



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO**  
*Escola Politécnica*  
*Curso de Engenharia Civil*  
*Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas*

**COMPARAÇÃO ENTRE PROGRAMAS COMPUTACIONAIS PARA A  
ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA E VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS  
DE ACORDO COM A NBR 6118:2003**

**EVILÁSIO DE SOUZA TRAJANO**

Projeto Final 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 Engenheiro Civil.

Aprovado por:

---

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

---

Sergio Hampshire de Carvalho Santos  
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ

---

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

DEZEMBRO/ 2009

## SUMÁRIO

Lista de siglas e abreviações.....	2
1. Introdução .....	3
2. Descrição do projeto .....	5
2.1.Materiais .....	6
3. Cargas na estrutura .....	7
3.1.Carga permanente .....	7
3.2.Carga acidental .....	7
3.3.Ação do vento .....	7
4. Combinações de cálculo .....	10
4.1.Combinações últimas .....	10
4.2.Combinações de serviço .....	11
5. Pré-dimensionamento da estrutura .....	12
5.1.Lajes .....	12
5.2.Vigas .....	12
5.3.Pilares .....	12
5.4.Verificação dos efeitos de segunda ordem .....	15
6. Análise usando o programa CYPECAD .....	18
6.1.Dados gerais .....	18
6.2.Combinações .....	19
6.3.Grupos .....	19
6.4.Pavimentos .....	20
6.5.Pilares .....	20
6.6.Vigas .....	21
6.7.Lajes .....	21
6.8.Carregamentos .....	22
6.9.Discretização .....	22
6.10.Esforços e deslocamentos nas lajes .....	24
6.11.Esforços e deslocamentos nas vigas .....	29
6.12.Esforços nos pilares .....	33
6.13.Força de arrasto .....	36
7. Análise usando o programa SAP2000 .....	37
7.1.Materiais .....	37
7.2.Seções transversais .....	37
7.3.Discretização .....	38
7.4.Esforços e deslocamentos nas lajes .....	40
7.5.Esforços e deslocamentos nas vigas .....	44
7.6.Esforços nos pilares .....	49
8. Comparação dos resultados .....	51
8.1.Comparação da força de arrasto .....	51
8.2.Comparação dos momentos atuantes nas lajes .....	52
8.3.Comparação dos esforços nas vigas .....	55
8.4.Comparação dos esforços nos pilares .....	59
9. Verificação do dimensionamento das armaduras e dos deslocamentos .....	62
feito pelo o CYPECAD	
9.1.Dimensionamento das lajes .....	62
9.2.Dimensionamento das vigas .....	67
9.3.Dimensionamento dos pilares .....	72
10. Conclusão .....	78
11. Referências/Bibliografias .....	80

## **LISTA DE SIGLAS E ABREVIACÕES**

MEF – Método dos Elementos Finitos

Pi – Nomenclatura para numeração dos Pilares

Vi – Nomenclatura para numeração das Vigas

Li – Nomenclatura para numeração das Lajes

H – Altura do edifício

hL – Altura da Laje

hv – Altura da viga

bv – Largura da viga

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

fck – Resistência Característica à compressão do Concreto

Ecs – Módulo de Elasticidade Secante do concreto

Eci – Módulo de Deformação Longitudinal Inicial

PPlaje – Peso Próprio da Laje

QL – Carga por m<sup>2</sup> distribuída na Laje

SC - Sobrecarga atuando na laje

Par – Carga de parede de alvenaria

Rev – Carga devido ao Revestimento

a – Largura do Pilar

b – Comprimento do Pilar

Vo – Velocidade básica do Vento

Vk – Velocidade característica do Vento

Fa – Força de Arrasto.

