



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
ESCOLA POLITÉCNICA
Curso de Engenharia Civil
Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO RECALQUE DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS NA
ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO**

ANA ARAI

Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheira Civil.

Aprovado por:

Henrique Innecco Longo
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ (Orientador)

Sérgio Hampshire de Carvalho Santos
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ (Orientador)

Flávia Moll de Souza Judice
Prof. Adjunto, D.Sc., EP/UFRJ

Outubro / 2009

AGRADECIMENTOS

Aos meus queridos pais, Mitsuru e Valeriana, e aos meus irmãos, Aldo e Ary, por todo amor, carinho e por darem as condições necessárias que me fizeram chegar até aqui.

Ao Wallace, meu namorado, pelo carinho, paciência, incentivo aos meus estudos durante todo esse tempo. E pela grande ajuda através de sugestões e revisões feitas neste trabalho.

Ao Professor Henrique Innecco Longo pela orientação, paciência e atenção dada a mim neste projeto.

Ao Professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos pelas sugestões e orientações dadas para este trabalho.

À Professora Flávia Moll de Souza Judice por aceitar o convite para participar desta banca.

À Noronha Engenharia, à Chemtech e aos colegas de trabalhos por me proporcionarem a oportunidade de estagiar e pela grande experiência técnica e profissional que me acrescentam.

A todos os professores da UFRJ que me deram conhecimentos suficientes para que chegasse até aqui. Em especial à professora Maria Cascão por me orientar nos tempos de Iniciação Científica.

Aos amigos que fiz na UFRJ e que levarei para sempre na minha vida.

A todos os amigos que torceram por mim.

Aos funcionários do DME, em especial à Luzia e à Eunice pela atenção sempre dada aos alunos.

A todos os profissionais que colaboraram na minha formação, em especial ao “Djavan da Xerox” (Cláudio) que sempre alegre e paciente me ajudou com as tarefas da graduação.

RESUMO

A ação do recalque de apoio em estruturas, apesar de presente, tem geralmente sua influência desprezada pelos projetistas, pois esses ainda se utilizam de hipóteses simplificadas na análise. Este projeto final de curso tem por objetivo analisar a influência do recalque dos apoios em uma edificação.

Para isso, foram desenvolvidos, com o emprego do programa SAP2000, modelos estruturais de um edifício com três diferentes considerações: uma considerando a estrutura com apoios indeslocáveis, outra com apoios elásticos e a última considerando também com apoios elásticos e com deslocamento imposto em um dos pilares.

Como resultado da análise, conclui-se que a desconsideração do recalque de apoio em um projeto estrutural de uma edificação pode acarretar danos à estrutura.

1. INTRODUÇÃO.....	11
2. APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA.....	12
2.1. Rigidez dos elementos estruturais.....	14
2.1.1. Módulo de elasticidade do concreto	14
2.2. Rigidez do solo.....	14
2.3. Carregamentos Considerados.....	15
3. DADOS BÁSICOS DO PROJETO.....	16
3.1. Características gerais.....	16
3.2. Hipóteses de cálculo	17
3.2.1. Caso 1	17
3.2.2. Caso 2	17
3.2.3. Caso 3	18
3.3. Pré-Dimensionamento	19
3.3.1. Lajes.....	19
3.3.2. Vigas	19
3.3.3. Carregamentos verticais nas lajes	20
3.3.4. Pilares	20
3.3.5. Efeitos de segunda ordem.....	21
3.4. Ação do vento	24
3.4.1. Velocidade básica do vento	24
3.4.2. Velocidade característica do vento	25
3.4.3. Pressão Dinâmica do Vento.....	26
3.4.4. Pressão efetiva em um ponto da superfície da edificação	26
3.4.5. Coeficientes de pressão e forma externos.....	27
3.4.6. Coeficientes de pressão interna	28
3.4.7. Distribuição da pressão efetiva no modelo.....	29
3.5. Imperfeições Geométricas Globais	31
3.6. Combinações das Ações	33
3.6.1. Estado Limite Último (ELU)	33
3.6.2. Estado Limite de Serviço (ELS).....	35

4. 	<i>MODELOS ESTRUTURAIS</i>	36
4.1.	Modelagem no programa SAP2000	36
4.1.1.	Lajes.....	36
4.1.2.	Vigas e Pilares	36
4.1.3.	Fundações	36
4.2.	Representação Gráfica do Modelo	37
5. 	<i>VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS</i>	38
5.1.	Verificação dos elementos estruturais no Estado Limite Último	38
5.1.1.	Verificação dos Pilares no Estado Limite Último	38
5.1.2.	Verificação das Vigas no Estado Limite Último	42
5.2.	Verificação dos deslocamentos no Estado Limite de Serviço	45
5.2.1.	Deslocamento Horizontal	45
5.2.2.	Deslocamento Vertical.....	46
6. 	<i>DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES E RESULTADOS</i>	47
6.1.	Apresentação dos resultados do programa	47
6.1.1.	Resultados da análise sem a consideração do vento	47
6.1.1.1.	Diagrama de momentos em vigas e cintas.....	47
6.1.1.2.	Reações de Apoio	50
6.1.1.3.	Deformadas.....	51
6.1.2.	Resultados da análise com a consideração do vento.....	56
6.1.2.1.	Diagrama de momentos em vigas e cintas.....	56
6.1.2.2.	Reações de Apoio	59
6.1.2.3.	Deformadas.....	60
6.2.	Análise dos resultados	65
7. 	<i>CONCLUSÃO</i>	66
8. 	<i>BIBLIOGRAFIA</i>	68

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 – Planta de arquitetura do pavimento térreo	13
Figura 2-2 – Planta de arquitetura do pavimento tipo	13
Figura 3-1 – Planta estrutural do pavimento tipo	16
Figura 3-2 – Divisão dos grupos dos pilares	17
Figura 3-3 – Deslocamento no modelo tridimensional, LONGO [5]	23
Figura 3-4 - Ação do vento.....	24
Figura 3-5 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular (Tabela 4 da NBR 6123:1988).....	27
Figura 3-6 – Coeficientes de pressão e de forma, externos	28
Figura 3-7 – Coeficientes de pressão interna.....	28
Figura 3-8 – Pressões efetivas para uma faixa de 5 pavimentos	29
Figura 3-9 – Distribuição das pressões efetivas como cargas horizontais lineares nos pavimentos.....	30
Figura 3-10 - Desaprumo de elementos verticais (NBR 6118:2003 [1]).....	31
Figura 3-11 - Distribuição das cargas horizontais provenientes das imperfeições geométricas globais	32
Figura 4-1 – Modelo estrutural do SAP 2000.....	37
Figura 6-1 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 da Cobertura	47
Figura 6-2 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 do 19º pavimento.....	47
Figura 6-3 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 do 10º pavimento.....	48
Figura 6-4 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 do 2º pavimento.....	48
Figura 6-5 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 do 1º pavimento.....	48
Figura 6-6 – Diagramas de Momentos (kNm) – Cinta C7	49
Figura 6-7 – Reações de Apoio sem vento	50
Figura 6-8 – Deformadas – Corte Longitudinal passando pela Viga V7 – Caso 1 – Sem o vento	51
Figura 6-9 – Deformadas – Corte Longitudinal passando pela Viga V7 – Caso 2 – Sem o vento	51
Figura 6-10 – Deformadas – Corte Longitudinal passando pela Viga V7 – Caso 3 – Sem o vento	52
Figura 6-11 – Deformadas em mm– Viga V7 da Cobertura.....	53
Figura 6-12 – Deformadas em mm – Viga V7 do 19º pavimento	53
Figura 6-13 – Deformadas em mm – Viga V7 do 10º pavimento	54

Figura 6-14 – Deformadas em mm – Viga V7 do 2º pavimento	54
Figura 6-15 – Deformadas em mm – Viga V7 do 1º pavimento	55
Figura 6-16 – Deformadas em mm – Cinta C7.....	55
Figura 6-17 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 da Cobertura	56
Figura 6-18 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 do 19º pavimento.....	56
Figura 6-19 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 do 10º pavimento.....	57
Figura 6-20 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 do 2º pavimento.....	57
Figura 6-21 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 do 1º pavimento.....	57
Figura 6-22 – Diagramas de Momentos (kNm) – Cinta C12	58
Figura 6-23 – Reações de Apoio com vento.....	59
Figura 6-24 – Deformadas – Corte Transversal passando pela Viga V12 – Caso 1 – Com o vento	60
Figura 6-25 – Deformadas – Corte Transversal passando pela Viga V12 – Caso 2 – Com o vento	60
Figura 6-26 – Deformadas – Corte Transversal passando pela Viga V12 – Caso 3 – Com o vento	61
Figura 6-27 – Deformadas em mm– Viga V12 da Cobertura	62
Figura 6-28 – Deformadas em mm – Viga V12 do 19º pavimento	62
Figura 6-29 – Deformadas em mm – Viga V12 do 10º pavimento	63
Figura 6-30 – Deformadas em mm – Viga V12 do 2º pavimento	63
Figura 6-31 – Deformadas em mm – Viga V12 do 1º pavimento	64
Figura 6-32 – Deformadas em mm – Cinta C12.....	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 – Coeficiente de mola dos apoios	18
Tabela 3-2 – Pressões dinâmicas do vento – Edificação com 19 pavimentos.....	26
Tabela 3-3 – Pressão efetiva	29
Tabela 3-4 – Cargas lineares nos pavimentos.....	30

SIMBOLOGIA

Letras Romanas

A_i – área de influência.

A_c – área de concreto do pilar.

A_{sapata} – área da sapata.

c_{pe} – coeficiente de pressão e de forma externa.

c_{pi} – coeficiente de pressão interna.

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto.

E_{ci} – módulo de elasticidade tangente do concreto.

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto.

F_d – valor de cálculo das ações para combinação última.

F_{gik} – ação permanente direta e indireta.

F_{gk} – ação permanente direta.

F_{qjk} – ação variável direta secundária.

F_{q1k} – ação variável direta principal.

F_v – carga na sapata.

F_R – fator de rajada.

F_{egk} – ação permanente indireta.

G – módulo de elasticidade transversal do solo.

h – altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo.

h_{viga} – altura da viga.

k_v – coeficiente de rigidez vertical do solo.

λ – distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

λ_v – distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar.

λ_e – comprimento equivalente do pilar.

λ_{viga} – maior vão da viga.

λ_{laje} – menor vão do laje.

L_{sapata} – lado da sapata quadrada.

L – altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

$M_{1d,min}$ – momento mínimo de 1ª ordem.

N_i - carga de um pilar.

Δ_e – pressão efetiva.

PP – Peso Próprio da Estrutura.

q_v – pressão dinâmica do vento.

q_l – carga distribuída na laje.

R – raio equivalente para sapatas quadradas.

R – Recalque de apoio, apenas considerado no Caso 3.

S_1 – fator topográfico, que leva em consideração as variações do relevo.

S_2 – fator que leva em conta os efeitos combinados da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da sua altura sobre o terreno.

S_3 – fator estatístico, que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

SC – Sobrecarga (carga acidental).

V_y^+ - Vento na direção Y.

V_k – velocidade característica do vento.

Letras Gregas

α – parâmetro de instabilidade global.

γ_g – coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas.

γ_{eg} – coeficientes de ponderação para ações permanentes indiretas.

γ_q – coeficientes de ponderação para ações variáveis em geral.

ν – coeficiente de Poisson do solo.

λ – índice de esbeltez.

Δ_{eq} – deslocamento do pilar equivalente.

ψ_{0j} – fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas.

Σl_k – somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura com o seu valor característico.

$\Sigma (E_{cs} I_c)_i$ – somatório dos valores da rigidez de todos os pilares na direção considerada.

θ_A – desaprumo

σ_{adm} – carga admissível do solo.

1. INTRODUÇÃO

Até os dias de hoje, a maioria dos projetos estruturais das edificações são desenvolvidos admitindo-se a hipótese de apoios indeslocáveis, sendo assim desconsiderada a rigidez do solo. Porém, esta hipótese simplificada era aceitável quando não havia computadores e nem programas capazes de executar esses cálculos mais complexos. Desta forma, os projetistas tinham que se contentar com essa simplificação da análise estrutural e precisavam confiar no seu bom senso e na sua experiência para admitir que as hipóteses do modelo estrutural do projeto eram adequadas à realidade.

No entanto, mesmo com os avanços tecnológicos e conseqüentemente com a existência de programas de análise estrutural e computadores capazes de fazer cálculos complexos, nota-se ainda que muitos engenheiros se utilizam da hipótese de apoios indeslocáveis em seus projetos, desta maneira desconsiderando o recalque das fundações. Tal hipótese pode conduzir a resultados falhos, não compatíveis com a realidade.

Afinal, o recalque de apoios pode provocar uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, originando danos na estrutura, tais como trincas ou rachaduras. Geralmente, ocorre uma transferência de carga dos apoios que tendem a recalcar mais para os que tendem a recalcar menos.

Este trabalho tem como objetivo comparar três modelos numéricos de forma a concluir que a consideração dos recalques das fundações tem influência no dimensionamento da superestrutura de uma edificação.

2. APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

Para este estudo foram elaborados no software SAP2000 [12] três modelos estruturais com a mesma geometria e com condições de apoio diferentes. Estes modelos são:

1. **Caso 1:** caso de estudo onde o modelo apresenta seus apoios indeslocáveis, sendo restringida a translação nas três direções.
2. **Caso 2:** caso de estudo onde o modelo apresenta apoio elástico para a translação vertical e são restringidas as translações horizontais. Estes apoios elásticos visam simular o comportamento elástico do solo.
3. **Caso 3:** caso de estudo onde o modelo apresenta apoios semelhantes ao do Caso 2, exceto no apoio do pilar P27 onde foi aplicado um recalque de apoio de 2 cm na direção vertical. Esse deslocamento aplicado em apenas um apoio simula uma situação, onde a fundação deste pilar encontra-se numa região do solo com menor resistência, fazendo com que este apoio tenda a se deslocar mais que os demais.

A geometria em estudo é de uma edificação de 20 pavimentos, sendo o pavimento térreo de acesso com 19 pavimentos tipo e uma laje de cobertura, com uma área em planta igual a 750 m², e a altura de piso a piso foi considerada igual a 3m. A estrutura é composta por 36 pilares distribuídos uniformemente com uma distância no sentido longitudinal de 6 m e no sentido vertical de 5 m. Já o solo considerado para este estudo é do tipo areia compacta em toda a extensão da edificação.

Na Figura 2-1 é apresentada a planta de arquitetura do pavimento térreo, enquanto na Figura 2-2 tem-se a planta do pavimento tipo.

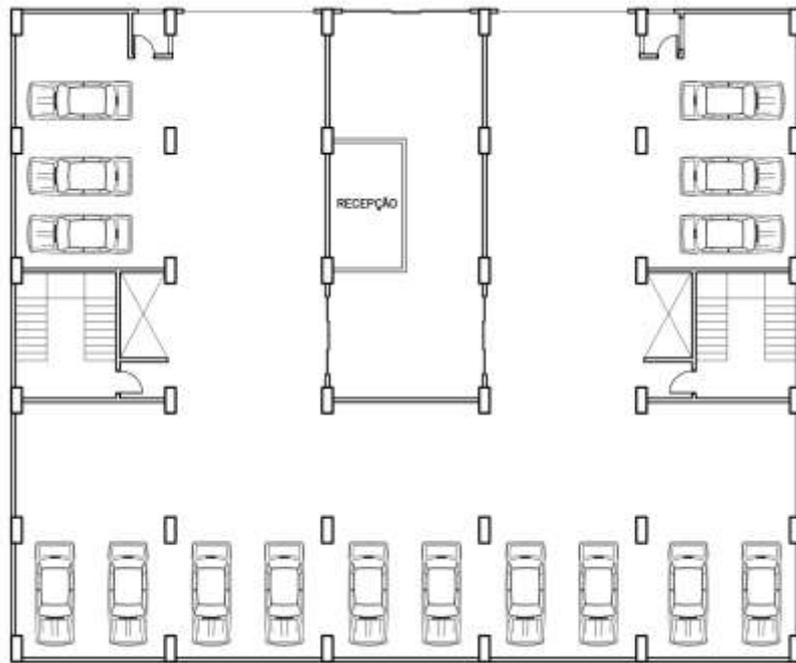


Figura 2-1 – Planta de arquitetura do pavimento térreo

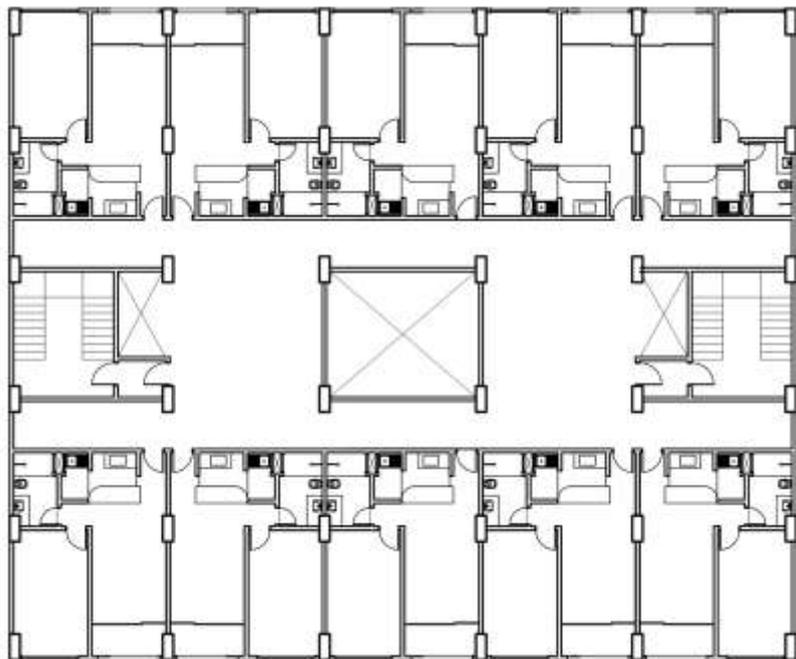


Figura 2-2 – Planta de arquitetura do pavimento tipo

2.1. Rigidez dos elementos estruturais

2.1.1. Módulo de elasticidade do concreto

De acordo com a NBR 6118:2003 [1], item 8.2.8, quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade tangente inicial por:

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2-1)$$

onde:

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

E_{ci} - módulo de elasticidade tangente do concreto, em MPa.

