado as figuras referentes aos 4º e 5º andares do modelo SEM TRANSIÇÃO e a figura referente ao 5º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 constatou-se, por inspeção das imagens geradas pelo programa utilizado, que no 4º andar estas diferenças são ainda menores do que no 3º andar. A partir do 5º andar as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ tornam-se praticamente iguais às do modelo SEM TRANSIÇÃO.

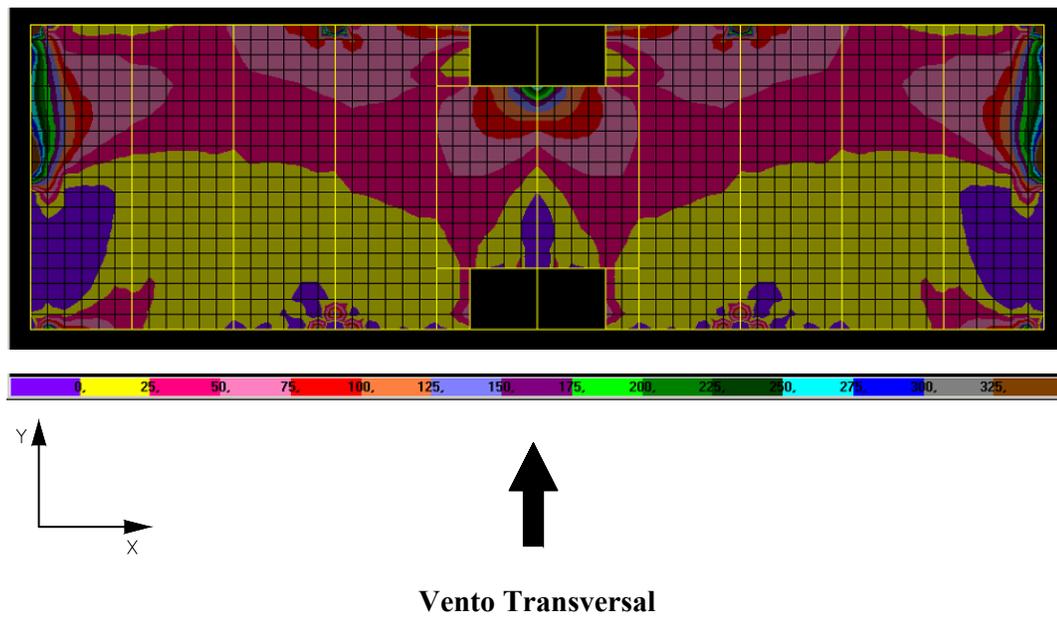


FIGURA 6.45 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

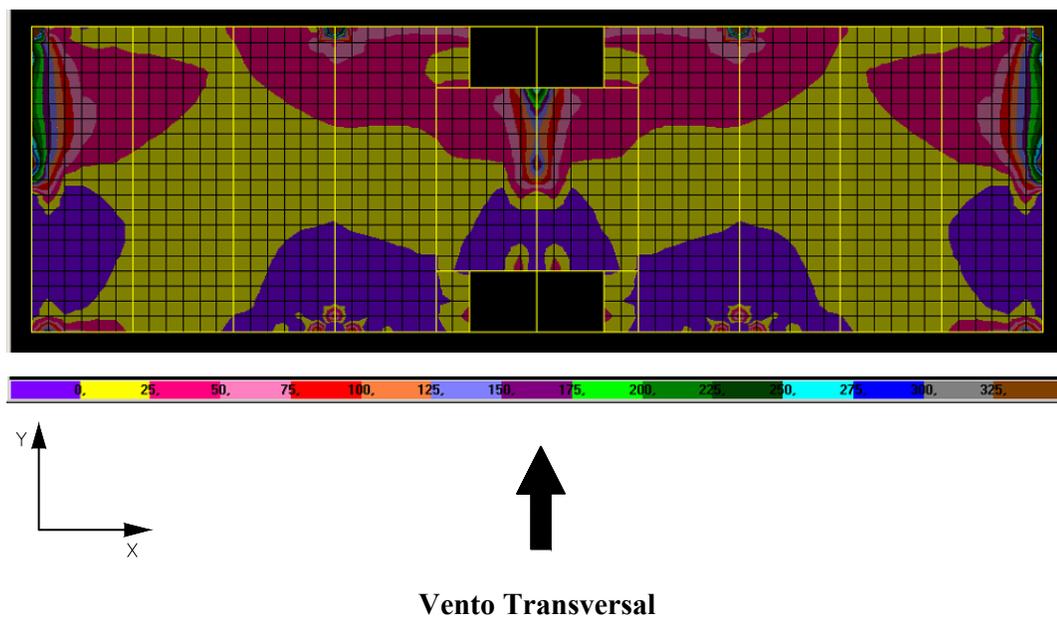


FIGURA 6.46 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

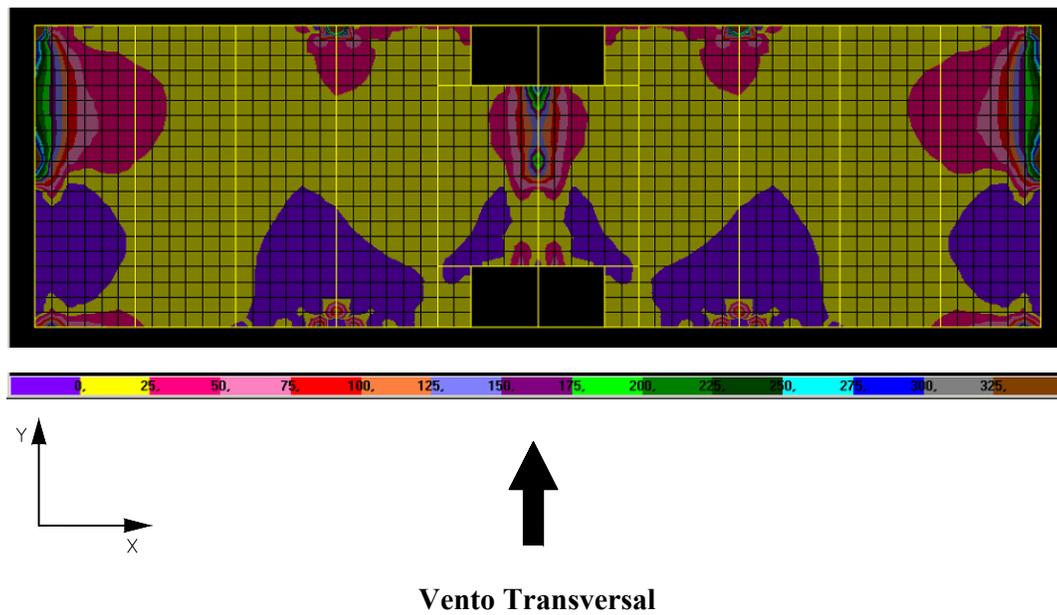


FIGURA 6.47 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

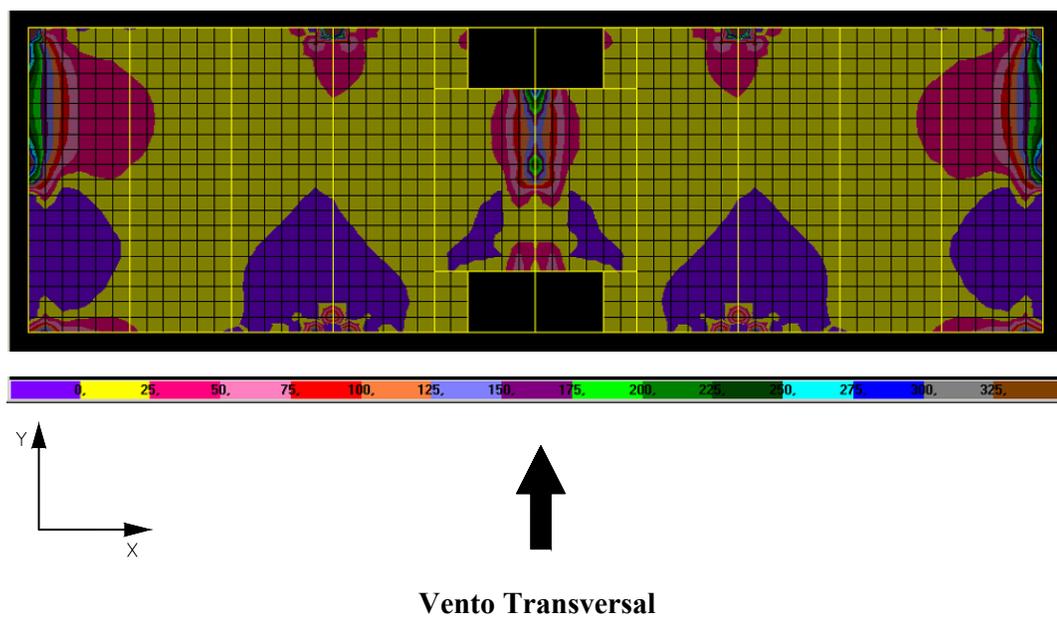


FIGURA 6.48 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

6.3 – Modelo TRANSIÇÃO 2

6.3.1 – Tensões σ_x

As FIG.6.49 a FIG.6.53 mostram a distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje dos 1º, 2º, 3º, 4º e 5º andares do modelo TRANSIÇÃO 2. Da mesma forma como ocorre no modelo SEM TRANSIÇÃO, as tensões σ_x nas faces inferiores dos elementos de laje não são exatamente iguais às que ocorrem nas faces superiores destes elementos. Como já se discutiu este assunto no item 6.1.1, por simplicidade, optou-se por não apresentar as tensões nas faces inferiores das lajes do modelo TRANSIÇÃO 2.

No modelo TRANSIÇÃO 2 ocorre uma transição no sistema de estabilização lateral no 2º andar, devido à supressão do 1º e do 2º níveis de diagonais do contraventamento central (eixo X = 15,00 m).

Verifica-se, da mesma forma como no modelo SEM TRANSIÇÃO, a presença de uma linha de tensão nula no eixo de simetria da laje paralela ao eixo X, devido às simetrias de sua geometria e do carregamento de vento. Percebe-se ainda a simetria das regiões de tensões de tração e de compressão em relação a esta linha de tensão nula.

Ao se comparar a distribuição de tensões σ_x no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (FIG.6.49) com o modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.1), percebe-se um sensível aumento nos valores destas tensões em toda a laje do andar. No 2º andar (FIG.6.50), por se tratar do nível onde ocorre a transição, esta diferença se torna mais acentuada, em especial na região compreendida entre os eixos X = 12,00 m e X = 18,00 m devido à ausência das diagonais do 1º e do 2º andares. As tensões σ_x no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 são bastante similares às tensões σ_x no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.37). Da mesma forma, as tensões σ_x no 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (FIG.6.51) são praticamente iguais às tensões σ_x no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.38).

As tensões σ_x no 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 são também visivelmente mais altas quando comparadas às do modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.5). As FIG.6.52 e FIG.6.53 mostram as tensões σ_x na face superior dos elementos de laje dos 4º e 5º andares, respectivamente, do modelo TRANSIÇÃO 2. Embora não se tenha mostrado as figuras referentes aos 4º, 5º e 6º andares do modelo SEM TRANSIÇÃO e a figura referente ao 6º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 constatou-se, por inspeção das imagens geradas pelo programa utilizado, que nos 4º e 5º andares estas diferenças diminuem rapidamente. A partir do 6º andar as tensões σ_x tornam-se praticamente iguais às do modelo SEM TRANSIÇÃO .

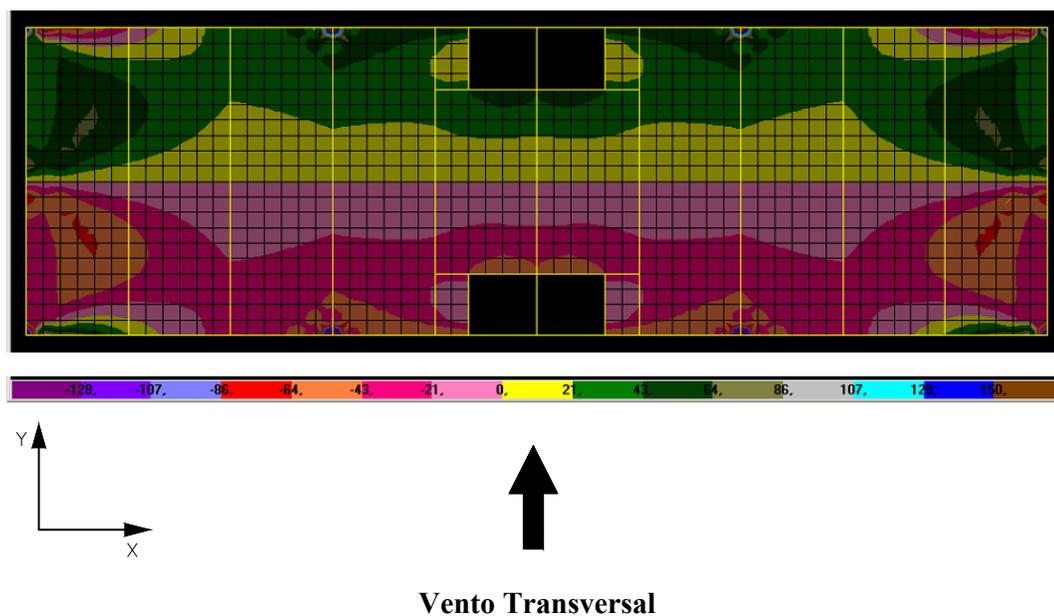


FIGURA 6.49 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm²)

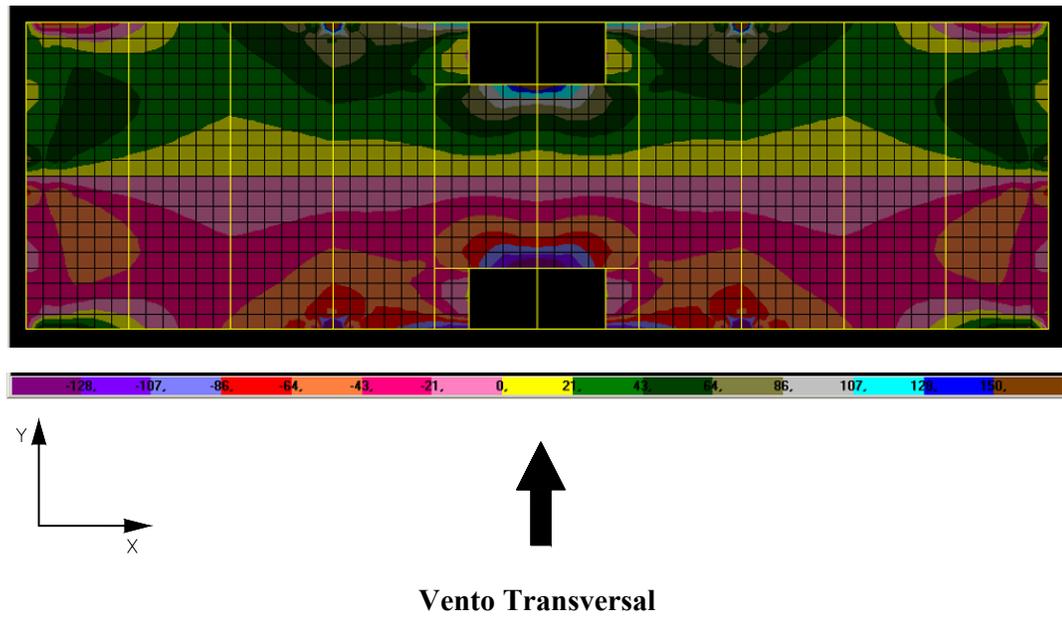


FIGURA 6.50 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

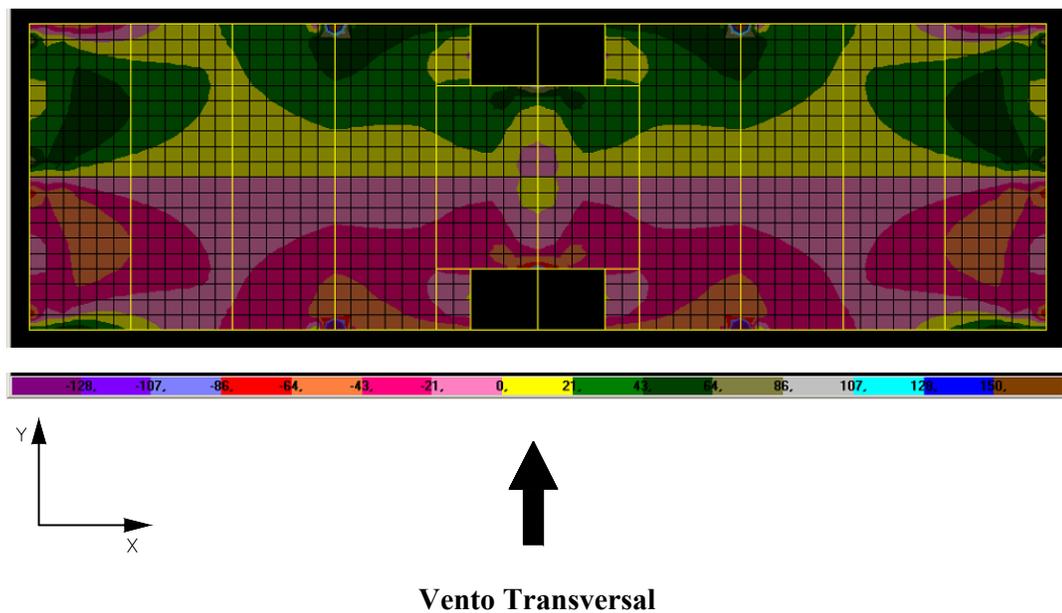


FIGURA 6.51 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

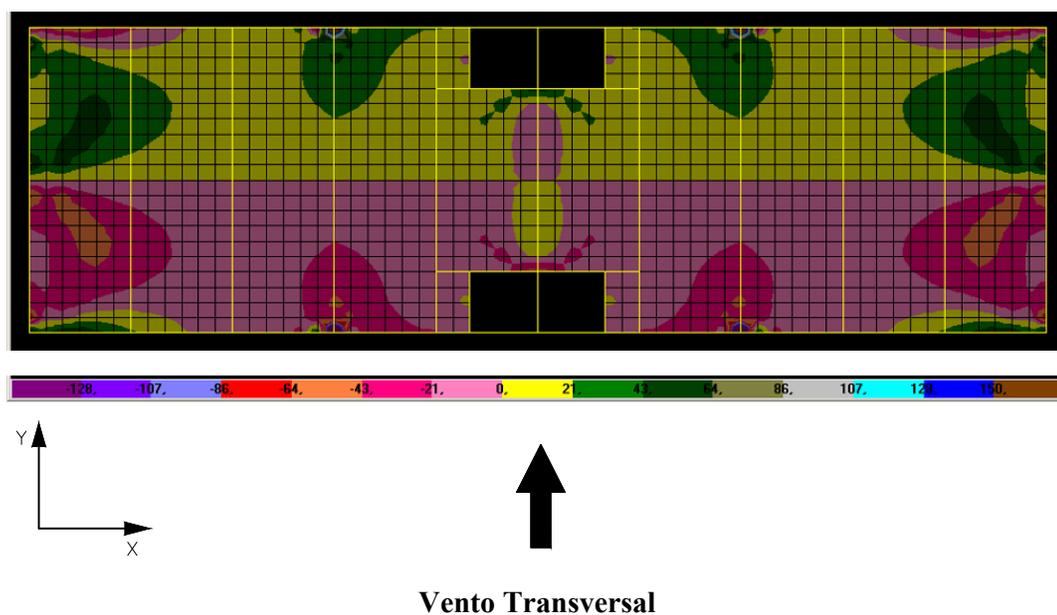


FIGURA 6.52 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm²)

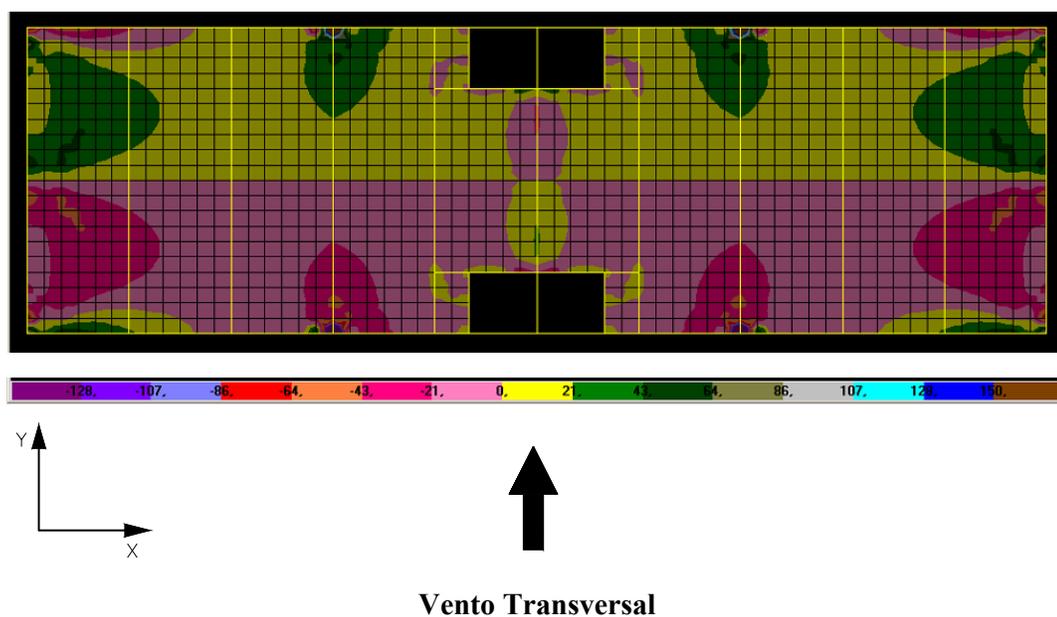


FIGURA 6.53 – Distribuição de tensões σ_x na face superior dos elementos de laje do 5º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm²)

6.3.2 – Tensões σ_y

As FIG.6.54 a FIG.6.58 mostram a distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 1º, 2º, 3º, 4º e 5º andares do modelo TRANSIÇÃO 2. Novamente, por simplicidade, optou-se por não apresentar as tensões na face inferior destes elementos, uma vez que já se discutiu este assunto no item 6.1.2.

Percebe-se ao analisar a distribuição de tensões σ_y nas lajes do modelo TRANSIÇÃO 2 (FIG.6.54 a FIG.6.58) que, assim como ocorre no modelo SEM TRANSIÇÃO, existe uma linha de tensão nula no eixo de simetria da laje paralelo ao eixo X e que as regiões de tensões de tração e de compressão são simétricas em relação a esta linha de tensão nula.

Verifica-se uma concentração de tensões nas regiões dos contraventamentos (eixos X = 0,00 m, X = 15,00 m e X = 30,00 m). Percebe-se, ainda, tensões elevadas nos elementos de laje adjacentes aos pilares dos eixos X = 9,00 m e X = 21,00 m. Nas demais regiões das lajes do modelo, as tensões σ_y , tanto de tração quanto de compressão são muito baixas.

As tensões σ_y no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (FIG.6.54) ao longo do contraventamento central são muito baixas pois, neste modelo, a transição ocorre no 2º andar. Percebe-se um discreto aumento das tensões nos contraventamentos das extremidades em relação ao modelo SEM TRANSIÇÃO.

As tensões σ_y no 2º andar (FIG.6.55) se assemelham às tensões σ_y no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.41). Percebe-se uma pequena concentração de tensões nos elementos de laje situados ao longo do contraventamento central devido à presença das diagonais do 3º andar do edifício. Novamente, como no 1º andar, percebe-se um discreto aumento das tensões nos contraventamentos das extremidades em relação ao modelo SEM TRANSIÇÃO.

A partir do 3º andar (FIG.6.56), as tensões σ_y nos elementos de laje situados ao longo dos contraventamentos tanto central quanto das extremidades são praticamente iguais às do modelo SEM TRANSIÇÃO.

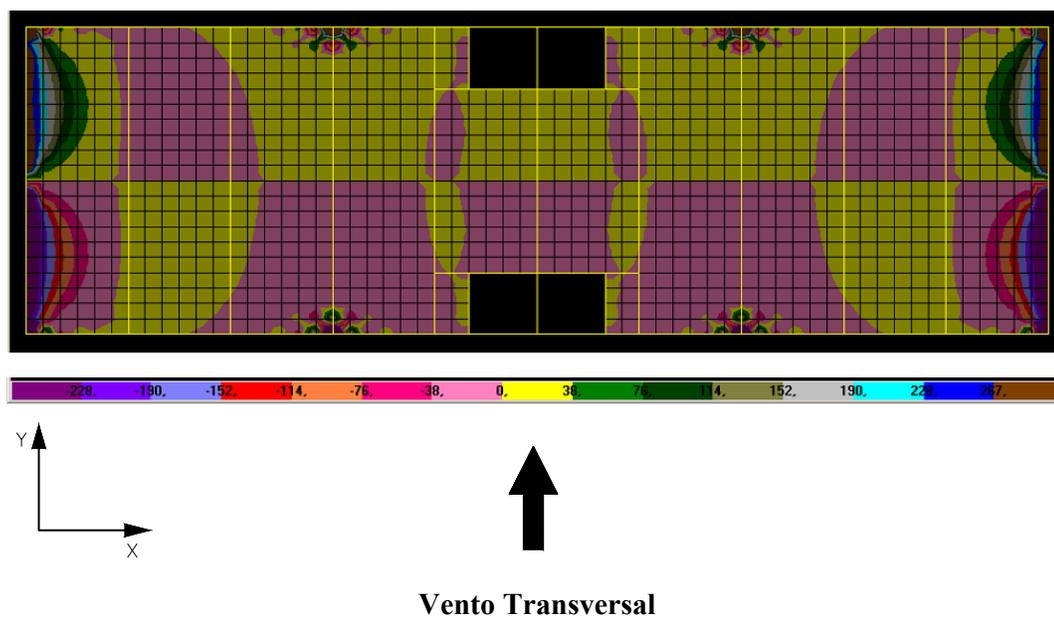


FIGURA 6.54 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

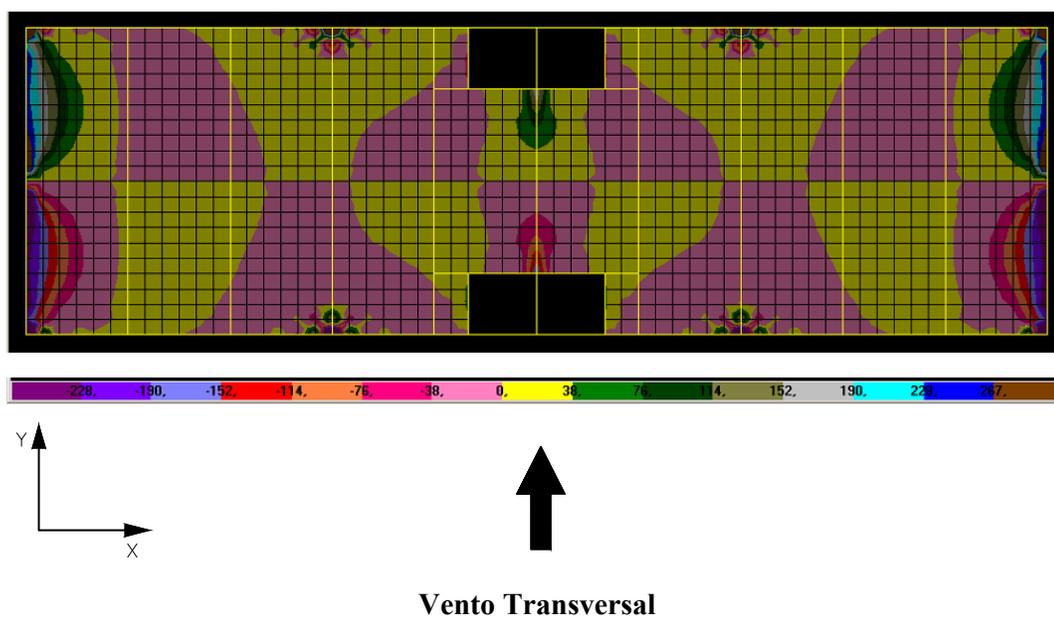


FIGURA 6.55 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

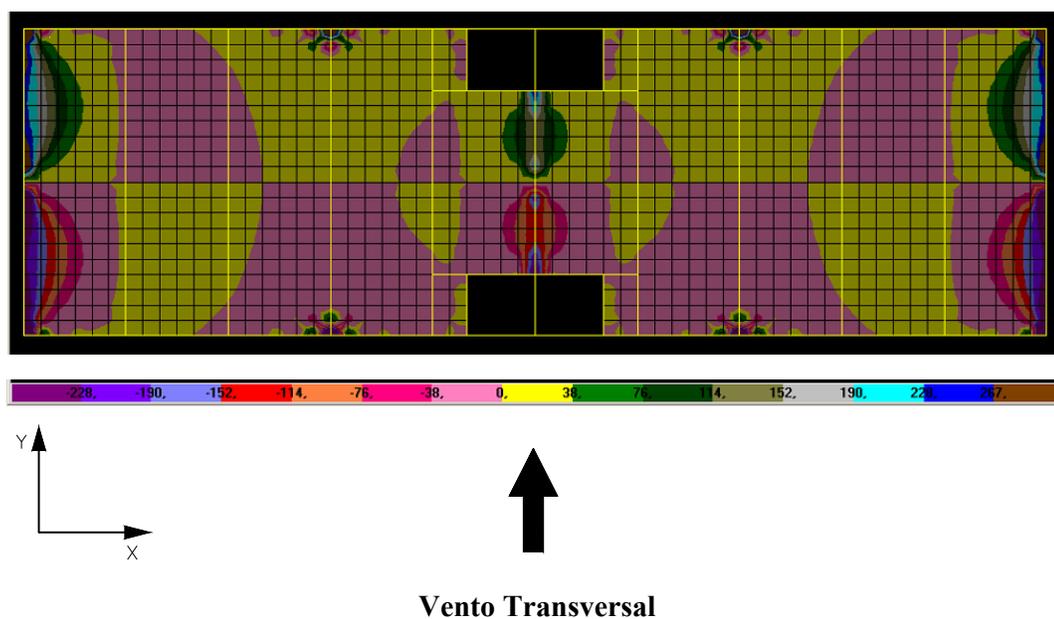


FIGURA 6.56 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

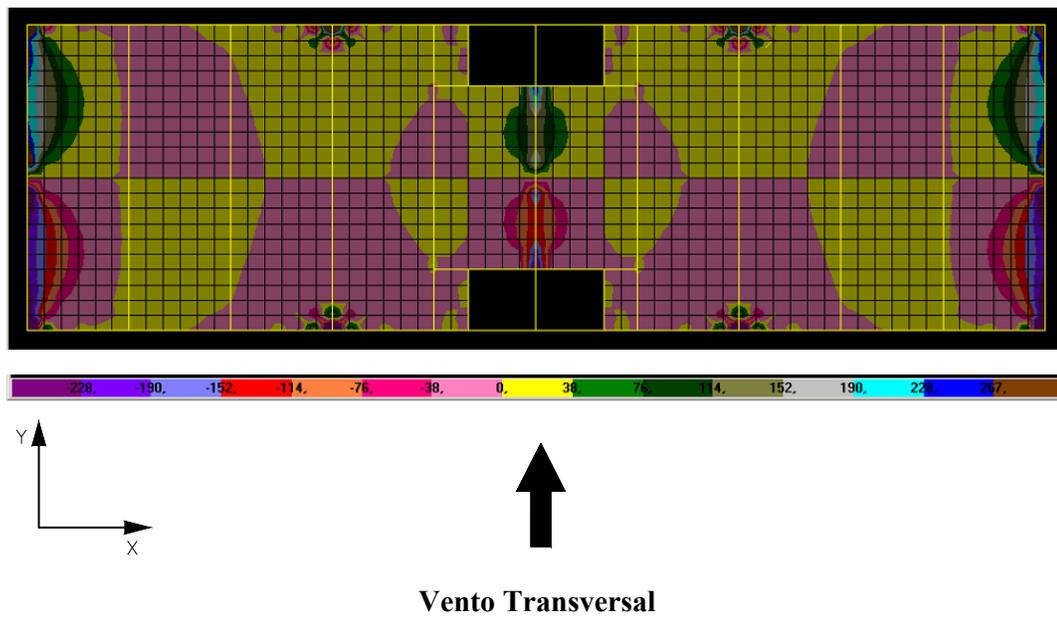


FIGURA 6.57 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

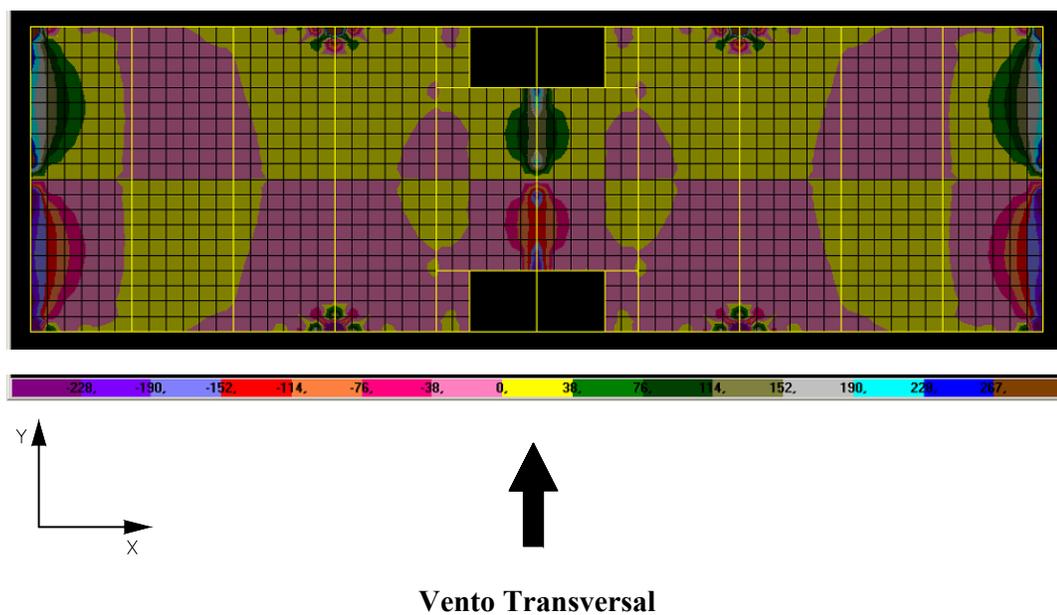


FIGURA 6.58 – Distribuição de tensões σ_y na face superior dos elementos de laje do 5º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

6.3.3 – Tensões $\sigma_{\text{máx}}$

As FIG.6.59 a FIG.6.63 mostram a distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1º, 2º, 3º, 4º e 5º andares do modelo TRANSIÇÃO 2. Novamente, por simplicidade, optou-se por não apresentar as tensões na face inferior destes elementos, uma vez que já se discutiu este assunto no item 6.1.3.

As regiões que apresentam tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de compressão são apresentadas em uma única cor, pois pretende-se neste estudo analisar as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de tração nas lajes do modelo.

Ao se comparar a distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (FIG.6.59) com o modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.25), percebe-se um sensível aumento nos valores destas tensões principalmente na região acima do eixo de simetria da laje paralelo ao eixo X . Assim como acontece com as tensões σ_y , existe uma concentração de tensões de tração $\sigma_{\text{máx}}$ ao longo dos contraventamentos das extremidades (eixos X = 0,00 m, X = 30,00 m). Estas tensões, porém, são discretamente superiores às tensões no 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO. As tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 ao longo do contraventamento central são mais baixas do que as tensões no 2º andar (FIG.6.60) pois, neste modelo, é no 2º nível que ocorre a transição. Verifica-se um discreto aumento das tensões nos contraventamentos das extremidades em relação ao modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.27).

No 2º andar, por se tratar do nível onde ocorre a transição, a diferença entre as tensões do modelo TRANSIÇÃO 2 e do modelo SEM TRANSIÇÃO se torna mais acentuada, em especial na região compreendida entre os eixos X = 12,00 m e X = 18,00 m, devido à ausência das diagonais do 1º e do 2º andares. Estas tensões são mais elevadas nos arredores das aberturas da laje para caixa de escadas e poço de elevadores.

As tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 são praticamente iguais às tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.45). Da mesma forma, as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (FIG.6.61) são praticamente iguais às tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.46).

As tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 são também perceptivelmente mais altas quando comparadas às do modelo SEM TRANSIÇÃO (FIG.6.29). As FIG.6.62 e FIG.6.63 mostram as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje, respectivamente, dos 4º e 5º andares do modelo TRANSIÇÃO 2. Embora não se tenha mostrado as figuras referentes aos 4º, 5º e 6º andares do modelo SEM TRANSIÇÃO e a figura referente ao 6º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 constatou-se, por inspeção das imagens geradas pelo programa utilizado, que no 4º e 5º andares estas diferenças diminuem rapidamente e a partir do 6º andar as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ tornam-se praticamente iguais às do modelo SEM TRANSIÇÃO.

Verifica-se em todas os andares do modelo TRANSIÇÃO 2 a ocorrência de tensões espúrias nos elementos de laje adjacentes aos pilares dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m.