Ca – Coeficiente de Arrasto

Ae – Área frontal efetiva da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento

+Vx – Vento na direção positiva do eixo X

## **1. INTRODUÇÃO**

Ao nos depararmos, cada vez mais, com o surgimento de programas computacionais que fazem análise, dimensionamento e detalhamento de estruturas, percebemos que uma grande parcela de alunos de engenharia civil e profissionais da área de engenharia utilizam tais programas pelas facilidades que eles oferecem.

Dentro dessa realidade, é que foi proposto esse projeto final de curso, que tem como um dos objetivos comparar e verificar os esforços de alguns elementos estruturais pelo programa SAP 2000 [4] e pelo programa CYPECAD 2008 [5].

Nesse trabalho, foi feita uma análise de um edifício de dezesseis pavimentos, com 48 metros de altura. O programa CYPECAD 2008 [5], além de fazer análise da estrutura, também faz o dimensionamento e detalhamento da estrutura, de acordo com as normas utilizadas no Brasil. A escolha dos programas citados foi feita pois ambos utilizam o Método dos Elementos Finitos (MEF) na análise da estrutura.

A comparação dos resultados foi extremamente importante nesse projeto final de curso, porém o objetivo principal desse projeto foi, sem dúvida alguma, mostrar a importância do trabalho do engenheiro para que ele possa entender o funcionamento dos programas computacionais e questionar os resultados obtidos na análise, usando os conhecimentos adquiridos.

Os capítulos desse projeto final de curso estão divididos nos seguintes tópicos:

Capítulo 2: Descrição do projeto – Neste capítulo foi apresentada a estrutura a ser analisada por ambos os programas: tipo de edificação, dimensões em planta e altura total da edificação, além dos materiais utilizados no projeto: concreto e aço estrutural.

Capítulo 3: Cargas na estrutura – Aqui são definidos os carregamentos atuantes na estrutura: carga permanente, sobrecarga e vento.

Capítulo 4: Combinações de cálculo – Nessa seção foram definidas as combinações dos esforços solicitantes para o estado limite último e estado limite de serviço que foram utilizados na análise da estrutura pelos programas computacionais.

Capítulo 5: Pré-dimensionamento da estrutura – Definidos os materiais, as ações e as combinações, foram estimadas as dimensões dos elementos estruturais: lajes, vigas, pilares e pilares-parede. Aqui, também foi feita uma verificação da dispensa dos efeitos globais de segunda ordem.

Capítulo 6: Análise usando o programa CYPECAD 2008 – A modelagem da estrutura foi mostrada no início desse capítulo. Logo em seguida, foram apresentados os esforços atuantes nos elementos estruturais, que posteriormente foram comparados com os valores encontrados no programa SAP2000 [4].

Capítulo 7: Análise usando o programa SAP2000 – Neste capítulo também foi feita a análise da estrutura, mantendo todas as características da modelagem da estrutura do capítulo anterior.

Capítulo 8: Comparação dos resultados – Levando-se em conta os resultados obtidos na análise pelos programas, foi feita uma comparação dos resultados.

Capítulo 9: Verificação do dimensionamento das armaduras e dos deslocamentos feita pelo CYPECAD – Com os esforços de cálculo obtidos feita pelo programa CYPECAD 2008 [5], foi feita nesse capítulo a verificação das armaduras calculadas pelo programa, utilizando as normas vigentes no Brasil.

Capítulo 10: Conclusão – Neste capítulo, foram sintetizadas todas as conclusões obtidas ao longo desse projeto final de curso e mostrados alguns pontos favoráveis e desfavoráveis na utilização dos “softwares”.

Além dos programas computacionais citados, foi feito o uso de algumas normas vigentes no país, tais como: ABNT NBR 6118:2003 [1], ABNT NBR 6120:1980 [2] e ABNT NBR 6123:1988 [3], além de apostilas dos professores Longo [6] e Hampshire [7], e o uso do programa de análise FTOOL [8].

Deve-se ressaltar que a utilização dos programas não tem como finalidade fazer qualquer tipo de propaganda comercial.