O módulo de elasticidade secante a ser utilizado na análise elástica do projeto é calculado pela expressão:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante (E_{cs}).

2.2. Rigidez do solo

Nos Casos 2 e 3, os apoios foram modelados como apoios elásticos na direção vertical e restringido na direções horizontal.

Para o cálculo do coeficiente de rigidez da mola vertical foi considerado a seguinte expressão descrita na tabela 10.1 do livro ABMS/ABEF [9]:

$$k_v = \frac{4 \cdot G \cdot R}{1 - \nu} \quad (2-2)$$

onde:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2-3)$$

sendo:

G – módulo de elasticidade transversal do solo

ν – coeficiente de Poisson do solo

E – módulo de elasticidade longitudinal do solo

O coeficiente da equação (2-2) aplica-se à base de sapatas com área de contato circular. No entanto, pode ser aplicado a bases quadradas, desde que se calcule R. como raio equivalente para sapatas quadradas.

$$R = \frac{L_{sapata}}{\sqrt{\pi}} \quad (2-4)$$

sendo:

L_{sapata} – lado da sapata quadrada

2.3. Carregamentos Considerados

Os carregamentos verticais e horizontais adotados correspondem a valores usuais para edificações residenciais recomendadas pela NBR 6120:1980 [2]. As ações horizontais devidas ao vento foram calculadas de acordo com a NBR 6123:1988 [4].

Os efeitos de segunda ordem foram desconsiderados neste projeto. Para que se pudesse dispensar este efeito no estudo, foi calculado o parâmetro de instabilidade global da estrutura, de acordo com a NBR-6118:2003 [1]. Além dos carregamentos citados acima, no Caso 3 foi considerado um recalque de apoio de 2 cm aplicado no pilar mais carregado (P27).

3. DADOS BÁSICOS DO PROJETO

Neste capítulo são descritos a geometria da estrutura, os carregamentos e as combinações utilizadas na análise feita pelo programa SAP2000 [12].

3.1. Características gerais

A Figura 3-1 apresenta a planta do pavimento tipo adotada em todas as análises. O pavimento tipo é formado por lajes maciças, vigas e pilares.

A resistência à compressão característica do concreto adotado é de 30 MPa e a tensão de escoamento do aço característica é de 500 MPa.

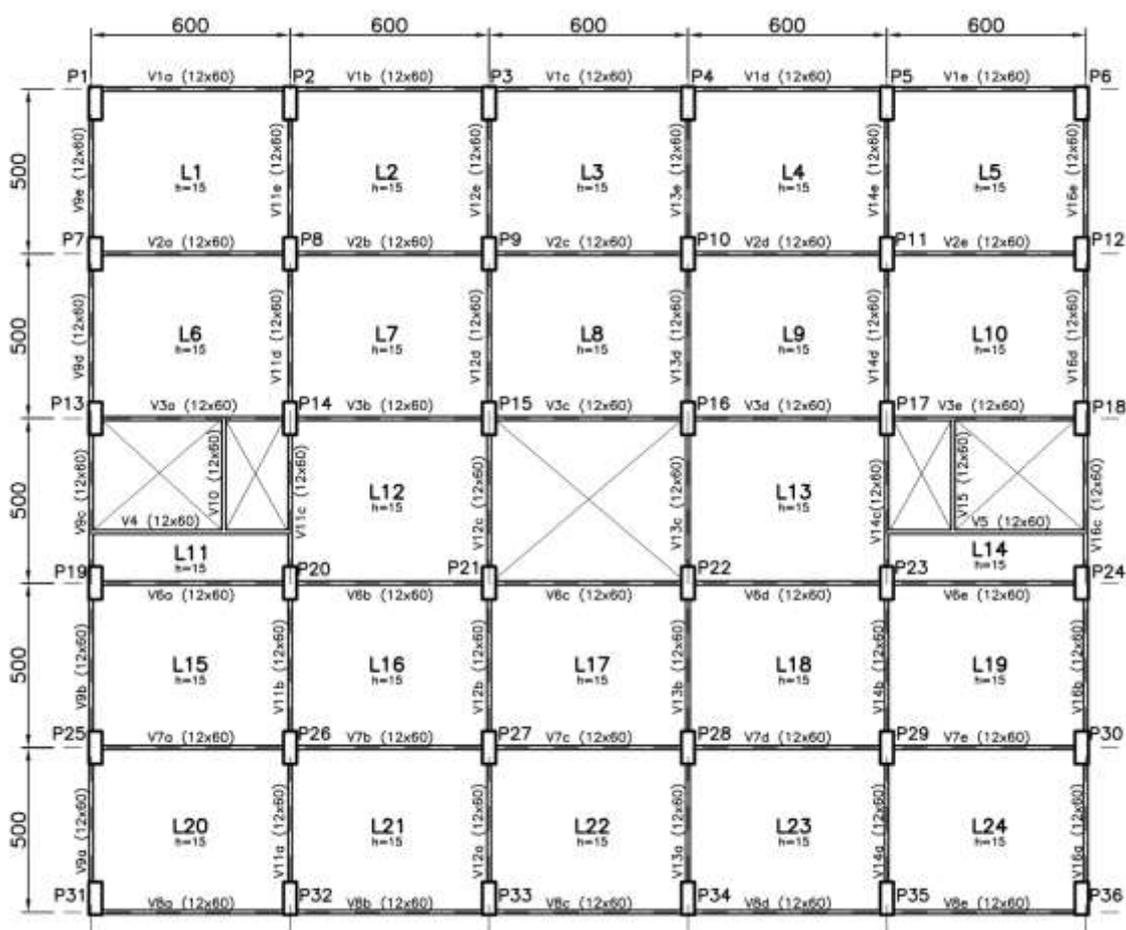


Figura 3-1 – Planta estrutural do pavimento tipo

3.2. Hipóteses de cálculo

Neste estudo foram elaborados três modelos numéricos para que pudesse ser feita a análise comparativa.

3.2.1. Caso 1

Para o Caso 1 a edificação foi modelada com seus apoios indeslocáveis, restringindo as translações nas três direções.

3.2.2. Caso 2

No Caso 2, os apoios foram modelados como apoios elásticos na direção vertical e restringido na direção horizontal.

Para o cálculo do coeficiente de rigidez da mola vertical utilizou-se a equação (2-2). Para o cálculo do raio equivalente utilizou-se a equação (2-4).

Considerando o solo como areia compacta, pela Tabela 2.VII do livro ABMS/ABEF [9], temos $E = 100 \text{ MPa}$. Adotando $\nu = 0,35$, tem-se que o módulo de elasticidade transversal é igual a:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{100}{2 \cdot (1 + 0,35)} = 37.037 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (3-1)$$

Para o cálculo do coeficiente de mola, os apoios foram separados em sete grupos. Essa divisão é feita por pilares que tenham cargas verticais próximas. A Figura 3-2 a seguir mostra a divisão dos grupos.

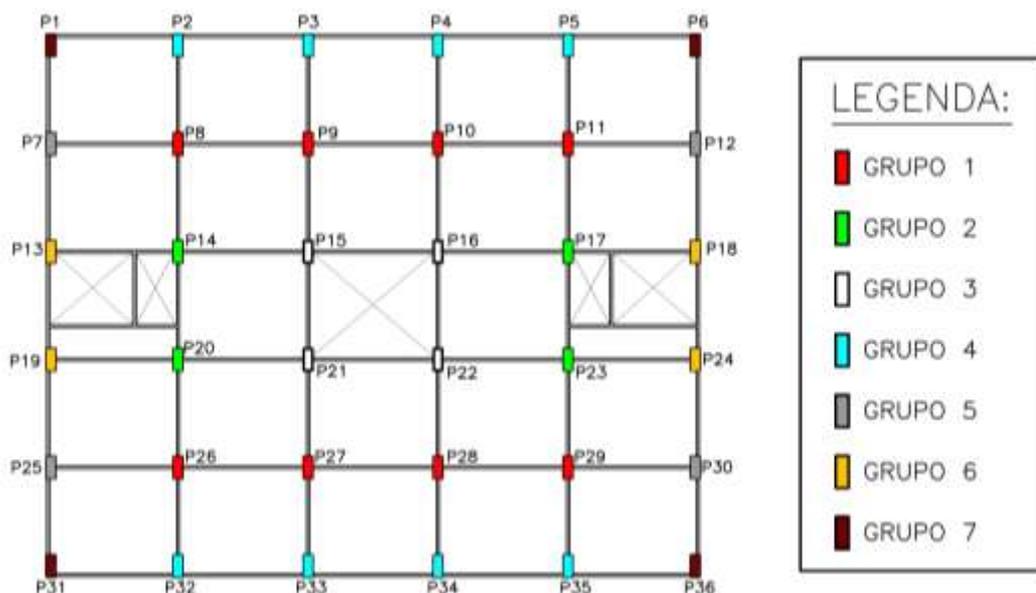


Figura 3-2 – Divisão dos grupos dos pilares

O pré-dimensionamento das sapatas foi feito segundo a expressão:

$$A_{sapata} = \frac{F_v}{\sigma_{adm}} \quad (3-2)$$

onde:

F_v – carga na sapata

$\sigma_{adm} = 400 \text{ kPa}$, para areias compactas, valor obtido da tabela 4 da NBR6122:1996 [3].

A partir da área da sapata, obtemos o lado L da sapata quadrada e da equação (2-4) obtém-se o raio equivalente.

A Tabela 3-1 mostra o cálculo dos coeficientes de molas para cada grupo de pilares:

Tabela 3-1 – Coeficiente de mola dos apoios

	F_v (kN)	A_{sapata} (m ²)	L_{sapata} (m)	$L_{adotado}$ (m)	R (m)	k_v (kN/m)
Grupo 1	6026,0	15,07	3,88	3,9	2,20034	501.502
Grupo 2	5636,6	14,09	3,75	3,8	2,14392	488.643
Grupo 3	5058,5	12,65	3,56	3,6	2,03108	462.925
Grupo 4	4484,1	11,21	3,35	3,4	1,91824	437.207
Grupo 5	3982,2	9,96	3,16	3,2	1,80541	411.489
Grupo 6	3782,6	9,46	3,08	3,1	1,74899	398.630
Grupo 7	2913,9	7,28	2,70	2,9	1,63615	372.912

3.2.3. Caso 3

No Caso 3, os apoios foram considerados da mesma forma que no Caso 2, exceto no apoio do pilar P27 onde foi aplicado um recalque de apoio igual a 2 cm.

3.3. Pré-Dimensionamento

3.3.1. Lajes

Segundo LONGO [11], a espessura mínima das lajes maciças para o aço CA-50 pode ser determinada pela seguinte fórmula:

$$h_{\min} \cong \frac{\lambda_{\text{laje}}}{40}, \text{ sendo } \lambda_{\text{laje}} \text{ o menor vão do laje.} \quad (3-3)$$

Desse modo, com a menor dimensão da laje igual a 5,00 m, chega-se:

$$h_{\min} = \frac{500}{40} \cong 12,5 \text{ cm} \quad (3-4)$$

3.3.2. Vigas

A NBR 6118:2003 [1], estabelece, para as vigas, que:

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad (3-5)$$

onde b é a largura da seção transversal.

Para a altura da viga, LONGO [11] sugere que:

$$h_{\text{viga}} \cong \frac{\lambda_{\text{viga}}}{12} \quad (3-6)$$

onde λ_{viga} é o maior vão da viga.

Logo:

$$h_{\text{viga}} = \frac{600}{12} = 50 \text{ cm} \quad (3-7)$$

Assim, foram adotadas vigas com dimensões de 12 x 60 cm.

3.3.3. Carregamentos verticais nas lajes

As ações verticais adotadas estão de acordo com a NBR 6120:1980 [2].

Cargas Permanentes

Peso próprio: $25\text{kN/m}^3 \times 0,15\text{m} = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Revestimento: $0,5 \text{ kN/m}^2$

Alvenaria: $13\text{kN/m}^3 \times 0,15\text{m} \times 3,00\text{m} \cong 6,0 \text{ kN/m}^2$

Cargas Acidentais

Edifícios residenciais: $2,0 \text{ kN/m}^2$.

3.3.4. Pilares

De acordo com a NBR 6118:2003 [1], a seção transversal dos pilares não deve apresentar dimensão menor do que 19 cm e, em qualquer caso, não são permitidos pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm^2 .

O dimensionamento dos pilares leva em consideração as ações verticais e horizontais. Para fins de pré-dimensionamento, no entanto, são levadas em consideração somente as ações verticais atuantes no pilar interno mais carregado.

As cargas nos pilares de um pavimento podem ser estimadas por áreas de influência, levando-se em conta que os pilares internos recebem mais carga do que os externos. Assim, na determinação da área de influência do pilar mais carregado, adotou-se o procedimento proposto por LONGO[11]:

- 60% da distância entre um pilar interno e um de extremidade;
- 50% da distância entre pilares internos.

A carga no pilar mais carregado, obtida a partir do SAP2000, é de 6026,0 kN.

Segundo LONGO [11], se a taxa de armadura for igual a 2% e o concreto C20, a área de concreto valeria $N / 12.228$, entretanto, se o concreto for o C30, esta área vale $N / 15.842$. Então pode-se estimar a área de concreto dos pilares, utilizando a fórmula a seguir:

$$A_c = \frac{N}{15.482} \cong 0,39 \text{ m}^2 \quad (3-8)$$

As dimensões dos pilares mais solicitados são, portanto, de 40 cm x 100 cm. Estas dimensões serão adotadas em todos os pilares do pavimento tipo.

3.3.5. *Efeitos de segunda ordem*

Quando uma estrutura estiver submetida às ações horizontais, ela vai se deformar. As forças horizontais irão provocar momentos fletores de primeira ordem e as verticais vão produzir momentos fletores de segunda ordem nos pilares. Esse efeito de segunda ordem provoca um comportamento não-linear da estrutura.

Um parâmetro de instabilidade global pode ser utilizado para que se possa saber se os efeitos de segunda ordem globais devem ser ou não considerados no projeto. A norma NBR 6118:2003 [1] apresenta dois processos aproximados para a verificação da possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem, ou seja, para indicar se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos, sem necessidade de um cálculo rigoroso. Esta verificação pode ser feita pelo parâmetro de instabilidade α ou através do coeficiente γ_z .

De acordo com a NBR 6118:2003 [1], item 15.5.2, o parâmetro α de instabilidade global é dado por:

$$\alpha = L \sqrt{\frac{\sum J_k}{(E_{cs} I_c)}} \quad (3-9)$$

Sendo:

L – altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$\sum J_k$ – somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura com o seu valor característico;

$(E_{cs} I_c)$ – representa a somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $(E_{cs} I_c)$ de um pilar equivalente de seção constante.

De acordo com NBR 6118:2003 [1], no caso de estruturas de pórticos, o somatório $\sum (E_{cs} I_c)_i$ pode ser calculado a partir de um pilar equivalente de seção constante do seguinte modo:

- Determina-se o deslocamento do topo de um pórtico tridimensional sob a ação de uma carga horizontal linear aplicada no topo da edificação.
- Iguala-se o deslocamento deste pórtico com o deslocamento de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura total L , sob a ação do mesmo carregamento horizontal.

Assim sendo, ao aplicar uma carga horizontal linear S no topo do pórtico tridimensional pode-se determinar o deslocamento Δ , conforme mostrado na Figura 3-3. Deve-se igualar o deslocamento Δ ao deslocamento Δ_{eq} do topo do pilar equivalente, obtendo-se:

$$\Delta_{eq} = \frac{FL^3}{3(E_{cs} I_c)_i} \quad (3-10)$$

Portanto, a rigidez do pilar equivalente será:

$$E_{cs} I_c = \frac{FL^3}{3\Delta} \quad (3-11)$$

sendo:

F – resultante da carga linear – $F = S \times A$

A – largura da estrutura

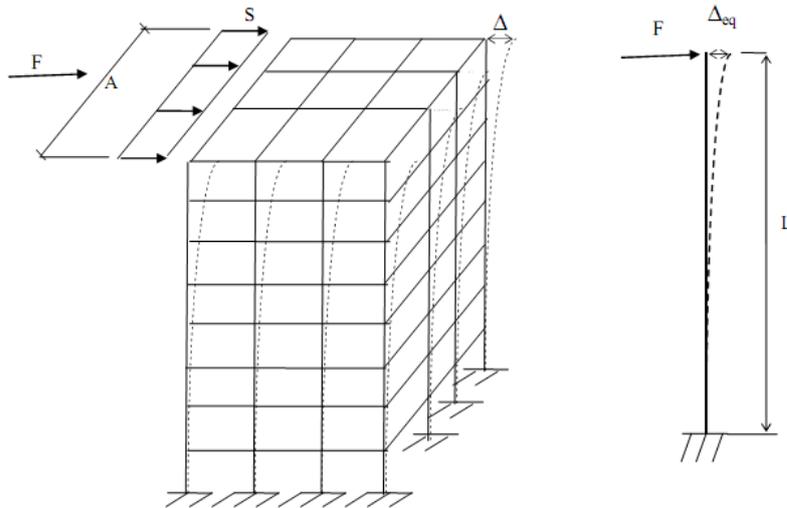


Figura 3-3 – Deslocamento no modelo tridimensional, LONGO [5]

Então a partir da equação (3-16), temos:

$$E_{cs} I_c = \frac{FL^3}{3\Delta} = \frac{30 \times 10^3}{3 \times 0,001} = 2,16 \times 10^9 \text{ kNm}^2 \quad (3-12)$$

sendo:

$$F = S \times A = 1,0 \times 30 = 30 \text{ kN}$$

$$\Delta = 0,001 \text{ m, deslocamento obtido do SAP2000}$$

$$L = 60 \text{ m}$$

O cálculo do parâmetro α é feito a partir da equação (3-14), como é mostrado a seguir:

$$\alpha = L \sqrt{\frac{\sum N_k}{(E_{cs} I_c)}} = 60 \sqrt{\frac{171.166,2}{2,16 \times 10^9}} \cong 0,5 \quad (3-13)$$

sendo:

$$\sum N_k = 171.166,2 \text{ kN}$$

Como o valor de α é igual a $\alpha_1 = 0,5$, então se pode dispensar a consideração dos esforços globais de 2ª ordem.