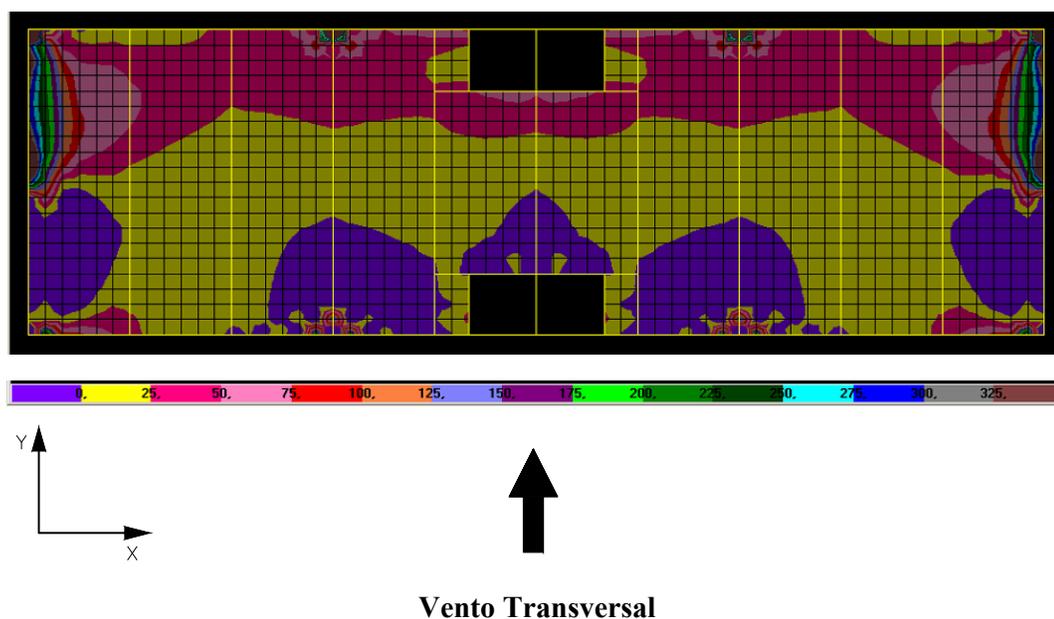


FIGURA 6.59 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

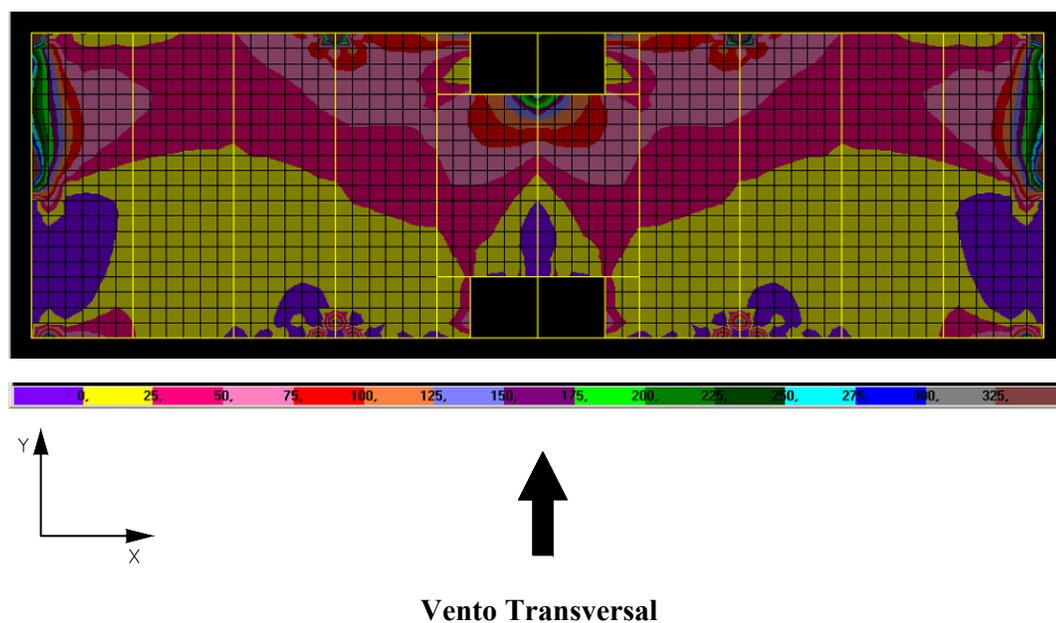


FIGURA 6.60 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

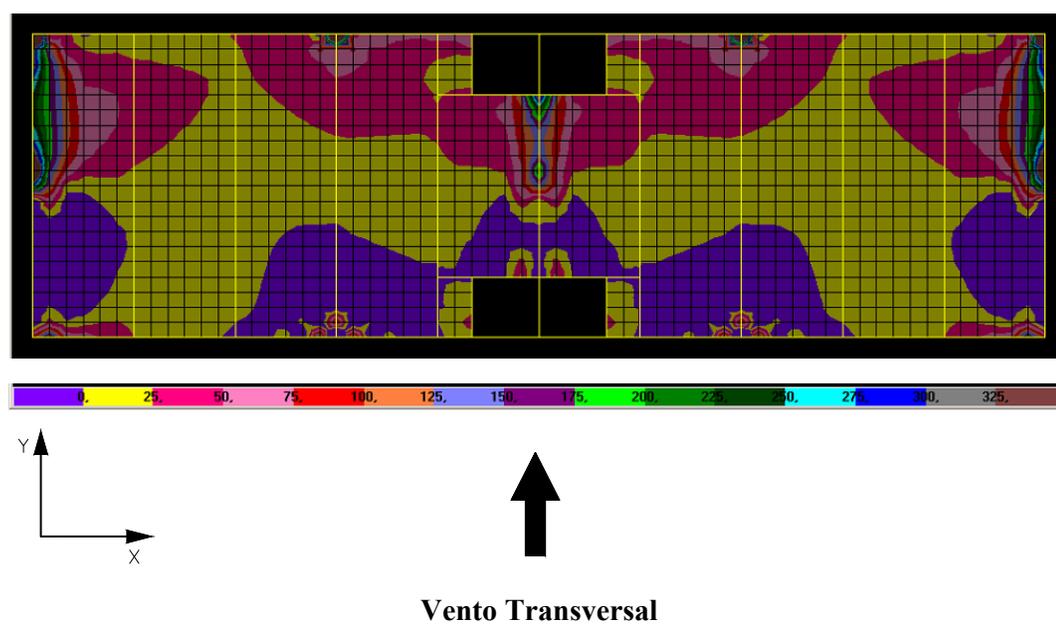


FIGURA 6.61 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

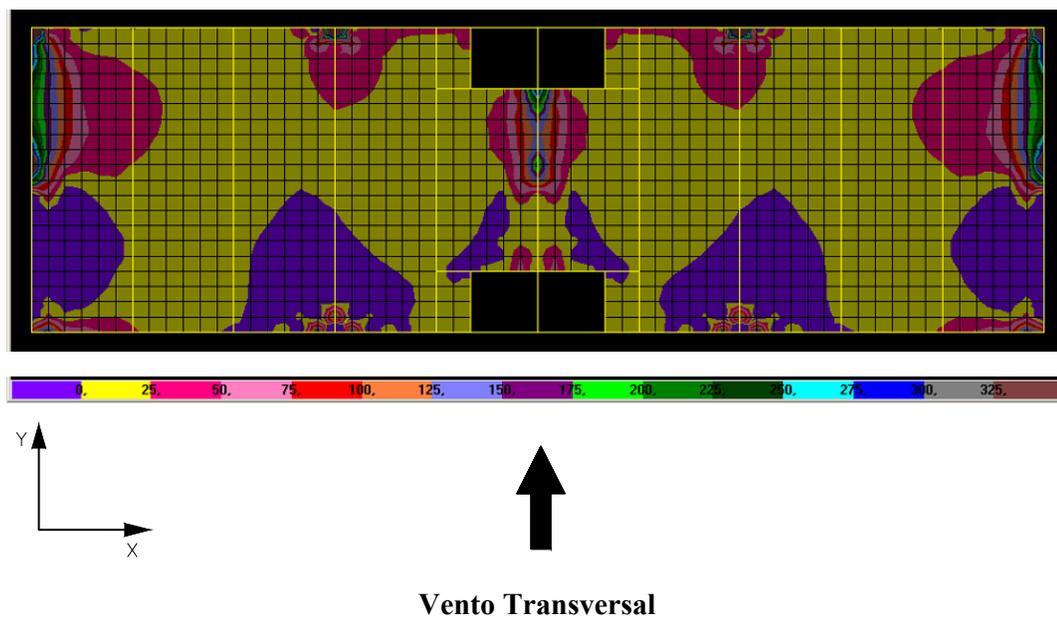


FIGURA 6.62 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

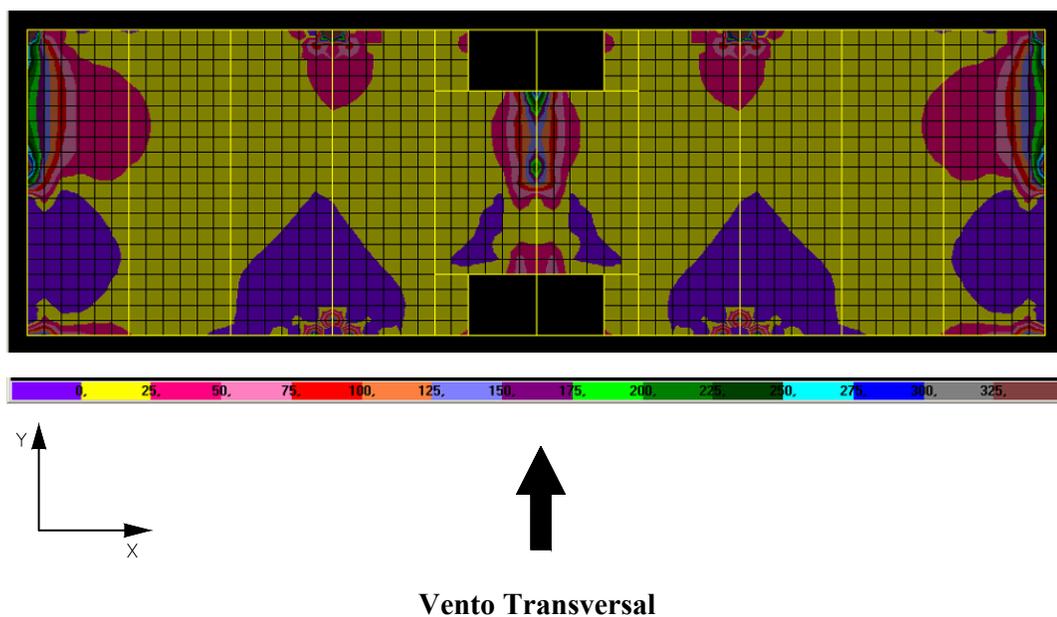


FIGURA 6.63 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 5º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 (N/cm^2)

6.4 – Simetria das regiões de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ e regiões de tensões $\sigma_{\text{mín}}$

Na análise dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 (itens 6.1, 6.2 e 6.3), optou-se por não apresentar as tensões $\sigma_{\text{mín}}$ devido às forças de vento transversal pois, como já mencionado anteriormente, as regiões de tensões $\sigma_{\text{mín}}$ são simétricas, em uma mesma face, em relação às regiões de tensões $\sigma_{\text{máx}}$. Apenas como ilustração, as tensões $\sigma_{\text{mín}}$ são mostradas no 1º pavimento do modelo TRANSIÇÃO 1 (FIG.6.64 e FIG.6.65).

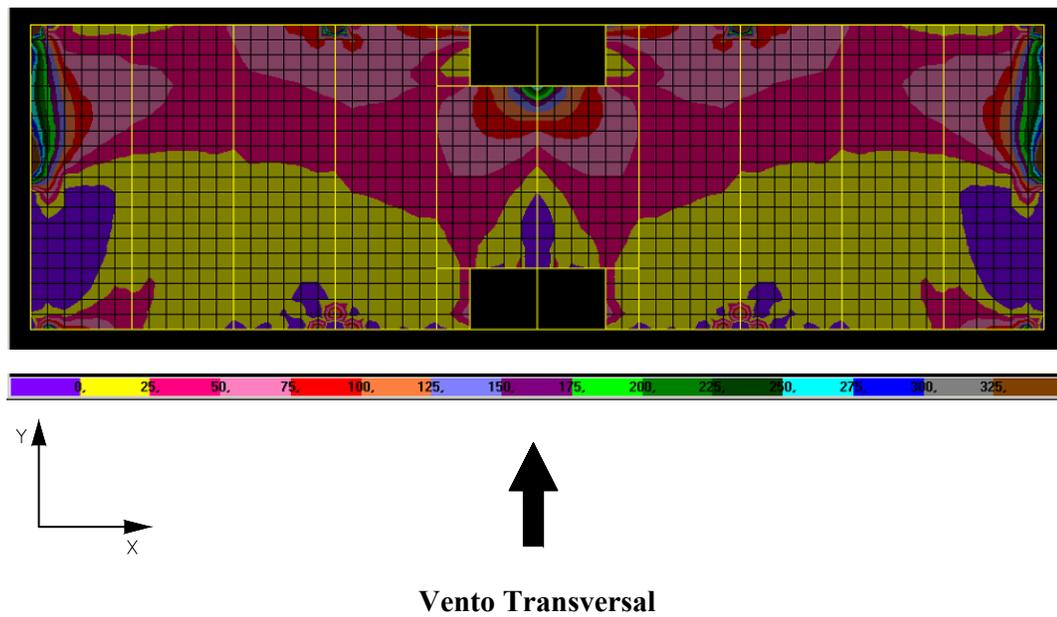


FIGURA 6.64 – Distribuição de tensões σ_{\max} na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

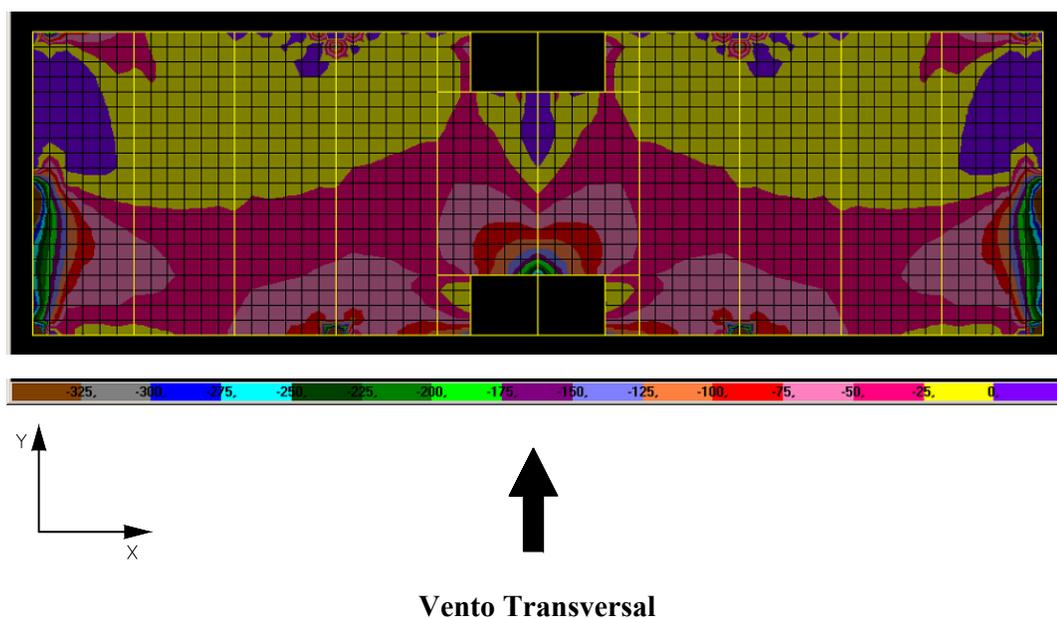


FIGURA 6.65 – Distribuição de tensões σ_{\min} na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

6.5 – Comparação entre as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças de vento transversal e as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças gravitacionais

As FIG.6.66 e FIG.6.67 mostram a distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças de vento transversal respectivamente nas faces superior e inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1.

As FIG.6.68 e FIG.6.69 mostram a distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças gravitacionais nominais respectivamente nas faces superior e inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1.

A finalidade destas figuras é possibilitar uma comparação da ordem de grandeza das tensões $\sigma_{\text{máx}}$ que ocorrem na laje de transição do modelo TRANSIÇÃO 1 devido à atuação de todas as cargas gravitacionais nominais com as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças de vento transversal. Como a ordem de grandeza das tensões oriundas destes dois carregamentos diferem bastante entre si, utilizou-se duas faixas de variação de valores de tensões. Sendo assim, as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças de vento transversal variam de 0 a 500 N/cm² e as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças gravitacionais nominais variam de 0 a 1500 N/cm². Novamente enfatiza-se que neste estudo dá-se atenção especial às tensões $\sigma_{\text{máx}}$ de tração devido à baixa resistência do concreto à esta solicitação.

As FIG.6.70 e FIG.6.71 correspondem às FIG.6.66 e FIG.6.67, porém, altera-se o filtro de tensões de forma que todos os elementos de laje com tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças de vento transversal inferiores a 50 N/cm² sejam mostrados na cor amarela. Sendo assim, as demais regiões apresentam tensões superiores a 50 N/cm².

As FIG.6.72 e FIG.6.73 correspondem às FIG.6.68 e FIG.6.69, porém, altera-se o filtro de tensões de forma que todos os elementos de laje com tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças gravitacionais nominais superiores a 500 N/cm² sejam mostrados na cor amarela. Sendo assim, as demais regiões apresentam tensões inferiores a 500 N/cm².

Sobrepondo-se a FIG.6.71 com a FIG.6.73 tem-se, na interseção das áreas coloridas diferentes do amarelo, regiões cujas tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças de vento transversal são maiores do que 10% das tensões $\sigma_{\text{máx}}$ decorrentes das forças gravitacionais nominais. Sendo assim, estas regiões merecem uma atenção especial no dimensionamento das lajes de concreto armado. Este estudo é feito utilizando-se as tensões $\sigma_{\text{máx}}$, pois é a partir de seus valores que faz-se o dimensionamento das lajes. É oportuno lembrar que, em um mesmo ponto, as tensões $\sigma_{\text{máx}}$, devido aos carregamentos de vento transversal e de forças gravitacionais, podem não ter a mesma direção.

Analisando-se as FIG.6.70 e FIG.6.72 percebe-se que a maioria das tensões $\sigma_{\text{máx}}$ decorrentes das forças gravitacionais nominais são tensões de compressão, ou seja, contrárias às tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças de vento transversal. Portanto, a interseção das áreas coloridas diferentes do amarelo, de uma maneira geral, não se traduz em áreas críticas para o dimensionamento das lajes de concreto armado.

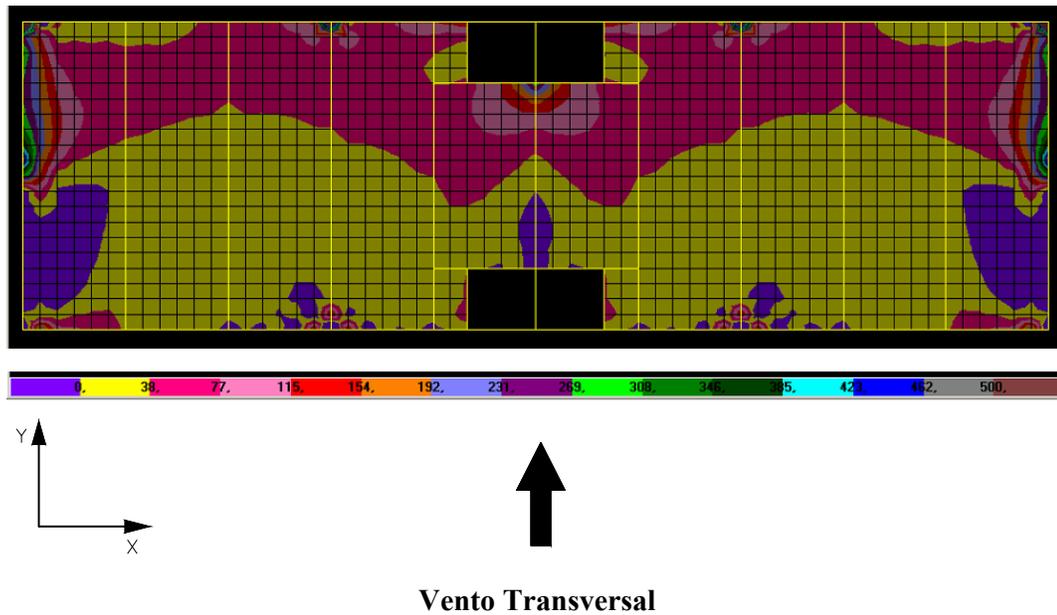


FIGURA 6.66 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

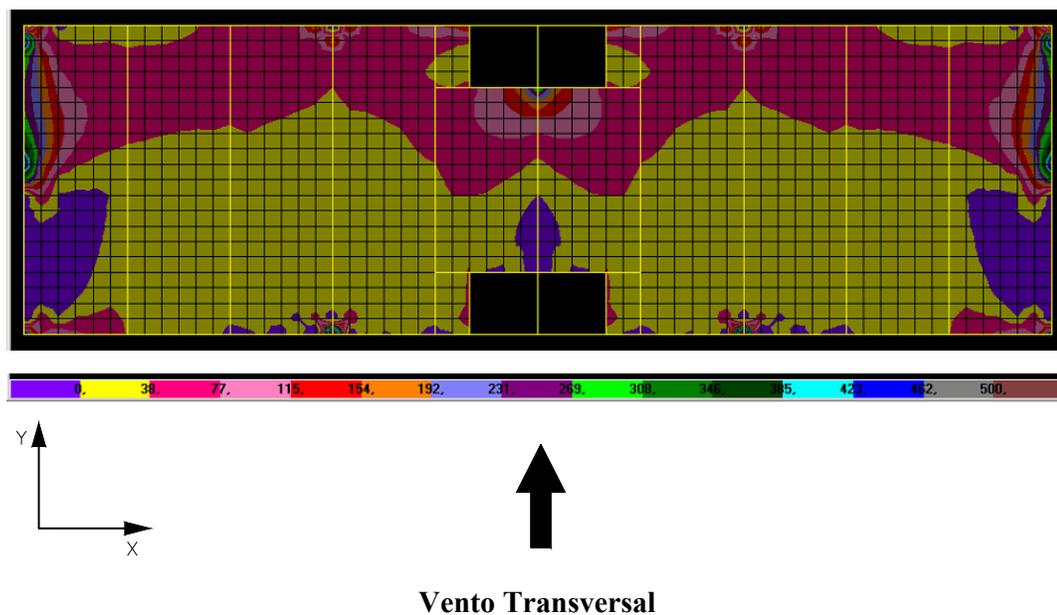


FIGURA 6.67 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

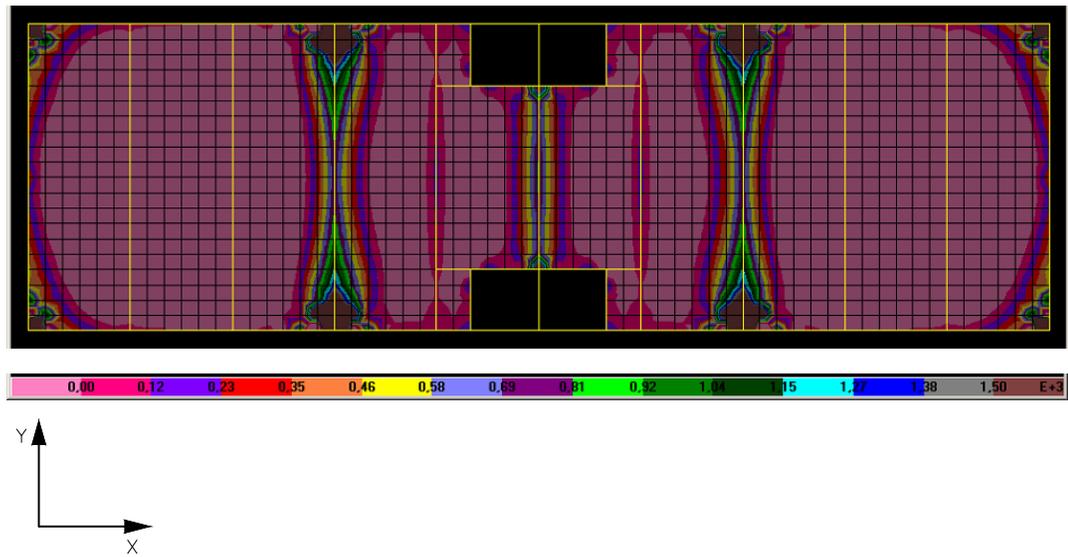


FIGURA 6.68 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças gravitacionais nominais na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

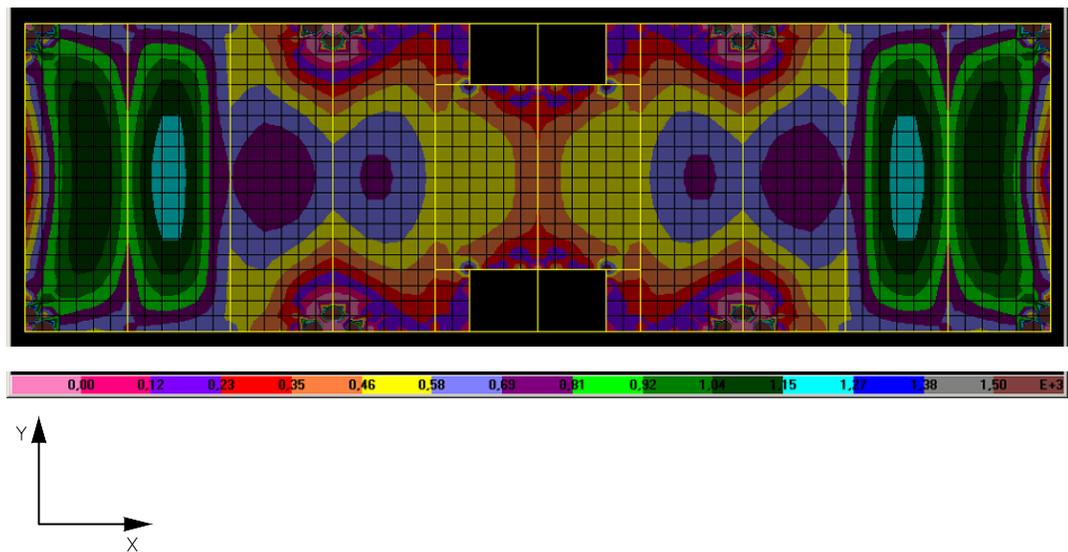


FIGURA 6.69 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}}$ devido às forças gravitacionais nominais na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

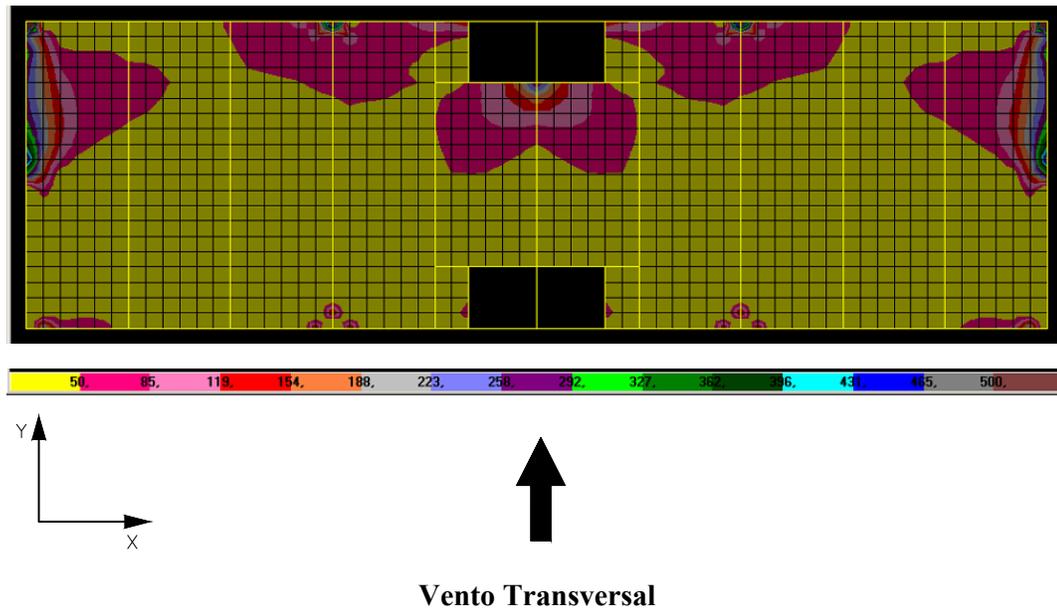


FIGURA 6.70 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}} > 50 \text{ N/cm}^2$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

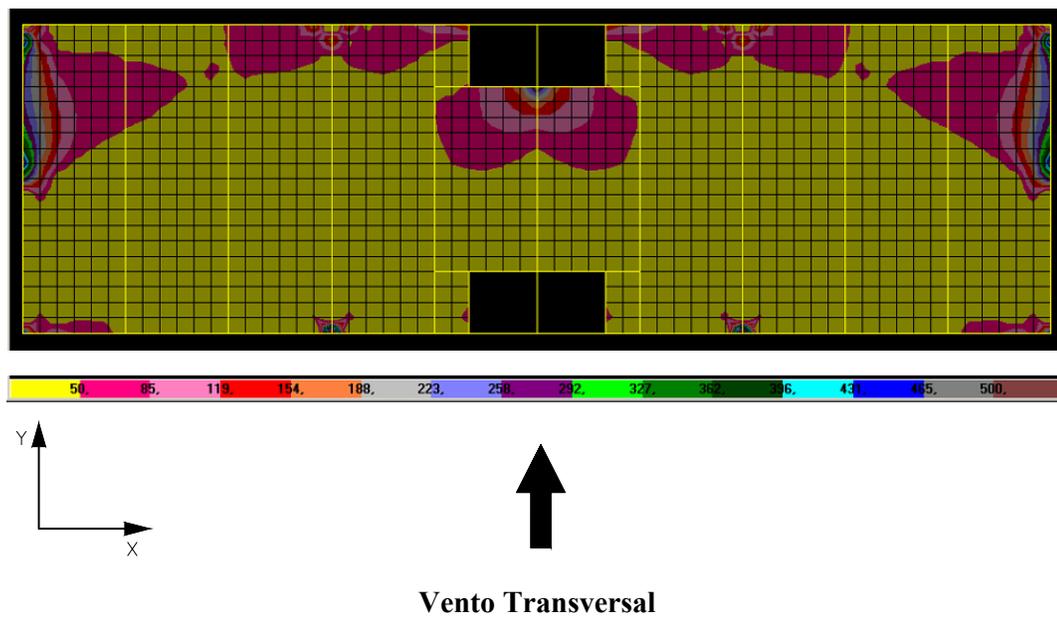


FIGURA 6.71 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}} > 50 \text{ N/cm}^2$ na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

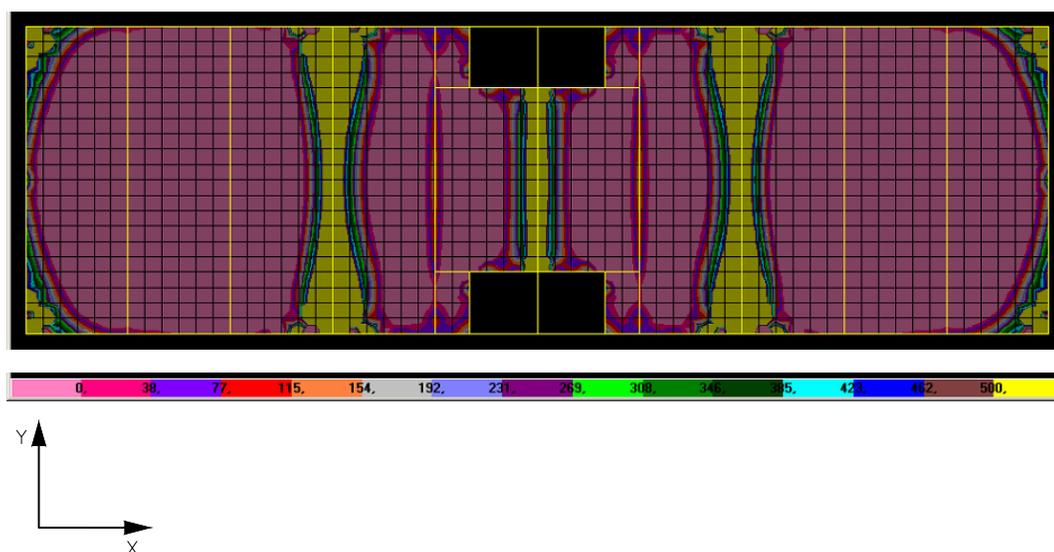


FIGURA 6.72 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}} < 500 \text{ N/cm}^2$ devido às forças gravitacionais nominais na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

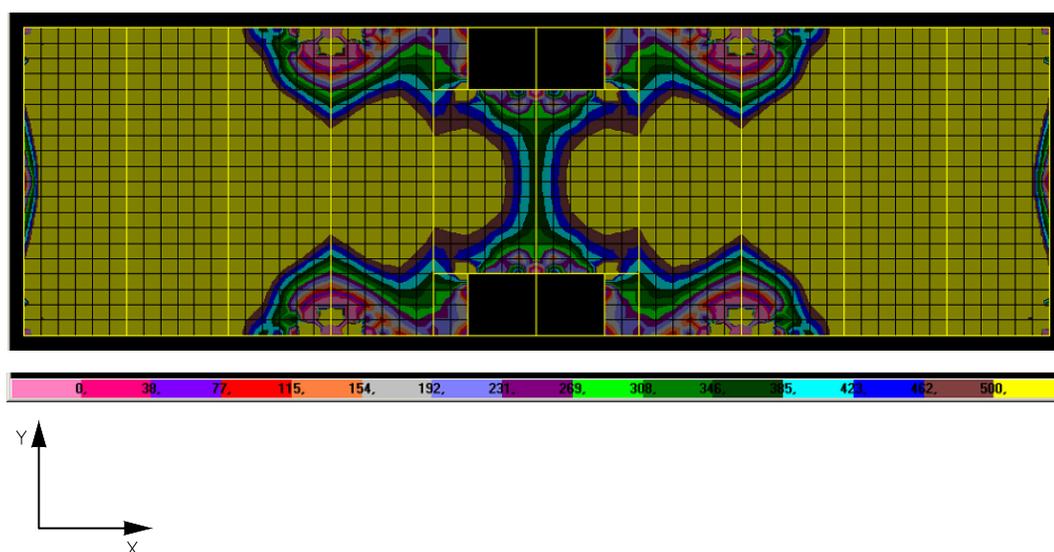


FIGURA 6.73 – Distribuição de tensões $\sigma_{\text{máx}} < 500 \text{ N/cm}^2$ devido às forças gravitacionais nominais na face inferior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 (N/cm^2)

É interessante observar ao analisar a FIG. 6.68, a qual representa as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ na face superior dos elementos de laje do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1, que os elementos de laje adjacentes aos eixos $X = 3,00$ m e $X = 6,00$ m não estão tracionados, indicando a ausência de momentos fletores negativos entre os painéis de lajes vizinhos. Conclui-se, portanto, que as vigas dos eixos $X = 3,00$ m e $X = 6,00$ m, por se apoiarem em vigas, não oferecem apoio suficientemente rígido à estas lajes para que nelas se desenvolvam momentos fletores negativos.

Os elementos de laje adjacentes aos eixos $X = 9,00$ m e $X = 15,00$ m apresentam tensões de tração em suas faces superiores, indicando a presença de momentos fletores negativos entre os painéis de lajes vizinhos. Conclui-se, portanto, que as vigas dos eixos $X = 9,00$ m e $X = 15,00$ m, por se apoiarem em pilares, oferecem apoio suficientemente rígido à estas lajes para que nelas se desenvolvam momentos fletores negativos.

É curioso observar que, embora a viga do eixo $X = 12,00$ m tenha a mesma seção transversal das vigas dos eixos $X = 3,00$ m e $X = 6,00$ m, os elementos de laje adjacentes ao eixo $X = 12,00$ m apresentam suaves tensões de tração em suas faces superiores, indicando a presença de pequenos momentos fletores negativos entre os painéis de lajes vizinhos. Este fato deve-se à maior rigidez da viga longitudinal situada entre os eixos $X = 9,00$ m e $X = 15,00$ m em relação à viga longitudinal situada entre os eixos $X = 0,00$ m e $X = 9,00$ m.

A FIG. 6.74 mostra a deformada das lajes, vigas e pilares dos andares superiores do modelo TRANSIÇÃO 1 devido às cargas gravitacionais nominais. O que ocorre no 1º andar, conforme descrito acima, é similar ao que se vê nesta figura.

A FIG. 6.75 mostra a deformada das lajes, vigas e pilares dos andares superiores do modelo TRANSIÇÃO 1 devido às forças de vento transversal. É interessante observar que, num mesmo alinhamento, os pilares que participam dos contraventamentos deformam mais do que os pilares que não participam. Estes recalques diferenciais provocam na laje uma deformação ondulatória e, conseqüentemente, esforços de flexão, como pode ser visto na FIG. 6.75.