## 2. DESCRIÇÃO DO PROJETO

O projeto estrutural que foi analisado para comparação entre os programas computacionais corresponde a um edifício residencial hipotético. A edificação é composta de dezesseis pavimentos em concreto armado. A altura entre cada pavimento é 3 m, perfazendo uma altura total de 48 m a partir do nível da fundação. O comprimento total na direção X, medido a partir do eixo das vigas, é de 18m e na direção Y, 30 m.

Com a finalidade de simplificar a modelagem da estrutura, foi feito o lançamento das vigas a cada 6 m, em ambas as direções. Isso nos dará lajes com 6 m de comprimento nas duas direções.

Como foi considerada a ação do vento, foram lançados dois pilares-parede, simulando uma caixa de elevadores, com o intuito de aumentar a rigidez da estrutura, na direção mais desfavorável para ação do vento. Os pilares e os pilares-parede ficaram com a mesma seção transversal em todos os pavimentos.

A figura 1 mostra a planta baixa do pavimento a ser estudado. A figura 2 ilustra o esquema da elevação do edifício nos planos ZY.

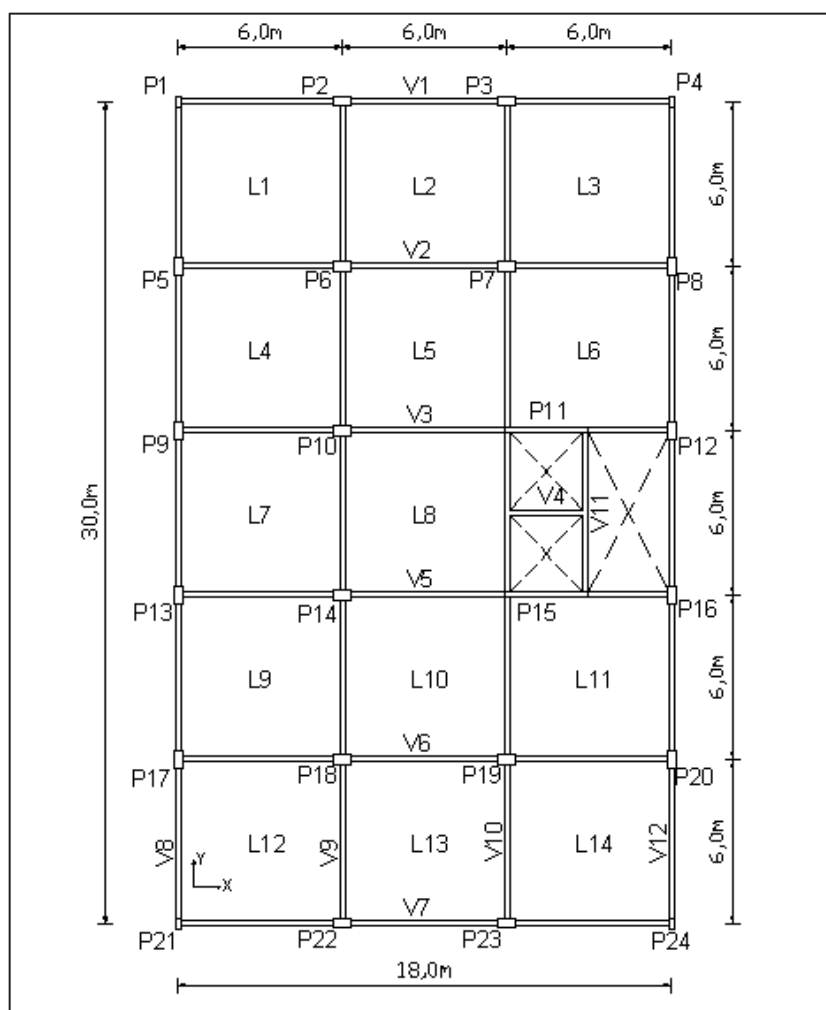


Figura 1 – Planta baixa do pavimento tipo (Forma)