3.4. Ação do vento

Para a ação do vento é considerada a direção mais desfavorável para a estrutura, conforme mostra a Figura 3-4.

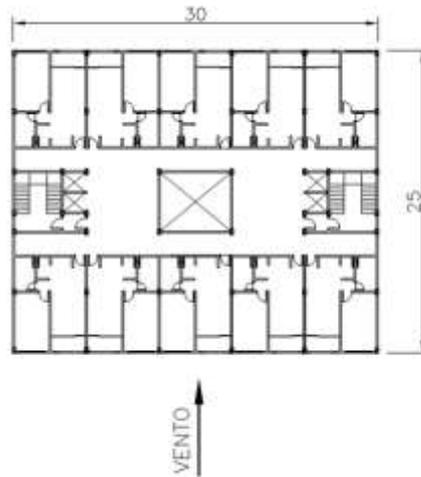


Figura 3-4 - Ação do vento.

Efetua-se, a seguir, a determinação das cargas de vento na edificação em estudo.

3.4.1. Velocidade básica do vento

O edifício hipotético situa-se na cidade do Rio de Janeiro, cuja velocidade básica do vento (V_0) é de 35 m/s, conforme mapa das isopletas fornecido na NBR 6123:1988 [4].

3.4.2. Velocidade característica do vento

A velocidade característica do vento é determinada pela expressão:

$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_0 \quad (3-14)$$

onde:

S_1 – fator topográfico, que leva em consideração as variações do relevo;

S_2 – fator que leva em conta os efeitos combinados da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da sua altura sobre o terreno;

S_3 – fator estatístico, que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, dado na tabela 3 da NBR 6123:1988 [4].

Para determinação dos coeficientes S_1 e S_3 , as seguintes hipóteses foram adotadas:

$S_1 = 1,0$ (terreno plano ou fracamente acidentado);

$S_3 = 1,0$ (edificação residencial).

A influência das características do terreno e das dimensões da edificação sobre o valor da velocidade característica do vento é determinada de acordo com a expressão:

$$S_2 = b \cdot F_R \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (3-15)$$

onde z é a altura e b , p , F_R são dados meteorológicos obtidos da tabela 1 da NBR 6123:1988 [4].

Para determinação de S_2 foram consideradas as seguintes categorias e classes:

CATEGORIA IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados.

CLASSE B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Desta forma, os dados meteorológicos para a categoria e classe descritos são:

$$b = 0,85, \quad p = 0,125 \quad \text{e} \quad F_R = 0,98$$

3.4.3. Pressão Dinâmica do Vento

Pela NBR 6123:1988 [4], a pressão dinâmica q_v do vento pode ser obtida pelo Teorema de Bernoulli de conservação de energia para fluidos perfeitos (incompressíveis e não viscosos) em regime permanente em função da velocidade característica:

$$q_v = 0,613 V_k^2 \quad (3-16)$$

Com:

V_k em m/s;

q_v em N/m².

Para fins de simplificação do cálculo dos esforços horizontais devidos à ação do vento, foram determinadas faixas de valores de pressão dinâmica ao longo da altura da edificação, conforme mostra a Tabela 3-2.

Tabela 3-2 – Pressões dinâmicas do vento – Edificação com 19 pavimentos

	z (m)	S ₂	V _k (m/s)	q (N/m ²)
Térreo ao 4°	15	0,88	30,7	577
5° ao 9°	30	0,96	33,4	686
10° ao 14°	45	1,01	35,2	759
15° ao 19°	60	1,04	36,5	816

3.4.4. Pressão efetiva em um ponto da superfície da edificação

Como a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas do trecho da edificação em estudo, a pressão efetiva Δp em um ponto da superfície da edificação será dada por:

$$\Delta p = (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q_v \quad (3-17)$$

Sendo:

c_{pe} – coeficiente de pressão e de forma externos, tabela 4 da NBR6123:1988 [4], para edificações de planta retangular;

c_{pi} – coeficiente de pressão interna, da NBR 6123:1988, em função da permeabilidade de cada uma das faces da edificação.

Um valor positivo de Δp indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sobrepressão externa e um valor negativo indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sucção externa.

3.4.5. Coeficientes de pressão e forma externos

Pela tabela 4 da NBR 6123:1988, obtemos os seguintes valores, como mostra a Figura 3-5.

a – maior dimensão da edificação

b – menor dimensão da edificação

h – altura total da edificação

Tendo assim a seguinte relação:

$$\frac{a}{b} = \frac{30}{25} = 1,2, \text{ então } 1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2} \quad (3-18)$$

$$\frac{h}{b} = \frac{60}{25} = 2,4, \text{ então } \frac{3}{2} \leq \frac{h}{b} \leq 5 \quad (3-19)$$

Altura relativa		Valores de C_{pe} para								C_{pe} médio
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	$0,2 b \text{ ou } h$ (o menor dos dois)	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$ $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	+0,5	-1,0
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2

Figura 3-5 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular (Tabela 4 da NBR 6123:1988)

Pela tabela acima da NBR 6123:1988 [4] obtêm-se os seguintes coeficientes de pressão e de forma externos, representados na Figura 3-6:

$$A = +0,8$$

$$B = -0,6$$

$$C_1 \text{ e } D_1 = -1,0$$

$$C_2 \text{ e } D_2 = -0,6$$

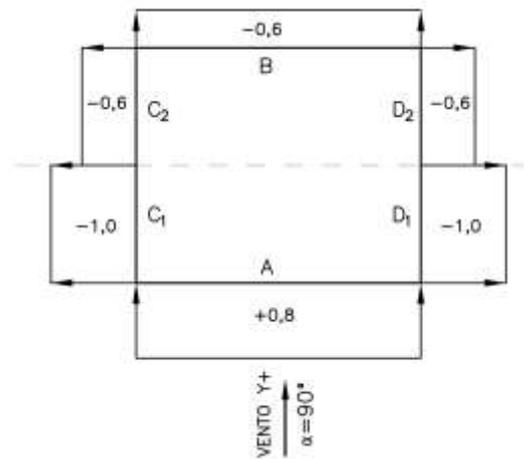


Figura 3-6 – Coeficientes de pressão e de forma, externos

3.4.6. Coeficientes de pressão interna

Segundo a NBR 6123:1988 [4], para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Para o caso de duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras faces impermeáveis, têm-se o seguinte valor:

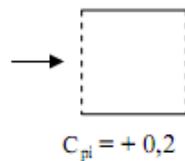


Figura 3-7 – Coeficientes de pressão interna

3.4.7. Distribuição da pressão efetiva no modelo

As pressões efetivas variam ao longo da altura. No entanto, as pressões na prática podem ser divididas em trechos constantes. Neste projeto, a pressão efetiva irá variar a cada 5 pavimentos, isto quer dizer a cada 15 m de altura. Na Tabela 3-3 estão indicadas as pressões efetivas para cada faixa. A Figura 3-8 mostra as pressões efetivas numa faixa de 5 pavimentos.

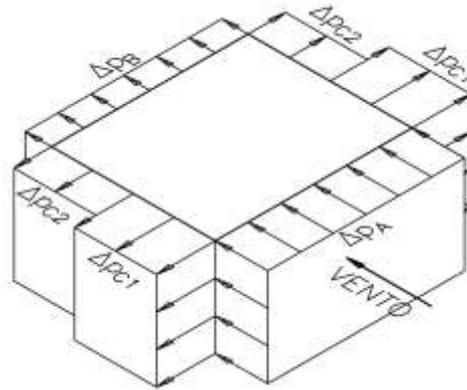


Figura 3-8 – Pressões efetivas para uma faixa de 5 pavimentos

Tabela 3-3 – Pressão efetiva

	z (m)	S ₂	V _k (m/s)	q (N/m ²)	ΔpA	ΔpB (N/m ²)	ΔpC ₁ (N/m ²)	ΔpC ₂ (N/m ²)
Térreo ao 4º	15	0,88	30,7	577	346,0	-461,3	-692,0	-461,3
5º ao 9º	30	0,96	33,4	686	411,5	-548,6	-822,9	-548,6
10º ao 14º	45	1,01	35,2	759	455,3	-607,1	-910,7	-607,1
15º ao 19º	60	1,04	36,5	816	489,3	-652,4	-978,6	-652,4

Essas pressões efetivas podem ser transformadas em cargas horizontais lineares em cada um dos pavimentos, calculadas multiplicando-se as pressões efetivas por um comprimento vertical correspondente a influência da pressão em cada pavimento. Isso é mostrado na Figura 3-9, e os valores das pressões efetivas aplicadas nos pavimentos estão indicados na Tabela 3-4.

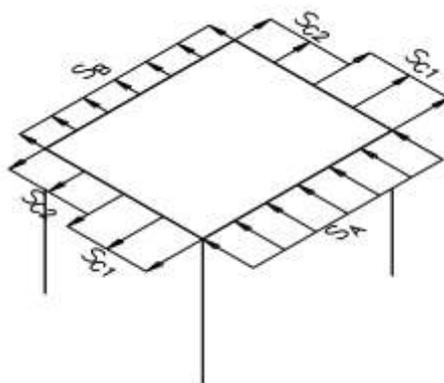


Figura 3-9 – Distribuição das pressões efetivas como cargas horizontais lineares nos pavimentos

Tabela 3-4 – Cargas lineares nos pavimentos

	S_A (N/m)	S_B (N/m)	S_{C1} (N/m)	S_{C2} (N/m)
Térreo	0,52	-0,69	-1,04	-0,69
1° ao 4°	1,04	-1,38	-2,08	-1,38
5°	1,14	-1,51	-2,27	-1,51
6° ao 9°	1,23	-1,65	-2,47	-1,65
10°	1,30	-1,73	-2,60	-1,73
11° ao 14°	1,37	-1,82	-2,73	-1,82
15°	1,42	-1,89	-2,83	-1,89
16° ao 19°	1,47	-1,96	-2,94	-1,96
20°	0,73	-0,98	-1,47	-0,98

3.5. Imperfeições Geométricas Globais

Segundo a NBR 6118:2003 [1], item 11.3.3.4, na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas dos eixos dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Na análise global dessas estruturas, contraventadas ou não, deve ser considerado o desaprumo dos elementos verticais provenientes de falhas de execução das mesmas, conforme mostra a Figura 3-10.

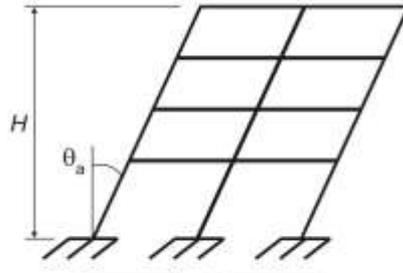


Figura 3-10 - Desaprumo de elementos verticais (NBR 6118:2003 [1])

O desaprumo pode ser determinado por:

$$\theta_A = \theta_1 \sqrt{\frac{(1 + \dots / n)}{2}} \quad (3-20)$$

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \sqrt{H}} \quad (3-21)$$

onde:

H – altura total da estrutura, em metros;

n – número de prumadas de pilares;

$\theta_{1, \min} = 1/400$ para estruturas de nós fixos;

$\theta_{1, \min} = 1/300$ para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;

$\theta_{1, \max} = 1/200$.

Então se tem o seguinte valor de desaprumo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \sqrt{H}} = \frac{1}{100 \sqrt{60}} = \frac{1}{775} \quad (3-22)$$

Portanto, admitindo-se que a estrutura seja de nós fixos, tem-se que

$$\theta_1 = \theta_{1, \min} = 1/400.$$

O desaprumo é dado por:

$$\theta_A = \frac{1}{400} \sqrt{\frac{(1 + \dots / 6)}{2}} = \frac{1}{524} \quad (3-23)$$

Segundo LONGO [5], a força equivalente em cada nível da estrutura é dada por:

$$H_i = \sum N_i \text{tg} \theta_A \quad (3-24)$$

onde:

$\sum N_i$ - somatório das cargas verticais em cada nível i.

Como o desaprumo calculado foi muito pequeno, adotou-se $\theta_A = 1/200$, conforme sugerido por FUSCO [10]. Logo, a força equivalente em cada pavimento será:

$\sum N_i = 3558 \text{ kN}$, obtido das reações dos apoios do SAP2000

$$H_i = \frac{3558}{200} = 17,79 \text{ kN} \quad (3-25)$$

A distribuição dessa carga concentrada na largura da fachada de menor inércia é mostrada na Figura 3-11, de forma que:

$$S_i = 17,79 / 12 = 1,48 \text{ kN/m}$$

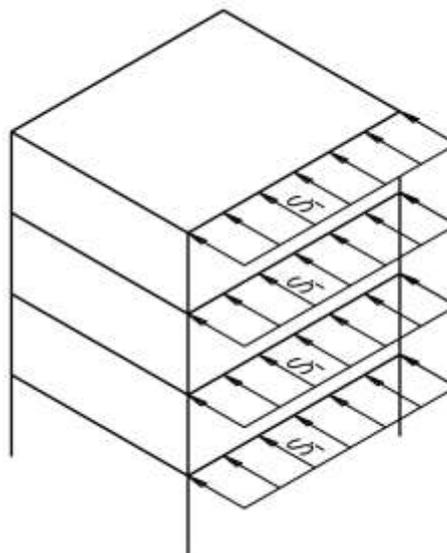


Figura 3-11 - Distribuição das cargas horizontais provenientes das imperfeições geométricas globais

A NBR 6118:2003 [1] recomenda que o desaprumo e o carregamento de vento não devam ser superpostos. Entre os dois, vento e desaprumo, deve ser considerado apenas o mais desfavorável, que é aquele que provoca o maior momento total na base da construção.

Os resultados da análise indicaram que o total na base da construção devido ao carregamento de vento é duas vezes o valor devido ao carregamento equivalente do desaprumo. Assim sendo, os carregamentos do desaprumo foram desprezados.

3.6. Combinações das Ações

De acordo com a NBR 6118:2003 [1], item 11.8, um carregamento é definido pela combinação de ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido. Esta combinação de ações deve ser feita de modo que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação ao estado limite último e ao estado limite de serviço deve ser feita em função de combinações últimas e combinações de serviço.

3.6.1. Estado Limite Último (ELU)

De acordo com a NBR 6118: 2003 [1], item 11.8.2, as combinações últimas podem ser classificadas em normal, especial ou de construção e excepcional. Nesse trabalho, adotou-se a combinação última normal, pois trata-se de uma edificação usual não sujeita a carregamentos excepcionais. Assim em cada combinação devem ser incluídas as ações permanentes e a ação variável principal com seus valores de cálculo máximos, enquanto as demais ações variáveis (secundárias) são utilizadas com seus valores reduzidos de combinação. Assim, o cálculo da solicitação é dado pela seguinte expressão da NBR 6118:2003 [1]:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{eg} \cdot F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) \quad (3-26)$$

onde:

F_d – valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} – ação permanente direta;

F_{egk} – ação permanente indireta;

F_{q1k} – ação variável direta principal;

F_{qjk} – ação variável direta secundária;

γ_g – coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas;

γ_{eg} – coeficientes de ponderação para ações permanentes indiretas;

γ_q – coeficientes de ponderação para ações variáveis em geral;

ψ_{0j} – fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas.

Segundo a NBR 6118:2003 [1], item 11.7 da tabela 11.1, os coeficientes de majoração são:

$$\gamma_g = 1,4 \text{ (desfavorável para ações permanentes diretas);}$$

$$\gamma_{eg} = 1,2 \text{ (desfavorável para ações permanentes indiretas – recalque de apoio);}$$

$$\gamma_q = 1,4 \text{ (cargas variáveis).}$$

Os fatores de redução, segundo a NBR 6118:2003 [1] da tabela 11.2, são:

$$\psi_{0j} = 0,6 \text{ (vento);}$$

$$\psi_{0j} = 0,5 \text{ (cargas acidentais para edifícios residenciais).}$$

Neste trabalho, as combinações adotadas no Estado Limite Último foram as seguintes:

- ELU – 1: $1,4 \cdot PP + 1,2 \cdot R^* + 1,4 \cdot V_y^+ + 0,7 \cdot SC$
- ELU – 2: $1,4 \cdot PP + 1,2 \cdot R^* + 0,84 \cdot V_y^+ + 1,4 \cdot SC$
- ELU – 3: $1,4 \cdot PP + 1,2 \cdot R^* + 1,4 \cdot SC$

onde:

PP – Peso Próprio da Estrutura

$*R$ – Recalque de apoio, apenas considerado no Caso 3

V_y^+ - Vento na direção Y

SC – Sobrecarga (carga acidental)

3.6.2. Estado Limite de Serviço (ELS)

As combinações de serviço são classificadas pela NBR 6118:2003 [1], como: combinações quase permanentes de serviço (CQP), combinações freqüentes de serviço (CF) e combinações raras de serviço (CR). Para a determinação dos deslocamentos da estrutura em serviço, adotou-se a combinação freqüente, conforme definido na NBR 6118:2003 [1].

Nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal é tomada com seu valor freqüente e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes, assim:

$$F_{d,ser} = \sum_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \psi_2 \cdot F_{q2k} \quad (3-27)$$

onde:

F_{gik} – ação permanente direta e indireta;

F_{q1k} – ação variável direta principal;

F_{q2k} – ação variável direta secundária;

ψ_1 e ψ_2 – fator de redução.

Da tabela 11.2 da NBR 6118:2003 [1] (item 11.7.1) para edifícios residenciais, temos:

Cargas acidentais: $\psi_1 = 0,4$ e $\psi_2 = 0,3$;

Vento: $\psi_1 = 0,3$ e $\psi_2 = 0$.

Neste trabalho, as combinações adotadas no Estado Limite de Serviço foram as seguintes:

- ELS – 1: $1,0 \cdot PP + 1,0 \cdot R^* + 0,3 \cdot V_y^+ + 0,3 \cdot SC$
- ELS – 2: $1,0 \cdot PP + 1,0 \cdot R^* + 0,4 \cdot SC$

onde:

PP – Peso Próprio da Estrutura

$*R$ – Recalque de apoio, apenas considerado no Caso 3

V_y^+ - Vento na direção Y

SC – Sobrecarga (carga acidental)

4. MODELOS ESTRUTURAIS

Conforme abordado no capítulo 2, as estruturas foram modeladas no programa SAP2000 [12], tendo como objetivo realizar a análise estrutural da influência da deformabilidade das fundações. Para cada nível da edificação foi considerada a estrutura como um diafragma rígido. A seguir serão descritas as considerações feitas nos modelos representados no programa utilizado.

4.1. Modelagem no programa SAP2000

4.1.1. Lajes

As lajes foram modeladas com elementos finitos de casca de 50 cm x 50 cm, com espessura de 15 cm.

4.1.2. Vigas e Pilares

As vigas e os pilares foram modelados com elementos de barras.

4.1.3. Fundações

No Caso 1, as fundações foram modeladas como apoios indeslocáveis no nível do terreno, sendo restringida a translação nas três direções.

No Caso 2, as fundações foram modeladas como apoios elástico para a translação vertical e restringida as translações horizontais. Estes apoios elásticos visam simular o comportamento elástico do solo.

No Caso 3, foram utilizados apoios semelhantes aos do Caso 2, exceto no apoio do pilar P27, onde foi aplicado um recalque de apoio de 2 cm na direção vertical.

4.2. Representação Gráfica do Modelo

A figura a seguir ilustra o modelo adotado para as análises.

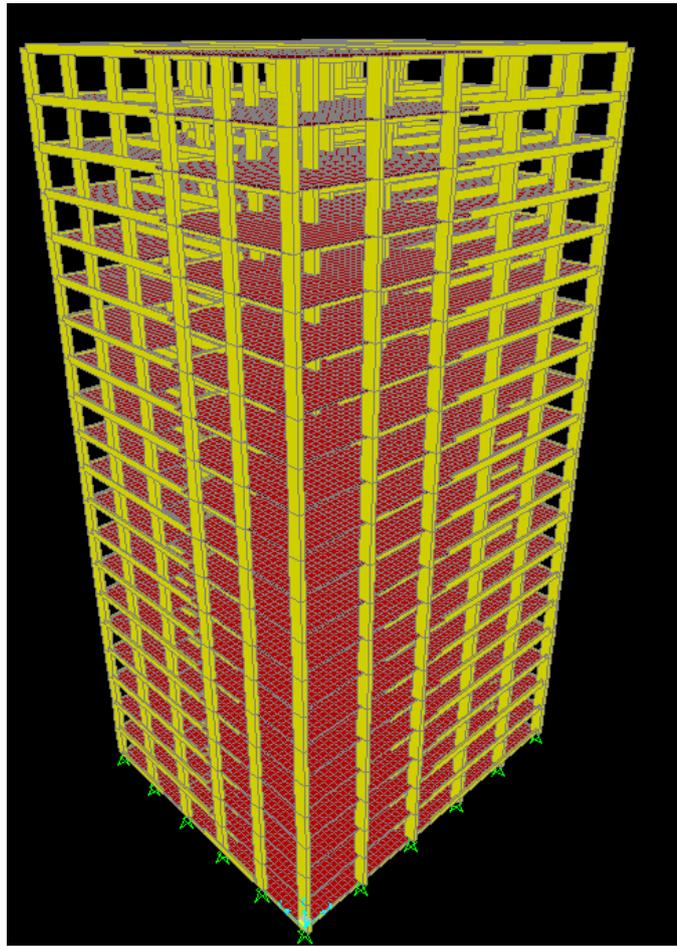


Figura 4-1 – Modelo estrutural do SAP 2000

5. VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS

A etapa de verificação somente serve para avaliar a geometria dos elementos estruturais, assim determinando se estão adequados. Desta maneira, estas verificações só serão feitas para o Caso 1.

5.1. Verificação dos elementos estruturais no Estado Limite Último

5.1.1. Verificação dos Pilares no Estado Limite Último

A verificação dos pilares foi realizada para a situação do pilar mais carregado, que no caso considerado trata-se do P27, para a combinação do estado limite último considerando os carregamentos de peso próprio, sobrecarga e vento.

Comprimento equivalente do pilar

Conforme a NBR 6118:2003 [1], no item 15.6, o comprimento equivalente λ_e do elemento comprimido (pilar), suposto vinculado em ambas as extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores:

$$\lambda_e = \lambda_v + i \quad (5-1)$$

$$\lambda_e = \lambda \quad (5-2)$$

onde:

λ_v é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

h é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo;

λ é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

Para a direção xx:

$$\lambda_e = 2,40 + 0,00 = 2,40 \text{ m} \quad \text{ou} \quad \lambda_e = 3,00 \text{ m}, \text{ então } (\lambda_e)_x = 2,40 \text{ m} \quad (5-3)$$

Para a direção yy:

$$\lambda_e = 2,40 + 0,40 = 2,80 \text{ m} \quad \text{ou} \quad \lambda_e = 3,00 \text{ m}, \text{ então } (\lambda_e)_y = 2,80 \text{ m} \quad (5-4)$$

Cálculo dos índices de esbeltez

Os índices de esbeltez, no caso particular de seções retangulares, nas duas direções, são definidos como:

$$\lambda_x = \frac{(\lambda_e)_x}{i_x} = \sqrt{12} \frac{(\lambda_e)_x}{h} \quad (5-5)$$

$$\lambda_y = \frac{(\lambda_e)_y}{i_y} = \sqrt{12} \frac{(\lambda_e)_y}{b} \quad (5-6)$$

A partir das equações (5-5) e (5-6), chega-se:

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{(\lambda_e)_x}{h} = \sqrt{12} \frac{3,00}{1,00} = 0,39 \quad (5-7)$$

$$\lambda_x < 35 \rightarrow \text{dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem}$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{(\lambda_e)_y}{b} = \sqrt{12} \frac{2,80}{0,40} = 7,32 \quad (5-8)$$

$$\lambda_y < 35 \rightarrow \text{dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem}$$

Momentos mínimos de primeira ordem

De acordo com NBR 6118:2003 [1], item 11.3.3.4.3, o efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído em estruturas reticuladas pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem dado a seguir:

$$M_{1d,\min} = N_d (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (5-9)$$

Na direção xx:

$$M_{1dx,\min} = 3132,2 \times (0,015 + 0,03 \times 0,00) = 366,0 \text{ kNm} \quad (5-10)$$

Na direção yy:

$$M_{1dy,\min} = 3132,2 \times (0,015 + 0,03 \times 0,40) = 219,6 \text{ kNm} \quad (5-11)$$

Verificação da armadura selecionada

O cálculo da armadura é feito verificando a flexão composta reta nas duas direções, utilizando-se ábacos adimensionais.

Para o uso dos ábacos adimensionais, determinam-se os coeficientes adimensionais descritos nas expressões a seguir:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (5-12)$$

$$\mu = \frac{M_d}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}} \quad (5-13)$$

No ábaco de flexão composta reta, determina-se a taxa mecânica ω e calcula-se a armadura do pilar com a equação:

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5-14)$$

Os esforços de cálculos são:

$$N_d = - 132,2 \text{ kN}$$

$$M_{xx} = 366,0 \text{ kNm}$$

$$M_{yy} = 219,6 \text{ kNm}$$

$$\text{Armadura selecionada: } 20 \phi 20 \text{ mm} = 52,8 \text{ cm}^2$$

Na direção xx:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{- 3132,2}{0,40 \times 0,00 \times \frac{30.000}{1,4}} = - 0,949 \quad (5-15)$$

$$\mu = \frac{M_d}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{366,0}{0,40 \times 0,00^2 \times \frac{30.000}{1,4}} = 0,043 \quad (5-16)$$

Através dos ábacos adimensionais de SANTOS [7] temos $\omega = 0,25$.

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,25 \times 0,40 \times 0,00 \times \frac{30.000}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} = 49,3 \text{ cm}^2 \quad (5-17)$$

Na direção yy:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{-3132,2}{1,00 \times 0,40 \times \frac{30.000}{1,4}} = -0,949 \quad (5-18)$$

$$\mu = \frac{M_d}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{219,6}{1,00 \times 0,40^2 \times \frac{30.000}{1,4}} = 0,064 \quad (5-19)$$

Através dos ábacos adimensionais temos $\omega = 0,30$.

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,30 \times 0,40 \times 0,00 \times \frac{30.000}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} = 59,1 \text{ cm}^2 \quad (5-20)$$

Então, nota-se a partir das verificações acima que o pilar é satisfatório para os seus esforços solicitantes.

5.1.2. Verificação das Vigas no Estado Limite Último

Neste item será feita a verificação da viga mais solicitada à flexão e ao cisalhamento, para a combinação do estado limite último considerando os carregamentos de peso próprio, sobrecarga e vento.

Verificação da flexão

Com o momento fletor máximo de cálculo, podemos verificar a viga para os maiores esforços solicitantes.

- Momento de cálculo positivo na viga V16 (4º pavimento)

$$M_{sd} = 37,4 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = \frac{M_{sd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{87,4}{0,12 \times 1,55^2 \times \frac{30.000}{1,4}} = 0,112 < k_{md \text{ lim}} = 0,272 \quad (5-21)$$

$$k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2k_{md}}{0,85}}}{0,80} = 0,178 < k_{x \text{ lim}} = 0,50 \quad (5-22)$$

$$x = \zeta_x \times l = 0,178 \times 1,55 = 0,098 \text{ m} \quad (5-23)$$

$$k_z = 1 - 0,4k_x = 1 - 0,4 \times 0,178 = 0,929 \quad (5-24)$$

$$z = \zeta_z \times l = 0,511 \text{ m} \quad (5-25)$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{87,4}{0,511 \times 13,5} = 3,93 \text{ cm}^2 \quad (5-26)$$

$$A_{s, \text{adot}} = 4\phi 2,5 \text{ mm}$$

- Momento de cálculo negativo na viga V12 (5º pavimento)

$$M_{sd} = 212,4 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = \frac{M_{sd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{212,4}{0,12 \times 0,55^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \cong 0,272 = k_{md \text{ lim}} = 0,272 \quad (5-27)$$

$$k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2k_{md}}{0,85}}}{0,80} = 0,5 = k_{x \text{ lim}} = 0,50 \quad (5-28)$$

$$x = \xi_x \times l = 0,5 \times 0,55 = 0,275 \text{ m} \quad (5-29)$$

$$k_z = 1 - 0,4k_x = 1 - 0,4 \times 0,5 = 0,8 \quad (5-30)$$

$$z = \xi_z \times l = 0,44 \text{ m} \quad (5-31)$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{212,4}{0,44 \times 43,5} = 1,1 \text{ cm}^2 \quad (5-32)$$

$$A_{s, \text{dot}} = 5\phi \text{ 6 mm}$$

Como $k_{md} = k_{md, \text{lim}}$, a viga está adequada para os esforços solicitantes.

Verificação ao cisalhamento

Com o esforço cortante máximo de cálculo, podemos verificar a viga para o maior esforço solicitante.

Cortante de cálculo na viga V12 (11º pavimento): $V_{sd} = 64,1 \text{ kN}$

- *Verificação da compressão diagonal do concreto*

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (5-33)$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} b_w d \quad (5-34)$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88 \quad (5-35)$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times \frac{30.000}{1,4} \times 0,12 \times 0,55 = 336,0 \text{ kN} \quad (5-36)$$

- *Cálculo da armadura transversal*

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (5-37)$$

$$V_c = \tau_{c0} = 0,60 f_{ctd} b_w d = 0,60 \times 448 \times 0,12 \times 0,55 = 52,6 kN \quad (5-38)$$

$$\begin{aligned} V_{sw} &= \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,90 df_{ywd} (\sin \alpha + \cos \alpha) = \\ &= \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,90 \times 0,55 \times 43,5 (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) \end{aligned} \quad (5-39)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 21,53 \quad (5-40)$$

$$V_{sd} \leq \tau_{Rd3} = \tau_{sw} + \tau_{c0} \Rightarrow \tau_{sw} \geq \tau_{sd} - \tau_{c0} \quad (5-41)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \geq \frac{V_{sd} - \tau_{c0}}{21,53} = 4,71 \text{ cm}^2 / m \quad (5-42)$$

Como $V_{sd} < \tau_{Rd2}$ e $V_{sd} < \tau_{Rd3}$, a viga está adequada para os esforços solicitantes.

5.2. Verificação dos deslocamentos no Estado Limite de Serviço

A verificação dos deslocamentos limites foi realizada de acordo com a NBR 6118:2003 [1], na tabela 13.2 do item 13.3.

5.2.1. Deslocamento Horizontal

O limite para o deslocamento horizontal no topo da estrutura provocado pela ação do vento para combinação freqüente é $H/1700$, onde H é a altura total do edifício, em centímetros.

O deslocamento horizontal total do edifício, para o Caso 1 com ação do vento foi de 1,04 cm, que é menor que o valor limite de $H/1700$, igual a 3,5 cm. Já, o deslocamento máximo entre pavimentos foi de 0,11 cm que se apresenta menor do que o valor limite de $H/850$, que é igual a 0,35 cm, onde H é a altura entre pavimentos do edifício.

5.2.2. Deslocamento Vertical

O deslocamento vertical máximo na laje para a combinação de carregamentos em serviço é de 1,7 cm, sendo o seu limite L/250 igual a 2,4 cm. Já o deslocamento vertical máximo para cargas acidentais é de 0,3cm, sendo o seu limite L/350 igual a 1,7 cm.

O deslocamento vertical relativo máximo considerando apenas as cargas de longa duração é de 0,81 cm. Para calcular a flecha de longa duração em função do tempo, multiplica-se a flecha imediata por α_f , descrito na expressão do item 17.3.2.1.2 da NBR 6118:2003 [1]:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \rho} \quad (5-43)$$

onde:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}, \text{ será considerado o valor de } \rho \cong 0$$

sendo:

ρ é a taxa geométrica da armadura longitudinal de compressão.

ξ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na tabela 17.1 da NBR 6118:2003 [1].

Considerando que as escoras foram retiradas em 15 dias, temos que $\xi(t_0) = 0,54$

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2,00 - 0,54 = 1,46 \quad (5-44)$$

Então, pela equação (5-33), tem-se o valor de α_f :

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \rho} = \frac{1,46}{1 + 50 \times 0} = 1,46 \quad (5-45)$$

$$f_{\infty} = (f_g + 1,3 \cdot f_q) \cdot (1 + \alpha_f) = 2,2 \text{ cm} \quad (5-46)$$

Então, a flecha diferida no tempo é menor que o deslocamento limite L/250 igual a 2,4 cm.

6. DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES E RESULTADOS

6.1. Apresentação dos resultados do programa

6.1.1. Resultados da análise sem a consideração do vento

Neste item são apresentados os resultados das combinações que não contemplam o vento.

6.1.1.1. Diagrama de momentos em vigas e cintas

A seguir são apresentados os diagramas de momentos das vigas V7, em diversos pavimentos, e da cinta C7 (Figuras 6-1 a 6-6). Esses valores são resultados da combinação no estado limite último com peso próprio e sobrecarga, e no Caso 3 além desses, também há o recalque de apoio.