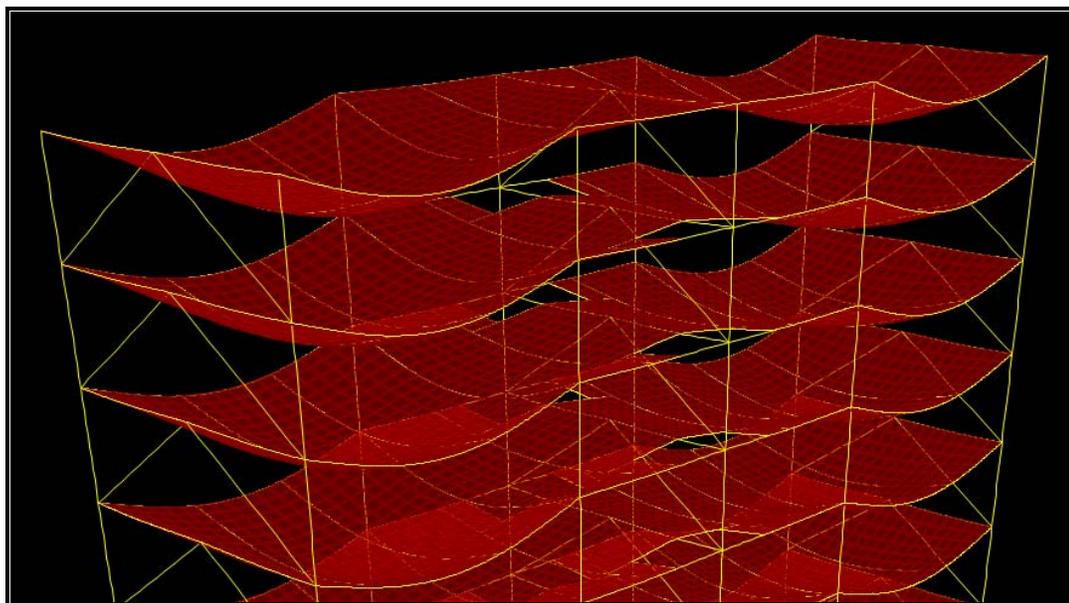


FIGURA 6.74 – Deformação das lajes, vigas e pilares dos andares superiores do modelo TRANSIÇÃO 1 devido às cargas gravitacionais nominais

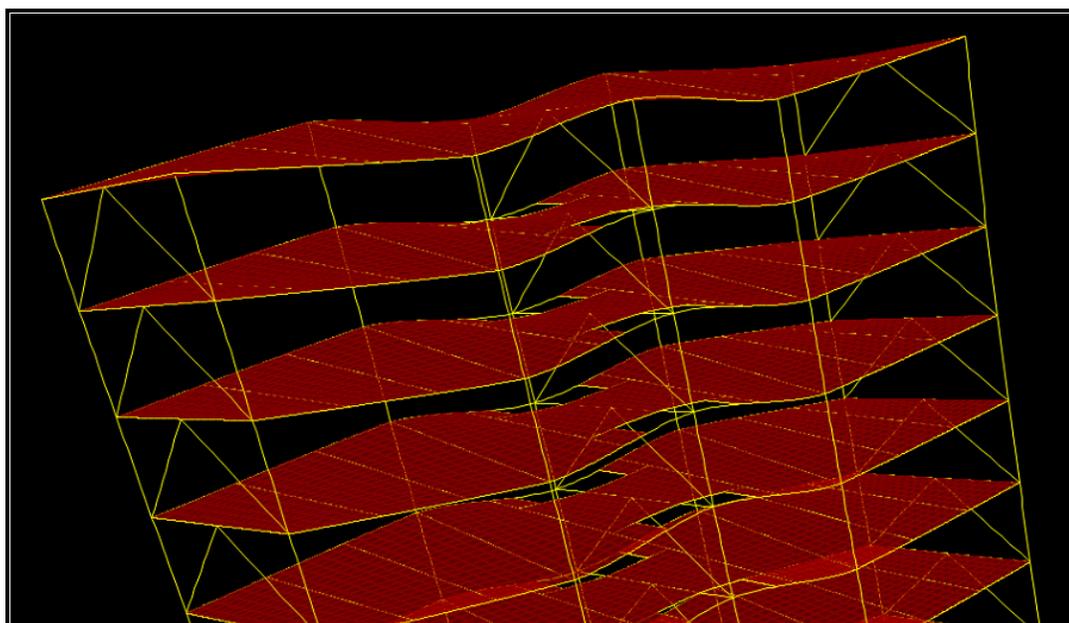
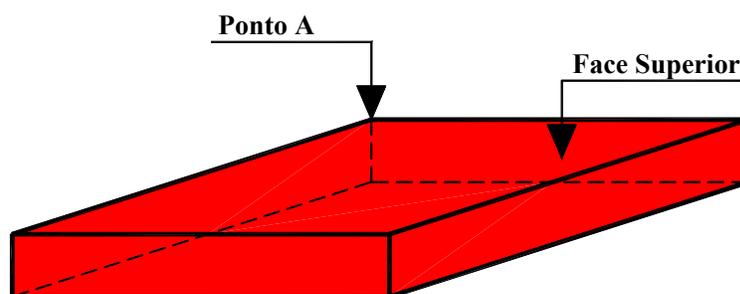
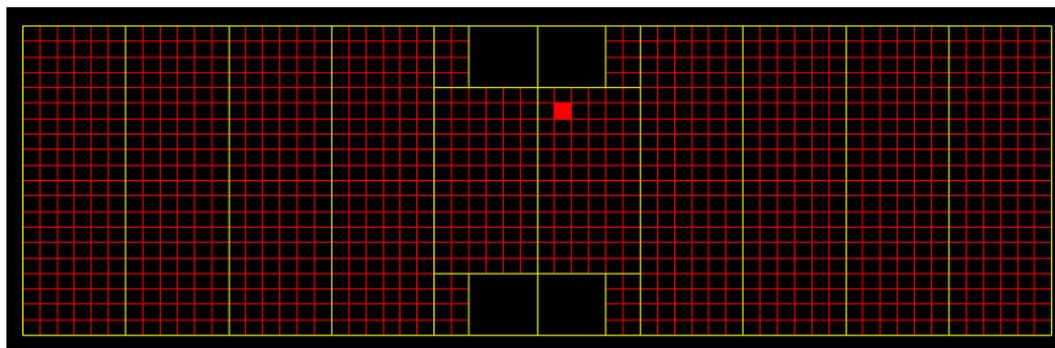


FIGURA 6.75 – Deformação das lajes, vigas e pilares dos andares superiores do modelo TRANSIÇÃO 1 devido às forças de vento transversal

6.6 – Tensões em um elemento de laje ao longo dos andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

6.6.1 – Tensão σ_x

Obtêm-se os valores das tensões σ_x , devido às forças de vento transversal, no ponto A do elemento de laje destacado em vermelho na FIG.6.76, ao longo dos 20 andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.6.1.



Elemento Analisado

FIGURA 6.76 – Elemento de laje (em vermelho) no qual são avaliadas as tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{\text{máx}}$ no ponto A nos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

TABELA 6.1 – Tensões σ_x , devido às forças de vento transversal, no ponto A da face superior do elemento de laje analisado

Tensão σ_x (N/cm ²)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	32,69	123,78	48,85
2°	35,45	77,99	128,53
3°	38,48	53,70	79,80
4°	38,64	43,59	52,93
5°	37,02	38,56	41,62
6°	34,66	35,23	36,29
7°	31,79	32,05	32,55
8°	28,84	28,99	29,28
9°	26,69	26,77	26,94
10°	23,98	24,03	24,13
11°	20,97	21,00	21,05
12°	16,28	16,25	16,22
13°	14,94	14,94	14,96
14°	12,69	12,71	12,75
15°	10,24	10,26	10,30
16°	7,50	7,52	7,56
17°	5,51	5,52	5,54
18°	1,74	1,75	1,76
19°	-5,59	-5,61	-5,63
20°	-31,41	-31,48	-31,58

Com os dados da TAB.6.1 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.6.77. A FIG.6.78 mostra com maiores detalhes a tensões σ_x no ponto A nos 6 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

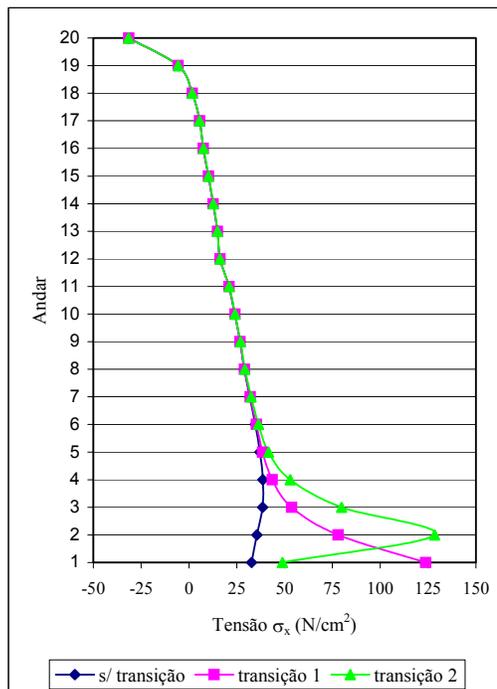


FIGURA 6.77 – Tensão σ_x no ponto A do elemento analisado

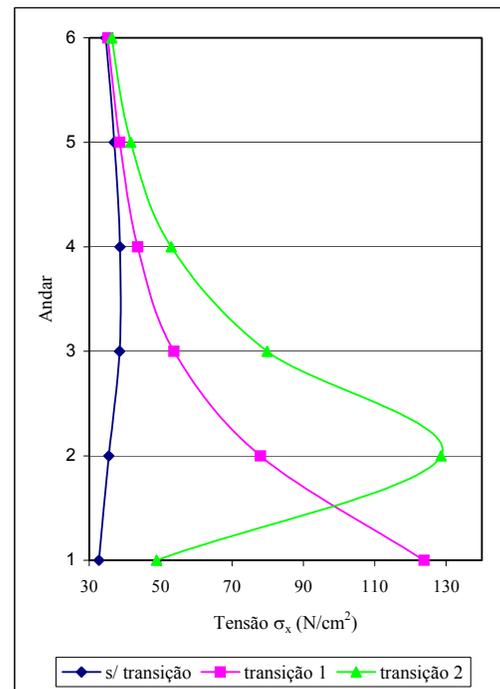


FIGURA 6.78 – Tensão σ_x no ponto A do elemento analisado – 1º ao 6º andares

Analisando os gráficos mostrados nas FIG.6.77 e FIG.6.78 percebe-se que:

a) as tensões σ_x do elemento em estudo no modelo SEM TRANSIÇÃO aumentam suavemente até o 4º andar para então decrescerem também lentamente até o 19º andar. No 20º andar ocorre uma sensível variação na tensão σ_x devido à ausência das aberturas para caixa de escadas e poço de elevadores na laje do andar;

b) a tensão σ_x do elemento em estudo no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 é bastante superior à tensão σ_x deste elemento no 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (3,79 vezes maior). No 2º andar esta diferença diminui sensivelmente (2,20 vezes maior) e assim sucessivamente até que no 5º andar esta diferença se torna insignificante;

c) a tensão σ_x no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2, é superior à tensão σ_x no 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (1,49 vezes maior). No 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2, a tensão σ_x pouco difere da tensão no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1, ou seja, no andar de transição de cada modelo as tensões σ_x são praticamente iguais;

d) a tensão σ_x no 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 é aproximadamente igual à tensão σ_x no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1. A tensão σ_x no 4º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 é aproximadamente igual à tensão σ_x no 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 1. O mesmo ocorre com as tensões dos 5º e 4º andares dos modelos TRANSIÇÃO 2 e TRANSIÇÃO 1, respectivamente;

e) a partir do 6º andar as tensões σ_x do elemento em estudo nos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 são praticamente iguais.

6.6.2 – Tensão σ_y

Obtêm-se os valores das tensões σ_y , devido às forças de vento transversal, no ponto A do elemento de laje destacado em vermelho na FIG.6.76, ao longo dos 20 andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.6.2.

TABELA 6.2 – Tensões σ_y , devido às forças de vento transversal, no ponto A da face superior do elemento de laje analisado

Tensão σ_y (N/cm ²)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	84,05	55,94	7,04
2°	79,72	75,46	52,77
3°	88,66	83,13	85,04
4°	84,56	83,73	81,04
5°	79,05	79,26	79,84
6°	74,49	75,01	75,91
7°	69,02	69,56	70,56
8°	64,00	64,50	65,42
9°	58,61	59,04	59,84
10°	52,81	53,17	53,84
11°	47,25	47,55	48,11
12°	40,81	41,04	41,47
13°	34,81	35,00	35,35
14°	29,17	29,32	29,62
15°	23,19	23,32	23,57
16°	17,81	17,92	18,14
17°	12,05	12,15	12,34
18°	5,79	5,87	6,03
19°	-2,84	-2,78	-2,66
20°	1,13	1,16	1,20

Com os dados da TAB.6.2 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.6.79. A FIG.6.80 mostra com maiores detalhes a tensões σ_y no ponto A nos 5 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

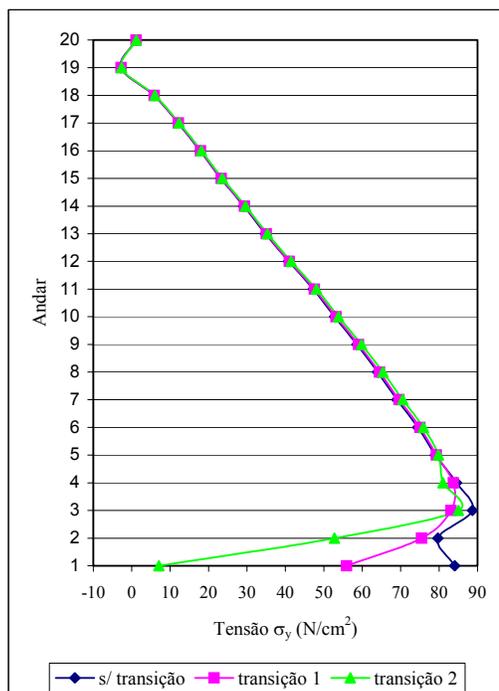


FIGURA 6.79 – Tensão σ_y no ponto A do elemento analisado

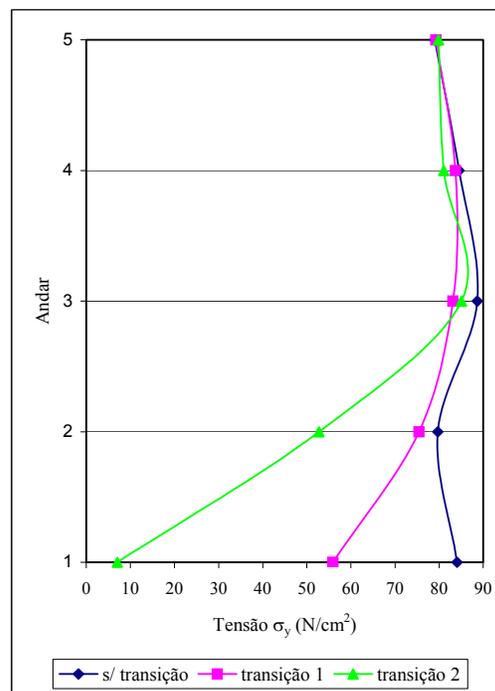


FIGURA 6.80 – Tensão σ_y no ponto A do elemento analisado – 1º ao 5º andares

Analisando os gráficos mostrados nas FIG.6.79 e FIG.6.80 percebe-se que:

a) as tensões σ_y do elemento em estudo no modelo SEM TRANSIÇÃO são menores no 1º e 2º andares do que no 3º andar. A partir deste andar elas decrescem praticamente de forma linear até o 19º andar. No 20º andar ocorre uma forte variação na curva de tensões σ_y devido à ausência das aberturas para caixa de escadas e poço de elevadores na laje deste andar;

b) a tensão σ_y do elemento em estudo no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 é inferior à tensão σ_y deste elemento no 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO, devido à ausência das diagonais do contraventamento central neste andar (1,50 vezes menor). No 2º andar esta diferença reduz substancialmente;

c) a tensão σ_y no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 é muito baixa pois, neste modelo, a transição ocorre no 2º andar. Sendo assim, grande parte das forças atuantes no contraventamento central já foram transferidas para os contraventamentos das extremidades tornando, por isso, muito baixas as tensões σ_y no elemento de laje em estudo. No 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2, a tensão σ_y pouco difere da tensão no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1, ou seja, no andar de transição de cada modelo as tensões σ_y são praticamente iguais;

d) a partir do 5º andar as tensões σ_y do elemento em estudo nos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 são praticamente iguais.

6.6.3 – Tensão $\sigma_{m\acute{a}x}$

Obtêm-se os valores das tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$, devido às forças de vento transversal, no ponto A do elemento de laje destacado em vermelho na FIG.6.76, ao longo dos 20 andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.6.3.

TABELA 6.3 – Tensões $\sigma_{\text{máx}}$, devido às forças de vento transversal, no ponto A da face superior do elemento de laje analisado

Tensão $\sigma_{\text{máx}}$ (N/cm ²)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	100,16	153,65	50,36
2°	101,11	114,21	155,52
3°	111,49	112,40	124,23
4°	108,86	110,16	111,65
5°	104,30	105,16	107,00
6°	99,91	100,63	101,90
7°	94,17	94,78	95,90
8°	89,13	89,65	90,60
9°	83,90	84,33	85,11
10°	77,86	78,22	78,86
11°	71,89	72,18	72,70
12°	63,57	63,77	64,13
13°	57,83	58,00	58,31
14°	51,21	51,36	51,63
15°	44,32	44,45	44,69
16°	37,95	38,06	38,27
17°	30,87	30,97	31,14
18°	22,78	22,86	23,00
19°	9,95	10,00	10,08
20°	1,64	1,66	1,70

Com os dados da TAB.6.3 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.6.81. A FIG.6.82 mostra com maiores detalhes a tensões $\sigma_{\text{máx}}$ no ponto A nos 4 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

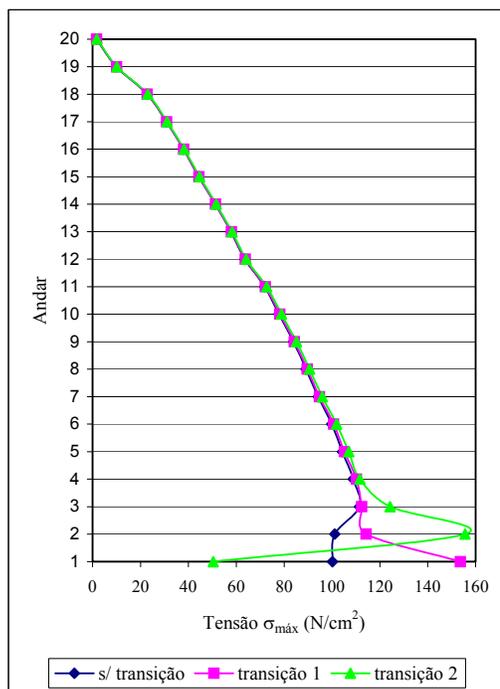


FIGURA 6.81 – Tensão $\sigma_{\text{máx}}$ no ponto A do elemento analisado

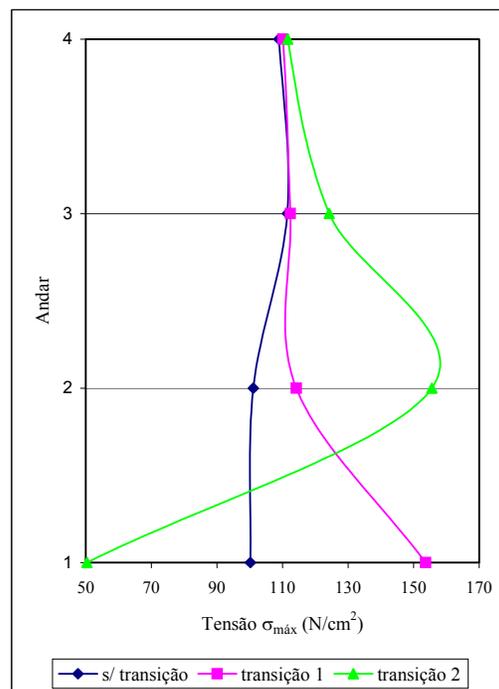


FIGURA 6.82 – Tensão $\sigma_{\text{máx}}$ no ponto A do elemento analisado – 1º ao 4º andares

Analisando os gráficos mostrados nas FIG.6.81 e FIG.6.82 percebe-se que:

a) as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ do elemento em estudo no modelo SEM TRANSIÇÃO são menores no 1º e 2º andares do que no 3º andar. A partir deste andar elas decrescem suavemente até o 20º andar;

b) a tensão $\sigma_{\text{máx}}$ do elemento em estudo no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 é superior à tensão $\sigma_{\text{máx}}$ deste elemento no 1º andar do modelo SEM TRANSIÇÃO (1,53 vezes maior). No 2º andar esta diferença diminui sensivelmente e no 3º andar ela se torna insignificante;

c) a tensão $\sigma_{\text{máx}}$ no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 é baixa pois, neste modelo, a transição ocorre no 2º andar. No 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2, a tensão $\sigma_{\text{máx}}$ pouco difere da tensão no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1, ou seja, no andar de transição de cada modelo as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ são praticamente iguais;

d) a partir do 4º andar as tensões $\sigma_{\text{máx}}$ do elemento em estudo nos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 são praticamente iguais.

6.7 – Tensões em um elemento de laje do modelo SIMPLIFICADO

Obtêm-se os valores das tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{\text{máx}}$, devido às forças de vento transversal, no ponto A do elemento de laje destacado em vermelho na FIG.6.76, do modelo SIMPLIFICADO. Os valores obtidos são mostrados na TAB.6.4. O modelo SIMPLIFICADO, como já dito anteriormente, representa apenas o 1º andar do edifício onde as diagonais do contraventamento central foram suprimidas.

TABELA 6.4 – Tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{\text{máx}}$, devido às forças de vento transversal, no ponto A da face superior do elemento de laje analisado

Tensões (N/cm ²)		
Modelo SIMPLIFICADO		
σ_x	σ_y	$\sigma_{\text{máx}}$
344,16	119,86	385,34

Analisando os dados contidos na TAB. 6.4 percebe-se que:

a) a tensão σ_x apresentada pelo modelo SIMPLIFICADO é bastante superior àquela fornecida pelo modelo TRANSIÇÃO 1 no 1º andar (2,78 vezes maior);

b) a tensão σ_y apresentada pelo modelo SIMPLIFICADO é bastante superior àquela fornecida pelo modelo TRANSIÇÃO 1 no 1º andar (2,14 vezes maior);

c) a tensão $\sigma_{m\acute{a}x}$ apresentada pelo modelo SIMPLIFICADO é bastante superior àquela fornecida pelo modelo TRANSIÇÃO 1 no 1º andar (2,51 vezes maior);

d) conclui-se, portanto, que o modelo SIMPLIFICADO mostra-se ineficiente para o cálculo das tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{m\acute{a}x}$ no ponto A do referido elemento, por apresentar resultados muito conservadores. De modo geral, esta conclusão pode ser estendida para todos os elementos de laje do modelo SIMPLIFICADO.

7

ANÁLISE DOS ELEMENTOS DE BARRA DOS MODELOS SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 E TRANSIÇÃO 2 DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO TRANSVERSAL E LONGITUDINAL

Neste capítulo analisam-se e comparam-se os resultados obtidos para os elementos de barra, através dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 devido às forças de vento transversal e longitudinal.

Analisam-se as seguintes grandezas devido ao vento transversal (referir-se à FIG.3.1):

- a) reações de apoio horizontais na fundação;
- b) reações de apoio verticais na fundação;
- c) deslocamentos laterais;
- d) índices de deslocabilidade lateral;
- e) força axial nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades;
- f) força axial nas diagonais comprimidas do contraventamento central;

- g) força axial nas vigas longitudinais junto ao pilar P3;
- h) força axial no pilar P6;
- i) força axial no pilar P7;
- j) força axial no pilar P8;
- k) momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores de cada andar do pilar P6;
- l) momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores de cada andar do pilar P7;
- m) momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores de cada andar do pilar P8;
- n) força cortante V3 (sistema local) nos pilares P6, P7 e P8;
- o) momento fletor M3 (sistema local) nas vigas transversais dos eixos $X = 6,00$ m e $X = 9,00$ m.

Analisam-se as seguintes grandezas devido ao vento longitudinal:

- a) reações de apoio horizontais na fundação;
- b) reações de apoio verticais na fundação;
- c) reações de apoio M_y na fundação;
- d) deslocamentos laterais;
- e) índices de deslocabilidade lateral;
- f) momento fletor M3 (sistema local) nos nós inferiores em cada andar do pilar P1;

A convenção de sinais para os momentos fletores dos elementos de barra é dada no capítulo 4, de acordo com as FIG.4.3 e FIG.4.4. Forças axiais de tração são positivas e de compressão negativas (FIG.4.2).

7.1 – Análise de resultados devido ao vento transversal

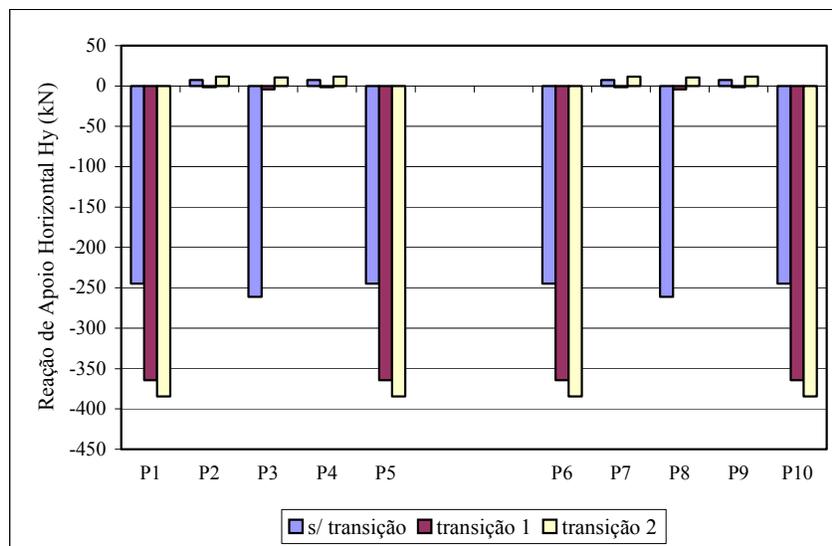
7.1.1 – Reações de apoio horizontais H_y na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio horizontais H_y na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.1.

TABELA 7.1 – Reações de apoio horizontais H_y devido às forças de vento transversal

Reação de Apoio Horizontal H_y (kN)			
Bases	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
P1	-244,76	-364,39	-384,61
P2	7,53	-1,30	11,60
P3	-261,05	-4,14	10,51
P4	7,53	-1,30	11,60
P5	-244,76	-364,39	-384,61
P6	-244,76	-364,39	-384,61
P7	7,53	-1,30	11,60
P8	-261,05	-4,14	10,51
P9	7,53	-1,30	11,60
P10	-244,76	-364,39	-384,61

Com os dados da TAB.7.1 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.1.

FIGURA 7.1 - Reações de apoio horizontais H_y na fundação dos pilares P1 a P10

Analisando a TAB.7.1 e o gráfico mostrado na FIG.7.1 percebe-se que:

a) em cada modelo, as reações de apoio horizontais nos pilares P1, P5, P6 e P10, que

fazem parte dos contraventamentos das extremidades, são iguais entre si, devido à simetria da estrutura e do carregamento de vento. O mesmo acontece com os pilares P3 e P8, os quais fazem parte do contraventamento central;

b) no modelo SEM TRANSIÇÃO, as reações de apoio nos pilares P3 e P8, que pertencem ao contraventamento central, são 6,3% maiores do que as reações de apoio dos pilares pertencentes aos contraventamentos das extremidades;

c) nos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2, por terem as diagonais do contraventamento central suprimidas, respectivamente, no 1º andar e nos 1º e 2º andares as reações de apoio nos pilares P3 e P8 se tornam muito pequenas;

d) as forças do contraventamento central nos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 são transferidas para os contraventamentos das extremidades, por isso, as reações de apoio nos pilares P1, P5, P6 e P10 destes modelos são superiores às do modelo SEM TRANSIÇÃO (respectivamente 32,8% e 36,4% maiores);

e) nos três modelos as reações de apoio horizontais nos pilares P2, P4, P7 e P9, os quais não fazem parte dos contraventamentos, são muito baixas.

Para o cálculo das porcentagens mostradas nos itens b e d utiliza-se a seguinte expressão:

$$\Delta G(\%) = \left| \frac{G - G_o}{G_o} \right| \times 100\% \quad (7.1)$$

onde

$\Delta G(\%)$ representa a variação percentual da grandeza analisada;

G representa o maior valor algébrico da grandeza analisada;

G_o representa o menor valor algébrico da grandeza analisada;

| | representa o valor absoluto.

7.1.2 – Reações de apoio verticais Vz na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio verticais na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.2.

TABELA 7.2 – Reações de apoio verticais Vz devido às forças de vento transversal

Reação de Apoio Vertical Vz (kN)			
Bases	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
P1	-1783,00	-1900,34	-1972,11
P2	-187,91	-187,00	-186,07
P3	-1649,03	-1424,80	-1288,91
P4	-187,91	-187,00	-186,07
P5	-1783,00	-1900,34	-1972,11
P6	1783,00	1900,34	1972,11
P7	187,91	187,00	186,07
P8	1649,03	1424,80	1288,91
P9	187,91	187,00	186,07
P10	1783,00	1900,34	1972,11

Com os dados da TAB.7.2 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.2.

Analisando a TAB.7.2 e o gráfico mostrado na FIG.7.2 percebe-se que:

a) em cada modelo, as reações de apoio verticais Vz nos pilares P1, P5, P6 e P10, que fazem parte dos contraventamentos das extremidades, são iguais entre si (em valor absoluto), devido à simetria da estrutura e do carregamento de vento. O mesmo acontece com os pilares P3 e P8, os quais fazem parte do contraventamento central. Os pilares do eixo $Y = 0,00$ m são tracionados e os do eixo $Y = 9,00$ m comprimidos;

b) no modelo SEM TRANSIÇÃO, as reações de apoio nos pilares dos contraventamentos das extremidades são 8,1% maiores do que as reações de apoio dos pilares pertencentes ao contraventamento central devido à interferência dos pilares dos

eixos $X = 9,00$ m e $X = 21,00$ m (ver item e) que estão mais próximos do contraventamento central do que dos das extremidades;

c) apesar dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 não possuírem as diagonais do contraventamento central, respectivamente, no 1º andar e nos 1º e 2º andares, ao contrário do que acontece com as reações horizontais, as reações de apoio verticais nos pilares P3 e P8 não são significativamente menores do que as reações dos pilares dos contraventamentos das extremidades;

d) apesar das forças horizontais do contraventamento central nos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 serem transferidas para os contraventamentos das extremidades, as reações de apoio verticais nos pilares P1, P5, P6 e P10 destes modelos não são muito superiores às do modelo SEM TRANSIÇÃO (respectivamente 6,6% e 10,6% maiores);

e) nos três modelos, apesar dos pilares P2, P4, P7 e P9 não fazerem parte dos contraventamentos, suas reações de apoio verticais são relevantes. No caso do modelo SEM TRANSIÇÃO, por exemplo, esta reação é igual a 11,4% da reação de apoio vertical dos pilares do contraventamento central. Nos três modelos as reações de apoio dos pilares P2, P4, P7 e P9 são praticamente iguais entre si, mostrando que não são afetadas pela transição no sistema de estabilização lateral.

Para o cálculo das porcentagens mostradas nos itens b e d utiliza-se a expressão (7.1).

Para o cálculo da porcentagem mostrada no item e utiliza-se a seguinte expressão:

$$\Delta G_r(\%) = \frac{G_o}{G} \times 100\% \quad (7.2)$$

onde:

$\Delta G_r(\%)$ representa a relação percentual da grandeza analisada;

G representa o maior valor algébrico da grandeza analisada;

G_o representa o menor valor algébrico da grandeza analisada.

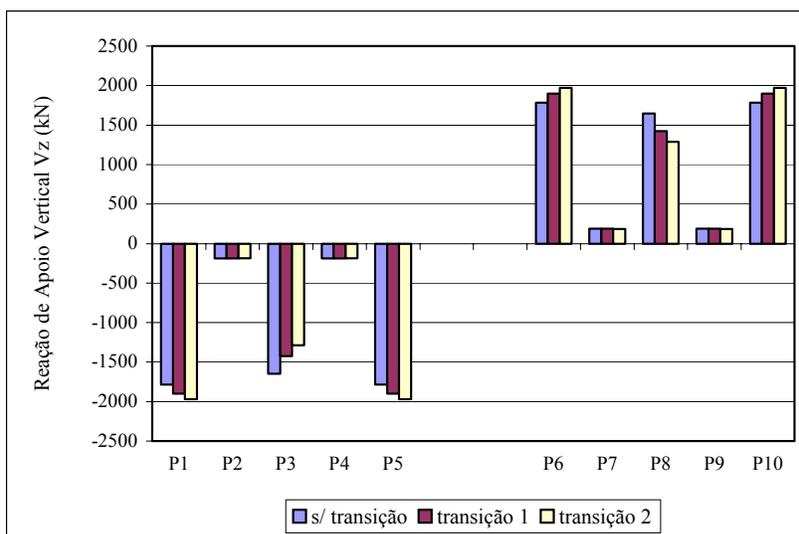


FIGURA 7.2 - Reações de apoio verticais Vz na fundação dos pilares P1 a P10

7.1.3 – Deslocamentos laterais Uy

Obtêm-se os valores dos deslocamentos laterais Uy no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.3. As 4ª e 6ª colunas da TAB.7.3 mostram as variações percentuais, respectivamente, dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 em relação ao modelo SEM TRANSIÇÃO, em cada andar. Para o cálculo destas variações utiliza-se a seguinte expressão :

$$\Delta Uy(\%) = \frac{Uy_{str} - Uy_{tri}}{|Uy_{str}|} \times 100\% \quad (7.3)$$

onde

$\Delta Uy(\%)$ representa a variação percentual do deslocamento lateral;

Uy_{str} representa o deslocamento lateral do modelo SEM TRANSIÇÃO;

Uy_{tri} representa o deslocamento lateral do modelo TRANSIÇÃO 1 ou TRANSIÇÃO 2;

| | representa o valor absoluto.

TABELA 7.3 – Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Deslocamentos Laterais U_y (cm)					
Andar	Modelos e Variações Percentuais				
	s/ transição	transição 1	$\Delta U_{y_{tr1}}$ (%)	transição 2	$\Delta U_{y_{tr2}}$ (%)
Fundação	0,00	0,00	0,0	0,00	0,0
1°	0,18	0,44	143,9	0,38	111,9
2°	0,44	0,65	45,9	0,81	83,1
3°	0,74	0,91	23,4	1,05	42,2
4°	1,08	1,24	14,7	1,36	26,0
5°	1,47	1,62	10,6	1,74	18,3
6°	1,88	2,03	8,2	2,14	14,1
7°	2,31	2,47	6,7	2,58	11,4
8°	2,76	2,91	5,6	3,02	9,6
9°	3,22	3,37	4,8	3,48	8,2
10°	3,69	3,85	4,2	3,96	7,2
11°	4,18	4,33	3,7	4,44	6,4
12°	4,67	4,82	3,3	4,93	5,7
13°	5,19	5,35	3,0	5,46	5,2
14°	5,71	5,87	2,7	5,98	4,7
15°	6,22	6,38	2,5	6,49	4,3
16°	6,72	6,87	2,3	6,98	4,0
17°	7,20	7,35	2,2	7,46	3,7
18°	7,65	7,81	2,1	7,93	3,5
19°	8,09	8,25	1,9	8,36	3,3
20°	8,49	8,65	1,9	8,76	3,2

Com os dados da TAB.7.3 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.3. A FIG.7.4 mostra com maiores detalhes os deslocamentos laterais U_y nos 5 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

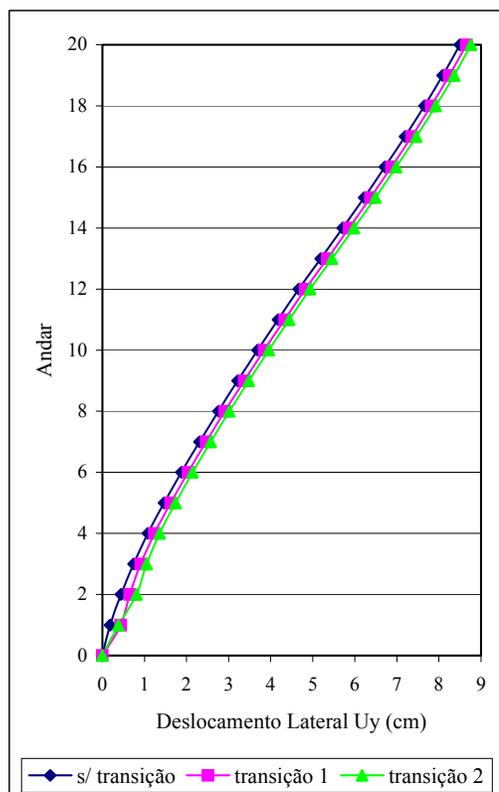


FIGURA 7.3 – Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m)

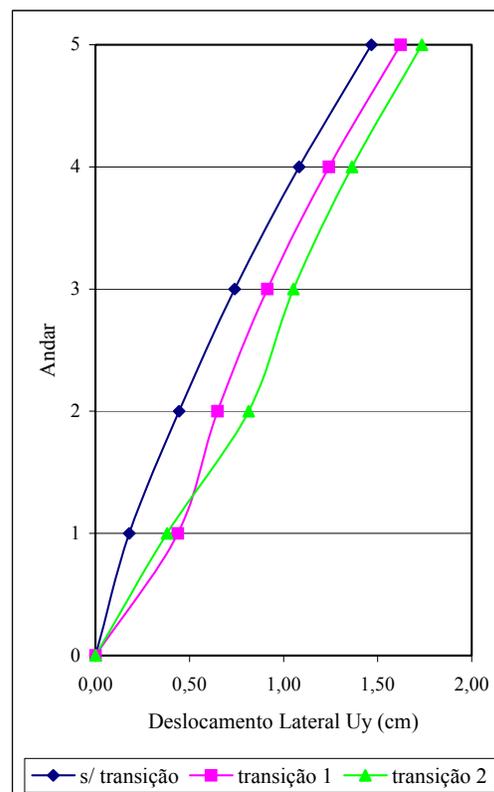


FIGURA 7.4 – Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) - 1º ao 5º andares

Analisando a TAB.7.3 os gráficos mostrados nas FIG.7.3 e FIG.7.4 percebe-se que:

- a) a variação percentual do deslocamento lateral no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 em relação ao modelo SEM TRANSIÇÃO é igual a 143,9%. Esta diferença diminui rapidamente até o 4º andar para, então, decrescer suavemente até o 20º andar;
- b) no modelo TRANSIÇÃO 2, apesar da transição no sistema de estabilização lateral ocorrer no 2º andar, a maior variação percentual do deslocamento lateral ocorre no 1º andar. Esta diferença diminui rapidamente até o 5º andar para, então, decrescer suavemente até o 20º andar;

c) ao longo de toda a altura do edifício, exceto no 1º andar, o modelo TRANSIÇÃO 2 apresenta o maior deslocamento lateral seguido pelo modelo TRANSIÇÃO 1. A partir do 3º andar as curvas de deslocamento lateral dos três modelos são aproximadamente lineares e se mantêm praticamente paralelas.