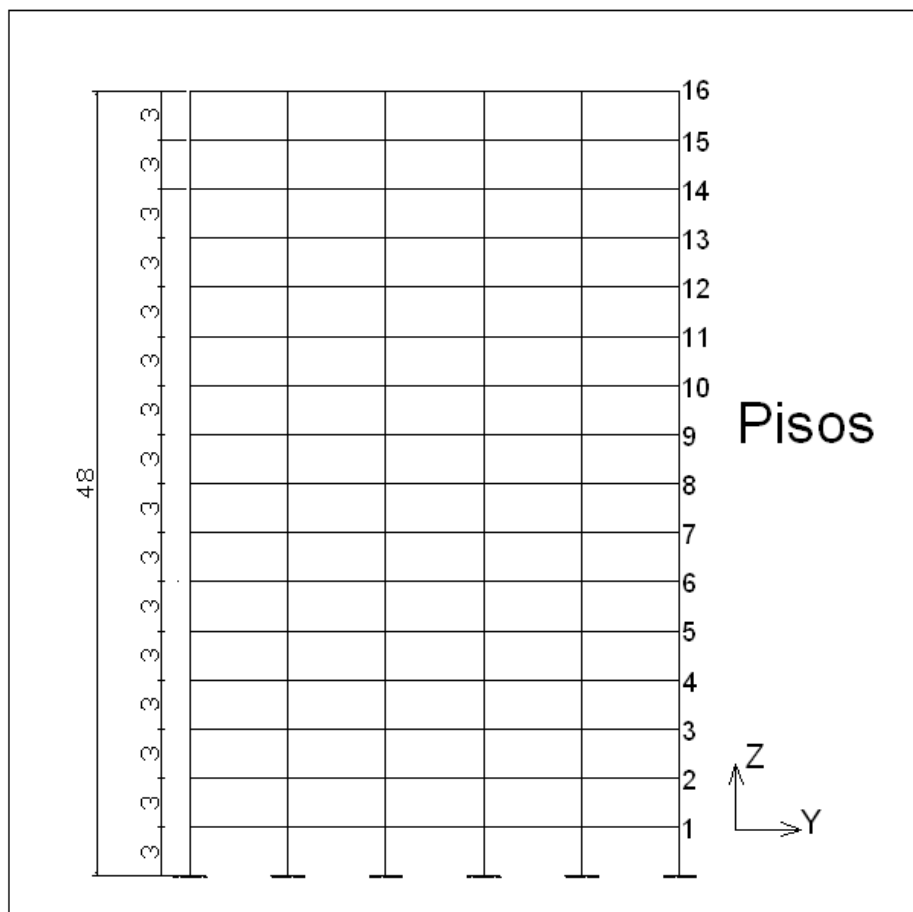


Figura 2 – Edifício em Elevação – Z x Y (dimensões em metro)

## 2.1. MATERIAIS

Nesse item serão apresentados os materiais que foram utilizados nesse projeto.

### a) CONCRETO:C 30

$$f_{ck} \geq 30\text{MPa}$$

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{cs} = 0,85E_{ci} \rightarrow E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{30} \rightarrow E_{cs} = 26072 \text{ MPa (NBR 6118:2003 [1])}.$$

### b) AÇO ESTRUTURAL:

$$\text{Aço CA- 50 : } f_{yk} \geq 500\text{MPa}$$

$$v = 0,2 \text{ (coeficiente de Poisson – NBR 6118:2003 [1])}.$$

### **3. CARGAS NA ESTRUTURA**

#### **3.1. CARGA PERMANENTE**

##### **a) Peso Próprio**

O peso específico da estrutura será definido, através da tabela 1 – Peso específico dos materiais de construção, da NBR 6120:1980 [2]. A estrutura deste projeto será em concreto armado. Logo o peso específico será de:  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