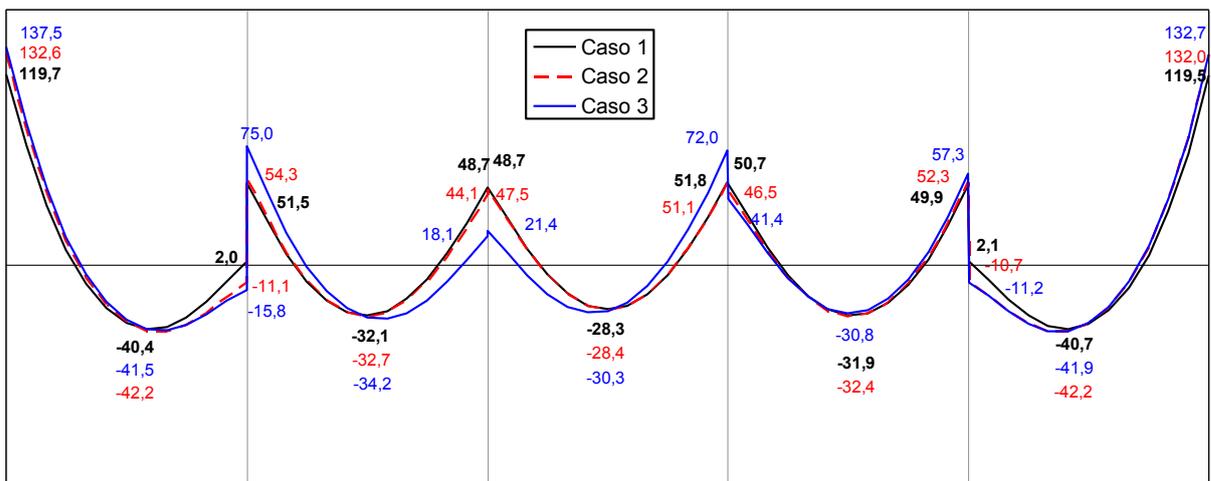


Figura 6-1 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 da Cobertura

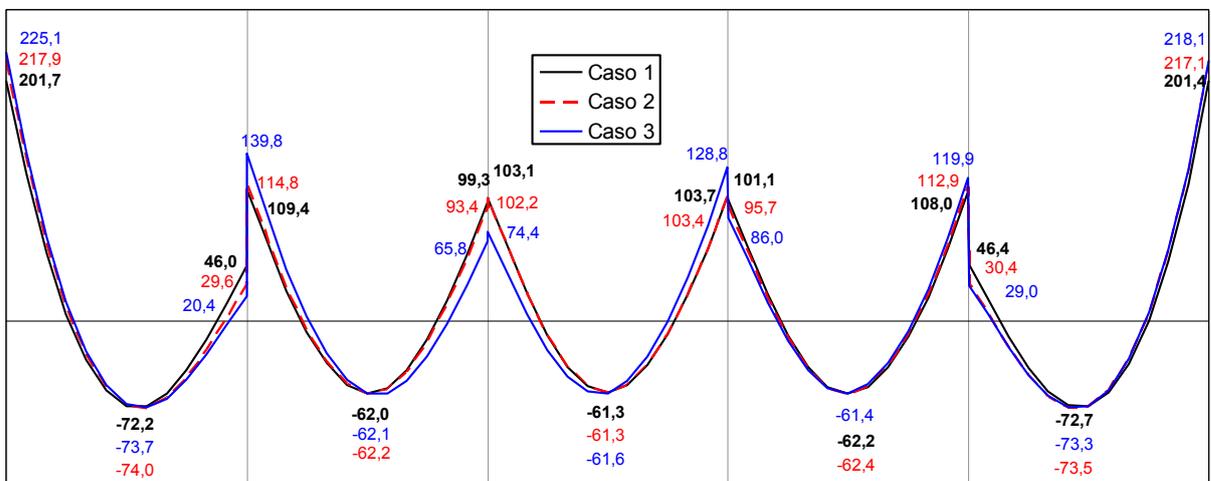


Figura 6-2 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 do 19º pavimento

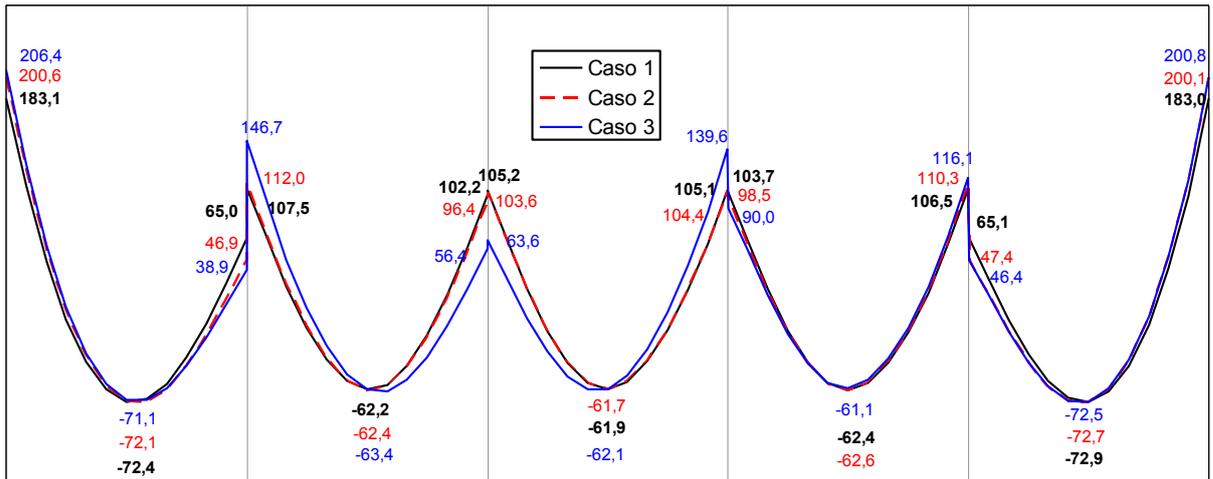


Figura 6-3 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 do 10º pavimento

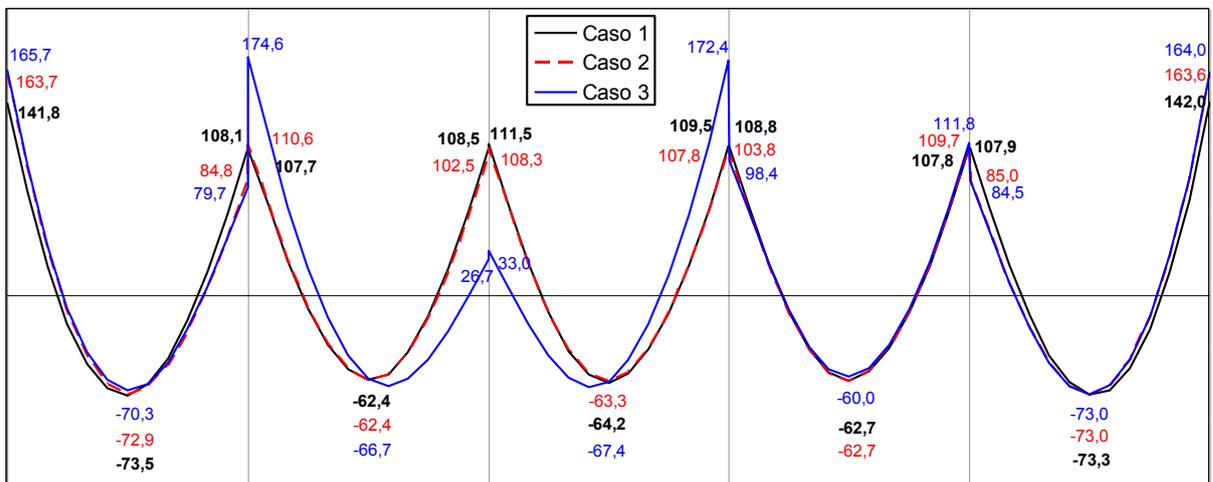


Figura 6-4 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 do 2º pavimento

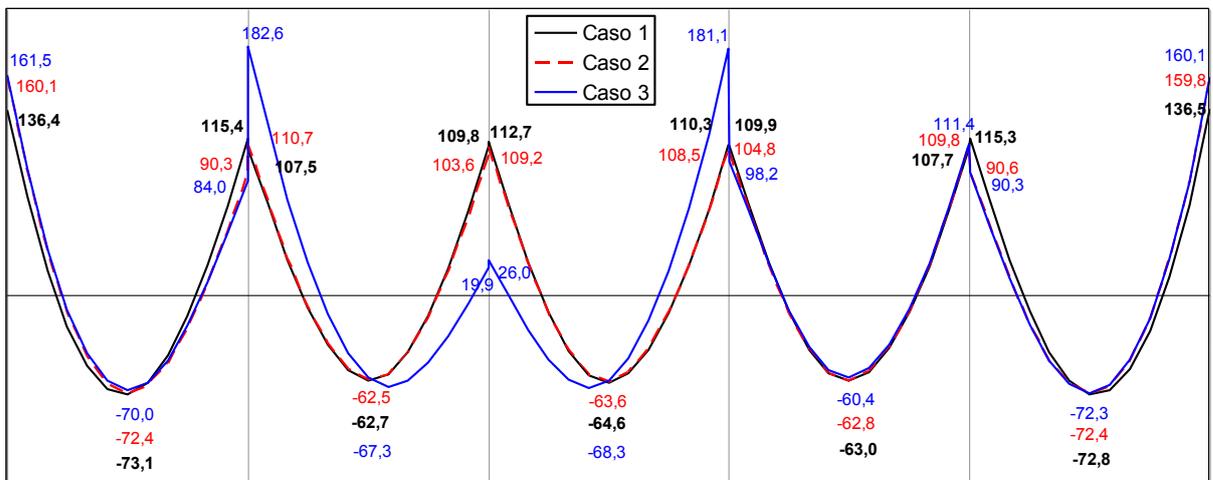


Figura 6-5 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V7 do 1º pavimento

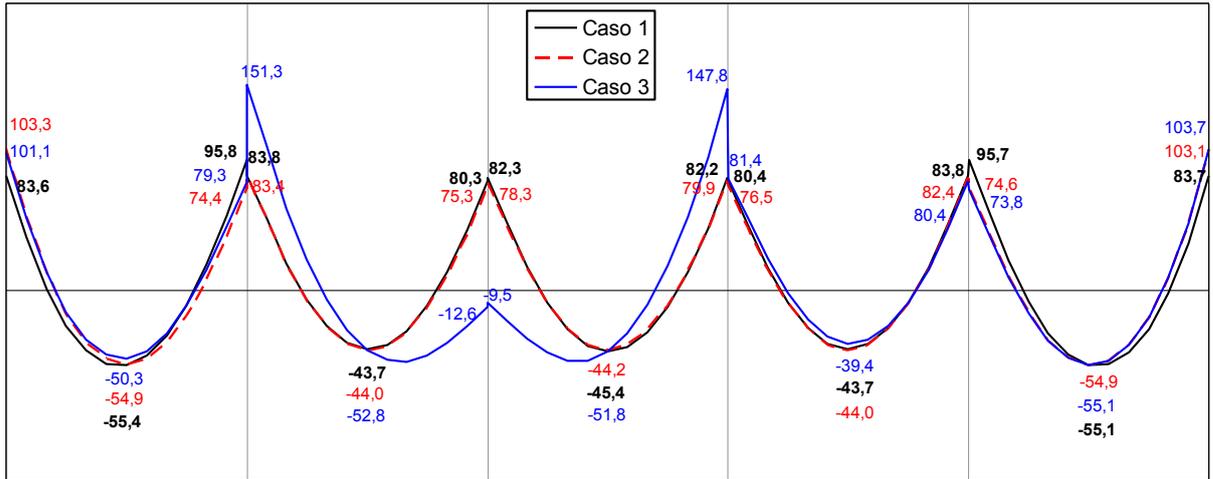


Figura 6-6 – Diagramas de Momentos (kNm) – Cinta C7

6.1.1.2. Reações de Apoio

A Figura 6-7 apresenta os valores das reações de apoio para os três casos. Esses valores são resultados da combinação no estado limite último com peso próprio, sobrecarga, e, no Caso 3, além desses, também há o recalque de apoio.

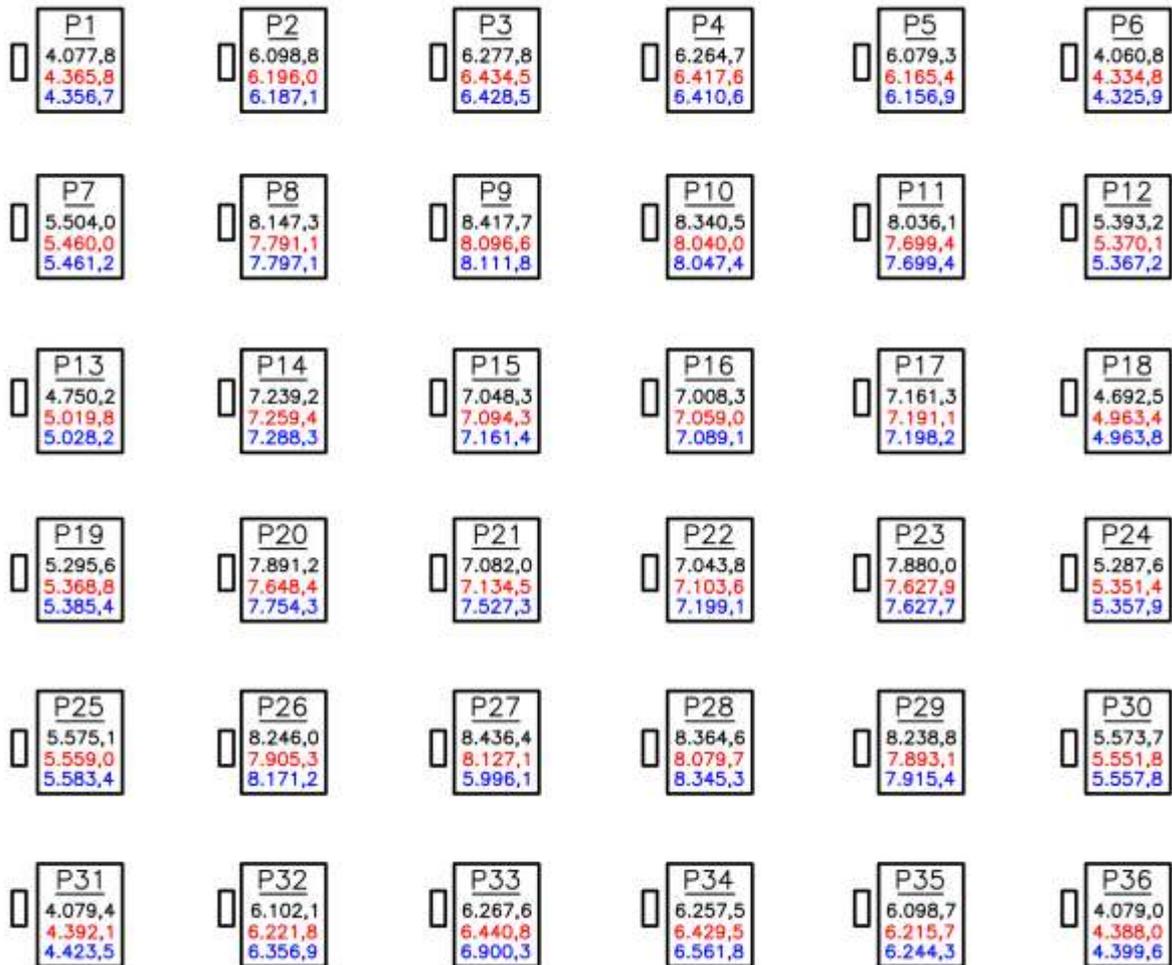


Figura 6-7 – Reações de Apoio sem vento

6.1.1.3. Deformadas

As figuras 6-8, 6-9 e 6-10 representam um corte longitudinal passando pela viga V7, nos três casos estudados na combinação frequente de serviço com peso próprio e sobrecarga e, no Caso 3, além desses, também há o recalque de apoio.

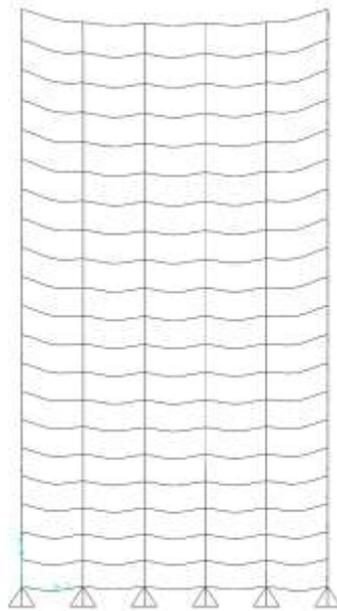


Figura 6-8 – Deformadas – Corte Longitudinal passando pela Viga V7 – Caso 1 – Sem o vento

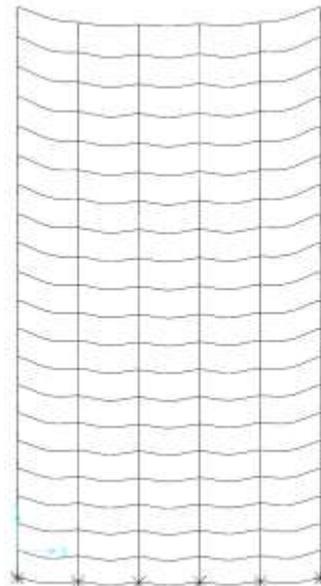


Figura 6-9 – Deformadas – Corte Longitudinal passando pela Viga V7 – Caso 2 – Sem o vento

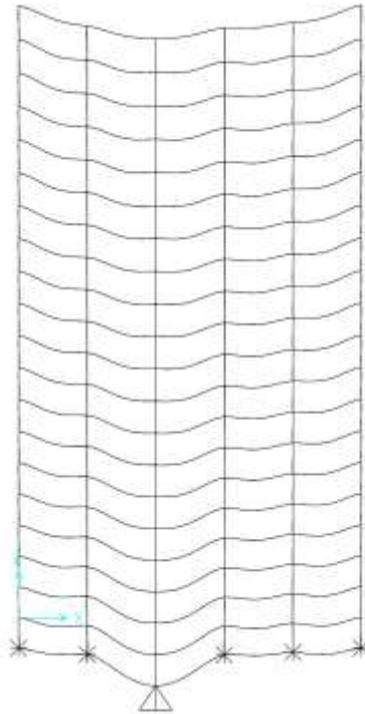


Figura 6-10 – Deformadas – Corte Longitudinal passando pela Viga V7 – Caso 3 – Sem o vento

Nas figuras 6-11 a 6-16 são apresentadas as deformadas das vigas V7, em diversos pavimentos, e da cinta C7. Todos esses valores são resultados da combinação frequente de serviço com peso próprio e sobrecarga e, no Caso 3, além desses, também há o recalque de apoio.