Obtêm-se, a seguir, os valores dos deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º, 2º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 1. Os dados obtidos são mostrados na TAB. 7.4.

TABELA 7.4 – Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m devido às forças de vento transversal nos 1º, 2º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 1

Deslocamentos Laterais U_y (cm)			
Modelo TRANSIÇÃO 1			
Eixo X	1º andar	2º andar	20º andar
0,00	0,25	0,56	8,67
3,00	0,32	0,60	8,66
6,00	0,36	0,62	8,66
9,00	0,39	0,64	8,66
12,00	0,42	0,65	8,65
15,00	0,44	0,65	8,65
18,00	0,42	0,65	8,65
21,00	0,39	0,64	8,66
24,00	0,36	0,62	8,66
27,00	0,32	0,60	8,66
30,00	0,25	0,56	8,67

Com os dados da TAB.7.4 faz-se o gráfico mostrado na FIG.7.5. A FIG.7.6 mostra com maiores detalhes os deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º e 2º andares do modelo TRANSIÇÃO 1.

Analisando a TAB. 7.4 e os gráficos mostrados nas FIG.7.5 e FIG.7.6 percebe-se que:

a) os deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 formam uma linha curva. Esta curva apresenta um bico no ponto $X =$

15,00 m, devido à ausência das diagonais do contraventamento central no 1º andar do modelo. É interessante lembrar que se as lajes fossem modeladas como diafragma rígido todos os pontos do eixo $Y = 4,50$ m teriam o mesmo deslocamento, uma vez que tanto a estrutura quanto o carregamento de vento são simétricos;

b) os deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 formam uma linha com curvatura menos acentuada do que a do 1º andar deste modelo. Ao contrário do que ocorre no 1º andar, esta curva apresenta uma leve depressão no ponto $X = 15,00$ m, devido à presença no 2º andar das diagonais do contraventamento central;

c) os deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m no 20º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 formam uma linha praticamente reta se aproximando bastante dos deslocamentos de uma laje modelada como diafragma rígido.

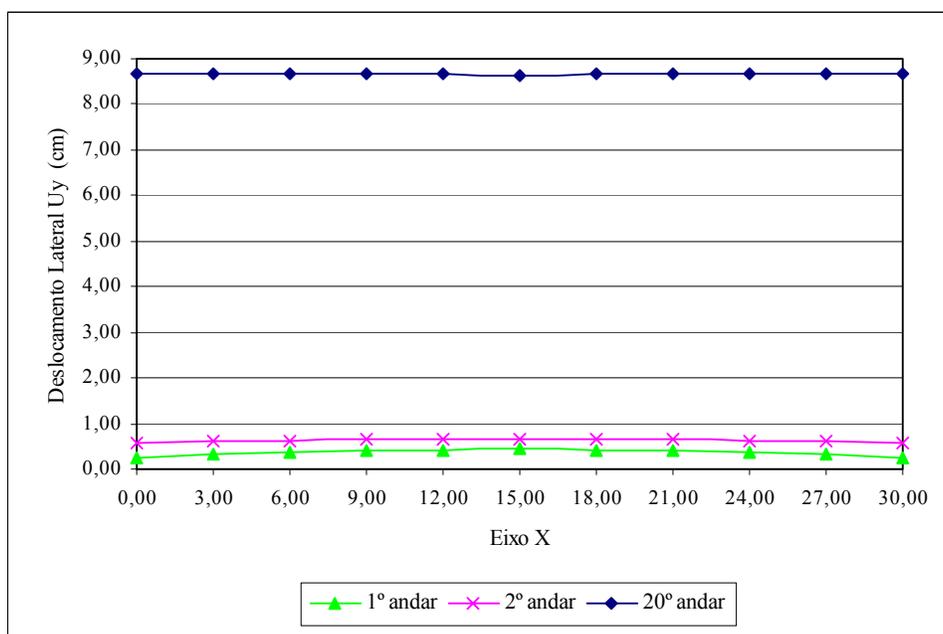


FIGURA 7.5 - Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º, 2º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 1

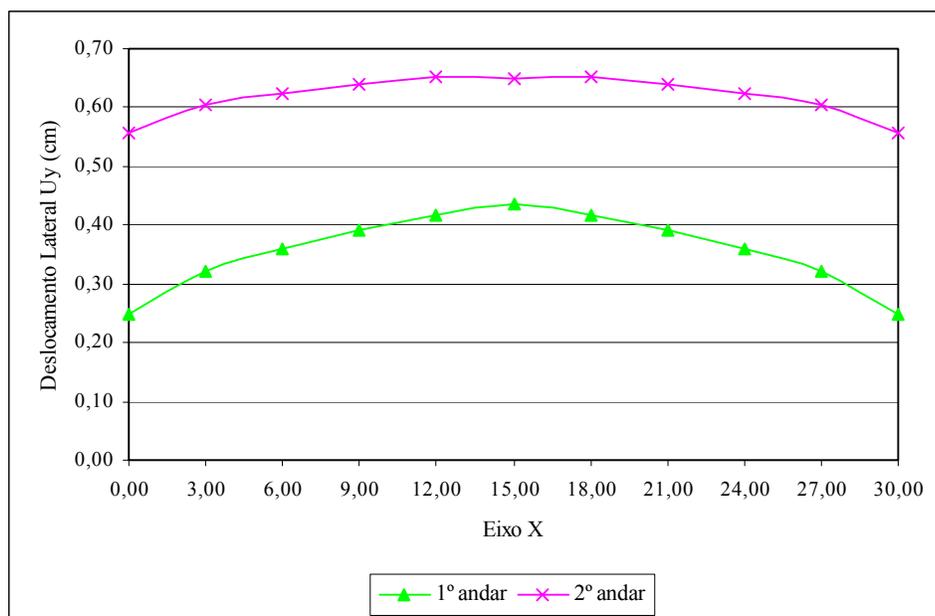


FIGURA 7.6 - Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º e 2º andares do modelo TRANSIÇÃO 1

Obtêm-se, agora, os valores dos deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º, 2º, 3º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 2. Os dados obtidos são mostrados na TAB. 7.5.

Com os dados da TAB.7.5 faz-se o gráfico mostrado na FIG.7.7. A FIG.7.8 mostra com maiores detalhes os deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º, 2º e 3º andares do modelo TRANSIÇÃO 2.

Analisando a TAB.7.5 e os gráficos mostrados nas FIG.7.7 e FIG.7.8 percebe-se que:

a) os deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 formam uma curva suave sem a presença de bico ou depressão no ponto $X = 15,00$ m, pois o 1º andar não é andar de transição e não possui diagonais no contraventamento central;

b) da mesma forma como ocorre no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1, os deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 formam uma linha curva com um bico no ponto $X = 15,00$ m, devido à ausência das diagonais do contraventamento central no 2º andar do modelo. Esta linha apresenta curvatura mais acentuada do que a do 1º andar;

c) os deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m no 3º andar do modelo TRANSIÇÃO 2, da mesma forma como acontece no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1, formam uma linha com curvatura menos acentuada do que a do 2º andar deste modelo. Ao contrário do que ocorre no 2º andar, esta curva apresenta uma leve depressão no ponto $X = 15,00$ m, devido à presença no 3º andar das diagonais do contraventamento central;

c) os deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m no 20º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 formam uma linha praticamente reta se aproximando bastante dos deslocamentos de uma laje modelada como diafragma rígido.

TABELA 7.5 – Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m devido às forças de vento transversal nos 1º, 2º, 3º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 2

Deslocamentos Laterais U_y (cm)				
Modelo TRANSIÇÃO 2				
Eixo X	1º andar	2º andar	3º andar	20º andar
0,00	0,26	0,62	0,96	8,67
3,00	0,32	0,69	1,01	8,66
6,00	0,34	0,73	1,03	8,66
9,00	0,36	0,77	1,05	8,66
12,00	0,37	0,79	1,06	8,65
15,00	0,38	0,81	1,05	8,65
18,00	0,37	0,79	1,06	8,65
21,00	0,36	0,77	1,05	8,66
24,00	0,34	0,73	1,03	8,66
27,00	0,32	0,69	1,01	8,66
30,00	0,26	0,62	0,96	8,67

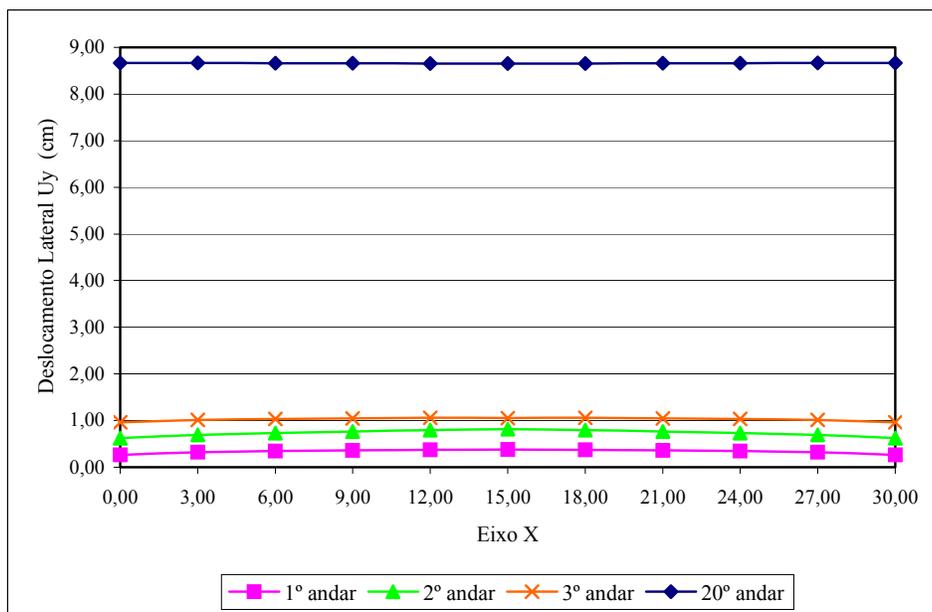


FIGURA 7.7 - Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º, 2º, 3º e 20º andares do modelo TRANSIÇÃO 2

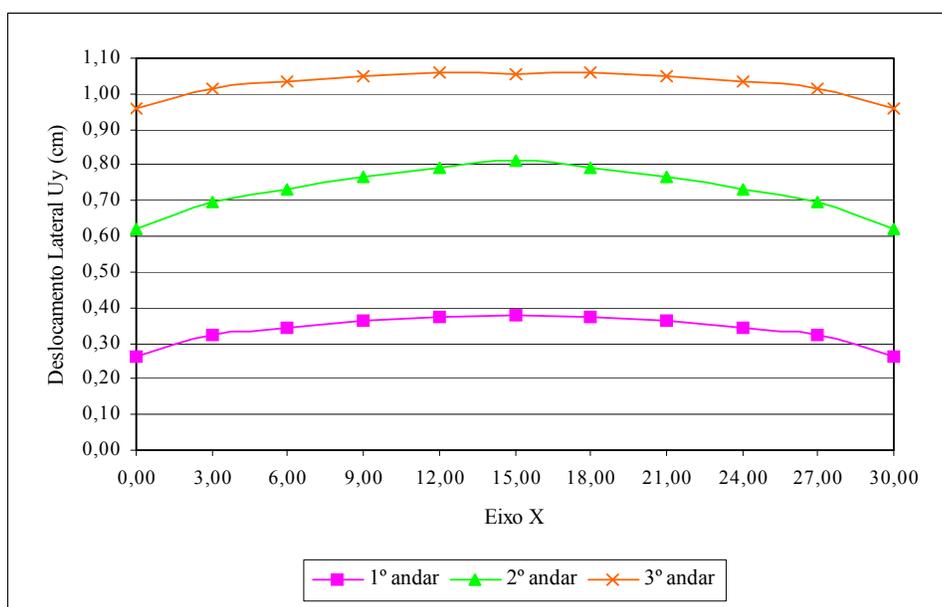


FIGURA 7.8 - Deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º, 2º e 3º andares do modelo TRANSIÇÃO 2

7.1.4 – Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel}

Obtêm-se os valores dos deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.6, respectivamente, nas 2ª, 6ª e 10ª colunas.

A partir dos valores dos deslocamentos laterais U_y , usando-se a expressão (7.4) obtêm-se os deslocamentos relativos $U_{y_{rel}}$ ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são registrados na TAB.7.6, respectivamente, nas 3ª, 7ª e 11ª colunas. A seguir, usando-se a expressão (7.5) obtêm-se os índices de deslocabilidade lateral idl , os quais são registrados na TAB.7.6, respectivamente, nas 4ª, 8ª e 12ª colunas. As 5ª, 9ª e 13ª colunas da mesma tabela mostram os índices de deslocabilidade lateral relativos idl_{rel} , os quais são calculados usando-se a expressão (7.6).

Têm-se:

$$U_{y_{rel}} = U_{y_{i+1}} - U_{y_i} \quad (7.4)$$

$$idl = \frac{1}{h_i / U_{y_i}} \quad (7.5)$$

$$idl_{rel} = U_{y_{rel}} / pd \quad (7.6)$$

onde

U_{y_i} representa o deslocamento lateral na direção y em cada andar;

$U_{y_{rel}}$ representa o deslocamento lateral relativo na direção y ;

idl representa o índice de deslocabilidade lateral;

idl_{rel} representa o índice de deslocabilidade lateral relativo;

h_i representa a distância de cada andar até à fundação;

pd representa o pé-direito de cada andar = 300 cm.

TABELA 7.6 – Índice de deslocamentos lateral idl e índice de deslocamento lateral idl_{rel} no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Índices de Deslocabilidade Lateral												
Andar	sem transição				transição 1				transição 2			
	U_y (cm)	$U_{y,rel}$ (cm)	idl	idl_{rel}	U_y (cm)	$U_{y,rel}$ (cm)	idl	idl_{rel}	U_y (cm)	$U_{y,rel}$ (cm)	idl	idl_{rel}
Fundação	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	-	-
1°	0,18	0,18	1/1672	1/1672	0,44	0,44	1/686	1/686	0,38	0,38	1/789	1/789
2°	0,44	0,27	1/1350	1/1132	0,65	0,21	1/925	1/1420	0,81	0,43	1/737	1/691
3°	0,74	0,30	1/1216	1/1014	0,91	0,26	1/985	1/1133	1,05	0,24	1/855	1/1257
4°	1,08	0,34	1/1109	1/878	1,24	0,33	1/967	1/915	1,36	0,31	1/880	1/966
5°	1,47	0,39	1/1022	1/779	1,62	0,38	1/925	1/788	1,74	0,37	1/864	1/806
6°	1,88	0,41	1/958	1/729	2,03	0,41	1/885	1/730	2,14	0,41	1/840	1/734
7°	2,31	0,43	1/909	1/694	2,47	0,43	1/852	1/694	2,58	0,43	1/815	1/695
8°	2,76	0,45	1/870	1/672	2,91	0,45	1/824	1/671	3,02	0,45	1/794	1/671
9°	3,22	0,46	1/839	1/655	3,37	0,46	1/801	1/654	3,48	0,46	1/776	1/654
10°	3,69	0,47	1/813	1/632	3,85	0,48	1/780	1/631	3,96	0,48	1/758	1/631
11°	4,18	0,49	1/790	1/619	4,33	0,49	1/762	1/618	4,44	0,49	1/743	1/618
12°	4,67	0,49	1/771	1/611	4,82	0,49	1/746	1/610	4,93	0,49	1/730	1/610
13°	5,19	0,52	1/751	1/573	5,35	0,52	1/729	1/572	5,46	0,52	1/714	1/572
14°	5,71	0,52	1/735	1/577	5,87	0,52	1/716	1/577	5,98	0,52	1/702	1/576
15°	6,22	0,51	1/723	1/589	6,38	0,51	1/706	1/589	6,49	0,51	1/693	1/588
16°	6,72	0,50	1/715	1/606	6,87	0,50	1/698	1/606	6,98	0,50	1/687	1/605
17°	7,20	0,48	1/709	1/626	7,35	0,48	1/694	1/625	7,46	0,48	1/683	1/625
18°	7,65	0,46	1/705	1/652	7,81	0,46	1/691	1/652	7,93	0,46	1/681	1/652
19°	8,09	0,44	1/704	1/688	8,25	0,44	1/691	1/688	8,36	0,44	1/682	1/687
20°	8,49	0,40	1/706	1/746	8,65	0,40	1/694	1/746	8,76	0,40	1/685	1/745

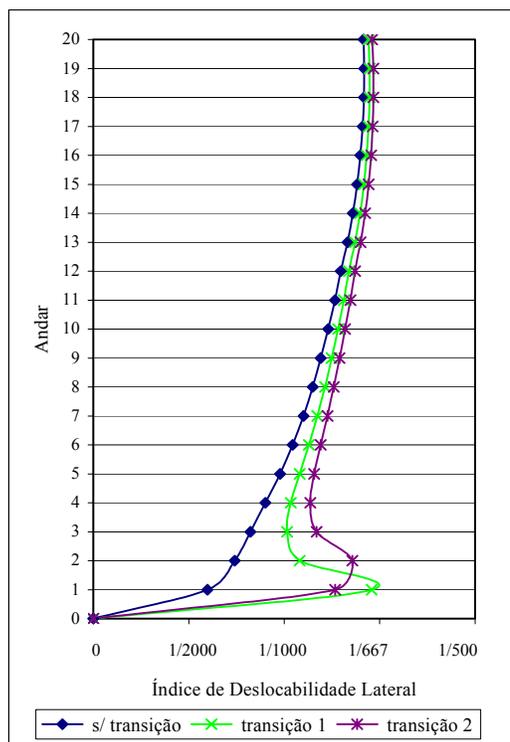


FIGURA 7.9 – Índice de deslocabilidade lateral - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m)

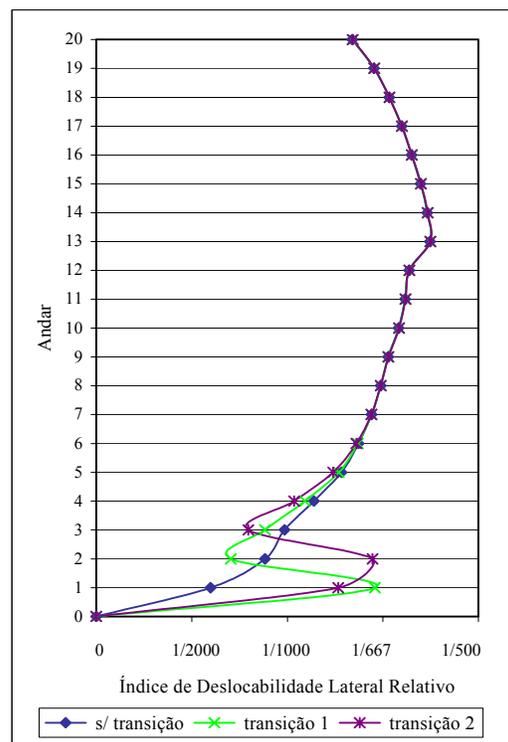


FIGURA 7.10 – Índice de deslocabilidade lateral relativo - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m)

Com os dados da TAB.7.6 fazem-se os gráficos mostrados nas FIG.7.9 e FIG.7.10.

Analisando a TAB.7.6 e os gráficos mostrados nas FIG.7.9 e FIG.7.10 percebe-se que:

a) o índice de deslocabilidade lateral idl no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 é maior do que o idl no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2, pois, no modelo TRANSIÇÃO 1 a transição ocorre em um nível mais próximo ao da fundação;

b) a partir, respectivamente, dos 1º e 2º andares os índices de deslocabilidade lateral dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 se aproximam rapidamente dos do modelo SEM TRANSIÇÃO. A partir do 6º andar as curvas dos três modelos se mantêm praticamente paralelas sendo que o modelo SEM TRANSIÇÃO apresenta, em todos os

andares, o menor idl e o modelo TRANSIÇÃO 2 o maior idl ;

c) o índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel} no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 é muito próximo do idl_{rel} no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2, pois, ambos os modelos possuem as mesmas alturas entre andares e as forças de vento transferidas do contraventamento central para as das extremidades nos dois modelos não diferem muito entre si;

d) até o 6º andar, os idl_{rel} nos andares acima do andar de transição dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 são inferiores aos idl_{rel} do modelo SEM TRANSIÇÃO. A partir do 6º andar as curvas dos três modelos se tornam praticamente coincidentes.

7.1.5 – Força axial nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades

Obtêm-se os valores das forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.7.

Com os dados da TAB.7.7 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.11. A FIG.7.12 mostra com maiores detalhes as forças axiais nas diagonais comprimidas nos 5 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

TABELA 7.7 – Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Força Axial nas Diagonais Comprimidas (kN)			
Contraventamento das Extremidades			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	-298,95	-441,46	-467,82
2°	-287,29	-338,70	-411,59
3°	-276,48	-293,22	-322,99
4°	-269,14	-274,44	-282,62
5°	-253,81	-254,58	-256,18
6°	-241,07	-240,65	-239,94
7°	-225,76	-225,07	-223,82
8°	-209,18	-208,49	-207,21
9°	-192,88	-192,25	-191,08
10°	-175,68	-175,13	-174,12
11°	-158,60	-158,14	-157,29
12°	-142,65	-142,26	-141,55
13°	-123,95	-123,65	-123,12
14°	-107,54	-107,30	-106,86
15°	-89,06	-88,85	-88,48
16°	-70,94	-70,76	-70,44
17°	-52,52	-52,36	-52,07
18°	-33,69	-33,55	-33,31
19°	-15,31	-15,19	-14,98
20°	-0,29	-0,20	-0,04

Analisando a TAB.7.7 e os gráficos mostrados nas FIG.7.11 e FIG.7.12 percebe-se que:

a) as forças axiais nas diagonais no 1° andar dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 são respectivamente 47,7% e 56,5% (expressão (7.1)) superiores às forças axiais nas diagonais do modelo SEM TRANSIÇÃO, pois, nos dois primeiros modelos houve uma transferência de forças de vento transversal do contraventamento central para os das extremidades;

b) as forças axiais nas diagonais no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 2 são sensivelmente superiores às do modelo TRANSIÇÃO 1, pois, neste andar as diagonais do contraventamento central do modelo TRANSIÇÃO 1 se encontram presentes;

c) a partir do 3º andar as forças axiais nas diagonais dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 se aproximam rapidamente das do modelo SEM TRANSIÇÃO e do 5º andar em diante as curvas de forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades dos três modelos se tornam praticamente coincidentes;

d) ocorre um rápido amortecimento dos efeitos da transição no sistema de estabilização lateral, independentemente desta transição ocorrer no 1º ou no 2º andar.

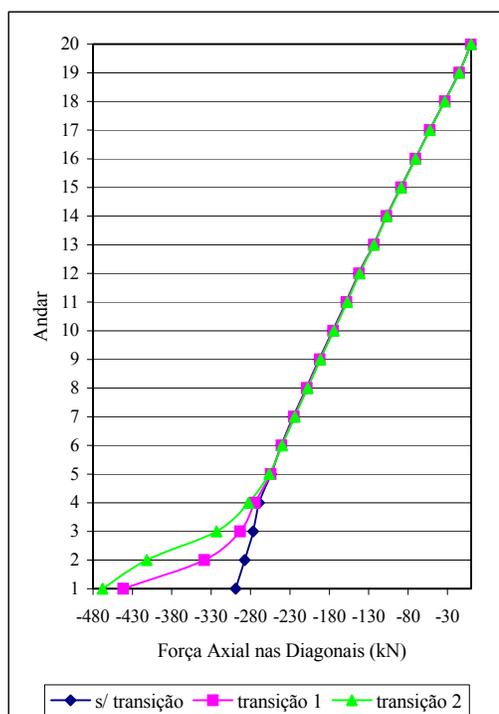


FIGURA 7.11 – Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades

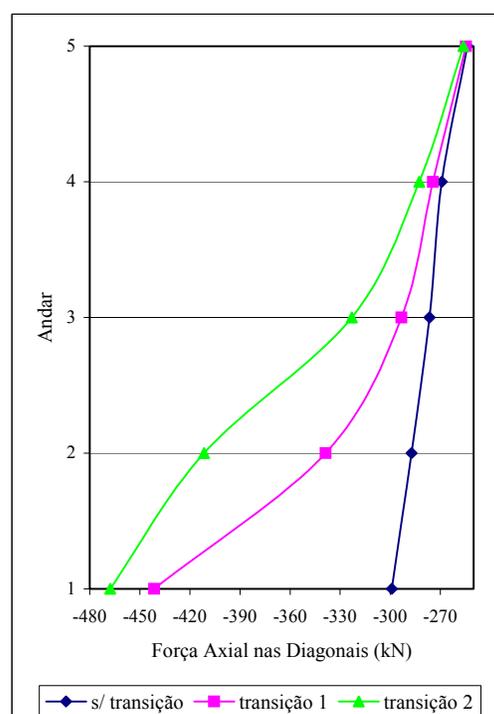


FIGURA 7.12 – Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades - 1º ao 5º andares

7.1.6 – Força axial nas diagonais comprimidas do contraventamento central

Obtêm-se os valores das forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.8.

TABELA 7.8 – Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Força Axial nas Diagonais Comprimidas (kN)			
Contraventamento Central			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	-318,05	-	-
2°	-284,57	-238,19	-
3°	-276,56	-235,67	-231,87
4°	-264,30	-253,20	-230,30
5°	-250,69	-248,68	-245,52
6°	-242,75	-243,55	-244,66
7°	-231,76	-233,13	-235,62
8°	-218,79	-220,20	-222,74
9°	-207,82	-209,11	-211,45
10°	-194,43	-195,55	-197,56
11°	-180,51	-181,46	-183,17
12°	-167,77	-168,56	-170,00
13°	-148,61	-149,21	-150,28
14°	-134,92	-135,42	-136,31
15°	-118,22	-118,64	-119,39
16°	-101,98	-102,34	-103,00
17°	-86,85	-87,17	-87,74
18°	-69,54	-69,82	-70,31
19°	-51,20	-51,44	-51,86
20°	-25,60	-25,78	-26,10

Com os dados da TAB.7.8 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.13. A FIG.7.14 mostra com maiores detalhes as forças axiais nas diagonais comprimidas nos 6 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

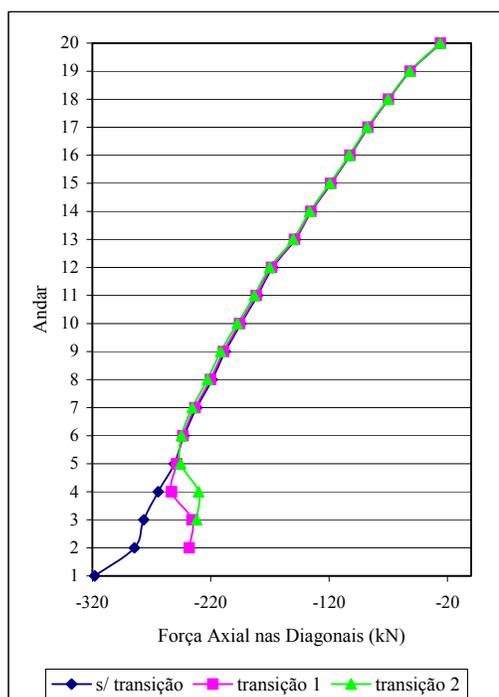


FIGURA 7.13 – Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central

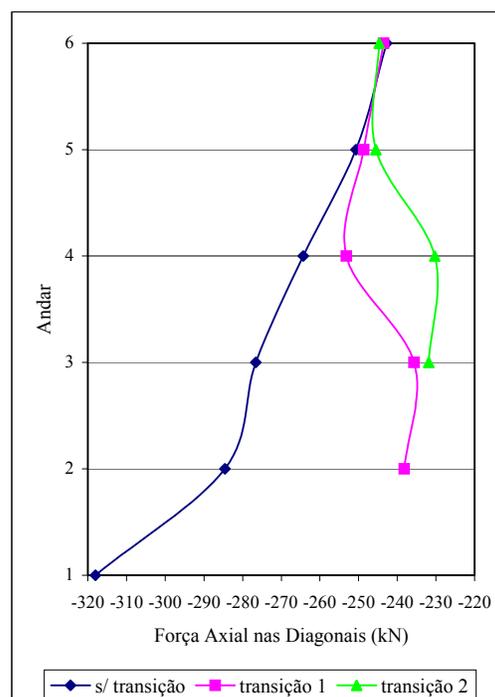


FIGURA 7.14 – Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central - 1º ao 6º andares

Analisando a TAB.7.8 e os gráficos mostrados nas FIG.7.13 e FIG.7.14 percebe-se que:

- a) a força axial na diagonal do contraventamento central do 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 é sensivelmente inferior à do modelo SEM TRANSIÇÃO, pois, constata-se que a transferência de forças de vento do contraventamento central para as extremidades, devido à ausência das diagonais do 1º andar, inicia-se no 5º andar;
- b) as forças axiais nas diagonais no 3º andar dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 pouco diferem entre si e são também bastante inferiores às forças axiais nas diagonais do modelo SEM TRANSIÇÃO;
- c) a partir do 4º andar as forças axiais nas diagonais dos modelos TRANSIÇÃO 1 e

TRANSIÇÃO 2 se aproximam rapidamente das do modelo SEM TRANSIÇÃO e do 6º andar em diante as curvas de forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central dos três modelos se tornam praticamente coincidentes;

d) ocorre um rápido amortecimento dos efeitos da transição no sistema de estabilização lateral, independentemente desta transição ocorrer no 1º ou no 2º andar.

7.1.7 – Força axial nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m

Obtêm-se os valores das forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.9.

É interessante observar as forças de tração e de compressão que aparecem nas vigas longitudinais (direção X) dos modelos analisados. Estas forças são, normalmente, consideradas nulas quando a laje é modelada através de um diafragma rígido. No presente estudo, constatou-se que a ordem de grandeza destes esforços é relevante, em especial no andar de transição dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

TABELA 7.9 – Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Força Axial nas Vigas Longitudinais junto ao Pilar P3 (kN)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	-0,24	-119,06	-64,20
2°	-4,55	-65,38	-130,74
3°	-3,89	-26,12	-61,67
4°	-7,04	-13,48	-26,67
5°	-9,03	-10,74	-14,08
6°	-9,61	-9,98	-10,70
7°	-9,99	-9,99	-9,98
8°	-9,31	-9,20	-9,00
9°	-8,82	-8,69	-8,44
10°	-9,31	-9,18	-8,93
11°	-9,11	-8,97	-8,73
12°	-7,57	-7,42	-7,17
13°	-8,49	-8,41	-8,25
14°	-9,14	-9,08	-8,97
15°	-9,47	-9,43	-9,35
16°	-8,95	-8,92	-8,86
17°	-9,79	-9,75	-9,69
18°	-8,71	-8,68	-8,62
19°	-5,48	-5,43	-5,35
20°	8,01	8,71	8,84

Com os dados da TAB.7.9 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.15. A FIG.7.16 mostra com maiores detalhes as forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 nos 6 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

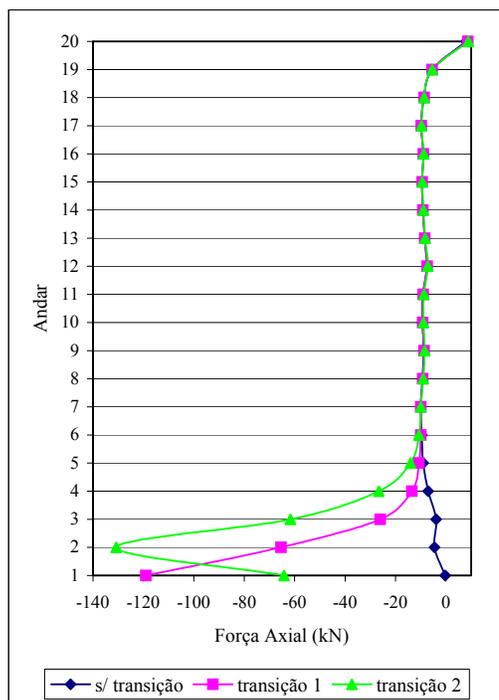


FIGURA 7.15 – Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m

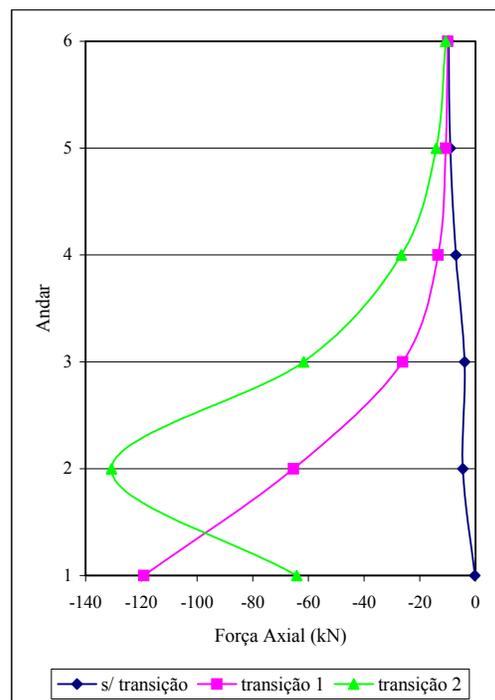


FIGURA 7.16 – Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m - 1º ao 6º andares

Analisando a TAB.7.9 e os gráficos mostrados nas FIG.7.15 e FIG.7.16 percebe-se que:

- as forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 do modelo SEM TRANSIÇÃO pouco variam ao longo dos andares e de uma maneira geral não são importantes para o dimensionamento das vigas;
- as forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2, nos andares de transição, são bastante relevantes, em especial por tratar-se de vigas de aço isoladas comprimidas com comprimento destravado igual a 2,00 m; atenção especial deve também ser dada a estas vigas nos demais pisos abaixo do 5º andar;
- a partir do 3º andar as forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 dos

modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 se aproximam rapidamente das do modelo SEM TRANSIÇÃO e do 6º andar em diante as curvas de forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 dos três modelos se tornam praticamente coincidentes;

d) no 20º andar dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 ocorre uma inversão no sinal da força axial na viga longitudinal junto ao pilar P3; neste andar não existem aberturas na laje para poço de elevadores e caixa de escadas, portanto, a presença dos elementos de laje altera sensivelmente a força axial na viga longitudinal junto ao pilar P3;

e) ocorre um rápido amortecimento dos efeitos da transição no sistema de estabilização lateral, independentemente desta transição ocorrer no 1º ou no 2º andar.

7.1.8 – Força axial no pilar P6

Obtêm-se os valores das forças axiais no pilar P6 ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.10. O pilar P6 é o pilar comprimido pertencente ao contraventamento da extremidade situado no eixo $X = 0,00$ m.