##### **b) Paredes e Revestimentos**

As cargas das paredes e dos revestimentos foram consideradas distribuídas em todas as lajes com o seguinte valor:

$$(\text{REV} + \text{PAR}) = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Parede mais revestimento}$$

#### **3.2. CARGAS ACIDENTAIS**

Conforme a norma NBR 6120:1980 [2], por ser tratar-se de um edifício residencial, o valor adotado para a sobrecarga foi de:

$$SC = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Sobrecarga atuando na laje}$$

#### **3.3. AÇÃO DO VENTO**

Em uma estrutura com vários pavimentos, é extremamente importante considerar a ação do vento, pois, devido à sua ação, aparecerão tanto momentos de primeira ordem como momentos de segunda ordem na estrutura.

No caso desse projeto, foi calculada a componente da força na direção do vento, usando expressões da NBR 6123:1988 [3]. Essa força concentrada calculada pelo programa foi aplicada no centro de gravidade de cada pavimento conforme feito pelo CYPECAD 2008 [5].

##### **a) Velocidade Característica do vento**

De acordo com a NBR 6123:1988 [3], a velocidade característica do vento é dada por:

$$V_K = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \text{ (m/s)}$$

A velocidade básica do vento é determinada pelas isopletras da NBR 6123:1988 [3] para várias regiões do Brasil, variando de 30m/s a 50m/s. No Rio de Janeiro, essa velocidade varia de 30m/s a 35m/s, como visto na figura abaixo retirada do programa CYPECAD 2008 [5]. Nesse projeto, será adota uma velocidade básica de 35m/s.

O fator topográfico  $S_1$  leva em conta as variações do relevo do terreno ao redor da edificação. Como estamos um terreno plano, seu valor será unitário.

O fator estatístico  $S_3$ , considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Como estamos tratando de uma edificação residencial, de acordo com a NBR 6123:1988 [3], tabela 3, seu valor será unitário.



O valor de  $S_2$  está em função da rugosidade do terreno (categoria) e das dimensões da edificação (classe).

Como estamos considerando um edifício localizado num grande centro urbano, a categoria adotada foi a Categoria V.

Com relação à classe, foi adotada a Classe B, pois a maior dimensão da edificação é de 45 m a partir do nível do terreno.

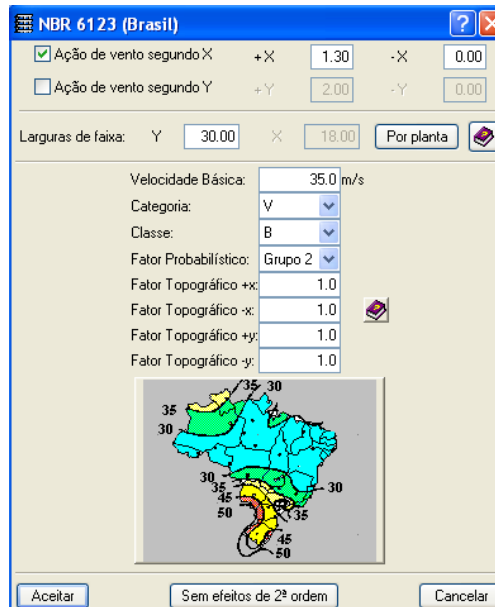


Figura 3 –Isopletas - CYPECAD 2008 [5]

## b) Força de arrasto

A força de arrasto é a componente da força global na direção do vento e é dada por:

$$F_a = C_a \times q \times A_e \text{ (kN)}$$

O valor do coeficiente de arrasto será retirado da NBR 6123:1988 [3] e está em função da altura do edifício e dos comprimentos na direção X, e na direção Y. A ação mais desfavorável é quando o vento atua segundo a direção X, como mostrado na figura 4.