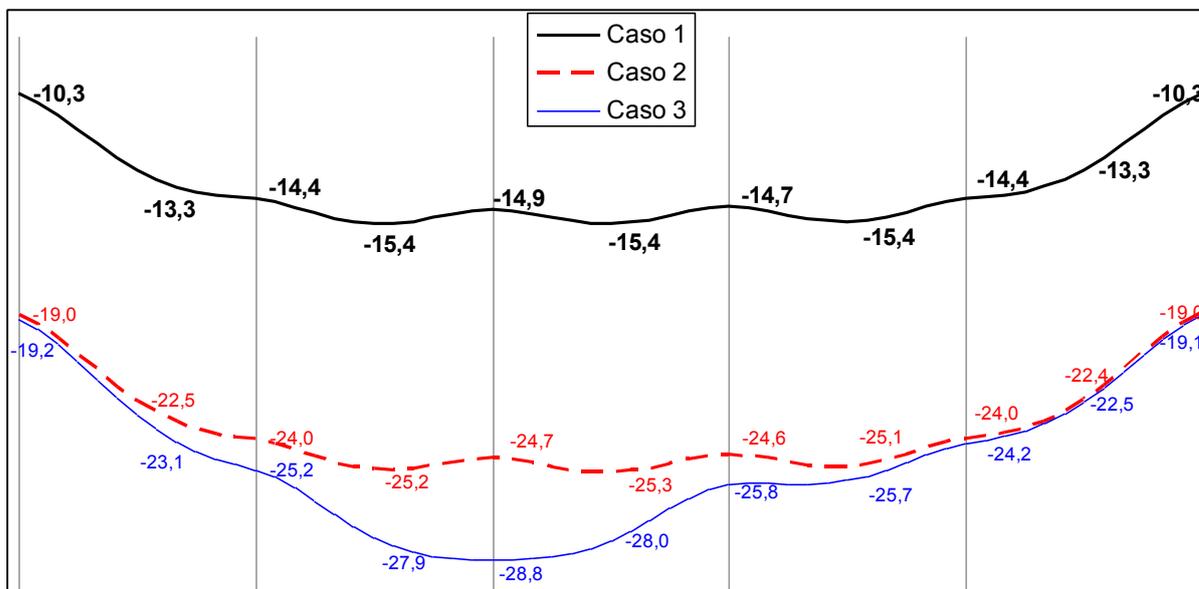


Figura 6-11 – Deformadas em mm– Viga V7 da Cobertura

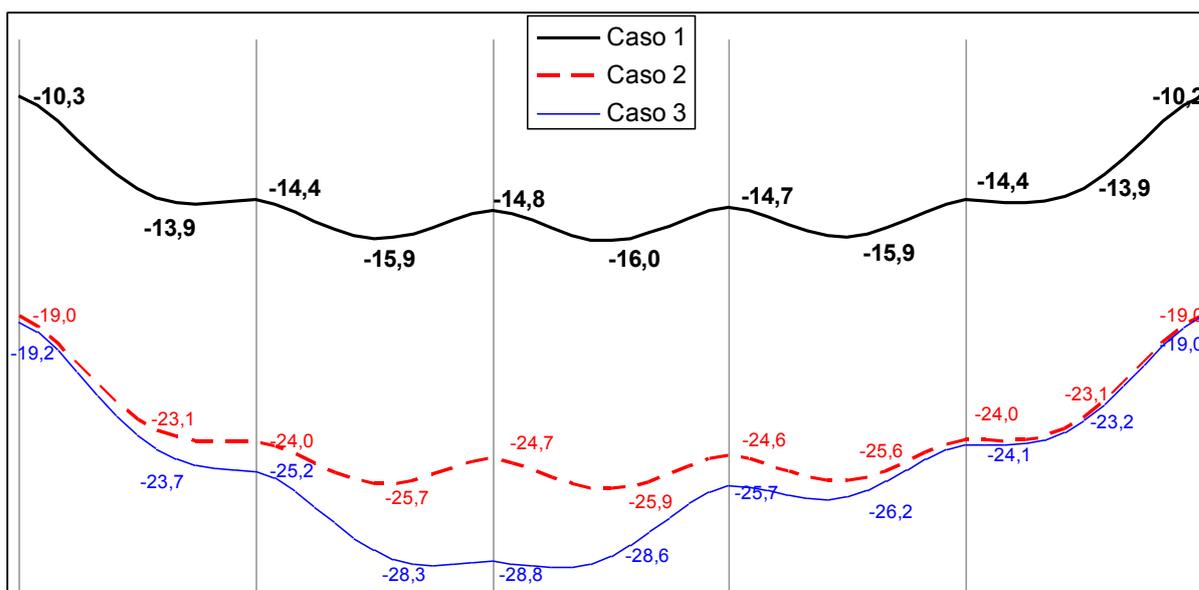


Figura 6-12 – Deformadas em mm – Viga V7 do 19º pavimento

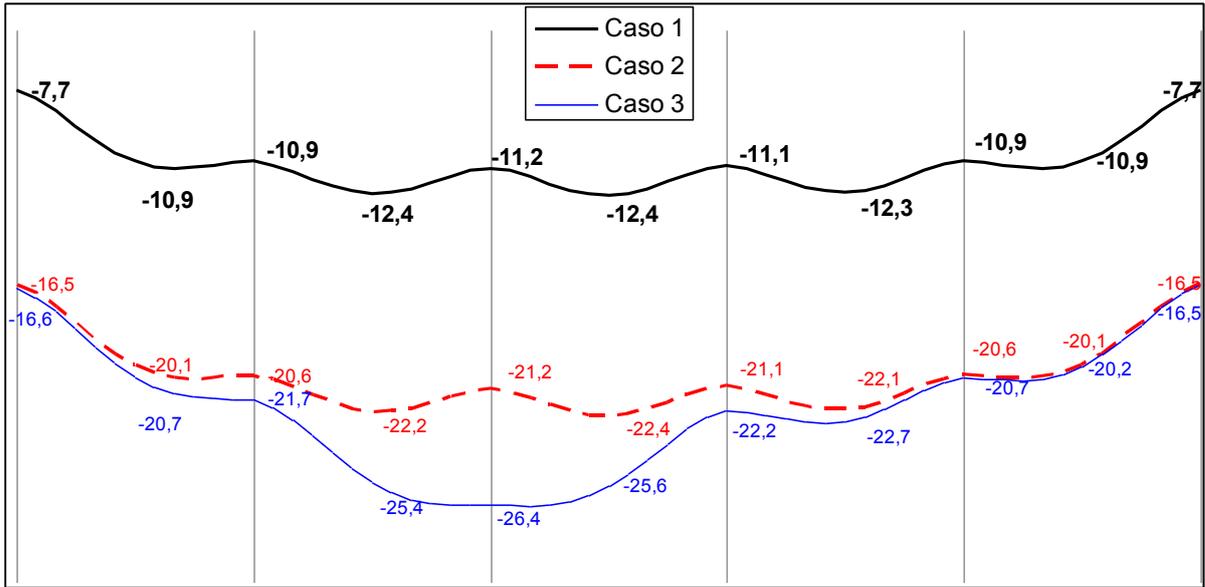


Figura 6-13 – Deformadas em mm – Viga V7 do 10º pavimento

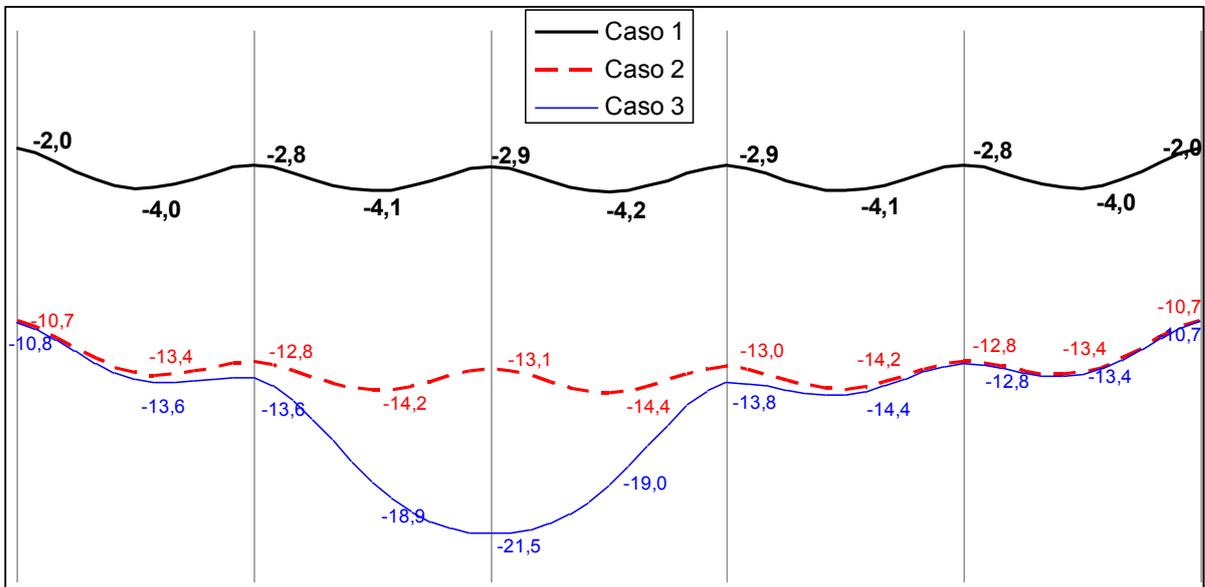


Figura 6-14 – Deformadas em mm – Viga V7 do 2º pavimento

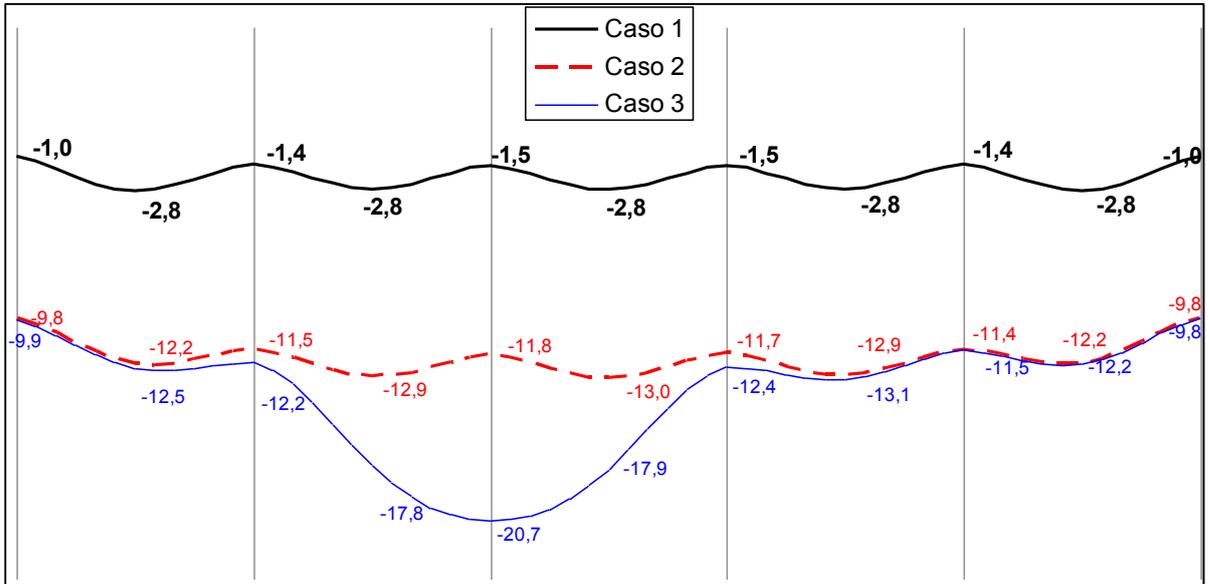


Figura 6-15 – Deformadas em mm – Viga V7 do 1º pavimento

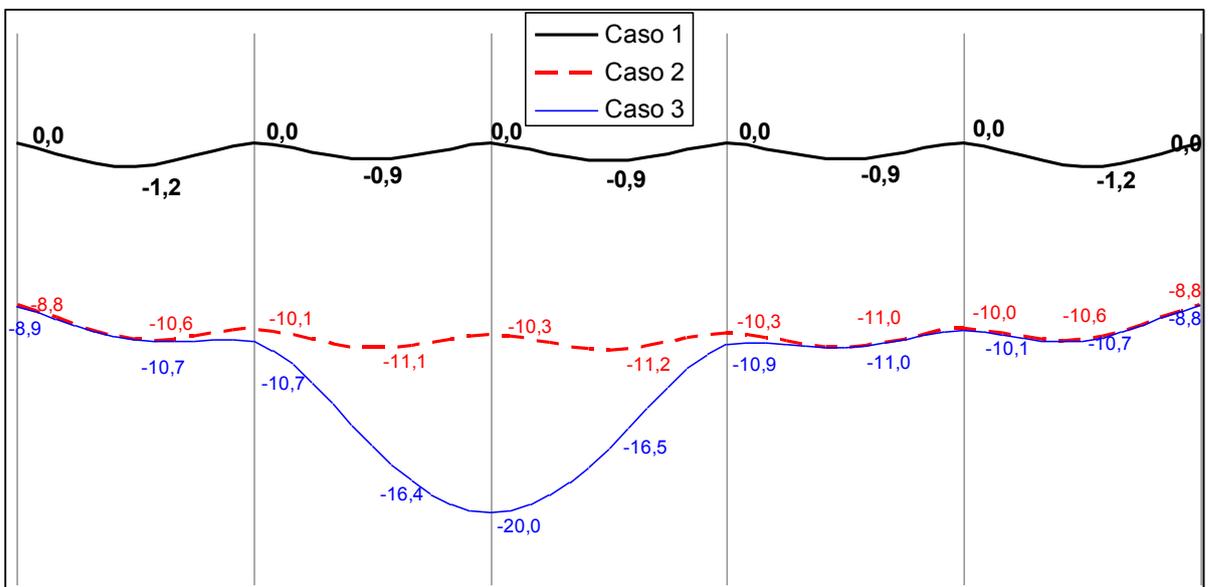


Figura 6-16 – Deformadas em mm – Cinta C7

6.1.2. Resultados da análise com a consideração do vento

Neste item são apresentados os resultados das combinações que contemplam o vento.

6.1.2.1. Diagrama de momentos em vigas e cintas

A seguir são apresentados os diagramas de momentos das vigas V12 e cinta C12 (Figuras 6-17 a 6-22). Esses valores são resultados da combinação no estado limite último com peso próprio, sobrecarga, vento em y e no Caso 3 além desses, também há o recalque de apoio.

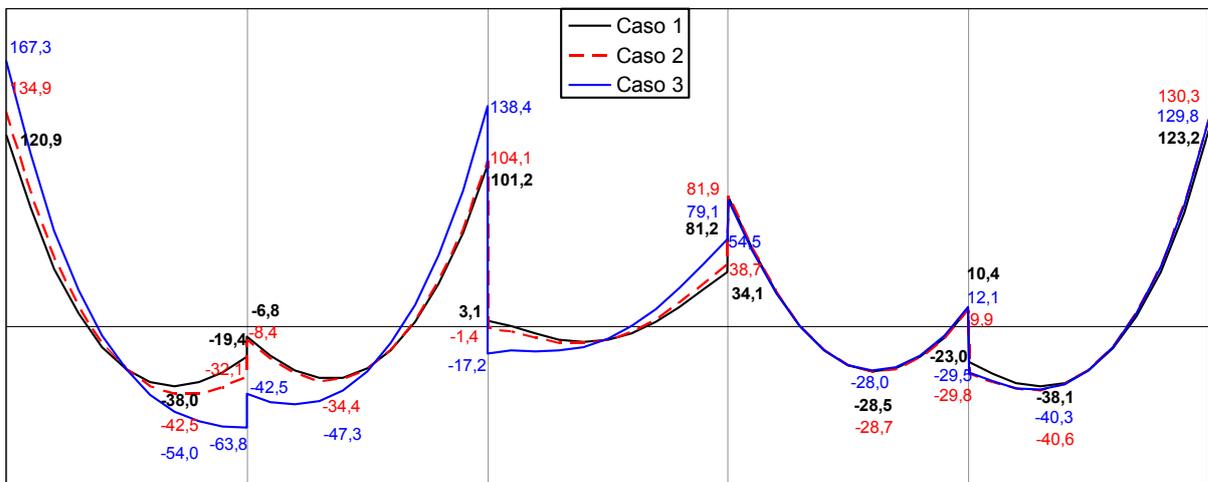


Figura 6-17 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 da Cobertura

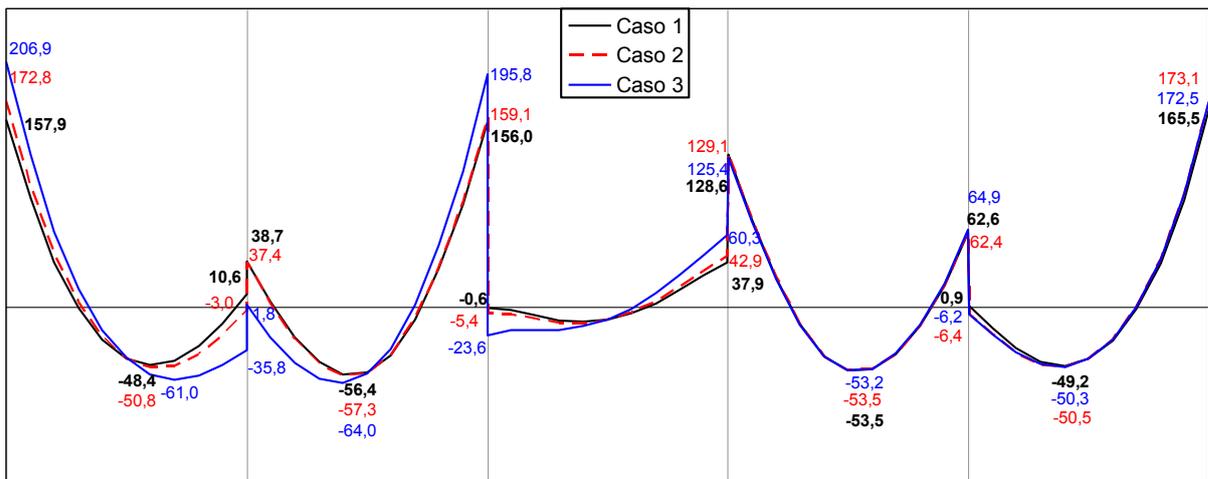


Figura 6-18 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 do 19º pavimento