Com os dados da TAB.7.10 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.17. A FIG.7.18 mostra com maiores detalhes as forças axiais no pilar P6 nos 3 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

Analisando a TAB.7.10 e os gráficos mostrados nas FIG.7.17 e FIG.7.18 percebe-se que:

a) não existem diferenças significativas entre as forças axiais no pilar P6 dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2, pois, nos dois últimos modelos a transferência de forças do contraventamento central para os das extremidades ocorre em um nível próximo ao da fundação;

b) nos dois primeiros andares as forças axiais no pilar P6 do modelo TRANSIÇÃO 2 são superiores às do modelo TRANSIÇÃO 1, pois no primeiro modelo a transição no sistema de estabilização lateral ocorre em um nível mais distante da fundação;

c) mesmo havendo uma transferência das forças horizontais de vento transversal do contraventamento central para os das extremidades, os esforços verticais devido ao vento transversal permanecem nos pilares;

d) a partir do 3º andar as curvas de forças axiais no pilar P6 dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 se tornam praticamente coincidentes, mostrando um rápido amortecimento dos efeitos da transição no sistema de estabilização lateral, independentemente desta transição ocorrer no 1º ou no 2º andar.

TABELA 7.10 – Forças axiais no pilar P6 devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Força Axial no Pilar P6 (kN)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1º	-1617,16	-1655,43	-1712,58
2º	-1457,69	-1467,38	-1484,05
3º	-1304,27	-1304,67	-1304,79
4º	-1154,98	-1152,45	-1148,03
5º	-1014,23	-1011,28	-1005,98
6º	-880,61	-877,89	-872,98
7º	-755,53	-753,19	-748,98
8º	-639,69	-637,75	-634,24
9º	-532,94	-531,35	-528,49
10º	-435,79	-434,50	-432,20
11º	-348,15	-347,12	-345,30
12º	-269,40	-268,59	-267,16
13º	-201,04	-200,39	-199,26
14º	-141,79	-141,28	-140,39
15º	-92,83	-92,44	-91,76
16º	-53,93	-53,65	-53,15
17º	-25,27	-25,08	-24,73
18º	-7,08	-6,96	-6,76
19º	0,90	0,95	1,04
20º	0,54	0,54	0,54

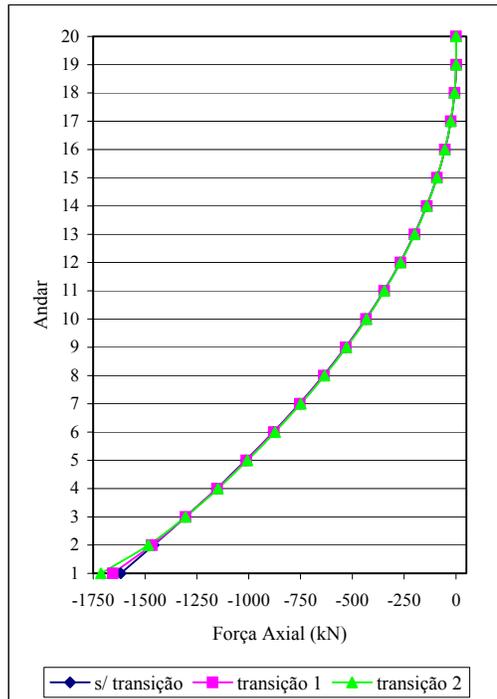


FIGURA 7.17 – Forças axiais no pilar P6

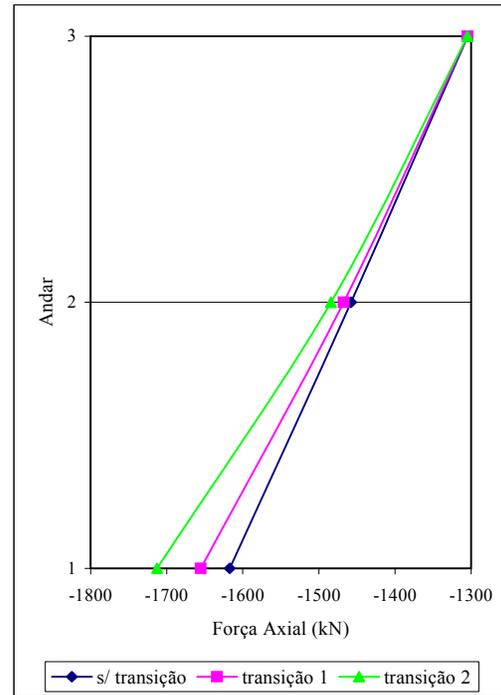


FIGURA 7.18 – Forças axiais no pilar P6 - 1º ao 3º andares

7.1.9 – Força axial no pilar P7

Obtêm-se os valores das forças axiais no pilar P7 ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.11. O pilar P7 não pertence ao sistema de estabilização lateral transversal e situa-se no alinhamento $Y = 9,00$ m.

TABELA 7.11 – Forças axiais no pilar P7 devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Força Axial no Pilar P7 (kN)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	-187,91	-187,00	-186,07
2°	-185,67	-184,28	-183,15
3°	-181,71	-180,93	-179,39
4°	-176,24	-175,80	-174,73
5°	-169,46	-169,18	-168,43
6°	-161,13	-160,94	-160,38
7°	-151,48	-151,35	-150,93
8°	-140,72	-140,63	-140,32
9°	-129,06	-129,02	-128,79
10°	-119,00	-118,97	-118,80
11°	-108,20	-108,19	-108,06
12°	-96,84	-96,85	-96,75
13°	-85,09	-85,10	-85,04
14°	-74,31	-74,32	-74,27
15°	-63,36	-63,38	-63,35
16°	-52,36	-52,38	-52,35
17°	-41,43	-41,44	-41,43
18°	-30,70	-30,71	-30,70
19°	-20,14	-20,15	-20,14
20°	-9,76	-9,77	-9,76

Com os dados da TAB.7.11 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.19.

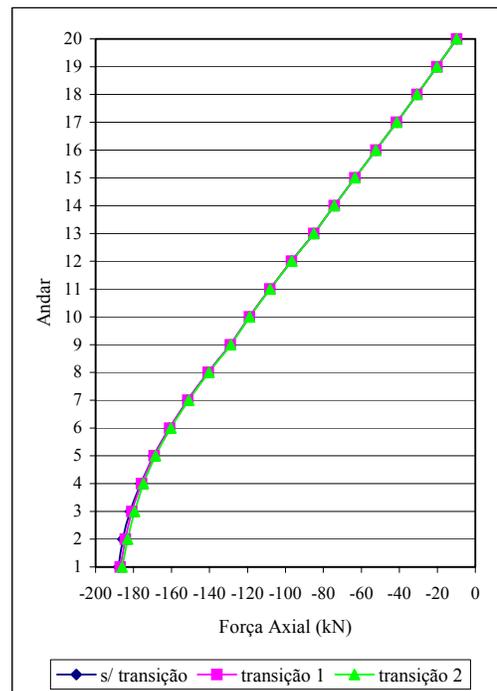


FIGURA 7.19 – Forças axiais no pilar P7

Analisando o gráfico mostrado na FIG.7.19 percebe-se que:

a) apesar do pilar P7 não fazer parte do sistema de estabilização lateral, ocorrem neste pilar forças axiais de compressão devidas ao vento transversal, que podem ser relevantes para o seu dimensionamento;

b) as curvas de forças axiais no pilar P7 dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 são praticamente coincidentes ao longo dos 20 andares dos modelos, mostrando que as forças verticais devidas ao vento transversal neste pilar não são afetadas pela transição no sistema de estabilização lateral.

7.1.10 – Força axial no pilar P8

Obtêm-se os valores das forças axiais no pilar P8 ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.12. O pilar P8 é o pilar comprimido pertencente ao contraventamento central.

TABELA 7.12 – Forças axiais no pilar P8 devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Força Axial no Pilar P8 (kN)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	-1472,58	-1424,80	-1288,91
2°	-1318,34	-1296,98	-1293,37
3°	-1171,69	-1171,90	-1170,91
4°	-1034,63	-1040,34	-1051,18
5°	-907,56	-914,06	-926,01
6°	-787,74	-793,62	-804,58
7°	-676,51	-681,51	-690,82
8°	-574,58	-578,71	-586,40
9°	-480,44	-483,77	-489,98
10°	-390,45	-393,12	-398,10
11°	-309,54	-311,65	-315,59
12°	-236,77	-238,40	-241,48
13°	-175,31	-176,60	-179,02
14°	-119,44	-120,44	-122,33
15°	-73,18	-73,94	-75,37
16°	-36,08	-36,63	-37,69
17°	-7,30	-7,67	-8,38
18°	12,19	11,97	11,54
19°	21,78	21,69	21,49
20°	17,43	17,43	17,42

Com os dados da TAB.7.12 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.20. A FIG.7.21 mostra com maiores detalhes as forças axiais no pilar P8 nos 3 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

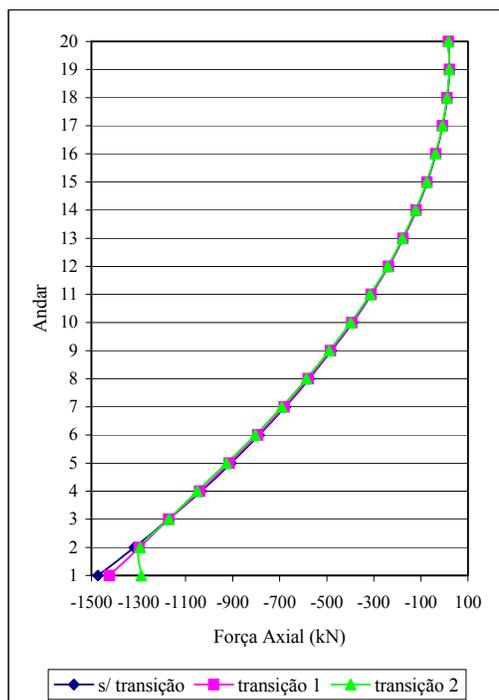


FIGURA 7.20 – Forças axiais no pilar P8

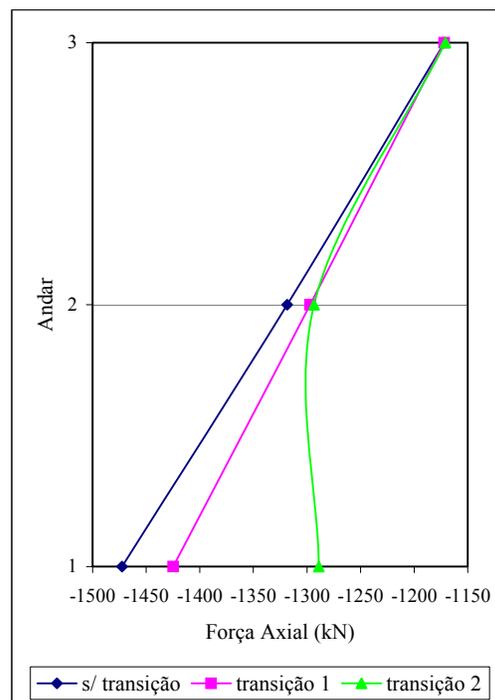


FIGURA 7.21 – Forças axiais no pilar P8 - 1º ao 3º andares

Analisando a TAB.7.12 e os gráficos mostrados nas FIG.7.20 e FIG.7.21 percebe-se que:

a) não existem diferenças significativas entre as forças axiais no pilar P8 dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2, pois, nos dois últimos modelos a transferência de forças do contraventamento central para os das extremidades ocorre em um nível próximo ao da fundação;

b) nos dois primeiros andares as forças axiais no pilar P8 do modelo TRANSIÇÃO 2 são inferiores às do modelo TRANSIÇÃO 1, pois no primeiro modelo a transição no sistema de estabilização lateral ocorre em um nível mais distante da fundação; como não há transferência de forças do contraventamento central para os das extremidades no modelo SEM TRANSIÇÃO, a força axial no pilar P8 neste modelo é superior à dos

outros dois modelos;

c) mesmo havendo uma transferência das forças horizontais de vento transversal do contraventamento central para os das extremidades, os esforços verticais devido ao vento transversal permanecem nos pilares;

d) a partir do 3º andar as curvas de forças axiais no pilar P8 dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 se tornam praticamente coincidentes, mostrando um rápido amortecimento dos efeitos da transição no sistema de estabilização lateral, independentemente desta transição ocorrer no 1º ou no 2º andar.

7.1.11 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P6 em cada andar

Obtêm-se os valores dos momentos fletores M2 no sistema local (FIG.4.4) em torno do eixo de menor inércia do pilar P6, no nó superior do elemento de barra de cada andar, ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.13. O momento fletor M2 no sistema local no nó superior de cada elemento de barra do pilar P6 tem a mesma direção do momento fletor Mx no sistema global, porém, sinal contrário. O pilar P6 faz parte do contraventamento de extremidade.

TABELA 7.13 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P6 em cada andar devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Momento Fletor M2 no Pilar P6 (kN.m)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	3,08	-3,98	0,18
2°	3,75	2,90	-1,40
3°	1,29	0,58	-0,12
4°	3,56	3,39	3,09
5°	0,99	0,94	0,83
6°	1,03	1,02	0,99
7°	0,67	0,66	0,65
8°	0,04	0,04	0,04
9°	0,58	0,58	0,58
10°	0,26	0,26	0,26
11°	-0,16	-0,16	-0,16
12°	0,97	0,97	0,96
13°	-0,52	-0,52	-0,51
14°	-0,25	-0,25	-0,25
15°	-0,38	-0,38	-0,38
16°	-0,24	-0,24	-0,24
17°	-0,10	-0,10	-0,10
18°	-0,11	-0,11	-0,11
19°	-0,07	-0,07	-0,07
20°	0,10	0,10	0,10

Com os dados da TAB.7.13 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.22. A FIG.7.23 mostra com maiores detalhes os momentos fletores M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P6 em cada andar, nos 6 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

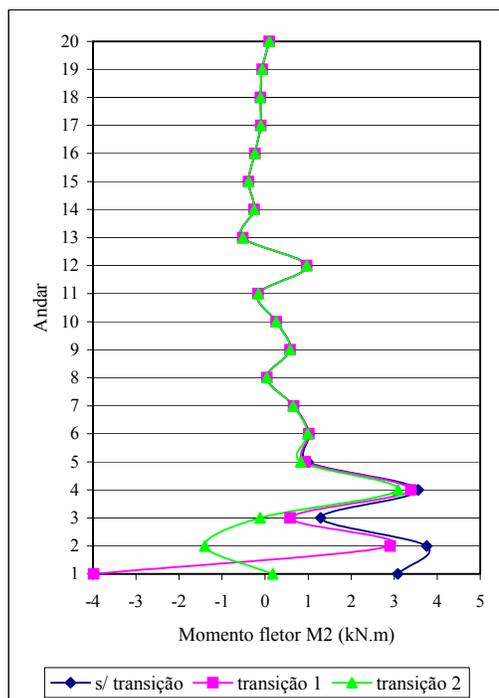


FIGURA 7.22 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P6 em cada andar

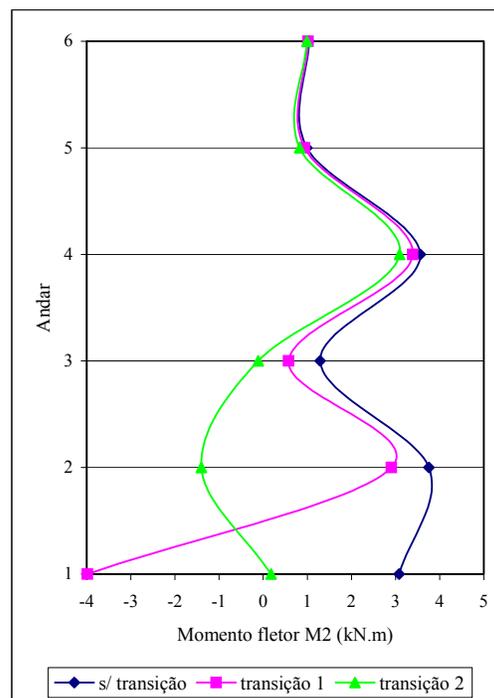


FIGURA 7.23 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P6 em cada andar - 1º ao 6º andares

Analisando a TAB.7.13 e os gráficos mostrados nas FIG.7.22 e FIG.7.23 percebe-se que:

- ocorrem perturbações nos momentos fletores M2 do pilar P6 nos andares de transição e no andar superior a este, nos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 em relação ao modelo SEM TRANSIÇÃO;
- nos três modelos os momentos fletores M2 no pilar P6, em todos os andares, são pequenos e por isso não são importantes para o dimensionamento do pilar;
- a partir do 6º andar as curvas de momentos fletores M2 no pilar P6 dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 se tornam praticamente coincidentes, mostrando um rápido amortecimento dos efeitos da transição no sistema de estabilização lateral do edifício.

7.1.12 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P7 em cada andar

Obtêm-se os valores dos momentos fletores M2 no sistema local (FIG.4.4) em torno do eixo de menor inércia do pilar P7, no nó superior do elemento de barra de cada andar, ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.14. O momento fletor M2 no sistema local no nó superior de cada elemento de barra do pilar P7 tem a mesma direção do momento fletor Mx no sistema global, porém, sinal contrário.

TABELA 7.14 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P7 em cada andar devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Momento Fletor M2 no Pilar P7 (kN.m)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	10,40	-28,09	12,18
2°	2,37	8,29	-28,22
3°	4,41	5,84	9,97
4°	3,82	4,34	5,04
5°	0,76	0,87	1,17
6°	0,51	0,55	0,61
7°	-0,22	-0,22	-0,19
8°	-1,08	-1,08	-1,08
9°	-0,37	-0,38	-0,37
10°	-0,99	-0,99	-0,99
11°	-1,76	-1,76	-1,77
12°	0,77	0,77	0,78
13°	-2,47	-2,47	-2,47
14°	-2,21	-2,21	-2,22
15°	-2,38	-2,38	-2,38
16°	-2,51	-2,51	-2,52
17°	-1,62	-1,62	-1,62
18°	-1,82	-1,82	-1,82
19°	-1,64	-1,64	-1,64
20°	-2,36	-2,36	-2,36

Com os dados da TAB.7.14 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.24. A FIG.7.25 mostra com maiores detalhes os momentos fletores M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P7 em cada andar, nos 6 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. É interessante lembrar que o pilar P7 não faz parte do sistema de estabilização lateral transversal da estrutura.

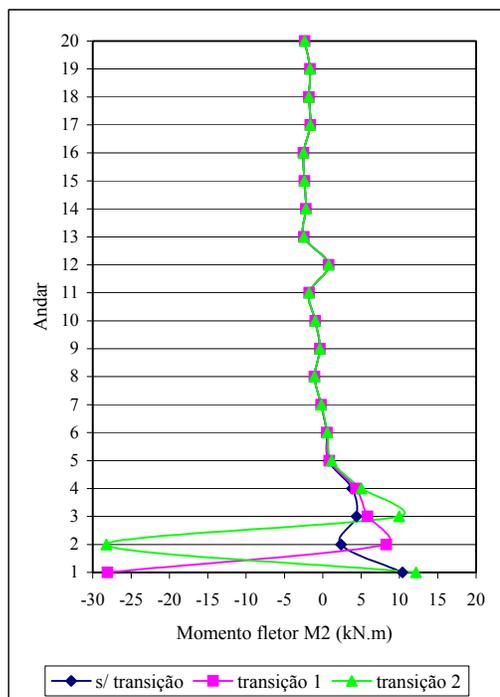


FIGURA 7.24 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P7 em cada andar

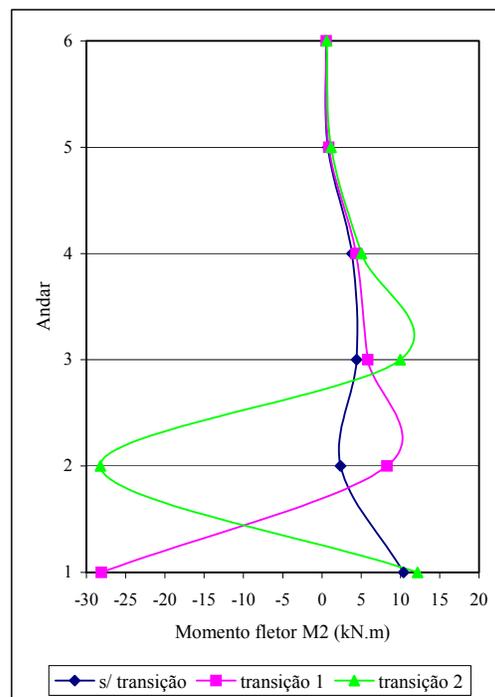


FIGURA 7.25 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P7 em cada andar - 1º ao 6º andares

Analisando a TAB.7.14 e os gráficos mostrados nas FIG.7.24 e FIG.7.25 percebe-se que:

a) ocorrem perturbações nos momentos fletores M2 do pilar P7 nos andares de transição e no andar superior a estes, nos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 em relação ao modelo SEM TRANSIÇÃO;

b) os momentos fletores M_2 do pilar P7 que ocorrem nos andares de transição dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2, por serem em torno do eixo de menor inércia do pilar, podem ser relevantes para o dimensionamento do mesmo;

c) a partir do 6º andar as curvas de momentos fletores M_2 no pilar P7 dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 se tornam praticamente coincidentes, mostrando um rápido amortecimento dos efeitos da transição no sistema de estabilização lateral do edifício.

7.1.13 – Momento fletor M_2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P8 em cada andar

Obtêm-se os valores dos momentos fletores M_2 no sistema local (FIG.4.4) em torno do eixo de menor inércia do pilar P8, no nó superior do elemento de barra de cada andar, ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.15. O momento fletor M_2 no sistema local no nó superior de cada elemento de barra do pilar P8 tem a mesma direção do momento fletor M_x no sistema global, porém, sinal contrário. O pilar P8 faz parte do contraventamento central.

TABELA 7.15 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P8 em cada andar devido às forças de vento transversal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Momento Fletor M2 no Pilar P8 (kN.m)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	1,03	-31,71	15,96
2°	5,75	13,79	-27,71
3°	0,43	0,89	9,35
4°	3,90	4,42	3,99
5°	1,27	1,36	1,80
6°	1,29	1,32	1,35
7°	0,90	0,91	0,93
8°	0,44	0,44	0,44
9°	0,72	0,72	0,73
10°	0,46	0,46	0,46
11°	-0,11	-0,12	-0,12
12°	1,29	1,30	1,30
13°	-0,38	-0,39	-0,39
14°	-0,12	-0,12	-0,12
15°	-0,29	-0,29	-0,29
16°	-0,12	-0,12	-0,12
17°	-0,09	-0,09	-0,09
18°	-0,11	-0,11	-0,11
19°	-0,23	-0,23	-0,23
20°	0,03	0,03	0,03

Com os dados da TAB.7.15 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.26. A FIG.7.27 mostra com maiores detalhes os momentos fletores M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P8 em cada andar, nos 6 primeiros andares dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2.

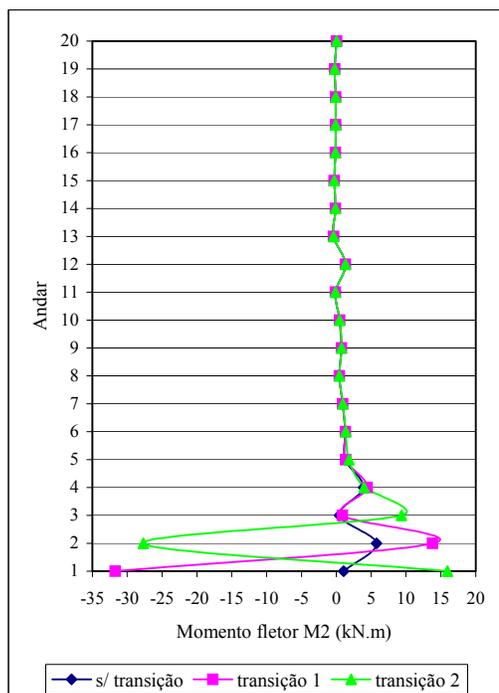


FIGURA 7.26 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P8 em cada andar

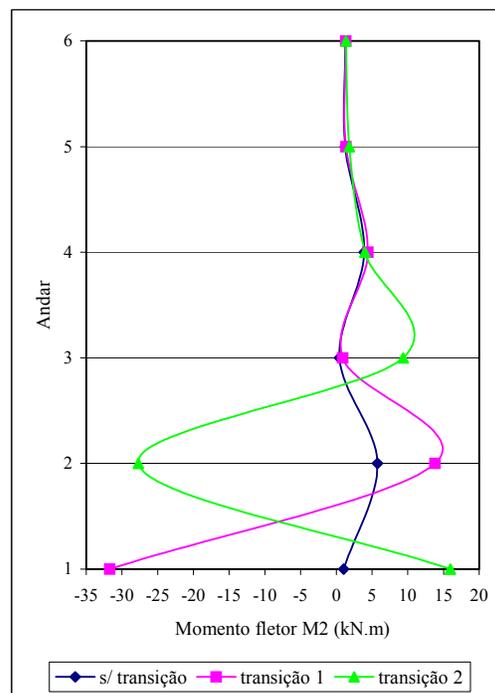


FIGURA 7.27 – Momento fletor M2 (sistema local) nos nós superiores do pilar P8 em cada andar - 1º ao 6º andares

Analisando a TAB.7.15 e os gráficos mostrados nas FIG.7.26 e FIG.7.27 percebe-se que:

- a) ocorrem perturbações nos momentos fletores M2 do pilar P8 nos andares de transição e no andar superior a estes, nos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 em relação ao modelo SEM TRANSIÇÃO;
- b) os momentos fletores M2 do pilar P8 que ocorrem nos andares de transição dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2, por serem em torno do eixo de menor inércia do pilar, podem ser relevantes para o dimensionamento do mesmo;
- c) a partir do 6º andar as curvas de momentos fletores M2 no pilar P8 dos modelos SEM

TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 se tornam praticamente coincidentes, mostrando um rápido amortecimento dos efeitos da transição no sistema de estabilização lateral do edifício.

7.1.14 – Força cortante V3 (sistema local) nos pilares P6, P7 e P8

Obtêm-se os valores das forças cortantes V3 nos pilares P6, P7 e P8 ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. A força cortante V3 (sistema local) no nó superior de cada elemento de barra dos referidos pilares tem a mesma direção e sentido da força cortante V_y no sistema global. Avaliam-se os valores obtidos e percebe-se que a ordem de grandeza destes esforços é irrelevante e por isso, as tabelas e gráficos referentes aos mesmos não são mostrados. A maior força cortante encontrada em valor absoluto é igual a 15,2 kN.

7.1.15 – Momento fletor M3 (sistema local) nas vigas transversais dos eixos X = 6,00 m e X = 9,00 m

Obtêm-se os valores dos momentos fletores M3 (sistema local) nas vigas transversais dos eixos X = 6,00 m e X = 9,00 m ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. O momento fletor M3 é o momento em torno do eixo de maior inércia dos elementos de viga (FIG. 4.3). Avaliam-se os valores obtidos e percebe-se que a ordem de grandeza destes esforços é irrelevante e por isso, as tabelas e gráficos referentes aos mesmos não são mostrados. O maior momento fletor encontrado é inferior, em valor absoluto, a 5,0 kN.m.

É interessante, porém, uma análise qualitativa dos diagramas de momento fletor M3 devido às forças de vento transversal das vigas transversais do eixo X = 6,00 m (FIG. 7.28) e do eixo X = 9,00 m (FIG. 7.29). Todas as vigas possuem os mesmos vãos, as mesmas seções transversais e são rotuladas em relação aos momentos fletores M2 e M3 bem como ao momento de torção em ambas as extremidades. O que difere as vigas transversais do eixo X = 6,00 m das do eixo X = 9,00 m é que as primeiras se apóiam em vigas longitudinais e as últimas se apóiam em colunas. Os momentos fletores da

FIG. 7.29 são maiores do que os da FIG. 7.28. Para a FIG. 7.28 foi usado um fator de escala igual a 5 e para a FIG. 7.29 foi usado um fator de escala igual a 1. Os valores dos momentos fletores do 1º ao 4º andares são mostrados nas FIG.7.30 e FIG.7.31. Os momentos fletores positivos são mostrados em amarelo e os negativos em vermelho.

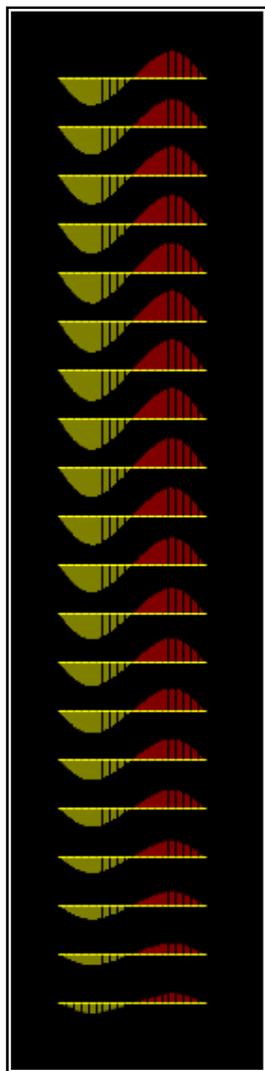


FIGURA 7.28 – Momento fletor M3 devido às forças de vento transversal nas vigas do eixo X = 6,00 m do modelo TRANSICÃO 1

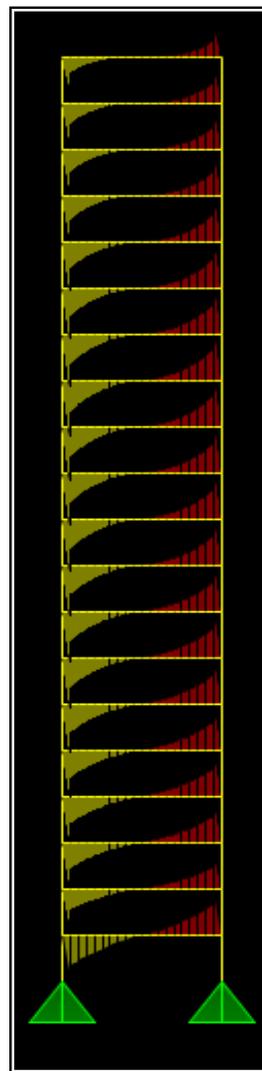


FIGURA 7.29 – Momento fletor M3 devido às forças de vento transversal nas vigas do eixo X = 9,00 m do modelo TRANSICÃO 1

Analisando as FIG.7.28 e FIG.7.29 percebe-se que:

a) os diagramas de momento fletor mostrados nas FIG.7.28 e FIG.7.29 diferem sensivelmente entre si;

b) quanto mais distante da fundação é o andar, maior é o momento fletor mostrado na FIG.7.28, pois, quanto mais alto o edifício mais altas são as forças de vento; a FIG.7.30 mostra, em maiores detalhes, o momento fletor M_3 devido às forças de vento transversal nas vigas do eixo $X = 6,00$ m do modelo TRANSIÇÃO 1 do 1º ao 4º andares;

c) quanto mais distante da fundação é o andar, menor é o momento fletor mostrado na FIG.7.29, apesar dos acréscimos das forças de vento, pois, os pilares de apoio das vigas transversais tornam-se menos rígidos à medida que se afastam das fundações;

d) os momentos fletores das vigas transversais do eixo $X = 9,00$ m caem subitamente de um valor máximo para zero, pois, as vigas são rotuladas nas extremidades. Este aspecto pode ser visto com maiores detalhes na FIG.7.31.

Apesar do objetivo deste trabalho ser o de se estudar os efeitos do vento nos elementos da estrutura, torna-se bastante interessante, diante das diferenças dos diagramas de momento fletor apresentados nas FIG.7.28 e FIG.7.29, avaliar os momentos fletores das vigas transversais do eixo $X = 6,00$ m (FIG. 7.32) e do eixo $X = 9,00$ m (FIG. 7.33) devido às cargas gravitacionais (CP + SC). Utiliza-se o mesmo fator de escala para as FIG.7.32 e FIG.7.33

Analisando as FIG.7.32 e FIG.7.33 percebe-se que:

a) em cada plano vertical ($X = 6,00$ m e $X = 9,00$ m), os momentos fletores das vigas transversais ao longo dos 20 andares do edifício não diferem significativamente entre si;

b) os momentos fletores máximos das vigas do eixo $X = 9,00$ m são aproximadamente

20% superiores (expressão (7.1)) aos momentos fletores máximos das vigas do eixo X = 6,00 m, como pode ser visto em maiores detalhes nas FIG.7.34 e FIG.7.35;

c) ocorre o aparecimento de um pequeno momento fletor negativo nos elementos de barra junto aos pilares do eixo X = 9,00 m, como pode ser visto em maiores detalhes na FIG.7.35.

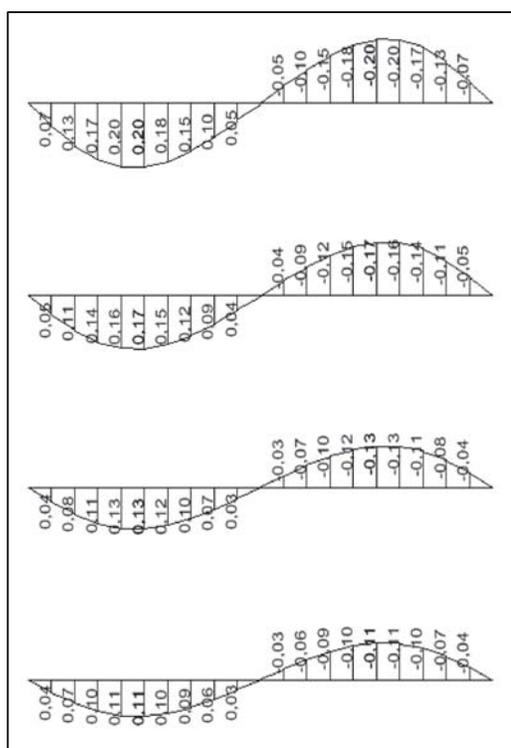


FIGURA 7.30 – Momento fletor M3 devido às forças de vento transversal nas vigas do eixo X = 6,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1 – 1º ao 4º andares

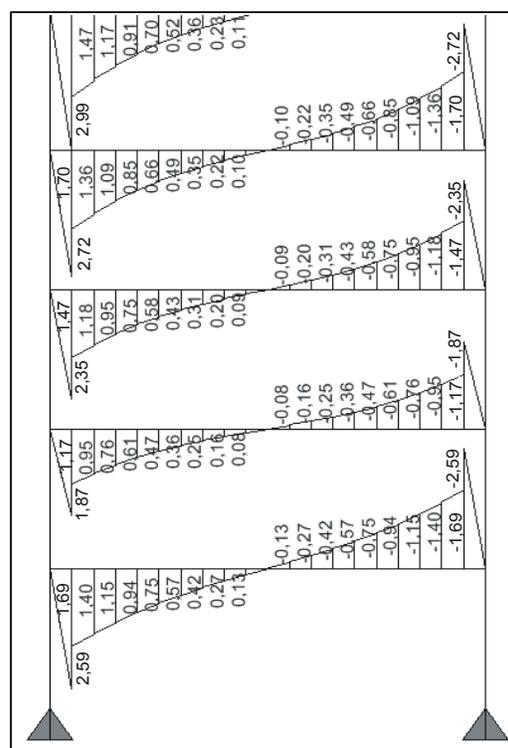


FIGURA 7.31 – Momento fletor M3 devido às forças de vento transversal nas vigas do eixo X = 9,00 m do modelo TRANSIÇÃO 1 - 1º ao 4º andares

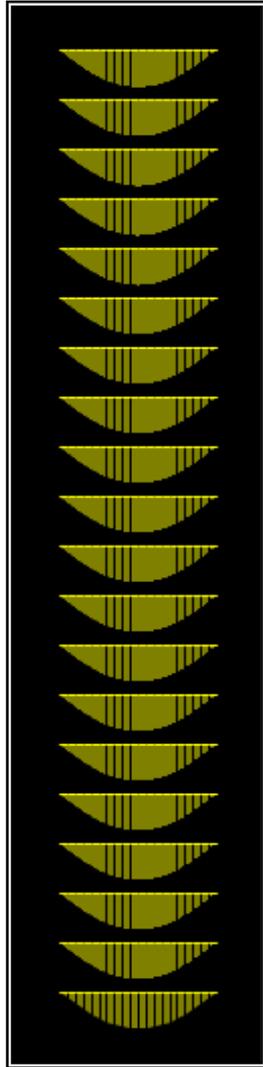


FIGURA 7.32 – Momento fletor M_3 devido às cargas gravitacionais nas vigas do eixo $X = 6,00$ m do modelo TRANSICÃO 1



FIGURA 7.33 – Momento fletor M_3 devido às cargas gravitacionais nas vigas do eixo $X = 9,00$ m do modelo TRANSICÃO 1

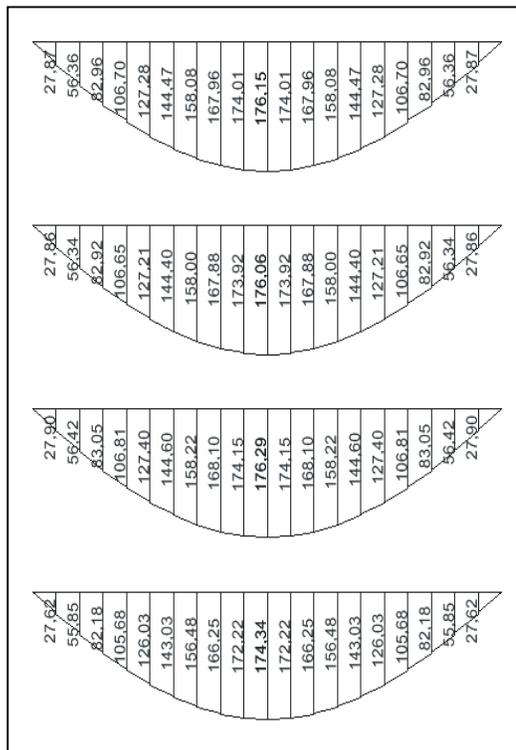


FIGURA 7.34 – Momento fletor M_3 devido às cargas gravitacionais nas vigas do eixo $X = 6,00$ m do modelo TRANSIÇÃO 1 – 1º ao 4º andares

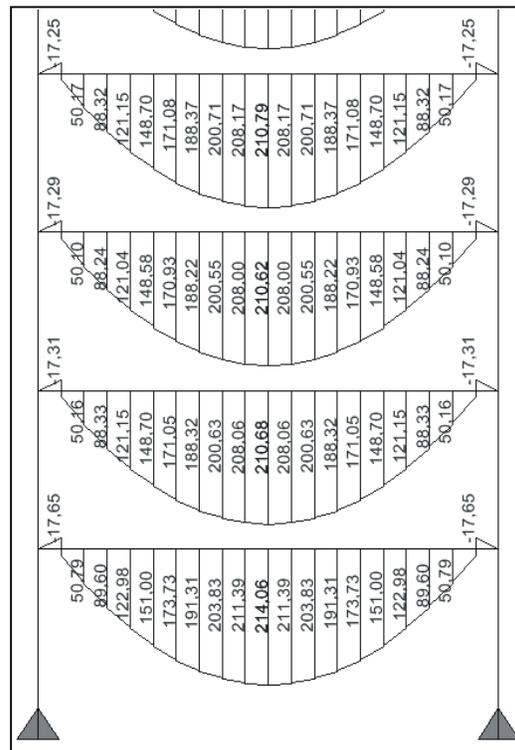


FIGURA 7.35 – Momento fletor M_3 devido às cargas gravitacionais nas vigas do eixo $X = 9,00$ m do modelo TRANSIÇÃO 1 - 1º ao 4º andares

7.2 – Análise de resultados devido ao vento longitudinal

7.2.1 – Reações de apoio horizontais H_x na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio horizontais H_x na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.16.