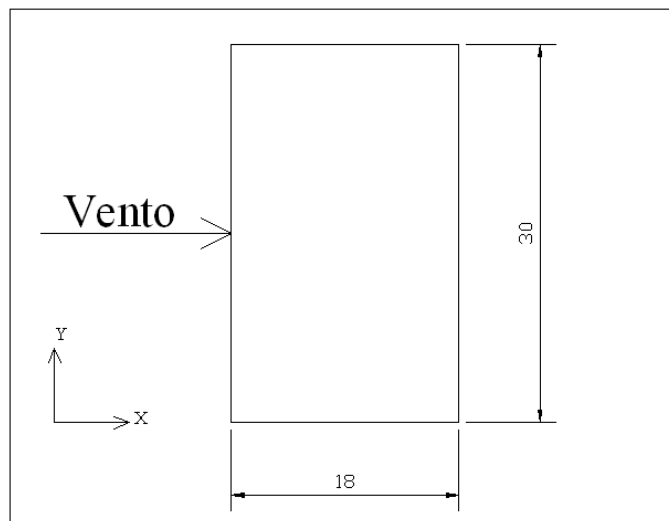


Figura 4 – Força do vento na direção X

Da figura acima temos:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{30\text{m}}{18\text{m}} \rightarrow \frac{L_y}{L_x} = 1,66$$

$$\frac{H}{L_y} = \frac{45\text{m}}{30\text{m}} \rightarrow \frac{H}{L_y} = 1,50$$

Com esses valores, entramos na NBR 6123:1988 [3] (figura 4) e retiramos o valor de  $C_a$ .

$$C_a = 1,3$$

O valor da pressão dinâmica do vento é calculado em função da velocidade característica do vento.

$$q = 0,613 \times V_k^2 \left( \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right)$$

A tabela 1 mostra os valores das forças concentradas em cada pavimento, que serão usadas na modelagem usando o programa SAP20004 [4].

Tabela 1 – Força concentrada, devido à ação do vento em cada pavimento

Edifício	Z(m)	S2	VK(m/s)	q(N/m2)	Ca	Ae(m <sup>2</sup> )	Fa(kN)
1° Pav.	0	0	25,20	0	1,3	0	0
2° Pav.	3	0,72	25,20	389,28	1,3	135	68,32
3° Pav.	6	0,72	25,20	389,28	1,3	90	45,55
4° Pav.	9	0,72	25,20	389,28	1,3	90	45,55
5° Pav.	12	0,76	26,60	433,73	1,3	90	50,75
6° Pav.	15	0,76	26,60	433,73	1,3	90	50,75
7° Pav.	18	0,80	28,00	480,59	1,3	90	56,23
8° Pav.	21	0,85	29,75	542,54	1,3	90	63,48
9° Pav.	24	0,85	29,75	542,54	1,3	90	63,48
10° Pav.	27	0,85	29,75	542,54	1,3	90	63,48
11° Pav.	30	0,85	29,75	542,54	1,3	90	63,48
12° Pav.	33	0,89	31,15	594,81	1,3	90	69,59
13° Pav.	36	0,89	31,15	594,81	1,3	90	69,59
14° Pav.	39	0,89	31,15	594,81	1,3	90	69,59
15° Pav.	42	0,93	32,55	649,48	1,3	90	75,99
16° Pav.	45	0,93	32,55	649,48	1,3	45	37,99

O programa CYPECAD 2008 [5] calcula a força devido à ação do vento automaticamente. O usuário terá que entrar com os seguintes fatores no programa:  $C_a$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ ,  $V_0$  e as dimensões da edificação onde o vento estará atuando.

#### 4. COMBINAÇÕES DE CÁLCULO

Neste capítulo, serão apresentadas as combinações de cálculo que foram usadas nos programas computacionais. Através das combinações, é que iremos majorar as ações e, com isso, obter os esforços de dimensionamento.

O programa CYPECAD 2008 [5] faz as combinações automaticamente, com base na NBR 8681, porém foram criadas combinações com base na NBR 6118:2003 [1].