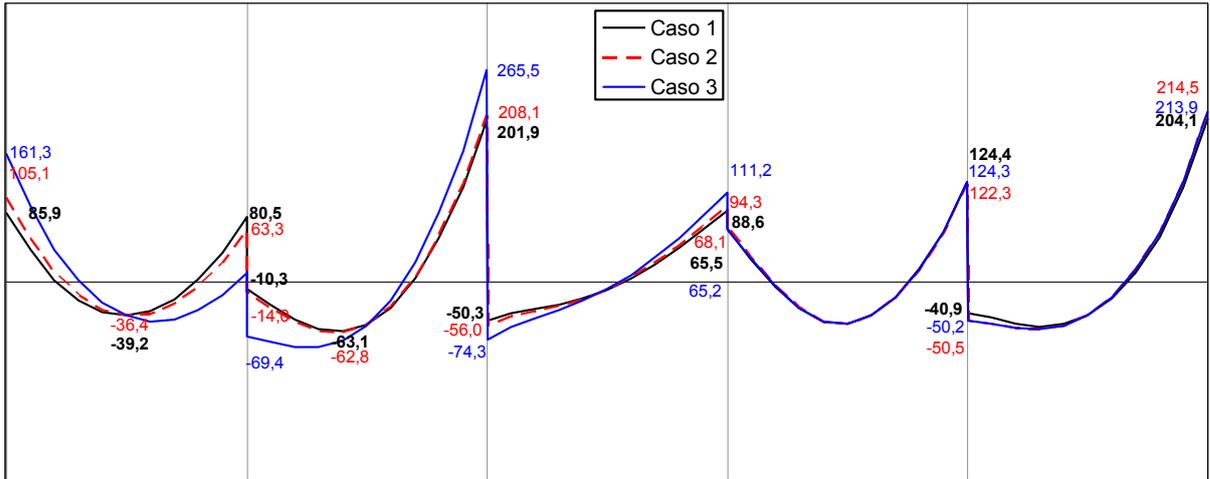


Figura 6-19 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 do 10º pavimento

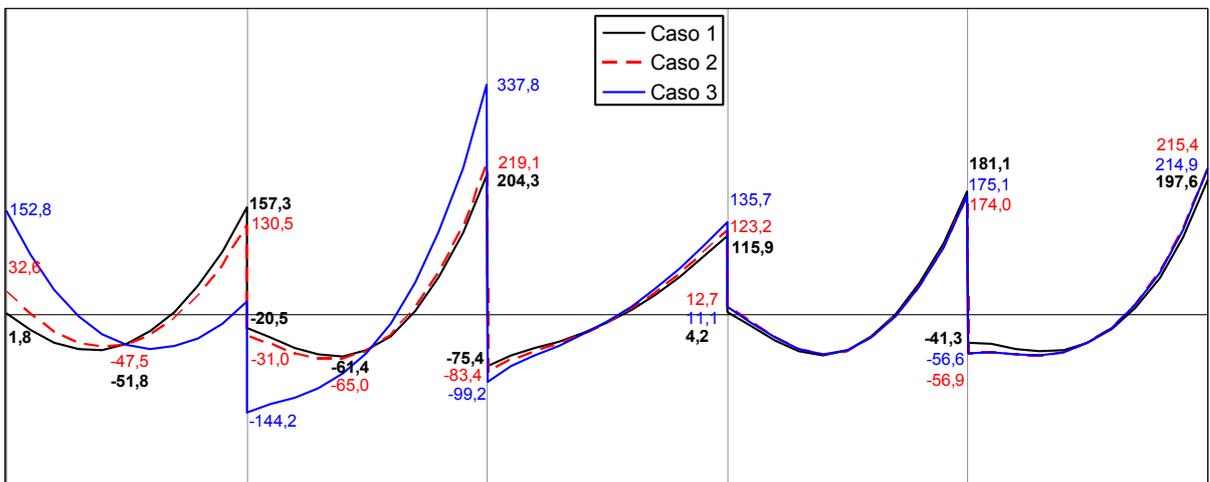


Figura 6-20 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 do 2º pavimento

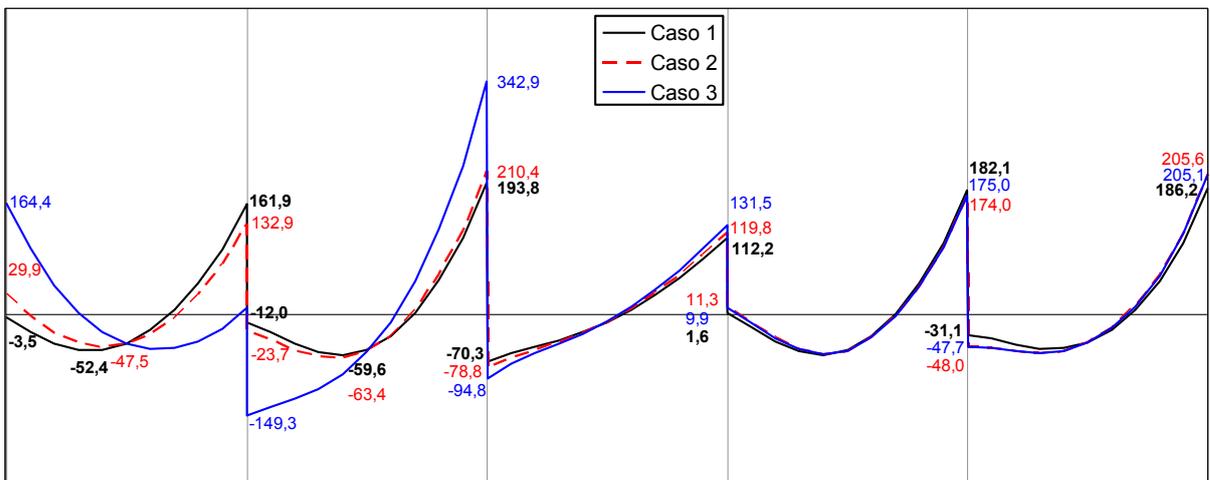


Figura 6-21 – Diagramas de Momentos (kNm) – Viga V12 do 1º pavimento

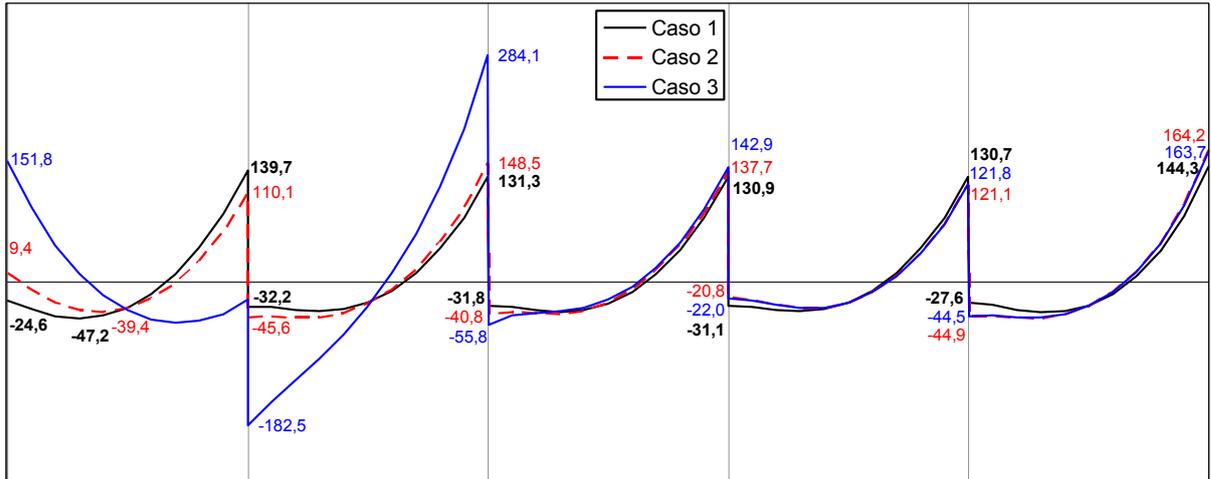


Figura 6-22 – Diagramas de Momentos (kNm) – Cinta C12

6.1.2.2. Reações de Apoio

A Figura 6-23 apresenta os valores das reações de apoio para os três casos. Esses valores são resultados da combinação no estado limite último com peso próprio, sobrecarga, vento em y e e no Caso 3 além desses, também há o recalque de apoio.

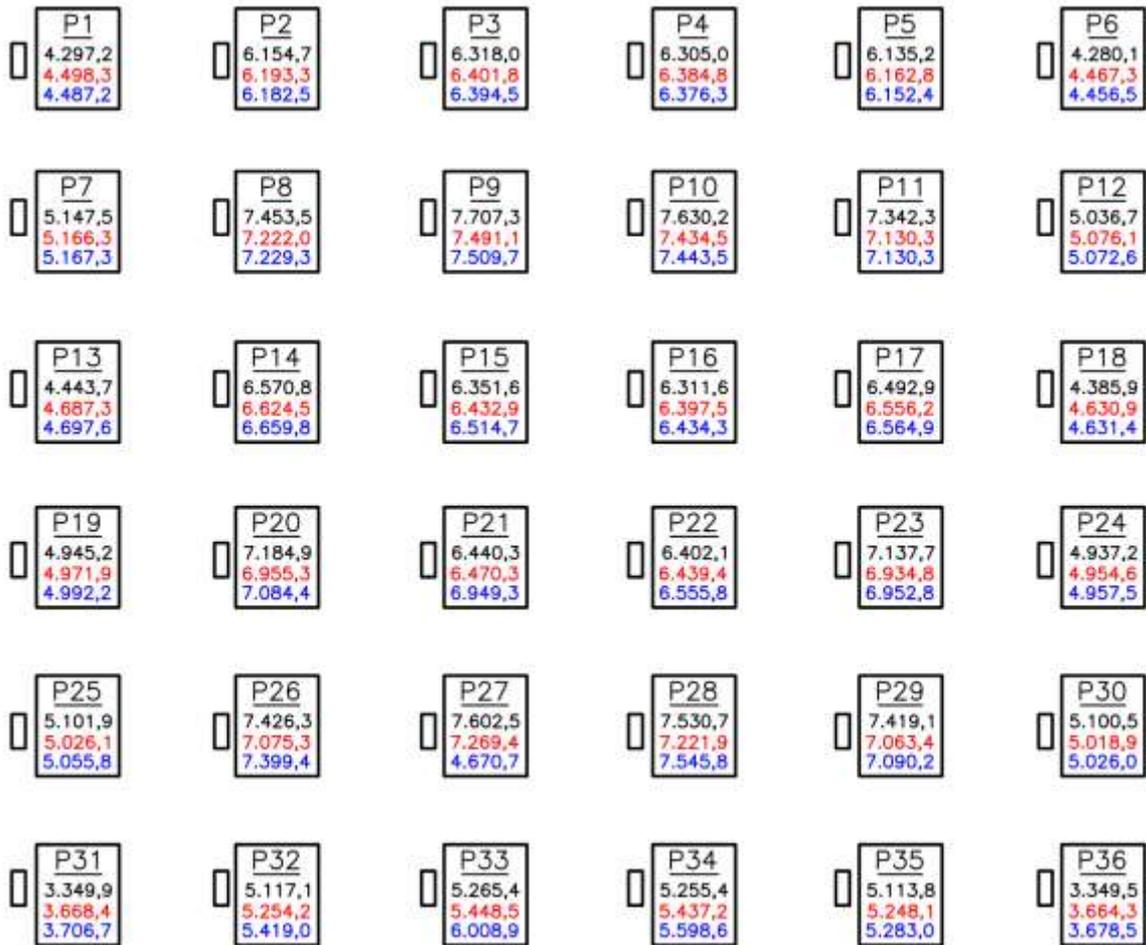


Figura 6-23 – Reações de Apoio com vento

6.1.2.3. Deformadas

As figuras 6-24, 6-25 e 6-26 representam um corte transversal passando pela viga V12, nos três casos estudados na combinação frequente de serviço com peso próprio, sobrecarga, vento em y, e no Caso 3 além desses, também há o recalque de apoio.

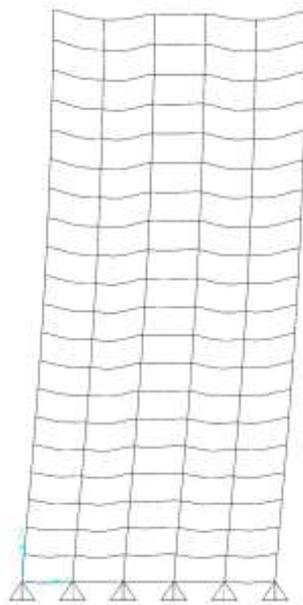


Figura 6-24 – Deformadas – Corte Transversal passando pela Viga V12 – Caso 1 – Com o vento

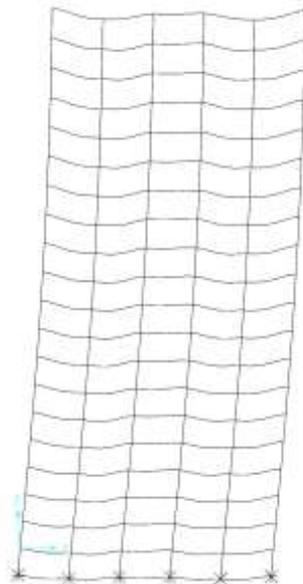


Figura 6-25 – Deformadas – Corte Transversal passando pela Viga V12 – Caso 2 – Com o vento

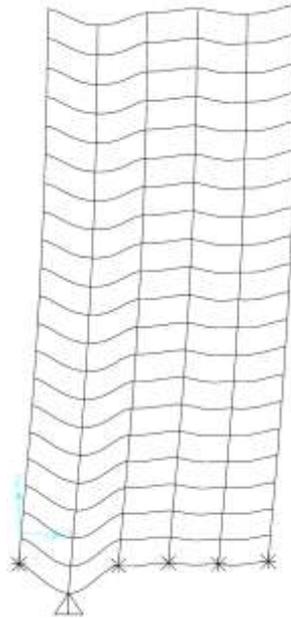


Figura 6-26 – Deformadas – Corte Transversal passando pela Viga V12 – Caso 3 – Com o vento

Nas figuras 6-27 a 6-32 são apresentadas as deformadas das vigas V12, em diversos pavimentos, e da cinta C12. Todos esses valores são resultados da combinação frequente de serviço com peso próprio, sobrecarga, vento em y, e no Caso 3 além desses, também há o recalque de apoio.