TABELA 7.16 – Reações de apoio horizontais Hx devido às forças de vento longitudinal

Reação de Apoio Horizontal Hx (kN)			
Bases	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
P1	-9,58	-9,58	-9,58
P2	-42,97	-42,97	-42,96
P3	-27,93	-27,94	-27,95
P4	-42,97	-42,97	-42,96
P5	-9,58	-9,58	-9,58
P6	-9,58	-9,58	-9,58
P7	-42,97	-42,97	-42,96
P8	-27,93	-27,94	-27,95
P9	-42,97	-42,97	-42,96
P10	-9,58	-9,58	-9,58

Com os dados da TAB.7.16 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.36.

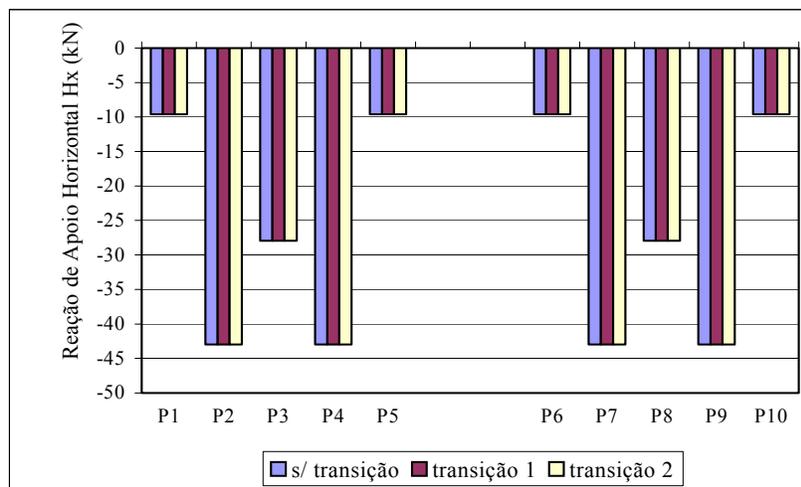


FIGURA 7.36 - Reações de apoio horizontais Hx na fundação dos pilares P1 a P10

Analisando a TAB.7.16 e o gráfico mostrado na FIG.7.36 percebe-se que:

a) em cada pilar, as reações de apoio horizontais dos três modelos são praticamente

iguais, mostrando que a transição no sistema de estabilização lateral transversal não afeta o sistema de estabilização lateral longitudinal;

b) as reações de apoio horizontais nos pilares P2, P4, P7 e P9 são iguais entre si, bem como as dos pilares P3 e P8, devido à simetria da estrutura e do carregamento de vento em relação ao eixo de simetria da laje paralelo ao eixo Y; pela mesma razão, as reações de apoio horizontais nos pilares P1, P6, P5 e P10 são também iguais entre si;

c) as reações de apoio horizontais nos pilares P3 e P8 são menores do que as dos pilares P2, P4, P7 e P9 porque o momento de inércia dos pilares P3 e P8 é menor do que o dos pilares P2, P4, P7 e P9;

d) apesar dos pilares P1, P5, P6 e P10 não fazerem parte do sistema de estabilização lateral longitudinal, as reações de apoio horizontais que ocorrem nestes pilares são relevantes e iguais a 22,3% das reações dos pilares P2, P4, P7 e P9 e 34,3% das dos pilares P3 e P8.

Para o cálculo das porcentagens mostradas no item d utiliza-se a expressão (7.2).

7.2.2 – Reações de apoio verticais V_z na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio verticais V_z na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.17.

TABELA 7.17 – Reações de apoio verticais Vz devido às forças de vento longitudinal

Reação de Apoio Vertical (kN)			
Bases	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
P1	-10,13	-10,13	-10,13
P2	-379,48	-379,48	-379,48
P3	0,00	0,00	0,00
P4	379,48	379,48	379,48
P5	10,13	10,13	10,13
P6	-10,08	-10,08	-10,08
P7	-379,49	-379,49	-379,49
P8	0,00	0,00	0,00
P9	379,49	379,49	379,49
P10	10,08	10,08	10,08

Com os dados da TAB.7.17 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.37.

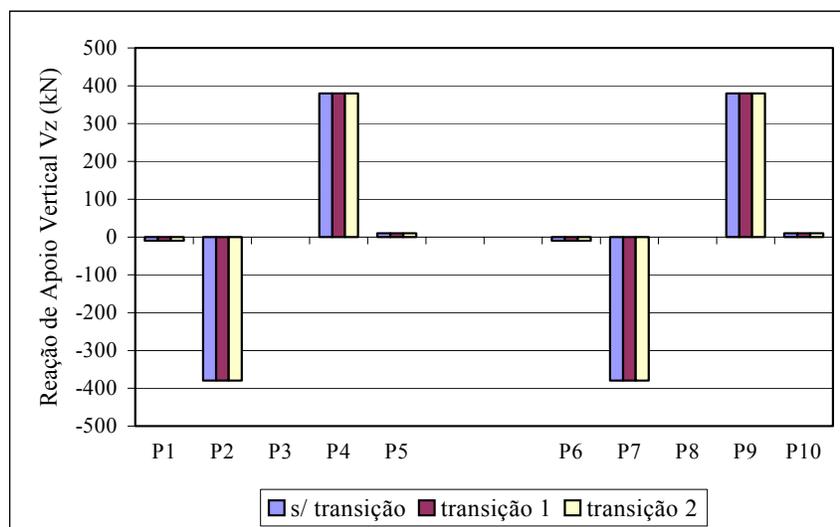


FIGURA 7.37 - Reações de apoio verticais Vz na fundação dos pilares P1 a P10

Analisando a TAB.7.17 e o gráfico mostrado na FIG.7.37 percebe-se que:

a) em cada pilar, as reações de apoio verticais dos três modelos são iguais, mostrando

que a transição no sistema de estabilização lateral transversal não afeta o sistema de estabilização lateral longitudinal;

b) em cada modelo, as reações de apoio verticais nos pilares P2, P4, P7 e P9, que são os pilares de extremidade dos pórticos longitudinais, são iguais entre si (em valor absoluto), devido à simetria da estrutura e do carregamento de vento em relação ao eixo de simetria da laje paralelo ao eixo Y; pela mesma razão, as reações de apoio verticais nos pilares P1, P6, P5 e P10 são também iguais entre si (em valor absoluto);

c) as reações de apoio verticais nos pilares P3 e P8 são nulas, pois, estes são os pilares centrais dos pórticos longitudinais, que são simétricos em relação a P3 e P8;

d) as reações de apoio verticais nos pilares P1, P5, P6 e P10, que não fazem parte do sistema de estabilização lateral longitudinal, são muito pequenas.

7.2.3 – Reações de apoio M_y na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio M_y na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.18.

Com os dados da TAB.7.18 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.38.

TABELA 7.18 – Reações de apoio My devido às forças de vento longitudinal

Reação de Apoio My (kN.m)			
Bases	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
P1	-83,69	-83,68	-83,68
P2	-289,93	-289,93	-289,93
P3	-100,60	-100,60	-100,60
P4	-289,93	-289,93	-289,93
P5	-83,69	-83,68	-83,68
P6	-83,69	-83,69	-83,69
P7	-289,94	-289,94	-289,93
P8	-100,60	-100,60	-100,60
P9	-289,94	-289,94	-289,93
P10	-83,69	-83,69	-83,69

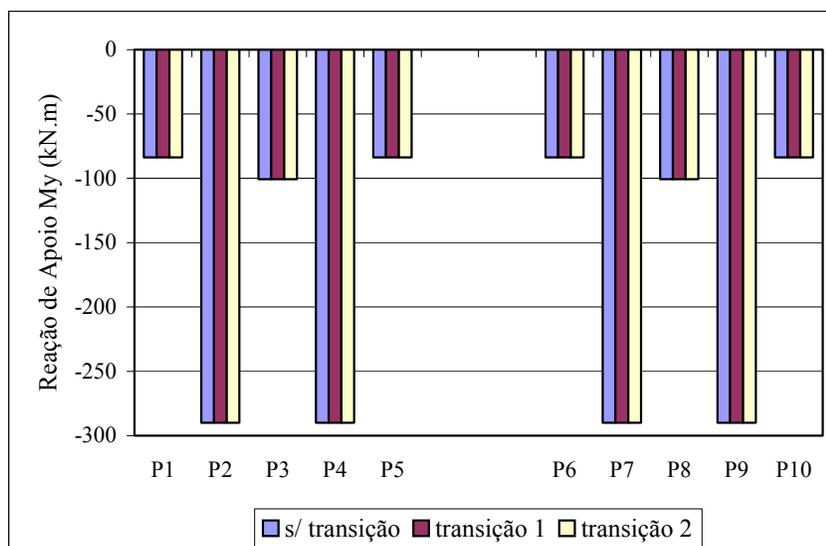


FIGURA 7.38 - Reações de apoio My na fundação dos pilares P1 a P10

Analisando a TAB.7.18 e o gráfico mostrado na FIG.7.38 percebe-se que:

a) em cada pilar, as reações de apoio My dos três modelos são praticamente iguais, mostrando que a transição no sistema de estabilização lateral transversal não afeta o sistema de estabilização lateral longitudinal;

b) em cada modelo, as reações de apoio M_y nos pilares P2, P4, P7 e P9, que são os pilares de extremidade dos pórticos longitudinais, são iguais entre si, devido à simetria da estrutura e do carregamento de vento em relação ao eixo de simetria da laje paralelo ao eixo Y; pela mesma razão, as reações de apoio M_y nos pilares P1, P6, P5 e P10 são também iguais entre si;

c) as reações de apoio M_y nos pilares P3 e P8 são menores do que as dos pilares P2, P4, P7 e P9 porque o momento de inércia dos pilares P3 e P8 é menor do que o dos pilares P2, P4, P7 e P9;

d) apesar dos pilares P1, P5, P6 e P10 não fazerem parte do sistema de estabilização lateral longitudinal, as reações de apoio M_y que ocorrem nestes pilares são relevantes e iguais a 28,9% das reações dos pilares P2, P4, P7 e P9 e 83,2% das dos pilares P3 e P8.

Para o cálculo das porcentagens mostradas no item d utiliza-se a expressão (7.2).

7.2.4 – Deslocamentos laterais U_x

Obtêm-se os valores dos deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.19.

TABELA 7.19 – Deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento longitudinal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Deslocamentos Laterais U_x (cm)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
Fundação	0,00	0,00	0,00
1°	0,17	0,17	0,17
2°	0,57	0,57	0,57
3°	1,10	1,10	1,10
4°	1,70	1,70	1,70
5°	2,34	2,34	2,34
6°	2,99	2,99	2,99
7°	3,64	3,64	3,64
8°	4,28	4,28	4,28
9°	4,93	4,93	4,93
10°	5,58	5,58	5,58
11°	6,19	6,19	6,19
12°	6,77	6,77	6,77
13°	7,31	7,31	7,31
14°	7,80	7,80	7,80
15°	8,24	8,24	8,24
16°	8,61	8,61	8,61
17°	8,93	8,93	8,93
18°	9,18	9,18	9,18
19°	9,35	9,35	9,35
20°	9,48	9,48	9,48

Com os dados da TAB.7.19 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.39.

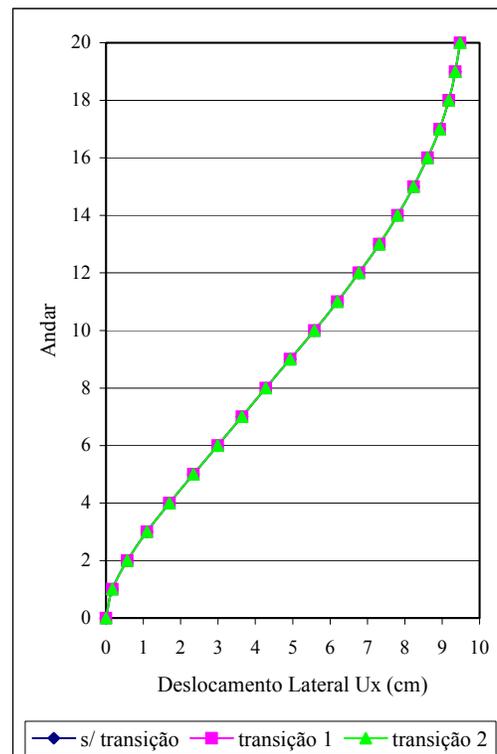


FIGURA 7.39 – Deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m)

Analisando o gráfico mostrado na FIG.7.39 percebe-se que:

- as curvas de deslocamento lateral dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 ao longo dos 20 andares do edifício são coincidentes, mostrando que a transição no sistema de estabilização lateral transversal não afeta os deslocamentos longitudinais dos modelos;
- as curvas de deslocamento lateral dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 apresentam a forma típica da deformada de pórtico plano sujeito à ação de forças laterais.

7.2.5 – Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel}

Obtêm-se os valores dos deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.20.

A partir dos valores dos deslocamentos laterais U_x , usando-se a expressão (7.4) obtêm-se os deslocamentos relativos $U_{x_{rel}}$ ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são registrados na TAB.7.20. A seguir, usando-se as expressões (7.5) e (7.6) obtêm-se, respectivamente, os índices de deslocabilidade lateral idl e os índices de deslocabilidade lateral relativos idl_{rel} . Os valores obtidos para idl e idl_{rel} são também registrados na TAB.7.20.

Nas expressões (7.4), (7.5) e (7.6), considera-se o índice x ao invés do índice y no cálculo das grandezas de $U_{x_{rel}}$, idl e idl_{rel} .

TABELA 7.20 – Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel} no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento longitudinal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Índices de Deslocamentos Laterais				
Andar	Modelos s/ transição, transição 1 e transição2			
	U_x (cm)	$U_{x,rel}$ (cm)	idl	idl_{rel}
Fundação	0,00	0,00	-	-
1°	0,17	0,17	1/1765	1/1765
2°	0,57	0,40	1/1055	1/752
3°	1,10	0,53	1/819	1/566
4°	1,70	0,60	1/707	1/500
5°	2,34	0,64	1/641	1/467
6°	2,99	0,65	1/601	1/460
7°	3,64	0,65	1/577	1/464
8°	4,28	0,64	1/561	1/470
9°	4,93	0,65	1/548	1/460
10°	5,58	0,65	1/538	1/465
11°	6,19	0,62	1/533	1/487
12°	6,77	0,58	1/532	1/520
13°	7,31	0,54	1/533	1/553
14°	7,80	0,49	1/538	1/611
15°	8,24	0,43	1/546	1/694
16°	8,61	0,38	1/557	1/799
17°	8,93	0,32	1/571	1/937
18°	9,18	0,24	1/588	1/1231
19°	9,35	0,18	1/609	1/1696
20°	9,48	0,13	1/633	1/2347

Com os dados da TAB.7.20 fazem-se os gráficos mostrados nas FIG.7.40 e FIG.7.41.

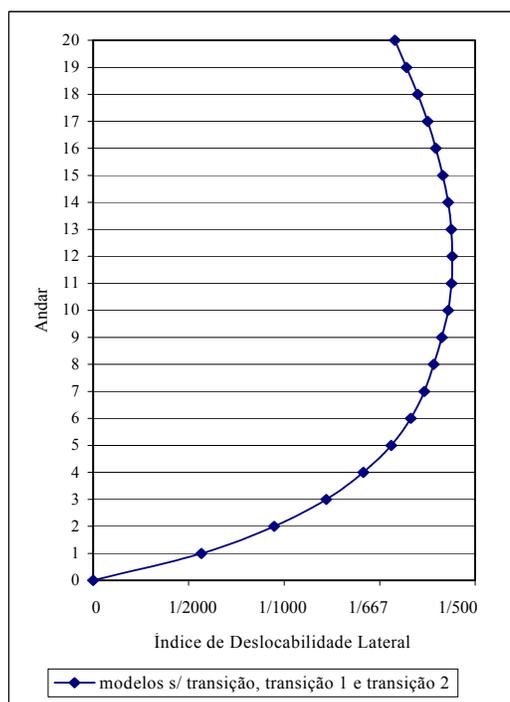


FIGURA 7.40 – Índice de deslocabilidade lateral - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m)

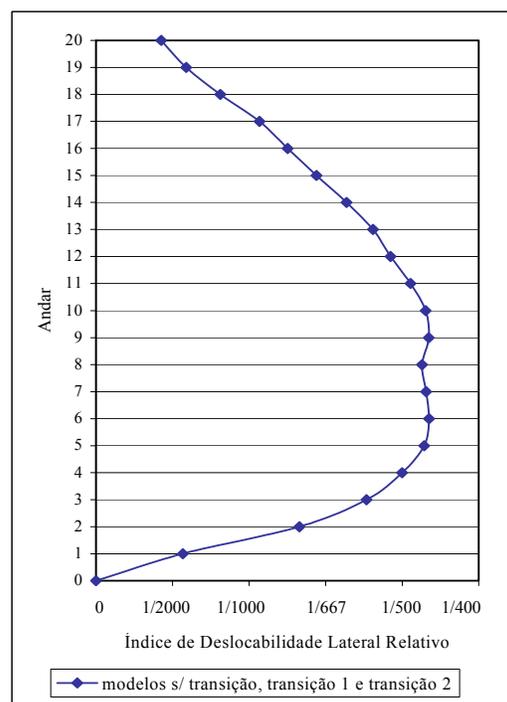


FIGURA 7.41 – Índice de deslocabilidade lateral relativo - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m)

Como os deslocamentos U_x ao longo dos 20 andares do edifício para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 são idênticos, os índices idl e idl_{rel} também o são.

A FIG.7.40 mostra a curva de índice de deslocabilidade lateral para os três modelos. É interessante observar que a curva de idl para um sistema estrutural constituído por pórticos rígidos se distancia sensivelmente da reta $idl = 1/500$ típica de estruturas que apresentam deslocamentos lineares ao longo dos andares. Observa-se que o valor crítico de idl ocorre no 12º andar. A prática de se medir o idl apenas no topo da estrutura forneceria, neste caso, um resultado contra a segurança da estrutura.

A FIG.7.41 mostra a curva de índice de deslocabilidade lateral relativo para os três

modelos. Os comentários feitos acima podem ser extendidos para a FIG.7.41. Observa-se que o valor crítico de idl_{rel} ocorre no 6º andar e no 9º andar. Para a estrutura analisada os índices de deslocabilidade lateral relativos idl_{rel} foram mais críticos do que os idl , e inclusive ultrapassaram o índice clássico igual a $\frac{1}{500}$. A prática de se medir o idl_{rel} apenas no topo da estrutura forneceria, também neste caso, um resultado contra a segurança da estrutura.

7.2.6 – Momento fletor M3 (sistema local) nos nós inferiores do pilar P1 em cada andar

Obtêm-se os valores dos momentos fletores M3 no sistema local (FIG.4.3) em torno do eixo de maior inércia do pilar P1, no nó inferior do elemento de barra de cada andar, ao longo dos 20 andares para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2. Os valores obtidos são mostrados na TAB.7.21. O momento fletor M3 no sistema local no nó inferior de cada elemento de barra do pilar P1 tem a mesma direção do momento fletor M_y no sistema global, porém, sinal contrário. O pilar P1 não faz parte do sistema de estabilização lateral longitudinal.

Com os dados da TAB.7.21 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.42

Analisando a TAB.7.21 e o gráfico comparativo mostrado na FIG.7.42 percebe-se que:

- a) as curvas de momento fletor M3 no pilar P1 dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 ao longo dos 20 andares do edifício são coincidentes, mostrando que os momentos fletores M3 no pilar P1 não são afetados pela transição no sistema de estabilização lateral transversal dos modelos;
- b) apesar do pilar P1 não fazer parte do sistema de estabilização lateral longitudinal, aparecem momentos fletores M3 (em torno do eixo de maior inércia), em especial no 1º andar, que podem ser importantes para o dimensionamento do pilar.

c) os momentos fletores M3 no pilar P1 diminuem rapidamente nos primeiros andares do edifício tornando-se, então, irrelevantes para o dimensionamento do mesmo.

TABELA 7.21 – Momento fletor M3 (sistema local) nos nós inferiores do pilar P1 em cada andar devido às forças de vento longitudinal para os modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2

Momento Fletor M3 no Pilar P1 (kN.m)			
Andar	Modelos		
	s/ transição	transição 1	transição 2
1°	83,69	83,68	83,68
2°	49,13	49,13	49,13
3°	28,35	28,35	28,35
4°	15,35	15,35	15,35
5°	9,46	9,46	9,46
6°	2,33	2,33	2,33
7°	-0,20	-0,20	-0,20
8°	-0,73	-0,73	-0,73
9°	3,54	3,54	3,54
10°	0,40	0,40	0,40
11°	-2,62	-2,62	-2,62
12°	-3,84	-3,84	-3,84
13°	-2,25	-2,25	-2,25
14°	-3,93	-3,93	-3,93
15°	-4,60	-4,60	-4,60
16°	-4,65	-4,65	-4,65
17°	-2,46	-2,46	-2,46
18°	-2,90	-2,90	-2,90
19°	-2,50	-2,50	-2,50
20°	-2,04	-2,04	-2,04

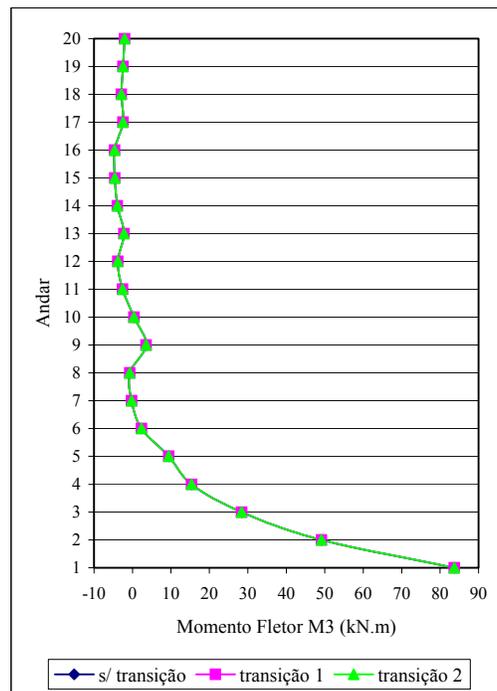


FIGURA 7.42 – Momento fletor M3 (sistema local) nos nós inferiores do pilar P1 em cada andar

8

ANÁLISE DOS ELEMENTOS DE BARRA DOS MODELOS TRANSIÇÃO 1 E TRANSIÇÃO 1 - DR DEVIDO ÀS FORÇAS DE VENTO TRANSVERSAL E LONGITUDINAL

Neste capítulo analisam-se e comparam-se os resultados obtidos para os elementos de barra, através dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR devido às forças de vento transversal e longitudinal.

Os dois modelos representam a Estrutura 2 (ver capítulo 3), na qual ocorre uma transição no sistema de estabilização lateral transversal no 1º andar, através da supressão, neste nível, das diagonais do contraventamento central. No modelo TRANSIÇÃO 1 as lajes são modeladas através de elementos de casca SHELL. No modelo TRANSIÇÃO 1 - DR as lajes são modeladas através de diafragmas rígidos.

Analisam-se as seguintes grandezas devido ao vento transversal (referir-se à FIG.3.1):

- a) reações de apoio horizontais na fundação;
- b) reações de apoio verticais na fundação;

- c) deslocamentos laterais;
- d) índices de deslocabilidade lateral;
- e) força axial nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades;
- f) força axial nas diagonais comprimidas do contraventamento central;
- g) força axial nas vigas longitudinais junto ao pilar P3;
- h) força axial no pilar P6;
- i) força axial no pilar P7;
- j) força axial no pilar P8.

Analisam-se as seguintes grandezas devido ao vento longitudinal:

- a) reações de apoio horizontais na fundação;
- b) reações de apoio verticais na fundação;
- c) reações de apoio M_y na fundação;
- d) deslocamentos laterais;
- e) índices de deslocabilidade lateral;
- f) momento fletor M_3 (sistema local) nos nós inferiores em cada andar do pilar P1;

A convenção de sinais para os momentos fletores dos elementos de barra é dada no capítulo 4, de acordo com as FIG.4.3 e FIG.4.4. Forças axiais de tração são positivas e de compressão negativas (FIG.4.2).

Todas as tabelas de resultados apresentadas neste capítulo possuem uma coluna de variação percentual da grandeza analisada, a qual é calculada através da seguinte expressão:

$$\Delta G(\%) = \left| \frac{G_{tr1} - G_{tr1dr}}{G_{tr1}} \right| \times 100\% \quad (8.1)$$

onde:

$\Delta G(\%)$ representa a variação percentual da grandeza analisada;

G_{tr1} representa o valor algébrico da grandeza do modelo TRANSIÇÃO 1;

G_{tr1dr} representa o valor algébrico da grandeza do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR;

$| |$ representa o valor absoluto.

8.1 – Análise de resultados devido ao vento transversal

8.1.1 – Reações de apoio horizontais H_y na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio horizontais H_y na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.1.

TABELA 8.1 – Reações de apoio horizontais H_y devido às forças de vento transversal

Reação de Apoio Horizontal H_y (kN)			
Bases	Modelos		ΔH_y (%)
	transição 1-dr	transição 1	
P1	-370,62	-364,39	1,7
P2	2,14	-1,30	265,0
P3	1,46	-4,14	135,2
P4	2,14	-1,30	265,0
P5	-370,62	-364,39	1,7
P6	-370,62	-364,39	1,7
P7	2,14	-1,30	265,0
P8	1,46	-4,14	135,2
P9	2,14	-1,30	265,0
P10	-370,62	-364,39	1,7

Com os dados da TAB.8.1 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.1.

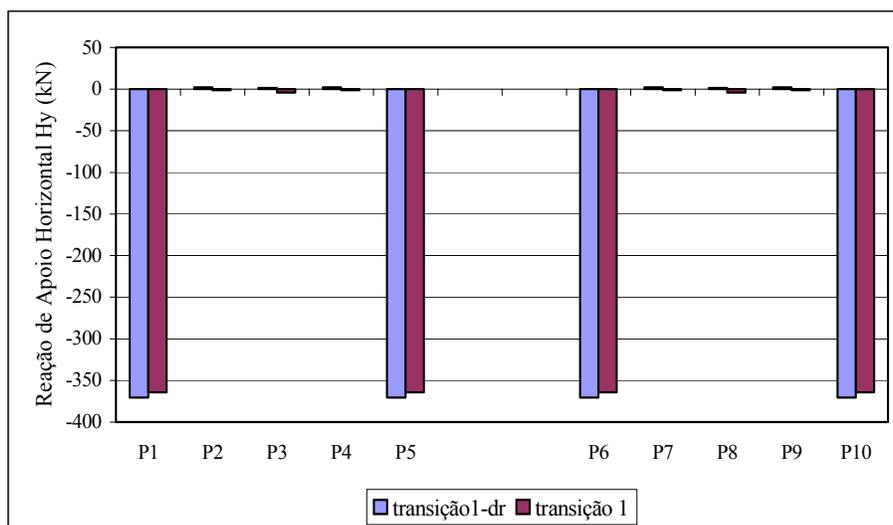


FIGURA 8.1 - Reações de apoio horizontais H_y na fundação dos pilares P1 a P10

Analisando a TAB.8.1 e o gráfico mostrado na FIG.8.1 percebe-se que:

a) as variações percentuais ΔH_y das reações de apoio horizontais do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1, nos pilares dos contraventamentos das extremidades, P1, P5, P6 e P10, são muito pequenas;

b) as variações percentuais das reações de apoio horizontais do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1, nos pilares P2, P3, P4, P7, P8 e P9, são significativas, porém, as reações de apoio horizontais propriamente ditas são muito pequenas.

8.1.2 – Reações de apoio verticais V_z na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio verticais V_z na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.2.

TABELA 8.2 – Reações de apoio verticais Vz devido às forças de vento transversal

Reação de Apoio Vertical Vz (kN)			
Bases	Modelos		ΔV_z (%)
	transição 1-dr	transição 1	
P1	-1853,26	-1900,34	2,5
P2	-168,13	-187,00	10,1
P3	-1529,90	-1424,80	7,4
P4	-168,13	-187,00	10,1
P5	-1853,26	-1900,34	2,5
P6	1853,26	1900,34	2,5
P7	168,13	187,00	10,1
P8	1529,90	1424,80	7,4
P9	168,13	187,00	10,1
P10	1853,26	1900,34	2,5

Com os dados da TAB.8.2 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.2.

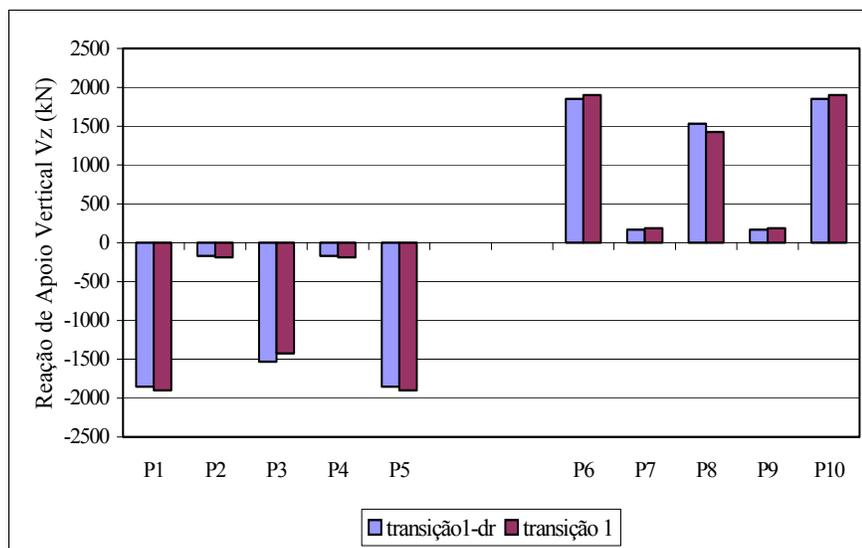


FIGURA 8.2 - Reações de apoio verticais Vz na fundação dos pilares P1 a P10

Analisando a TAB.8.2 e o gráfico mostrado na FIG.8.2 percebe-se que:

a) as variações percentuais ΔV_z das reações de apoio verticais do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1, nos pilares dos contraventamentos das extremidades, P1, P5, P6 e P10, são iguais a 2,5%. As reações de apoio fornecidas pelo modelo TRANSIÇÃO 1 para estes pilares são maiores do que as fornecidas pelo modelo TRANSIÇÃO 1 – DR;

b) Nos pilares do contraventamento central, P3 e P8 estas variações percentuais das reações de apoio verticais são mais significativas, iguais a 7,4%. As reações de apoio fornecidas pelo modelo TRANSIÇÃO 1 para estes pilares são menores do que as fornecidas pelo modelo TRANSIÇÃO 1 – DR;

c) apesar dos pilares P2, P4, P7, e P9 não fazerem parte do sistema de estabilização lateral transversal, suas reações de apoio verticais são relevantes, assim como as variações percentuais destas reações, que são iguais a 10,1%. As reações de apoio fornecidas pelo modelo TRANSIÇÃO 1 para estes pilares são maiores do que as fornecidas pelo modelo TRANSIÇÃO 1 – DR.

8.1.3 – Deslocamentos laterais U_y

Obtêm-se os valores dos deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.3

TABELA 8.3 – Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR

Deslocamentos Laterais U_y (cm)			
Andar	Modelos		ΔU_y (%)
	transição 1-dr	transição 1	
Fundação	0,00	0,00	0,0
1°	0,25	0,44	42,3
2°	0,46	0,65	28,5
3°	0,70	0,91	23,0
4°	0,97	1,24	21,5
5°	1,29	1,62	20,2
6°	1,64	2,03	19,1
7°	2,02	2,47	18,1
8°	2,41	2,91	17,1
9°	2,82	3,37	16,3
10°	3,25	3,85	15,5
11°	3,70	4,33	14,6
12°	4,15	4,82	13,9
13°	4,65	5,35	13,1
14°	5,14	5,87	12,4
15°	5,63	6,38	11,8
16°	6,11	6,87	11,2
17°	6,57	7,35	10,6
18°	7,03	7,81	10,1
19°	7,46	8,25	9,5
20°	7,88	8,65	8,9

Com os dados da TAB.8.3 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.3. A FIG.8.4 mostra com maiores detalhes os deslocamentos laterais U_y nos 5 primeiros andares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.

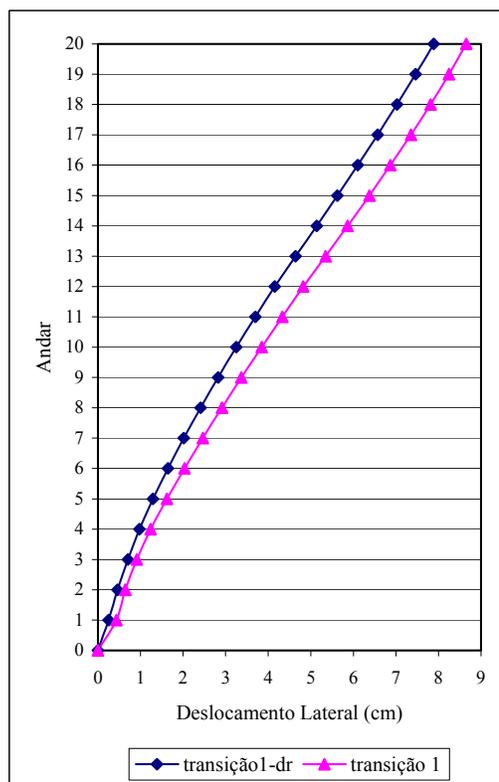


FIGURA 8.3 – Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m)

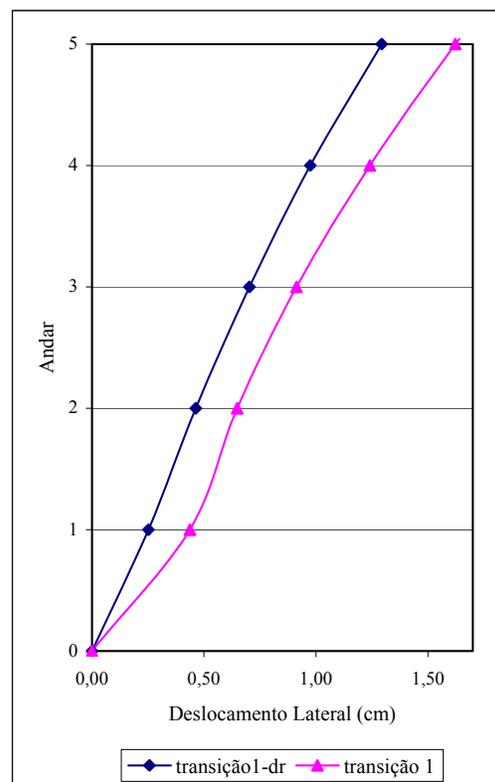


FIGURA 8.4 – Deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) - 1º ao 5º andares

Analisando a TAB.8.3 e os gráficos mostrados nas FIG.8.3 e FIG.8.4 percebe-se que:

- a) a variação percentual ΔU_y do deslocamento lateral no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1 é igual a 42,3%. Esta diferença percentual diminui subitamente no 2º andar para então decrescer suavemente até o 20º andar. A menor diferença percentual entre os deslocamentos dos dois modelos é de 8,9%;
- b) o modelo TRANSIÇÃO 1 apresenta maiores deslocamentos laterais em relação ao TRANSIÇÃO 1 – DR em todos os andares do modelo;

c) a transição no sistema de estabilização lateral evidencia as diferenças de comportamento das lajes com e sem diafragma rígido no que se refere aos deslocamentos laterais.