##### 4.1. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

Para as combinações últimas, foi usada a expressão da NBR 6118:2003[1].

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{oe} F_{eqk}$$

onde:

$F_d$  é o valor de cálculo das ações para a combinação última;

$F_{gk}$  representa as ações permanentes diretas que, nesse projeto, são o peso próprio da estrutura e o carregamento devido às paredes e revestimentos;

$F_{ek}$  representa as ações indiretas permanentes que não foram consideradas nesse projeto;

$F_{qk}$  representa as ações variáveis diretas das quais  $F_{q1k}$  é escolhida como a principal. Nesse projeto, a ação do vento foi escolhida como principal e a sobrecarga como secundária;

$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$  são os coeficientes de majoração dos esforços e  $\psi_{oe}, \psi_{oj}$  são os coeficientes de redução.

Abaixo, segue a tabela 2 com as combinações últimas adotada pelo CYPECAD 2008 [5], que calcula automaticamente, e pelo programa SAP 2000 [4].

Tabela 2 – Combinações últimas

Combinações últimas				
Comb.	P.P	Par. + Rev.	SC	+Vx
1	1,4	1,0	-	-
2	1,0	1,4	-	-
3	1,4	1,4	-	-
4	1,0	1,0	-	-
5	1,0	1,0	1,4	-
6	1,4	1,0	1,4	-
7	1,0	1,4	1,4	-
8	1,4	1,4	1,4	-
9	1,0	1,0	-	1,4
10	1,4	1,0	-	1,4
11	1,0	1,4	-	1,4
12	1,4	1,4	-	1,4
13	1,0	1,0	0,7	1,4
14	1,4	1,0	0,7	1,4
15	1,0	1,4	0,7	1,4
16	1,4	1,4	0,7	1,4
17	1,0	1,0	1,4	0,84
18	1,4	1,0	1,4	0,84
19	1,0	1,4	1,4	0,84
20	1,4	1,4	1,4	0,84

## 4.2. COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

Para as combinações de serviço, foi usada a expressão da tabela 11.4, da NBR 6118:200 [1].

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$$

onde:

$F_{d,ser}$  é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{q1k}$  é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

$\psi_1$  é o fator de redução de combinação freqüente para ELS;

$\psi_2$  é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS;

Abaixo segue a tabela com as combinações de serviços calculadas.

Tabela 3 – Combinações de Serviço

COMBINAÇÕES DE SERVIÇO				
Comb.	PP	Par. + Rev.	SC	+Vx
1	1,0	1,0	-	-
2	1,0	1,0	0,3	0,3

## 5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

O pré-dimensionamento da estrutura é uma etapa muito importante do projeto. É nessa etapa que são estimadas as dimensões dos elementos estruturais: pilares, vigas e lajes, usando critérios que são muito utilizados pelos engenheiros.

É importante dizer que os valores encontrados no pré-dimensionamento, são valores que nos darão uma ordem de grandeza na hora de estimar as dimensões ficando, a critério do projetista, aumentar ou diminuir as dimensões encontradas, respeitando sempre as dimensões mínimas e máximas das normas vigentes.

### 5.1. LAJES

O pré-dimensionamento das lajes foi realizado de maneira a se obter uma espessura onde sejam respeitadas as dimensões mínimas da NBR 6118:2003 [1].