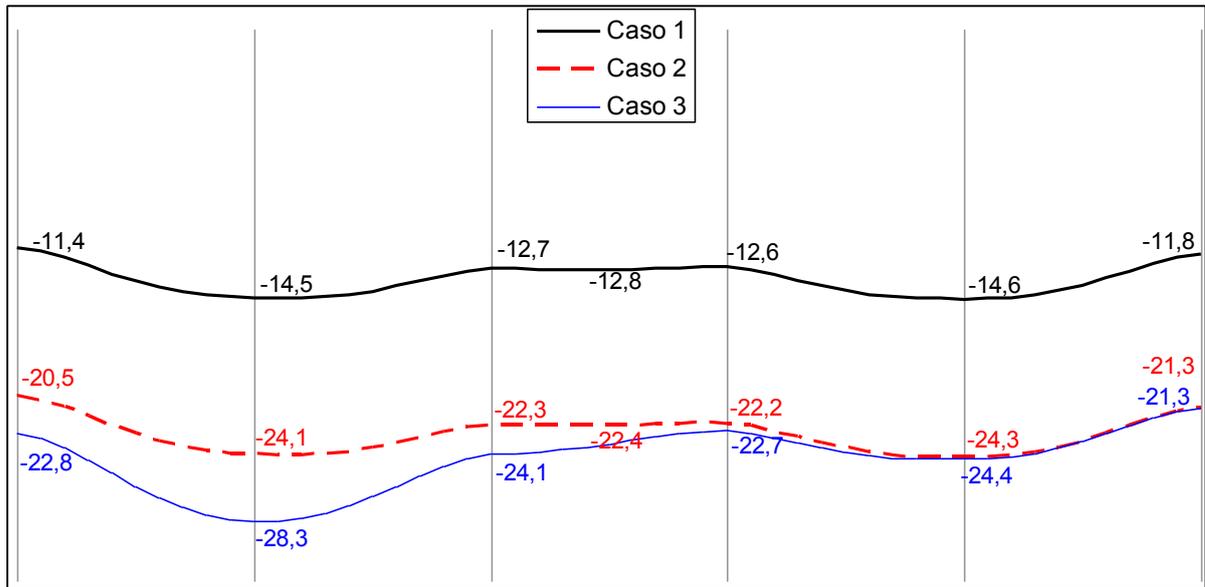


Figura 6-27 – Deformadas em mm– Viga V12 da Cobertura

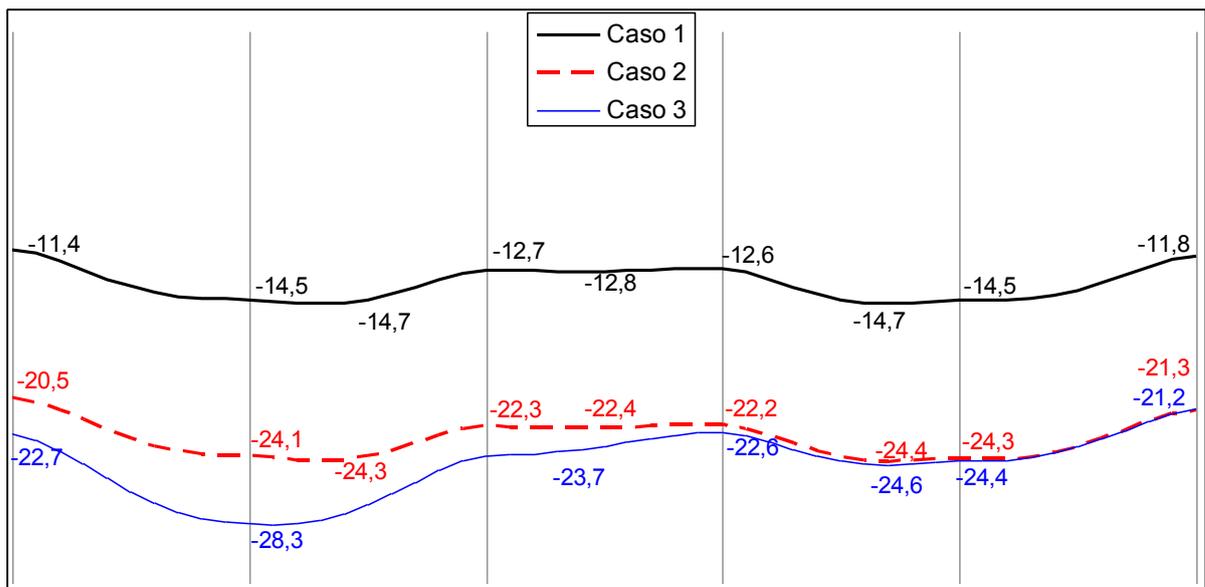


Figura 6-28 – Deformadas em mm – Viga V12 do 19º pavimento

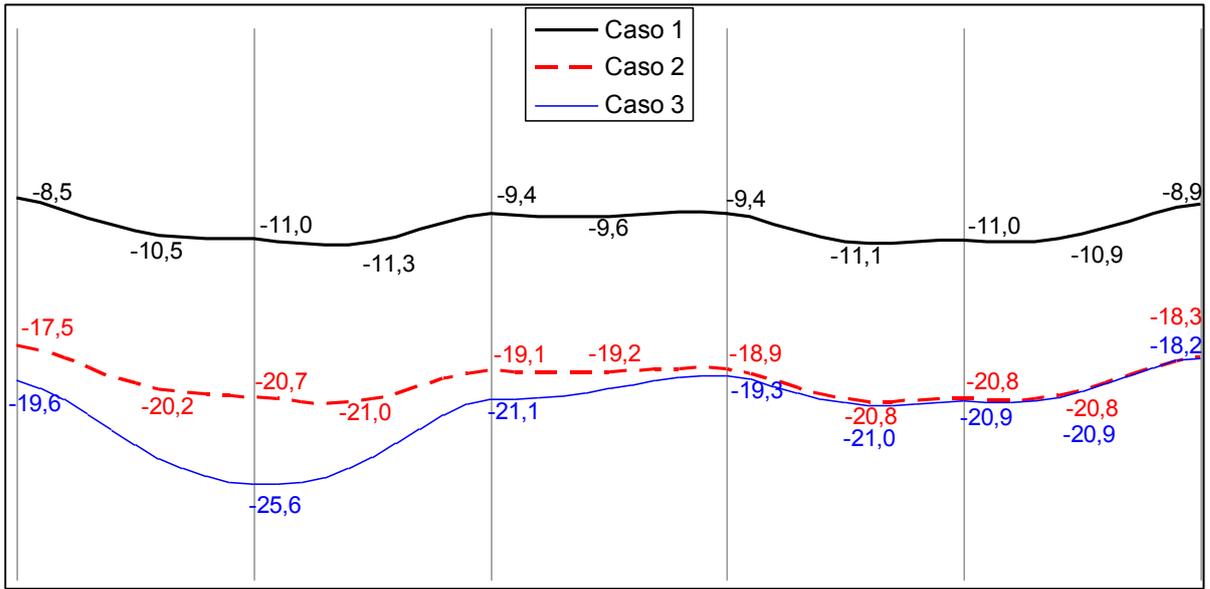


Figura 6-29 – Deformadas em mm – Viga V12 do 10º pavimento

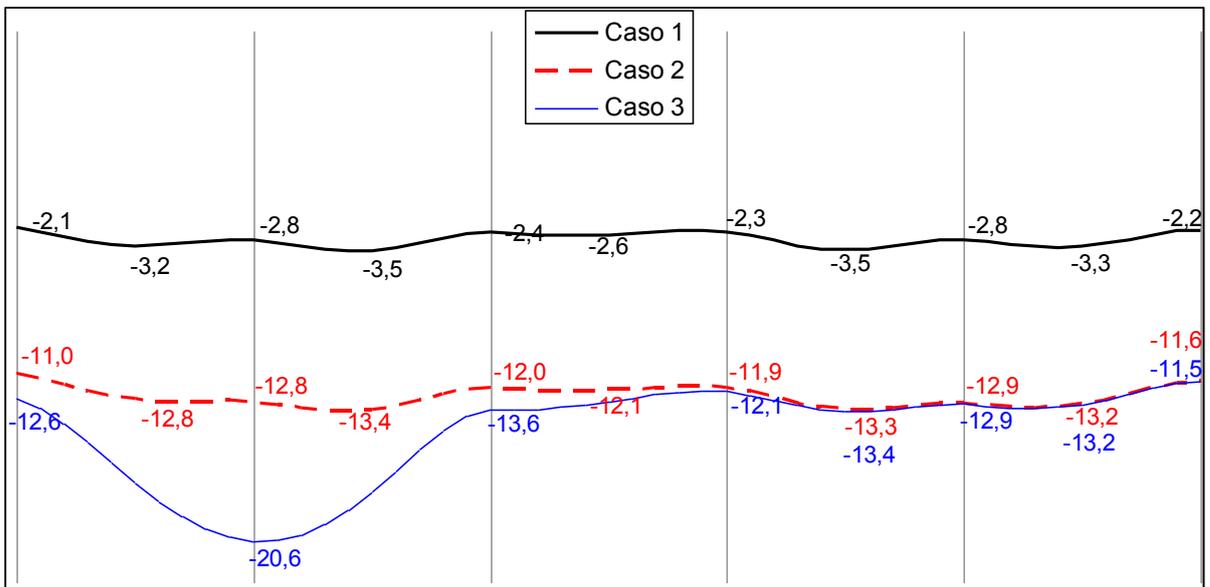


Figura 6-30 – Deformadas em mm – Viga V12 do 2º pavimento

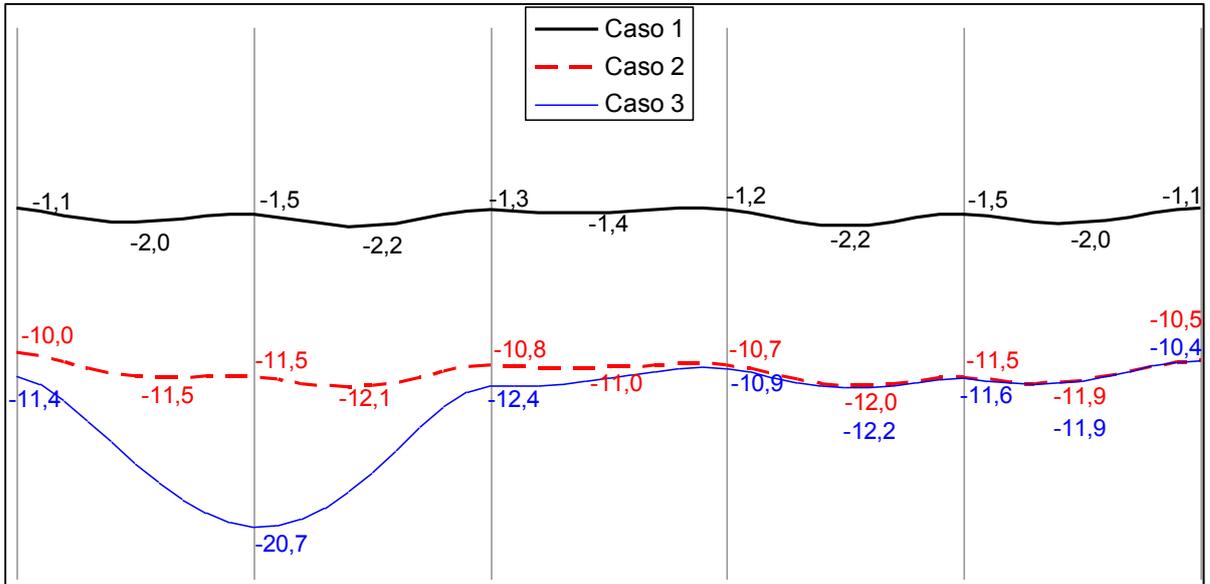


Figura 6-31 – Deformadas em mm – Viga V12 do 1º pavimento

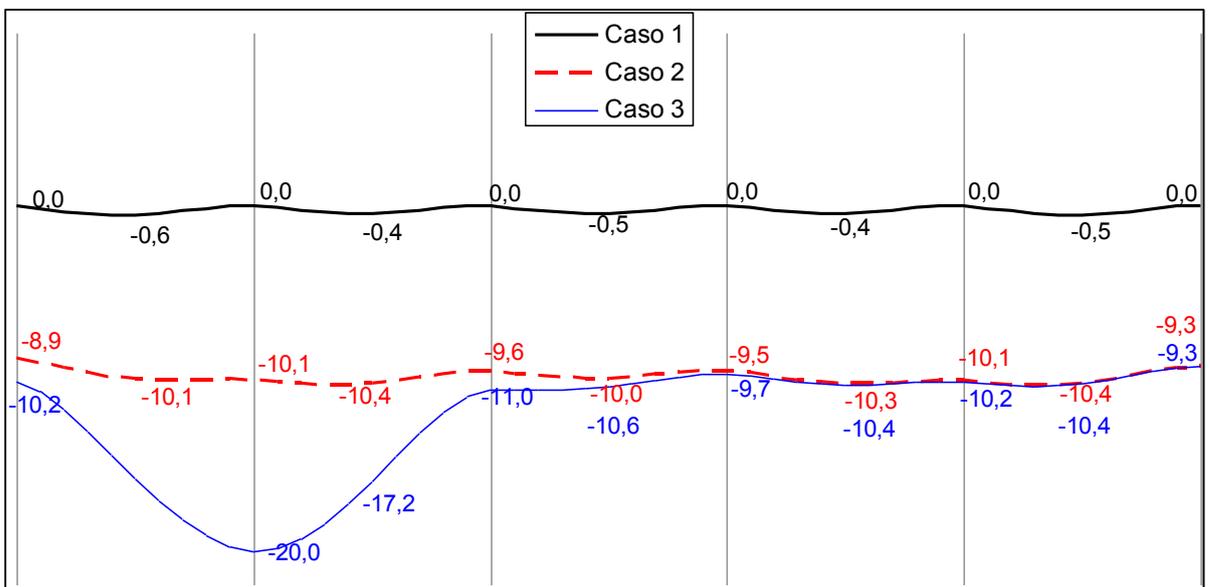


Figura 6-32 – Deformadas em mm – Cinta C12

6.2. Análise dos resultados

Comparando os diagramas de momentos mostrados nas figuras 6-1 a 6-6 e 6-17 a 6-22 dos três casos, dos diversos pavimentos da edificação em estudo, nota-se que nos pavimentos inferiores a diferença entre os valores foram maiores do que nos últimos andares.

Observando os diagramas de momentos, nota-se que ao comparar o Caso 1 (apoios indeslocáveis) com o Caso 2 (apoio elástico), houve uma redução dos momentos nos apoios centrais. Apesar das diferenças entre os Casos 1 e 2, nos apoios internos apresentaram uma discrepância pequena. Por outro lado, nos apoios extremos houve um aumento significativo nos valores obtidos para os momentos negativos no Caso 2 em relação ao Caso 1.

No caso 3, foram considerados todos os apoios elásticos como no caso 2, exceto no apoio P27, onde foi aplicado um deslocamento prescrito de 2 cm. Comparando os valores dos diagramas de momentos do Caso 1 com os do Caso 3, para os pilares vizinhos ao P27, nota-se que houve uma variação brusca do momento negativo no apoio, indicando que estes pilares estarão sujeitos a um momento bem maior do que o considerado no Caso 1.

Analisando as reações de apoio, percebe-se que no Caso 2 houve um aumento nos esforços dos pilares de bordo. Em compensação houve uma redução das reações dos pilares internos. No Caso 3, nos pilares vizinhos ao P27, onde foi aplicado o recalque de apoio, observa-se um aumento nos esforços.

Avaliando as deformadas dos Casos 1 e 2, pode-se observar que no segundo caso o deslocamento absoluto é muito maior, porém ao analisarmos os recalques diferenciais, os valores apresentam-se bem próximos.

Após a análise dos resultados dos três casos, observa-se que a desconsideração da deformação da fundação pode conduzir a resultados falhos, não compatíveis com a realidade, podendo originar danos na estrutura, tais como trincas, rachaduras, ou até mesmo o colapso da estrutura.

7. CONCLUSÃO

Este estudo procurou apresentar as possíveis consequências da não consideração do recalque das fundações, que podem levar a resultados não realistas em projetos estruturais. Infelizmente na grande maioria dos casos, não há uma integração entre os trabalhos dos engenheiros estruturais e geotécnicos. Dessa maneira, muitas estruturas dimensionadas podem ter a sua durabilidade comprometida pela falta de consideração do recalque de apoios.

Foi objetivo desse trabalho comparar os esforços e deslocamentos em um edifício em concreto armado sobre fundações diretas quando analisadas considerando ou não a deformabilidade do solo. Para que fosse possível essa análise, foram elaborados três tipos de modelos numéricos da mesma estrutura, apenas modificando as condições de apoio.

A comparação dos resultados obtidos a partir das análises apresentou uma redistribuição dos esforços nas vigas e cintas e, também, nas reações de apoio. Como regra geral, verificou-se que os pilares, que tendem a sofrer maiores recalques, cedem parte de suas cargas para pilares vizinhos. Porém, as diferenças das reações não foram significativas, as maiores diferenças apresentaram-se nos pilares de canto e não ultrapassam 10%.

Por outro lado, ao analisar vigas e cintas observou-se uma mudança significativa nos momentos, em torno de 20%. Tais valores que não podem ser desconsiderados, ao serem relegados podem levar a problemas estruturais, como rachaduras ou até mesmo o colapso da mesma.

Em relação aos deslocamentos verticais, verificou-se que nos Casos 2 e 3 todos esses aumentaram, como seria esperado, inclusive no topo da estrutura. Porém, os deslocamentos sofreram praticamente apenas uma translação. Então analisando os valores do recalque diferencial nos três casos, nota-se que não houve grandes mudanças. Quanto ao recalque diferencial, que é danoso à superestrutura, podemos dizer que os deslocamentos não foram tão prejudiciais ao dimensionamento da estrutura.

Nos pilares de bordos, onde as tensões são muito diferentes dos internos, houve um aumento nos momentos dos apoios de bordo. Como trabalho futuro é importante reavaliar as dimensões dos pilares, considerando seções menores para os menos solicitados. Desta forma, uniformiza-se as tensões nos pilares, assim reduzindo as distorções nos momentos.

O presente trabalho apresenta uma maneira simples de considerar o recalque das fundações. A aplicação deste método pode ser feita mediante a utilização de programas de análise estrutural que possibilitem a introdução de apoio elástico e recalque de apoio.

Desta maneira, através de todas as comparações realizadas neste estudo, conclui-se que a consideração da deformabilidade das fundações tem importância na análise estrutural em edifícios sobre fundações diretas. Portanto, o engenheiro de estruturas, ao fazer modelo de uma estrutura, deveria interagir com engenheiros geotécnicos para considerar na modelagem a deformação da fundação, afinal, atualmente, essa consideração não é difícil de ser realizada, pois existem programas de análise estrutural que podem ser facilmente utilizados na prática.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] **ABNT, NBR 6118** – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 2003.
- [2] **ABNT, NBR 6120** – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento, 1980.
- [3] **ABNT, NBR 6122** – Projeto e execução de fundações – Procedimento, 1996.
- [4] **ABNT, NBR 6123** – Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento, 1988.
- [5] **Ação do vento em Estruturas de Edifícios**, Longo, H. I., EP-UFRJ, 2008.
- [6] **ACI, Building Code Requirements for Reinforced Concrete**, Committee 318/83, Detroit, 2003.
- [7] **Concreto Armado III**, Santos, S. H. C., EP-UFRJ, 2008.
- [8] **Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Edificações**, Longo, H. I., EP-UFRJ, 2008.
- [9] **Fundações – Teoria e Prática**, ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABEF – Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 2ed, Ed. Pini, 1998. p 409 - 441
- [10] **Estruturas de concreto – solicitações normais**, Fusco, P. B., Ed. Guanabara, 1981.
- [11] **Pré-dimensionamento das Estruturas de Edificações**, Longo, H. I., EP-UFRJ, 2008.
- [12] **SAP 2000**, Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Advanced 11.0.0, Computers and Structures, Inc., 1995.