Obtêm-se os valores dos deslocamentos laterais U_y ao longo do eixo $Y = 4,50$ m nos 1º e 2º andares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR. Os dados obtidos são mostrados na TAB. 8.4.

TABELA 8.4 – Deslocamentos laterais U_y no eixo $Y = 4,50$ m devido às forças de vento transversal nos 1º e 2º andares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR

Deslocamentos Laterais U_y (cm)						
Eixo $Y = 4,5$ m - 1º e 2º andares						
Eixo X	1º andar			2º andar		
	transição 1-dr	transição 1	ΔU_y (%)	transição 1-dr	transição 1	ΔU_y (%)
0,00	0,25	0,25	1,3	0,46	0,56	16,7
3,00	0,25	0,32	21,5	0,46	0,60	23,3
6,00	0,25	0,36	29,5	0,46	0,62	25,7
9,00	0,25	0,39	35,3	0,46	0,64	27,7
12,00	0,25	0,42	39,6	0,46	0,65	29,0
15,00	0,25	0,44	42,3	0,46	0,65	28,5
18,00	0,25	0,42	39,6	0,46	0,65	29,0
21,00	0,25	0,39	35,3	0,46	0,64	27,7
24,00	0,25	0,36	29,5	0,46	0,62	25,7
27,00	0,25	0,32	21,5	0,46	0,60	23,3
30,00	0,25	0,25	1,3	0,46	0,56	16,7

Com os dados da TAB.8.4 faz-se o gráfico mostrado na FIG.8.5.

Analisando a TAB.8.4 e o gráfico mostrado na FIG.8.5 percebe-se que:

a) os deslocamentos laterais U_y no eixo $Y = 4,50$ m no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 formam uma linha curva. Esta curva apresenta um bico, devido à ausência das diagonais do contraventamento central no 1º andar do modelo. Os deslocamentos laterais U_y no eixo $Y = 4,50$ m no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 -

DR formam uma linha reta. A maior diferença percentual entre os deslocamentos laterais dos dois modelos é igual a 42,3% e ocorre no ponto $X = 15,00$ m.

b) os deslocamentos laterais U_y no eixo $Y = 4,50$ m no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 formam uma linha com curvatura menos acentuada do que a do 1º andar deste modelo. Como já mencionado no capítulo 7, ao contrário do que ocorre no 1º andar, esta curva apresenta uma leve depressão no ponto $X = 15,00$ m, devido à presença no 2º andar das diagonais do contraventamento central. Os deslocamentos laterais U_y no eixo $Y = 4,50$ m no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR formam uma linha reta. A maior diferença percentual entre os deslocamentos laterais dos dois modelos é igual a 29,0% e ocorre nos pontos $X = 12,00$ m e $X = 18,00$ m.

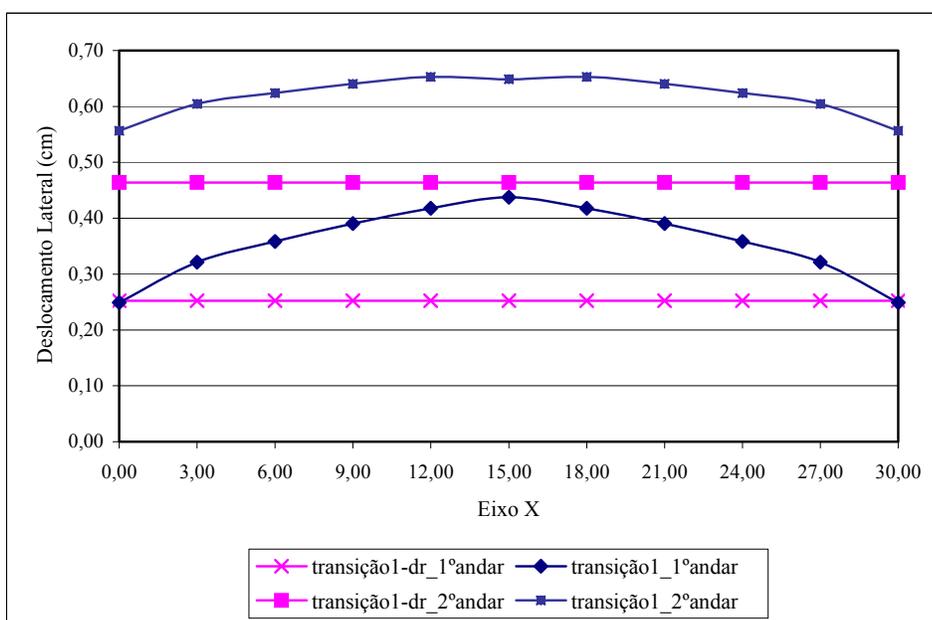


FIGURA 8.5 - Deslocamentos laterais U_y no eixo $Y = 4,50$ m nos 1º e 2º andares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR

8.1.4 – Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel}

TABELA 8.5 – Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral idl_{rel} no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR

Índices de Deslocabilidade Lateral										
Andar	transição 1-dr				transição 1				variações percentuais	
	U_y (cm)	$U_{y_{rel}}$ (cm)	idl	idl_{rel}	U_y (cm)	$U_{y_{rel}}$ (cm)	idl	idl_{rel}	Δidl (%)	Δidl_{rel} (%)
Fundação	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	-	-	-	-
1	0,25	0,25	1/1189	1/1189	0,44	0,44	1/686	1/686	42,3	42,3
2	0,46	0,21	1/1294	1/1420	0,65	0,21	1/925	1/1420	28,5	0,0
3	0,70	0,24	1/1280	1/1252	0,91	0,26	1/985	1/1133	23,0	9,5
4	0,97	0,27	1/1231	1/1104	1,24	0,33	1/967	1/915	21,5	17,1
5	1,29	0,32	1/1159	1/941	1,62	0,38	1/925	1/788	20,2	16,3
6	1,64	0,35	1/1095	1/856	2,03	0,41	1/885	1/730	19,1	14,7
7	2,02	0,38	1/1040	1/800	2,47	0,43	1/852	1/694	18,1	13,3
8	2,41	0,39	1/995	1/762	2,91	0,45	1/824	1/671	17,1	11,9
9	2,82	0,41	1/957	1/734	3,37	0,46	1/801	1/654	16,3	10,9
10	3,25	0,43	1/923	1/698	3,85	0,48	1/780	1/631	15,5	9,5
11	3,70	0,45	1/893	1/674	4,33	0,49	1/762	1/618	14,6	8,2
12	4,15	0,46	1/867	1/657	4,82	0,49	1/746	1/610	13,9	7,1
13	4,65	0,49	1/840	1/610	5,35	0,52	1/729	1/572	13,1	6,1
14	5,14	0,49	1/817	1/608	5,87	0,52	1/716	1/577	12,4	5,2
15	5,63	0,49	1/800	1/615	6,38	0,51	1/706	1/589	11,8	4,3
16	6,11	0,48	1/786	1/626	6,87	0,50	1/698	1/606	11,2	3,3
17	6,57	0,47	1/776	1/642	7,35	0,48	1/694	1/625	10,6	2,7
18	7,03	0,45	1/768	1/661	7,81	0,46	1/691	1/652	10,1	1,3
19	7,46	0,44	1/764	1/686	8,25	0,44	1/691	1/688	9,5	0,3
20	7,88	0,42	1/761	1/714	8,65	0,40	1/694	1/746	8,9	4,4

Obtêm-se os valores dos deslocamentos laterais U_y no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.5, respectivamente, nas 2ª e 6ª colunas.

A partir dos valores dos deslocamentos laterais U_y , usando-se a expressão (7.4) obtêm-se os deslocamentos relativos $U_{y,rel}$ ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR. Os valores obtidos são registrados na TAB.8.5, respectivamente, nas 3ª e 7ª colunas. A seguir, usando-se a expressão (7.5) obtêm-se os índices de deslocabilidade lateral idl , os quais são registrados na TAB.8.5, respectivamente, nas 4ª e 8ª colunas. As 5ª e 9ª colunas da mesma tabela mostram os índices de deslocabilidade lateral relativos idl_{rel} , os quais são calculados usando-se a expressão (7.6).

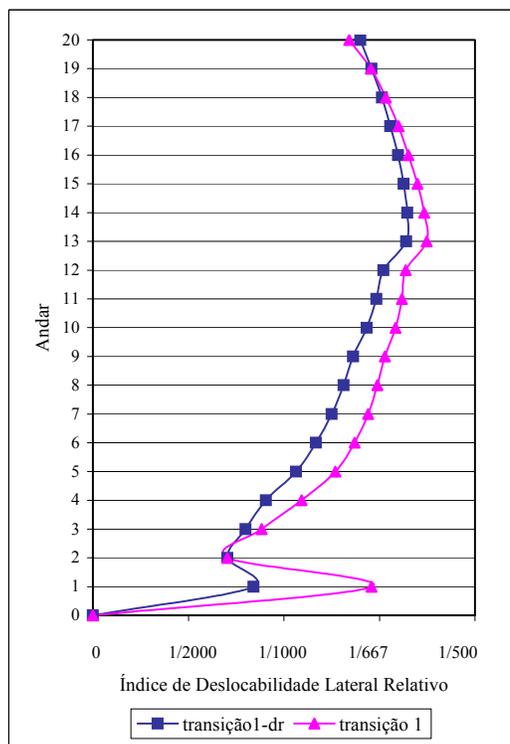


FIGURA 8.6 – Índice de deslocabilidade lateral - ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m)

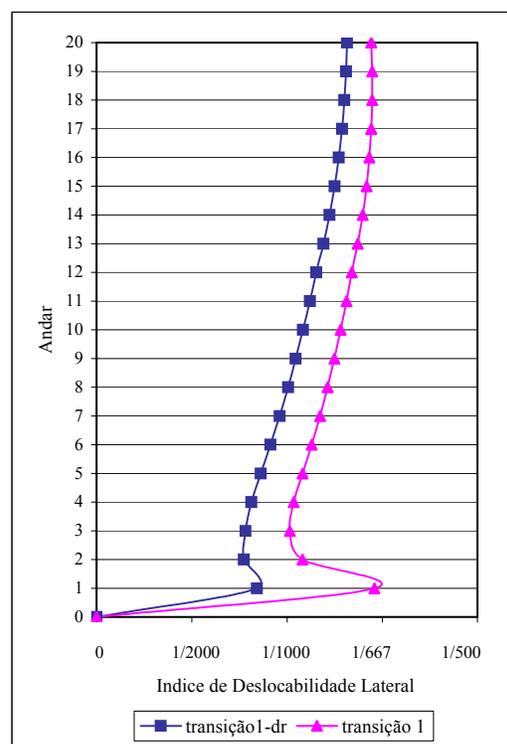


FIGURA 8.7 – Índice de deslocabilidade lateral relativo - ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m)

Com os dados da TAB.8.5 fazem-se os gráficos mostrados nas FIG.8.6 e FIG.8.7.

Analisando a TAB.8.5 e os gráficos mostrados nas FIG.8.6 e FIG.8.7 percebe-se que:

a) a variação percentual Δidl do índice de deslocabilidade lateral idl no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1 é igual a 42,3%. Esta diferença percentual diminui subitamente no 2º andar para então decrescer suavemente até o 20º andar. As variações percentuais dos deslocamentos laterais são as mesmas das do índice de deslocabilidade lateral;

b) em todos os andares o modelo TRANSIÇÃO 1 apresenta maiores índices de deslocabilidade lateral idl do que o modelo TRANSIÇÃO 1 – DR.. A menor diferença percentual entre os índices de deslocabilidade lateral dos dois modelos é de 8,9%;

c) a variação percentual Δidl_{rel} do índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel} no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1 é igual a 42,3% (igual ao índice de deslocabilidade lateral). No 2º andar esta diferença percentual é nula. Do 3º ao 4º andares as diferenças percentuais aumentam, para então decrescerem até o 19º andar;

d) a transição no sistema de estabilização lateral evidencia as diferenças de comportamento das lajes com e sem diafragma rígido no que se refere ao índice de deslocabilidade lateral idl e ao índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel} .

8.1.5 – Força axial nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades

Obtêm-se os valores das forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.6.

TABELA 8.6 – Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR

Força Axial nas Diagonais Comprimidas (kN)			
Contraventamentos das Extremidades			
Andar	Modelos		ΔF (%)
	transição 1-dr	transição 1	
1°	-447,26	-441,46	1,3
2°	-293,88	-338,70	13,2
3°	-271,65	-293,22	7,4
4°	-263,76	-274,44	3,9
5°	-247,69	-254,58	2,7
6°	-235,90	-240,65	2,0
7°	-221,07	-225,07	1,8
8°	-204,84	-208,49	1,7
9°	-189,64	-192,25	1,4
10°	-172,88	-175,13	1,3
11°	-155,95	-158,14	1,4
12°	-140,39	-142,26	1,3
13°	-123,87	-123,65	0,2
14°	-108,05	-107,30	0,7
15°	-89,53	-88,85	0,8
16°	-71,76	-70,76	1,4
17°	-53,71	-52,36	2,6
18°	-34,88	-33,55	3,9
19°	-15,66	-15,19	3,1
20°	3,44	-0,20	1839,4

Com os dados da TAB.8.6 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.8. A FIG.8.9 mostra com maiores detalhes as forças axiais nas diagonais comprimidas nos 6 primeiros andares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR.

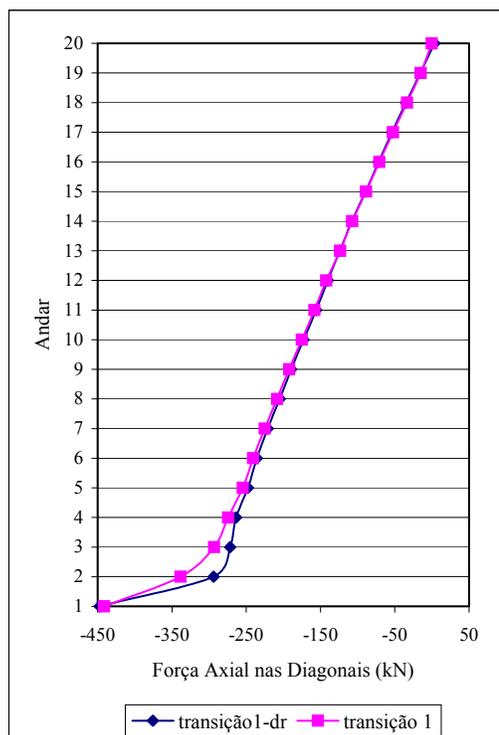


FIGURA 8.8 – Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades

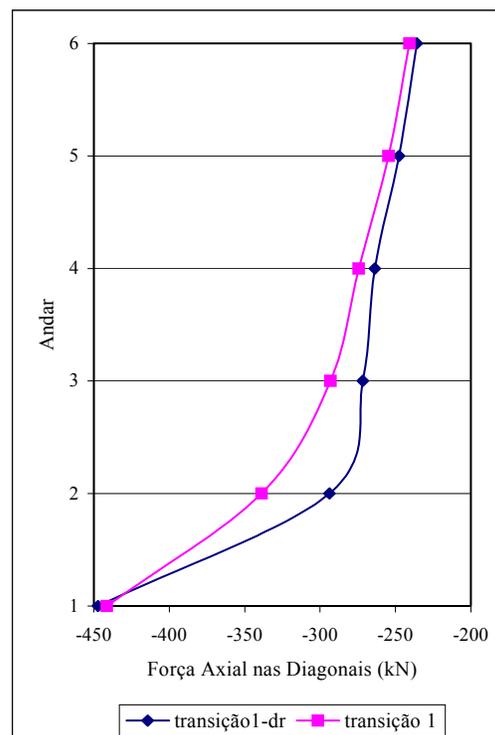


FIGURA 8.9 – Forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades - 1º ao 6º andares

Analisando a TAB.8.6 e os gráficos mostrados nas FIG.8.8 e FIG.8.9 percebe-se que:

a) a variação percentual ΔF das forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades no 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1 é muito pequena;

b) no 2º andar, as forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades do modelo TRANSIÇÃO 1 são 13,2% maiores em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1 – DR;

c) a partir do 5º andar as diferenças percentuais entre os dois modelos são muito

pequenas;

d) no 20º andar ocorre uma grande diferença percentual, porém, as forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades são muito pequenas;

e) a transição no sistema de estabilização lateral evidencia as diferenças de comportamento das lajes com e sem diafragma rígido no que se refere às forças axiais nas diagonais comprimidas dos contraventamentos das extremidades, porém, verifica-se um rápido amortecimento dos efeitos desta transição.

8.1.6 – Força axial nas diagonais comprimidas do contraventamento central

Obtêm-se os valores das forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.7.

Com os dados da TAB.8.7 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.10. A FIG.8.11 mostra com maiores detalhes as forças axiais nas diagonais comprimidas dos 2º ao 7º andares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR.

Analisando a TAB.8.7 e os gráficos mostrados nas FIG.8.10 e FIG.8.11 percebe-se que:

a) a diferença percentual ΔF da força axial na diagonal comprimida do contraventamento central no 2º andar do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1 é igual a 25,0%;

b) estas diferenças diminuem rapidamente com a altura do modelo e a partir do 9º andar se tornam menores do que 3,0%;

c) no 20º andar ocorre uma diferença percentual igual a 39,4%, porém, as forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central são muito menores do que as

que ocorrem nos primeiros andares;

d) a transição no sistema de estabilização lateral evidencia as diferenças de comportamento das lajes com e sem diafragma rígido no que se refere às forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central, porém, novamente verifica-se um rápido amortecimento dos efeitos desta transição.

TABELA 8.7 – Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR

Força Axial nas Diagonais Comprimidas (kN)			
Contraventamento Central			
Andar	Modelos		ΔF (%)
	transição 1-dr	transição 1	
1°	-	-	-
2°	-297,66	-238,19	25,0
3°	-279,13	-235,67	18,4
4°	-274,81	-253,20	8,5
5°	-260,03	-248,68	4,6
6°	-251,93	-243,55	3,4
7°	-240,44	-233,13	3,1
8°	-227,14	-220,20	3,2
9°	-214,44	-209,11	2,5
10°	-200,85	-195,55	2,7
11°	-186,87	-181,46	3,0
12°	-174,07	-168,56	3,3
13°	-150,43	-149,21	0,8
14°	-136,47	-135,42	0,8
15°	-119,56	-118,64	0,8
16°	-103,17	-102,34	0,8
17°	-86,34	-87,17	1,0
18°	-69,66	-69,82	0,2
19°	-52,61	-51,44	2,3
20°	-35,93	-25,78	39,4

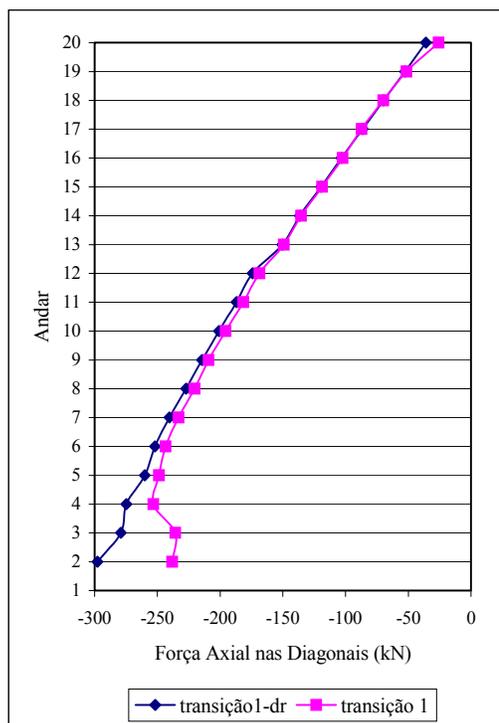


FIGURA 8.10 – Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central

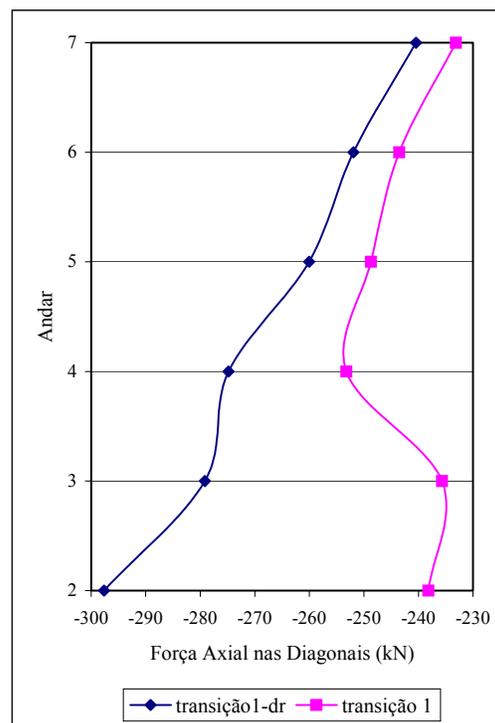


FIGURA 8.11 – Forças axiais nas diagonais comprimidas do contraventamento central - 2º ao 7º andares

8.1.7 – Força axial nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m

Como já mencionado no capítulo 7, ocorrem forças de tração e de compressão nas vigas longitudinais (direção X) do modelo TRANSIÇÃO 1. Estas forças são consideradas nulas pelo programa de análise estrutural utilizado quando a laje é modelada através de diafragma rígido, como é o caso do modelo TRANSIÇÃO 1 - DR.

Obtêm-se os valores das forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo Y = 0,00 m ao longo dos 20 andares para o modelo TRANSIÇÃO 1. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.8. Para o modelo TRANSIÇÃO 1 – DR estes valores são registrados como indeterminados, uma vez que sabe-se que não são nulos.

TABELA 8.8 – Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR

Força Axial nas Vigas Longitudinais junto ao Pilar P3 (kN)			
Andar	Modelos		ΔF (%)
	transição 1-dr	transição 1	
1°	indeterminada	-119,06	indeterminada
2°	indeterminada	-65,38	indeterminada
3°	indeterminada	-26,12	indeterminada
4°	indeterminada	-13,48	indeterminada
5°	indeterminada	-10,74	indeterminada
6°	indeterminada	-9,98	indeterminada
7°	indeterminada	-9,99	indeterminada
8°	indeterminada	-9,20	indeterminada
9°	indeterminada	-8,69	indeterminada
10°	indeterminada	-9,18	indeterminada
11°	indeterminada	-8,97	indeterminada
12°	indeterminada	-7,42	indeterminada
13°	indeterminada	-8,41	indeterminada
14°	indeterminada	-9,08	indeterminada
15°	indeterminada	-9,43	indeterminada
16°	indeterminada	-8,92	indeterminada
17°	indeterminada	-9,75	indeterminada
18°	indeterminada	-8,68	indeterminada
19°	indeterminada	-5,43	indeterminada
20°	indeterminada	8,71	indeterminada

Com os dados da TAB.8.8 faz-se o gráfico mostrado na FIG.8.12.

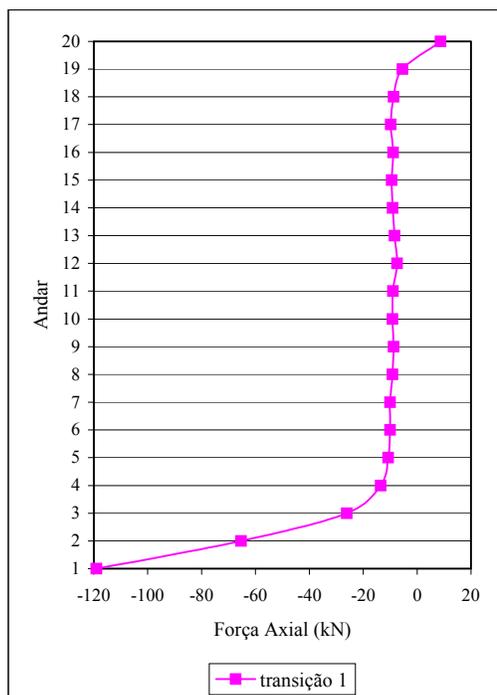


FIGURA 8.12 – Forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 no eixo $Y = 0,00$ m

Analisando o gráfico mostrado na FIG.8.12 percebe-se que:

- a) a força axial na viga longitudinal junto ao pilar P3 do modelo TRANSIÇÃO 1 no andar de transição, é bastante relevante, em especial por tratar-se de viga de aço isolada comprimida com comprimento destravado igual a 2,00 m; atenção especial deve também ser dada a estas vigas nos demais níveis abaixo do 5º andar;
- b) a partir do 6º andar as forças axiais nas vigas longitudinais junto ao pilar P3 do modelo TRANSIÇÃO 1 permanece sem grandes variações, exceto no 20º andar, onde ocorre uma inversão de sinais;
- c) ao se modelar lajes como diafragma rígido deve-se estar atento aos esforços que estão presentes na estrutura, mas são dados como nulos pelo programa de análise estrutural.

8.1.8 – Força axial no pilar P6

Obtêm-se os valores das forças axiais no pilar P6 ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.9. O pilar P6 é o pilar comprimido pertencente ao contraventamento da extremidade situado no eixo X = 0,00 m.

TABELA 8.9 – Forças axiais no pilar P6 devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR

Força Axial no pilar P6 (kN)			
Andar	Modelos		ΔF (%)
	transição 1-dr	transição 1	
1°	-1605,15	-1655,43	3,0
2°	-1442,12	-1467,38	1,7
3°	-1291,41	-1304,67	1,0
4°	-1145,07	-1152,45	0,6
5°	-1007,64	-1011,28	0,4
6°	-876,74	-877,89	0,1
7°	-754,06	-753,19	0,1
8°	-640,38	-637,75	0,4
9°	-535,13	-531,35	0,7
10°	-439,17	-434,50	1,1
11°	-352,59	-347,12	1,6
12°	-274,64	-268,59	2,3
13°	-205,86	-200,39	2,7
14°	-145,85	-141,28	3,2
15°	-96,11	-92,44	4,0
16°	-56,22	-53,65	4,8
17°	-26,35	-25,08	5,1
18°	-6,93	-6,96	0,5
19°	1,83	0,95	92,2
20°	0,00	0,54	100,0

Com os dados da TAB.8.9 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.13. A FIG.8.14 mostra com maiores detalhes as forças axiais no pilar P6 nos 4 primeiros andares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.

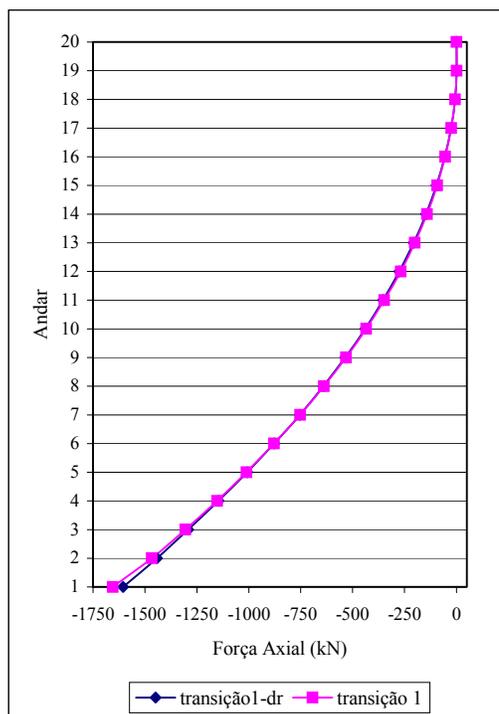


FIGURA 8.13 – Forças axiais no pilar P6

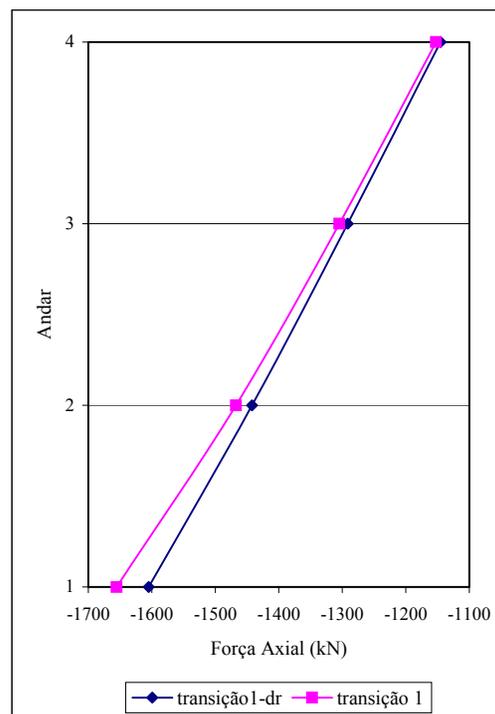


FIGURA 8.14 – Forças axiais no pilar P6 - 1º ao 4º andares

Analisando a TAB.8.9 e os gráficos mostrados nas FIG.8.13 e FIG.8.14 percebe-se que:

a) não existem diferenças percentuais ΔF significativas entre as forças axiais no pilar P6 dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR, exceto nos dois últimos andares onde estas forças são muito pequenas;

b) a partir do 4º andar as curvas de forças axiais no pilar P6 dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR são praticamente coincidentes, mostrando um rápido amortecimento dos efeitos da transição no sistema de estabilização lateral, no que se refere às forças axiais no pilar P6.

8.1.9 – Força axial no pilar P7

Obtêm-se os valores das forças axiais no pilar P7 ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.10. O pilar P7 não pertence ao sistema de estabilização lateral transversal e situa-se no alinhamento $Y = 9,00$ m.

TABELA 8.10 – Forças axiais no pilar P7 devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR

Força Axial no pilar P7 (kN)			
Andar	Modelos		ΔF (%)
	transição 1-dr	transição 1	
1°	-168,13	-187,00	10,1
2°	-166,33	-184,28	9,7
3°	-162,94	-180,93	9,9
4°	-158,13	-175,80	10,1
5°	-152,09	-169,18	10,1
6°	-144,60	-160,94	10,2
7°	-135,83	-151,35	10,3
8°	-125,98	-140,63	10,4
9°	-115,26	-129,02	10,7
10°	-106,32	-118,97	10,6
11°	-96,69	-108,19	10,6
12°	-86,50	-96,85	10,7
13°	-75,97	-85,10	10,7
14°	-66,52	-74,32	10,5
15°	-56,88	-63,38	10,3
16°	-47,13	-52,38	10,0
17°	-37,42	-41,44	9,7
18°	-27,83	-30,71	9,4
19°	-18,32	-20,15	9,1
20°	-8,85	-9,77	9,4

Com os dados da TAB.8.10 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.15.

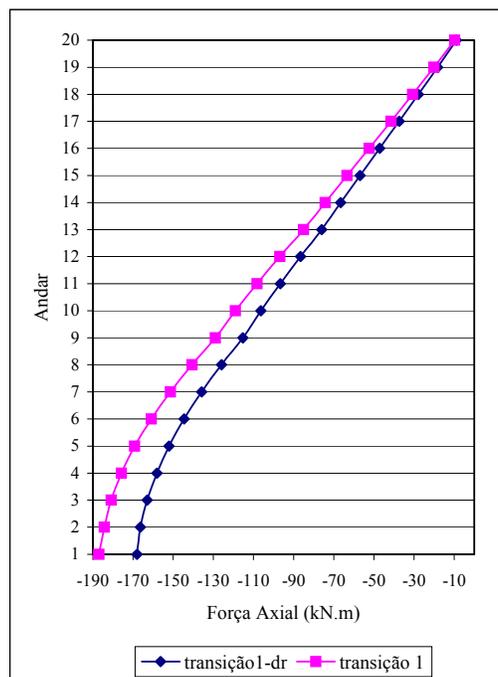


FIGURA 8.15 – Forças axiais no pilar P7

Analisando a TAB.8.10 e o gráfico mostrado na FIG.8.15 percebe-se que:

a) as diferenças percentuais ΔF entre as forças axiais no pilar P7 dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR giram em torno de 10% ao longo de todos os andares do edifício, sendo que o modelo TRANSIÇÃO 1 apresenta em todos os andares os maiores esforços;

b) apesar do pilar P7 não fazer parte do sistema de estabilização lateral, ocorrem neste pilar forças axiais de compressão devidas ao vento transversal, que podem ser relevantes para o seu dimensionamento, conforme já comentado no capítulo 7.

8.1.10 – Força axial no pilar P8

Obtêm-se os valores das forças axiais no pilar P8 ao longo dos 20 andares para os

modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.11. O pilar P8 é o pilar comprimido pertencente ao contraventamento central.

TABELA 8.11 – Forças axiais no pilar P8 devido às forças de vento transversal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR

Força Axial no pilar P8 (kN)			
Andar	Modelos		ΔF (%)
	transição 1-dr	transição 1	
1°	-1529,90	-1424,80	7,4
2°	-1368,36	-1296,98	5,5
3°	-1220,29	-1171,90	4,1
4°	-1077,43	-1040,34	3,6
5°	-945,21	-914,06	3,4
6°	-820,39	-793,62	3,4
7°	-704,49	-681,51	3,4
8°	-598,13	-578,71	3,4
9°	-500,53	-483,77	3,5
10°	-406,91	-393,12	3,5
11°	-322,43	-311,65	3,5
12°	-246,15	-238,40	3,3
13°	-183,67	-176,60	4,0
14°	-126,78	-120,44	5,3
15°	-79,63	-73,94	7,7
16°	-41,79	-36,63	14,1
17°	-13,23	-7,67	72,5
18°	6,33	11,97	47,1
19°	16,60	21,69	23,4
20°	17,69	17,43	1,5

Com os dados da TAB.8.11 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.16. A FIG.8.17 mostra com maiores detalhes as forças axiais no pilar P8 nos 5 primeiros andares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR.

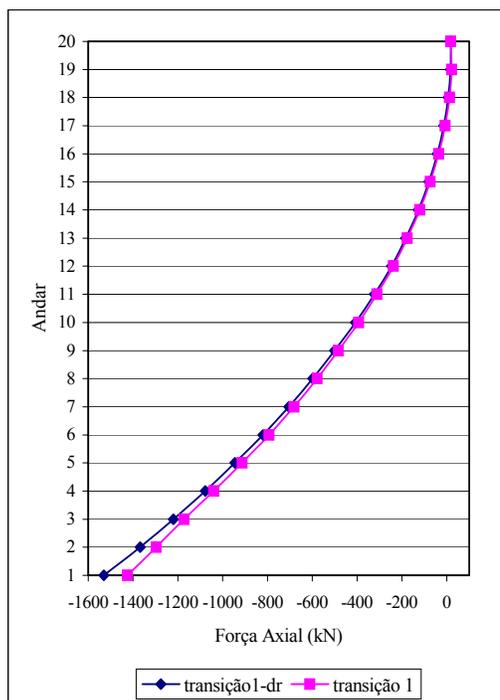


FIGURA 8.16 – Forças axiais no pilar P8

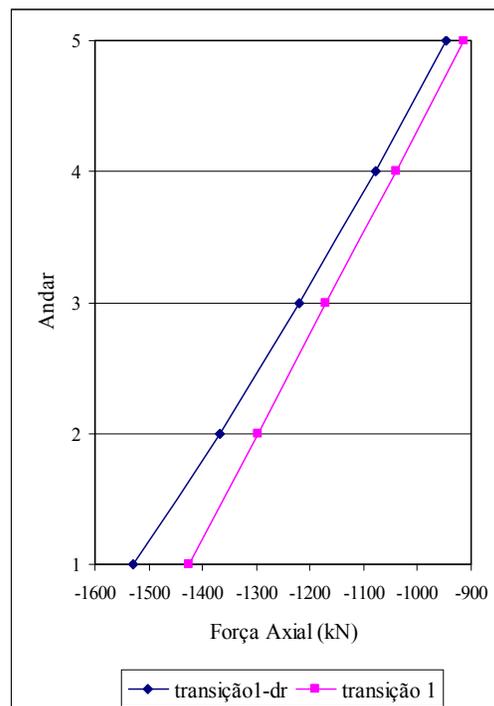


FIGURA 8.17 – Forças axiais no pilar P8 - 1º ao 5º andares

Analisando a TAB.8.11 e os gráficos mostrados nas FIG.8.16 e FIG.8.17 percebe-se que:

- no 1º andar, onde ocorre a maior força axial no pilar P8, a diferença percentual entre os valores obtidos através dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR é de 7,4%;
- as diferenças percentuais ΔF entre as forças axiais no pilar P8 dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR diminuem com a altura do edifício, até o 8º andar;
- nos 16º ao 19º andares ocorrem diferenças percentuais significativas, porém, as forças axiais no pilar P8 são muito pequenas.

8.2 – Análise de resultados devido ao vento longitudinal

8.2.1 – Reações de apoio horizontais Hx na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio horizontais Hx na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.12.

TABELA 8.12 – Reações de apoio horizontais Hx devido às forças de vento longitudinal

Reação de Apoio Horizontal Hx (kN)			
Bases	Modelos		ΔH_x (%)
	transição 1-dr	transição 1	
P1	-9,99	-9,58	4,3
P2	-42,91	-42,97	0,1
P3	-27,23	-27,94	2,5
P4	-42,91	-42,97	0,1
P5	-9,99	-9,58	4,3
P6	-9,99	-9,58	4,3
P7	-42,91	-42,97	0,1
P8	-27,23	-27,94	2,5
P9	-42,91	-42,97	0,1
P10	-9,99	-9,58	4,3

Com os dados da TAB.8.12 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.18.

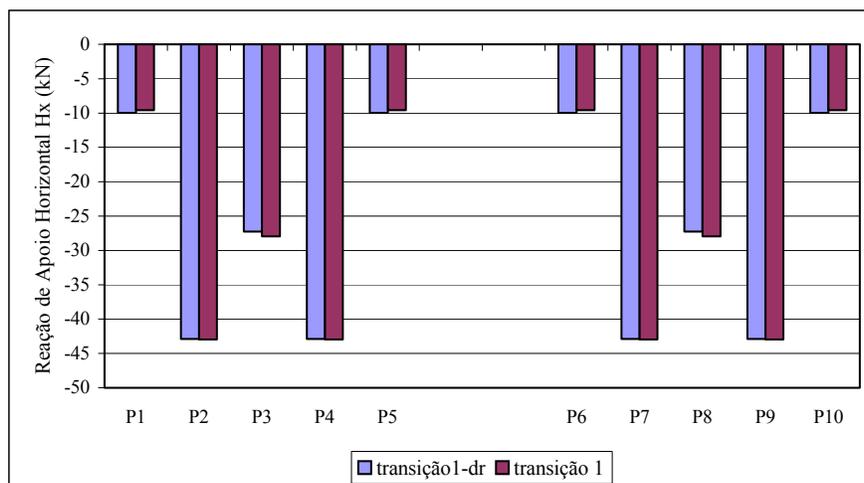


FIGURA 8.18 - Reações de apoio horizontais Hx na fundação dos pilares P1 a P10

Analisando a TAB.8.12 e o gráfico mostrado na FIG.8.18 percebe-se que:

a) as variações percentuais ΔH_x das reações de apoio horizontais do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1, nos pilares de extremidades dos pórticos longitudinais P2, P4, P7 e P9, são praticamente nulas;

b) as variações percentuais das reações de apoio horizontais do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1, nos pilares centrais dos pórticos longitudinais P3 e P8, são também muito pequenas (2,5%);

c) as variações percentuais das reações de apoio horizontais do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1, nos pilares que não fazem parte do sistema de estabilização lateral longitudinal P1, P5, P6 e P10 são um pouco maiores do que as dos demais pilares, porém, as reações de apoio horizontais são também menores do que as dos demais pilares.

8.2.2 – Reações de apoio verticais Vz na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio verticais V_z na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.13.

TABELA 8.13 – Reações de apoio verticais V_z devido às forças de vento longitudinal

Reação de Apoio Vertical V_z (kN)			
Bases	Modelos		ΔV_z (%)
	transição 1-dr	transição 1	
P1	-0,03	-10,13	99,7
P2	-408,75	-379,48	7,7
P3	0,00	0,00	0,0
P4	408,75	379,48	7,7
P5	0,03	10,13	99,7
P6	-0,03	-10,08	99,7
P7	-408,75	-379,49	7,7
P8	0,00	0,00	0,0
P9	408,75	379,49	7,7
P10	0,03	10,08	99,7

Com os dados da TAB.8.13 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.19.

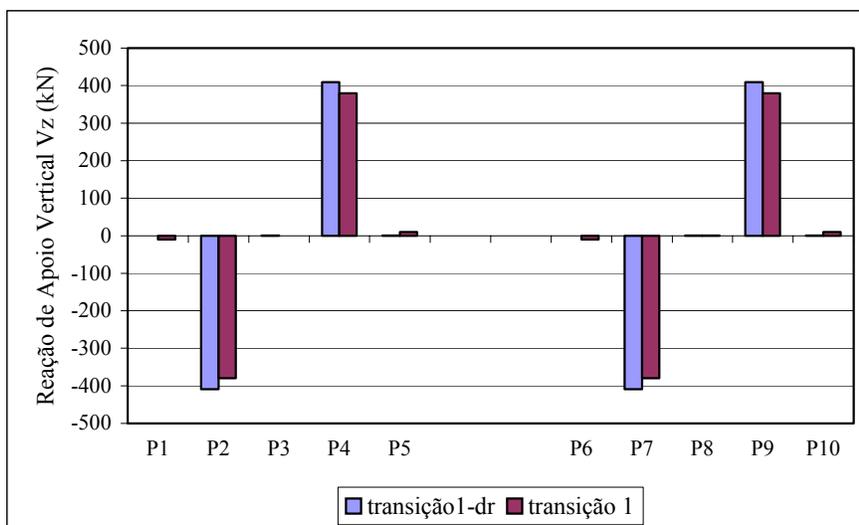


FIGURA 8.19 - Reações de apoio verticais na fundação dos pilares P1 a P10

Analisando a TAB.8.13 e o gráfico mostrado na FIG.8.19 percebe-se que:

- a) as variações percentuais ΔV_z das reações de apoio verticais do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1, nos pilares de extremidades dos pórticos longitudinais P2, P4, P7 e P9, são consideráveis (7,7%);
- b) nos dois modelos, as reações de apoio verticais nos pilares P3 e P8 são nulas, pois, estes são os pilares centrais dos pórticos longitudinais, que são simétricos em relação a P3 e P8;
- c) as reações de apoio verticais nos pilares P1, P5, P6 e P10, que não fazem parte do sistema de estabilização lateral longitudinal, fornecidas pelo modelo TRANSIÇÃO 1 – DR são praticamente nulas e as fornecidas pelo modelo TRANSIÇÃO 1 são muito pequenas, gerando uma diferença percentual da ordem de 100%, porém, pouco importante.

8.2.3 – Reações de apoio M_y na fundação

Obtêm-se os valores das reações de apoio M_y na fundação dos pilares P1 a P10 para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.14.

TABELA 8.14 – Reações de apoio My devido às forças de vento longitudinal

Reação de Apoio My (kN.m)			
Bases	Modelos		ΔMy (%)
	transição 1-dr	transição 1	
P1	-86,51	-83,68	3,4
P2	-296,38	-289,93	2,2
P3	-100,91	-100,60	0,3
P4	-296,38	-289,93	2,2
P5	-86,51	-83,68	3,4
P6	-86,51	-83,69	3,4
P7	-296,38	-289,94	2,2
P8	-100,91	-100,60	0,3
P9	-296,38	-289,94	2,2
P10	-86,51	-83,69	3,4

Com os dados da TAB.8.14 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.20.

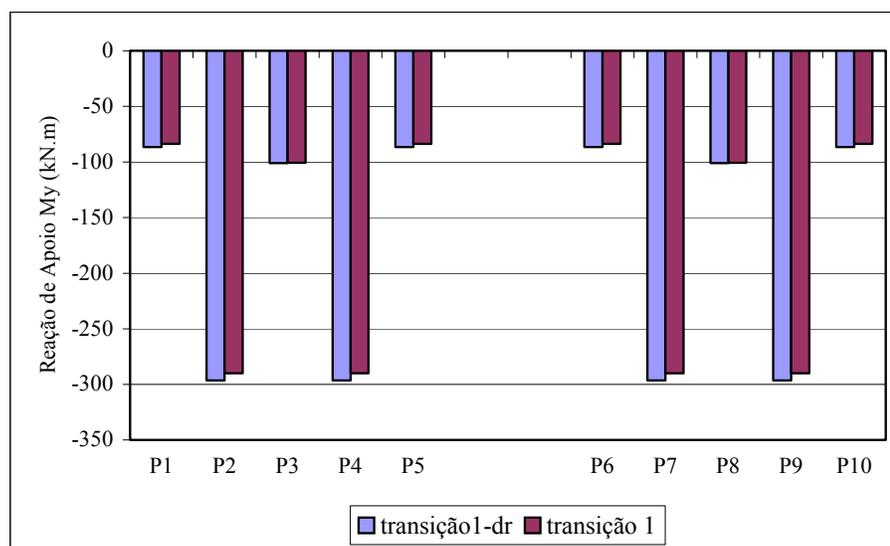


FIGURA 8.20 - Reações de apoio My na fundação dos pilares P1 a P10

Analisando a TAB.8.14 e o gráfico mostrado na FIG.8.20 percebe-se que:

- a) as variações percentuais ΔMy das reações de apoio My do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1, em todos os pilares, são muito pequenas;
- b) as variações percentuais das reações de apoio My dos pilares centrais dos pórticos longitudinais P3 e P8 dos dois modelos são praticamente nulas.

8.2.4 – Deslocamentos laterais U_x

Obtêm-se os valores dos deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.15.

Com os dados da TAB.8.15 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.21.

Analisando a TAB.8.15 e o gráfico mostrado na FIG.8.21 percebe-se que:

- a) as variações percentuais ΔU_x dos deslocamentos laterais do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1 crescem com a altura do edifício, sendo máxima no 20º andar (igual a 5,8%);
- b) em todos os andares os deslocamentos laterais U_x do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR são maiores do que os do modelo TRANSIÇÃO 1.

TABELA 8.15 – Deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) devido às forças de vento longitudinal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR

Deslocamentos Laterais U_x (cm)			
Andar	Modelos		ΔU_x (%)
	transição 1-dr	transição 1	
Fundação	0,00	0,00	0,0
1°	0,17	0,17	2,4
2°	0,58	0,57	2,8
3°	1,13	1,10	3,1
4°	1,76	1,70	3,4
5°	2,42	2,34	3,6
6°	3,11	2,99	3,8
7°	3,78	3,64	4,0
8°	4,46	4,28	4,1
9°	5,14	4,93	4,3
10°	5,83	5,58	4,5
11°	6,48	6,19	4,7
12°	7,10	6,77	4,8
13°	7,68	7,31	5,0
14°	8,20	7,80	5,1
15°	8,67	8,24	5,3
16°	9,08	8,61	5,4
17°	9,42	8,93	5,5
18°	9,69	9,18	5,6
19°	9,89	9,35	5,7
20°	10,03	9,48	5,8

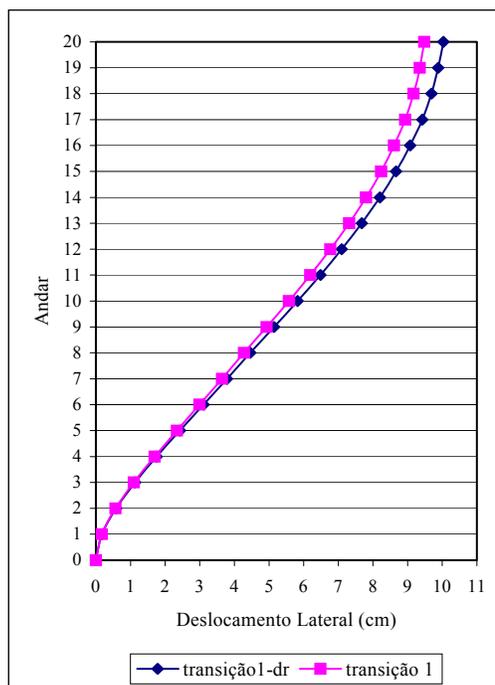


FIGURA 8.21 – Deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m)

8.2.5 – Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral relativo idl_{rel}

Obtêm-se os valores dos deslocamentos laterais U_x no ponto ($X = 15,00$ m; $Y = 4,50$ m) ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.16, respectivamente, nas 2ª e 6ª colunas.

A partir dos valores dos deslocamentos laterais U_x , usando-se a expressão (7.4) obtêm-se os deslocamentos relativos $U_{x,rel}$ ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR. Os valores obtidos são registrados na TAB.8.16, respectivamente, nas 3ª e 7ª colunas. A seguir, usando-se a expressão (7.5) obtêm-se os índices de deslocabilidade lateral idl , os quais são registrados na TAB.8.16, respectivamente, nas 4ª e 8ª colunas. As 5ª e 9ª colunas da mesma tabela mostram os índices de deslocabilidade lateral relativos idl_{rel} , os quais são calculados usando-se a expressão (7.6).

TABELA 8.16 – Índice de deslocabilidade lateral idl e índice de deslocabilidade lateral idl_{rel} no ponto (X = 15,00 m; Y = 4,50 m) devido às forças de vento longitudinal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 - DR

Índices de Deslocabilidade Lateral										
Andar	transição 1-dr				transição 1				variações percentuais	
	U_x (cm)	$U_{x,rel}$ (cm)	idl	idl_{rel}	U_x (cm)	$U_{x,rel}$ (cm)	idl	idl_{rel}	Δidl (%)	Δidl_{rel} (%)
Fundação	0,00	0,00	-	-	0,00	0,00	-	-	-	-
1	0,17	0,17	1/1723	1/1723	0,17	0,17	1/1765	1/1765	2,4	2,4
2	0,58	0,41	1/1026	1/731	0,57	0,40	1/1055	1/752	2,8	3,0
3	1,13	0,55	1/795	1/547	1,10	0,53	1/819	1/566	3,1	3,4
4	1,76	0,62	1/684	1/482	1,70	0,60	1/707	1/500	3,4	3,8
5	2,42	0,67	1/619	1/448	2,34	0,64	1/641	1/467	3,6	4,1
6	3,11	0,68	1/579	1/440	2,99	0,65	1/601	1/460	3,8	4,5
7	3,78	0,68	1/555	1/442	3,64	0,65	1/577	1/464	4,0	4,8
8	4,46	0,67	1/539	1/447	4,28	0,64	1/561	1/470	4,1	5,2
9	5,14	0,69	1/525	1/436	4,93	0,65	1/548	1/460	4,3	5,5
10	5,83	0,68	1/515	1/439	5,58	0,65	1/538	1/465	4,5	5,9
11	6,48	0,65	1/509	1/458	6,19	0,62	1/533	1/487	4,7	6,3
12	7,10	0,62	1/507	1/488	6,77	0,58	1/532	1/520	4,8	6,6
13	7,68	0,58	1/508	1/517	7,31	0,54	1/533	1/553	5,0	6,9
14	8,20	0,53	1/512	1/570	7,80	0,49	1/538	1/611	5,1	7,2
15	8,67	0,47	1/519	1/645	8,24	0,43	1/546	1/694	5,3	7,6
16	9,08	0,41	1/529	1/739	8,61	0,38	1/557	1/799	5,4	8,0
17	9,42	0,35	1/541	1/864	8,93	0,32	1/571	1/937	5,5	8,4
18	9,69	0,27	1/557	1/1126	9,18	0,24	1/588	1/1231	5,6	9,4
19	9,89	0,20	1/577	1/1528	9,35	0,18	1/609	1/1696	5,7	11,0
20	10,03	0,15	1/598	1/2066	9,48	0,13	1/633	1/2347	5,8	13,6

Nas expressão (7.4), expressão (7.5) e expressão (7.6), considera-se o índice x ao invés do índice y no cálculo das grandezas $U_{x_{rel}}$, idl e idl_{rel} .

Com os dados da TAB.8.16 fazem-se os gráficos mostrados nas FIG.8.22 e FIG.8.23.

Analisando a TAB.8.16 e os gráficos mostrados nas FIG.8.22 e FIG.8.23 percebe-se que:

a) assim como acontece com os deslocamentos laterais U_x , as variações percentuais Δidl dos índices de deslocabilidade lateral idl do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1 crescem com a altura do edifício, sendo máxima no 20º andar (5,8%);

b) em todos os andares os índices de deslocabilidade lateral idl do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR são maiores do que os do modelo TRANSIÇÃO 1.

c) as variações percentuais Δidl_{rel} dos índices de deslocabilidade lateral relativos idl_{rel} do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1 crescem com a altura do edifício, sendo máxima no 20º andar (13,6%);

d) em todos os andares os índices de deslocabilidade lateral relativos idl_{rel} do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR são maiores do que os do modelo TRANSIÇÃO 1.

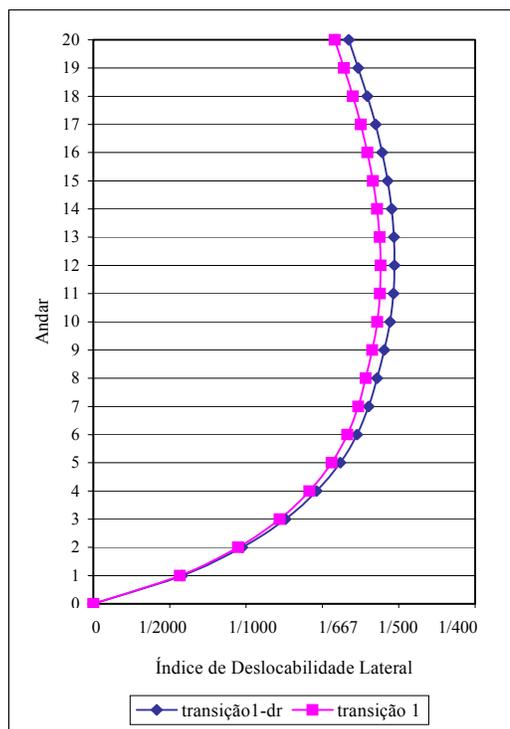


FIGURA 8.22 – Índice de deslocabilidade lateral - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m)

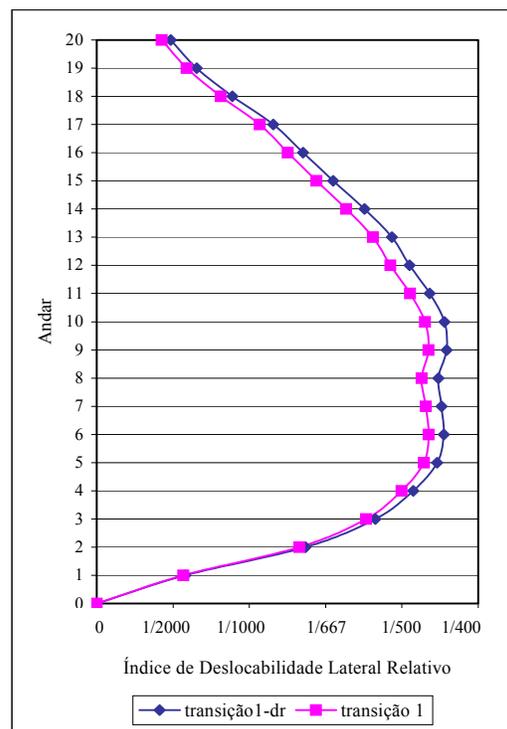


FIGURA 8.23 – Índice de deslocabilidade lateral relativo - ponto (X = 15,00m; Y = 4,50m)

8.2.6 – Momento fletor M3 (sistema local) nos nós inferiores do pilar P1 em cada andar

Obtêm-se os valores dos momentos fletores M3 no sistema local (FIG.4.3) em torno do eixo de maior inércia do pilar P1, no nó inferior do elemento de barra de cada andar, ao longo dos 20 andares para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR. Os valores obtidos são mostrados na TAB.8.17. O momento fletor M3 no sistema local no nó inferior de cada elemento de barra do pilar P1 tem a mesma direção do momento fletor My no sistema global, porém, sinal contrário. O pilar P1 não faz parte do sistema de estabilização lateral longitudinal.

TABELA 8.17 – Momento fletor M3 (sistema local) em cada andar nos nós inferiores do pilar P1 devido às forças de vento longitudinal para os modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR

Momento Fletor M3 no Pilar P1 (kN.m)			
Andar	Modelos		$\Delta M3$ (%)
	transição 1-dr	transição 1	
1°	86,51	83,68	3,4
2°	49,37	49,13	0,5
3°	29,18	28,35	2,9
4°	15,03	15,35	2,1
5°	9,65	9,46	2,0
6°	1,43	2,33	38,3
7°	-0,80	-0,20	298,6
8°	-1,91	-0,73	162,2
9°	3,37	3,54	4,6
10°	-0,59	0,40	245,7
11°	-3,64	-2,62	38,9
12°	-5,05	-3,84	31,8
13°	-3,10	-2,25	37,7
14°	-5,05	-3,93	28,7
15°	-5,59	-4,60	21,5
16°	-5,72	-4,65	23,0
17°	-3,06	-2,46	24,0
18°	-3,64	-2,90	25,4
19°	-2,99	-2,50	19,7
20°	-2,47	-2,04	21,5

Com os dados da TAB.8.17 faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.24

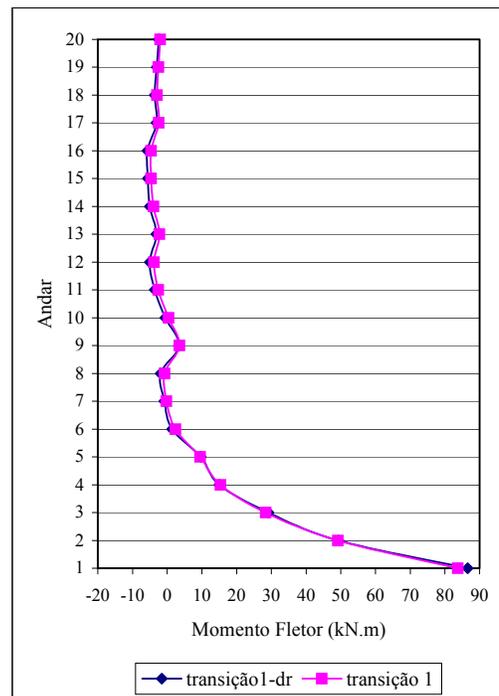


FIGURA 8.24 – Momento fletor M3 (sistema local) em cada andar nos nós inferiores do pilar P1

Analisando a TAB.8.17 e o gráfico comparativo mostrado na FIG.8.24 percebe-se que:

- as curvas de momento fletor M3 no pilar P1 dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR ao longo dos 20 andares do edifício são praticamente coincidentes;
- nos primeiros andares, onde ocorrem os maiores momentos fletores no pilar P1, as diferenças percentuais do momento fletor M3 no pilar P1 entre os dois modelos são pequenas, inferiores a 4,0%;
- a partir do 6º andar ocorrem variações percentuais significativas, porém, os momentos fletores são muito pequenos.

9

CONCLUSÕES

Neste trabalho analisam-se e comparam-se três estruturas distintas propostas para um edifício de 20 andares sujeito à ação de forças de vento transversal e longitudinal.

Na Estrutura 1, não há transição no sistema de estabilização lateral, portanto, os três contraventamentos alcançam as fundações. Na Estrutura 2, as diagonais do contraventamento central foram suprimidas no 1º andar restando apenas, neste andar, os contraventamentos das extremidades. Na Estrutura 3, as diagonais do contraventamento central foram suprimidas nos 1º e 2º andares restando apenas, nestes andares, os contraventamentos das extremidades.

A Estrutura 1 é analisada através do modelo SEM TRANSIÇÃO. A Estrutura 2 é analisada através de três modelos distintos: o modelo SIMPLIFICADO, o modelo TRANSIÇÃO 1 e o modelo TRANSIÇÃO 1 – DR. E, finalmente, analisa-se a Estrutura 3 através do modelo TRANSIÇÃO 2.

Comparando-se os resultados obtidos da análise da Estrutura 2 através do modelo SIMPLIFICADO e do modelo TRANSIÇÃO 1, conclui-se que:

a) o modelo SIMPLIFICADO mostra-se ineficiente para o cálculo das tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{m\acute{a}x}$ devido às forças de vento transversal nos elementos de laje do andar de transição, por apresentar resultados muito conservadores. Esta constatação é feita através da comparação das figuras relativas às tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{m\acute{a}x}$ do modelo SIMPLIFICADO, mostradas no capítulo 5, e as figuras correspondentes do 1º andar do modelo TRANSIÇÃO 1, mostradas no capítulo 6;

b) as forças de tração e compressão nas vigas longitudinais dos eixos $Y = 0,00$ m e $Y = 9,00$ m obtidas através do modelo SIMPLIFICADO são bastante superiores às fornecidas pelo modelo TRANSIÇÃO 1. A diferença percentual entre as forças de compressão na viga longitudinal comprimida mais solicitada junto ao pilar P3 no eixo $Y = 0,00$ m é igual a 213,4%, o que novamente sinaliza a ineficiência do modelo SIMPLIFICADO por produzir resultados bastante conservadores.

No capítulo 6 analisam-se e comparam-se as tensões σ_x , σ_y e $\sigma_{m\acute{a}x}$ nas lajes dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 devido às forças de vento transversal. A partir destas comparações chega-se às seguintes conclusões:

a) em diversas regiões das lajes dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 ocorrem tensões de tração σ_x e $\sigma_{m\acute{a}x}$ elevadas, superiores a 200 N/cm^2 . Estas regiões, se não forem adequadamente armadas podem apresentar problemas, como, por exemplo, trincas nas lajes. Estas tensões ocorrem com maior intensidade em regiões das lajes do andar de transição e do andar imediatamente superior a este;

b) existe uma concentração de tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ nos elementos de laje situados ao longo dos contraventamentos do edifício. Estas tensões se propagam por uma faixa de largura de cerca de 1,5 m, mesmo no modelo SEM TRANSIÇÃO, onde não existe transição no sistema de estabilização lateral. As tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$ ao longo dos contraventamentos são mais elevadas nos andares inferiores (mais próximos das fundações) podendo em alguns pontos atingir valores superiores a 300 N/cm^2 . Quanto mais distante das fundações é o andar, menores são estas tensões $\sigma_{m\acute{a}x}$;

c) apesar das forças de vento terem sido introduzidas no plano médio das lajes, em cada andar, em algumas regiões das lajes dos modelos, ocorre uma inversão nos sinais das tensões da face superior dos elementos de laje em relação à face inferior destes mesmos elementos, indicando a presença de tensões de flexão nestas regiões. Estas tensões ocorrem devido ao alongamento dos pilares do eixo $Y = 0,00$ m e ao encurtamento dos pilares do eixo $Y = 9,00$ m;

d) ao se analisar um edifício alto tridimensionalmente, verifica-se que todos os pilares têm sua parcela de contribuição na estabilização lateral do edifício quando este está sujeito à ação de forças laterais, inclusive os pilares que não fazem parte do sistema de estabilização lateral. Mostra-se que estes pilares são em parte responsáveis pelas tensões de flexão que ocorrem nas lajes dos modelos;

e) apesar da transição no sistema de estabilização lateral provocar fortes perturbações nas tensões das lajes do andar de transição e do andar imediatamente superior a este, mostra-se que ocorre um rápido amortecimento dos efeitos da transição em relação às tensões nas lajes, ao longo da altura do edifício, independentemente desta transição ocorrer no 1º ou no 2º andar.

No capítulo 7 analisam-se e comparam-se os resultados obtidos para os elementos de barra, através dos modelos SEM TRANSIÇÃO, TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2 devido às forças de vento transversal e longitudinal. A partir destas comparações chega-se às seguintes conclusões:

a) a supressão das diagonais do contraventamento central altera significativamente as reações de apoio horizontais devido às forças de vento transversal nos pilares P3 e P8, as quais se tornam muito pequenas. Porém, as reações de apoio verticais pouco se modificam quando a transição no sistema de estabilização lateral acontece em um nível próximo ao da fundação, como são os casos dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 2;

b) os pilares P2, P4, P7 e P9, apesar de não fazerem parte dos contraventamentos do

edifício, exercem influência relevante na estabilização do mesmo, independentemente de haver transição no sistema de estabilização da estrutura. Constatou-se que no modelo SEM TRANSIÇÃO, por exemplo, as reações verticais devido às forças de vento transversal destes pilares são iguais a 11,4% das reações de apoio dos pilares do contraventamento central. Além disso, verifica-se que as reações de apoio verticais devido às forças de vento transversal nos pilares dos contraventamentos das extremidades são 8,1% maiores do que as reações de apoio dos pilares pertencentes ao contraventamento central devido à influência dos pilares P2, P4, P7 e P9 que estão mais próximos do contraventamento central do que dos das extremidades;

c) de uma maneira geral, nas análises do comportamento dos diversos elementos unidimensionais que compõem as estruturas estudadas, percebe-se que ocorrem fortes perturbações das grandezas analisadas no andar de transição e no andar imediatamente superior a este, porém, verifica-se um rápido amortecimento dos efeitos da transição independentemente da mesma ocorrer no 1º ou no 2º andar. Este comportamento é também constatado nas análises de tensões nas lajes dos modelos;

d) a rigidez do elemento de suporte das vigas transversais, mesmo as que não participam da estabilização da estrutura, influi significativamente nos momentos fletores que se desenvolvem ao longo de seus vãos. Constatou-se tal fato através da análise qualitativa dos diagramas de momento fletor M_3 devido às forças de vento transversal das vigas transversais do eixo $X = 6,00$ m e do eixo $X = 9,00$ m, ao longo dos 20 andares do modelo TRANSIÇÃO 1. As vigas possuem os mesmos vãos, as mesmas seções transversais e as mesmas condições de apoio, porém as vigas do eixo $X = 6,00$ m se apoiam em vigas longitudinais e as do eixo $X = 9,00$ m em pilares. Compararam-se os dois diagramas e verifica-se que os mesmos diferem sensivelmente entre si;

e) a transição no sistema de estabilização lateral transversal não afeta o sistema de estabilização lateral longitudinal, nos modelos analisados;

f) apesar dos pilares P1, P5, P6 e P10 não fazerem parte do sistema de estabilização lateral longitudinal, as reações de apoio horizontais e momentos M_y nas fundações

destes pilares são relevantes e iguais a, respectivamente, 22,3% e 28,9% das reações dos pilares de extremidade dos pórticos longitudinais e, respectivamente, 34,3% e 83,2% das reações dos pilares centrais dos pórticos longitudinais.

No capítulo 8 analisam-se e comparam-se os resultados obtidos para os elementos de barra, através dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 –DR, devido às forças de vento transversal e longitudinal. Os dois modelos referem-se à Estrutura 2. No modelo TRANSIÇÃO 1 as lajes são modeladas com elementos de casca SHELL e no modelo TRANSIÇÃO 1 – DR através de diafragmas rígidos. Conclui-se, a partir das constatações descritas abaixo, que a transição no sistema de estabilização lateral evidencia as diferenças de comportamento das lajes com e sem diafragma rígido:

a) verifica-se que as diferenças percentuais das reações de apoio verticais são maiores nos pilares do contraventamento central do que nos das extremidades;

b) a maior diferença percentual dos deslocamentos U_y ocorre no andar de transição; além disso, ao se analisar os deslocamentos U_y neste andar, no eixo $Y = 4,5$ m, percebe-se um bico na curva de deslocamento U_y no ponto ($X = 15,00$ m, $Y = 4,5$ m) onde ocorre a supressão das diagonais do contraventamento central;

c) as forças axiais nas diagonais do contraventamento central apresentam diferenças percentuais maiores do que as dos contraventamentos das extremidades. Além disso, as curvas de forças axiais nas diagonais dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR convergem mais rapidamente no caso dos contraventamentos das extremidades;

d) da mesma forma como ocorrem com as diagonais, também os pilares do contraventamento central apresentam diferenças percentuais maiores do que os dos contraventamentos das extremidades. Além disso, as curvas de forças axiais nos pilares dos modelos TRANSIÇÃO 1 e TRANSIÇÃO 1 – DR convergem mais rapidamente no caso dos pilares dos contraventamentos das extremidades.

É importante observar as forças de tração e de compressão nas vigas longitudinais

(direção X) de fachada do modelo TRANSIÇÃO 1. Estas forças são consideradas nulas pelo programa de análise estrutural utilizado quando a laje é modelada através de diafragma rígido. Estas forças podem ser importantes para o dimensionamento das vigas, em particular quando se tratam de vigas comprimidas com trechos destravados, como é o caso dos modelos propostos neste estudo.

No modelo TRANSIÇÃO 1, pode-se fazer a leitura das tensões que ocorrem nas faces superior ou inferior dos elementos de laje. No modelo TRANSIÇÃO 1 – DR não se conhece estas tensões, uma vez que as lajes são modeladas através de diafragmas rígidos.

Apesar de ter-se concluído no capítulo 7 que, no caso dos modelos estudados, a transição no sistema de estabilização lateral transversal não afeta o sistema de estabilização lateral longitudinal, as variações percentuais das reações de apoio verticais do modelo TRANSIÇÃO 1 – DR em relação ao modelo TRANSIÇÃO 1, nos pilares de extremidades dos pórticos longitudinais P2, P4, P7 e P9, são iguais a 7,7%.

Os deslocamentos laterais U_x são maiores, ao longo dos 20 andares do edifício, no modelo TRANSIÇÃO 1 – DR do que no modelo TRANSIÇÃO 1, pois, no último modelo conta-se com a rigidez à flexão das lajes que contribuem para o enrijecimento do sistema de estabilização lateral do edifício como um todo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6123, 1988, *Forças Devidas ao Vento em Edificações – Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

AISC-LRFD, 1993, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, 2nd Ed., American Institute of Steel Construction.

BRISOT, G.; LA ROVERE, H.L. - *Influência da Rigidez das Lajes de Concreto Armado na Distribuição dos Esforços Laterais*, 2000, XXIX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Punta Del Este - Uruguay.

CARVALHO, B.A. – *Análise Comparativa pelo Método dos Elementos Finitos de Modelos Tridimensionais Clássicos e Evolutivos do Sistema Estrutural de um Edifício Alto em Concreto Armado*, dissertação de mestrado, 2004, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

COSTA, C.B. – *Considerações sobre Alguns Modelos Clássicos para Análise Estrutural de Edifícios de Andares Múltiplos Sujeitos à Ação de Forças Laterais*, dissertação de mestrado, 2003, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

FERNANDES, R. M.; NETO, V.C. - *Análise Plana e Tridimensional de um Edifício sob a Ação do Vento*, 2000, XXIX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Punta Del Este - Uruguay.

FINTEL, M. – *Handbook of Concrete Engineering*, livro, 1974, Van Nostrand Reinhold Company.

KRYKSUNOV, E.Z.; MYKYTARENKO, M.A. - *Experience of design and analysis of multistory buildings*, 2003, Computer Methods in Mechanics (CMM).

LIN, T.Y.; STOTESBURY, S.D. – *Structural Concepts and Systems for Architects and Engineers*, livro, 1981, John Wiley and Sons, Inc.

LOPES, F.A.F.; OLIVEIRA, R.A.; SILVA, I.M. – *Análises de Edifícios Altos Considerando os Pisos Modelados como Placa e como Diafragma*, 2002, XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília – DF.

MARTINS, C.H.; URASHIMA, D.C.; – *Cálculo de Deslocamentos em Edifícios Altos Considerando a Não Linearidade Física para as Vigas e a Rigidez Transversal à Flexão das Lajes*, 2004, XXXI Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Mendoza – Argentina.

MATEUS, F.M. *Influência das Deformações Axiais dos Pilares e das Etapas de Construção e Carregamento na Análise Estrutural de Edifícios Altos com Lajes Lisas*, dissertação de mestrado, 2003, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

PEREZ, G.B. – *Análise Comparativa de Modelos do Sistema Estrutural de um Edifício de Andares Múltiplos em Concreto Armado*, dissertação de mestrado, 1999, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

SAP2000 Nonlinear, 2003, version 8.2.7, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.

SMITH, B.S.; COULL, A. – *Tall Building Structures: Analysis and Design*, livro, 1991, John Wiley and Sons, Inc.

TARANATH, B.S., 1998. *Steel, Concrete, & Composite Design of Tall Buildings*, 2nd Ed. McGraw-Hill.

VASCONCELLOS FILHO, A. – *Edifícios de Andares Múltiplos*, tese apresentada em concurso de professor titular, 1981, Edições Engenharia, Escola de Engenharia da UFMG.

WEAVER Jr., W.; GERE, J.M. – *Matrix Analysis of Framed Structures*, livro, 1990, Van Nostrand Reinhold.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

CAMPOS, M.R. – *Projeto e Implementação de um Software Amigável para Análise de Placas Ortótropas com Enrijecedores*, dissertação de mestrado, 1996, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

LOGAN, D.L. – *A First Course in the Finite Element Method*, livro, 1992, PWS-KENT Publishing Company.

OÑATE, E. – “*Calculo de Estructuras por el Metodo de Elementos Finitos – Análisis Estático Lineal*”, livro, 1995, CIMNE.

PEREZ, G.B. – *Comparação de Modelos Clássicos para Cálculo da Estrutura de um Edifício de Andares Múltiplos*, IV Simpósio Mineiro de Mecânica Computacional, pg.259-266, Uberlândia, 2000.

PITANGUEIRA, R.; VASCONCELLOS FILHO, A. – *Uso do Programa PLENOR para Análise de Estruturas Reticuladas*, apostila, 1999, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

TIMOSHENKO, S.P.; KRIEGER S.W. – *Theory of Plates and Shells*, livro, 1959, McGraw-Hill Book Company.

UGURAL, A.C. – *Stresses in Plates and Shells*, livro, 1981, McGraw-Hill Book Company.

VASCONCELLOS FILHO, A.; CAMPOS, M.R. – *Programa PLENOR – Exemplos de Aplicação*, apostila, 1996, Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

WEAVER Jr., W.; JOHNSTON, P.R. – *Finite Elements for Structural Analysis*, livro, 1984, Prentice-Hall.