Como o edifício tem painéis de lajes de iguais dimensões e com o mesmo carregamento distribuído, a espessura da laje pode ser estimada usando a seguinte expressão:

$$h_L = \frac{L}{50} \rightarrow h = 12\text{cm}$$

Como essa fórmula dá valores um pouco maiores do que o valor necessário, iremos adotar uma espessura de 10 cm que será verificada posteriormente.

$$h_{\text{adotada}} = 10\text{cm}$$

### 5.2. VIGAS

No pré-dimensionamento das vigas, foi adotado o critério utilizado por LONGO [6], onde as vigas de uma estrutura de edificação podem ter suas dimensões estimadas da seguinte forma:

$$h_v = \frac{L}{12} \rightarrow h_v = \frac{600}{12} \rightarrow h_v = 50\text{cm} \rightarrow h_{\text{adotado}} = 50\text{cm} \quad \text{e} \quad b_{\text{adotado}} = 20\text{cm}$$

Foi adotada uma altura de 50 cm para as vigas de bordo e 60 cm para vigas centrais. Foi adotada uma largura de 20 cm para todas as vigas do projeto. Essa altura de 60 cm será importante para verificarmos se o programa CYPECAD 2008 [5] irá calcular a armadura de pele prevista pela NBR 6118:2003 [1]. É importante também frisar que não foi considerado o efeito de torção nas vigas.

### 5.3. PILARES

A estimativa das dimensões dos pilares levará em conta apenas a ação das cargas verticais. Porém, sabemos que a ação do vento provoca um deslocamento horizontal na estrutura e, conseqüentemente, essa ação horizontal produz momentos fletores de primeira ordem e as cargas verticais produzem momentos fletores de segunda ordem nos pilares. A NBR 6118:2003 [1] define que deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança estrutural, levando-se em conta os possíveis estados limite último e de serviço, de acordo com as condições peculiares de cada edificação.

Conforme LONGO [6], as cargas nos pilares de um pavimento podem ser estimadas por áreas de influência, levando-se em consideração que os pilares internos recebem mais carga do que os externos. Essas cargas foram obtidas por linhas médias entre os vãos vizinhos do pilar considerado.

A figura 5 apresenta a área de influência (hachurada) ao redor dos pilares mais carregados do pavimento do edifício analisado.

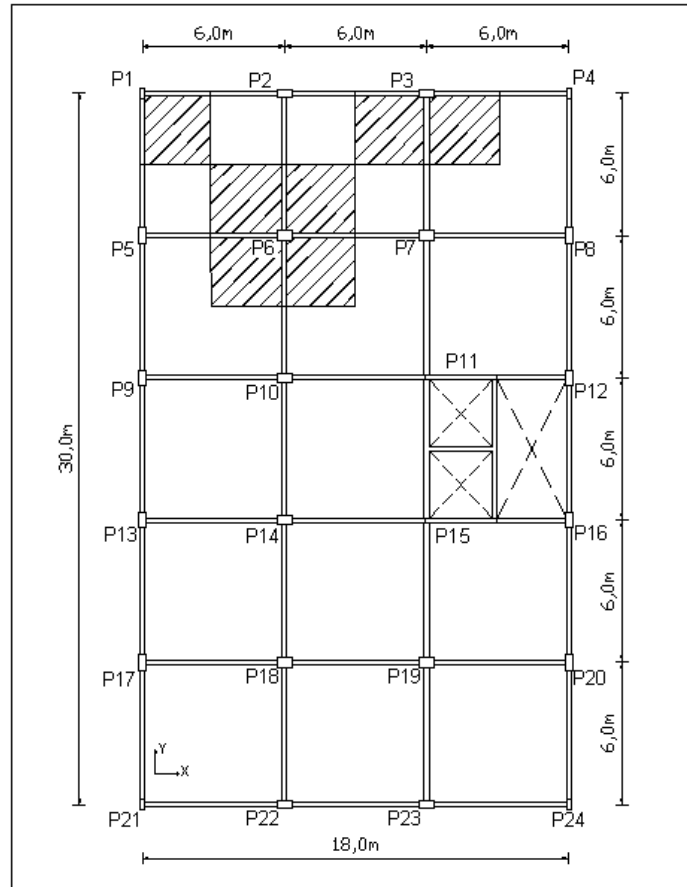


Figura 5 – Área de influência dos pilares mais carregados (cotas em metro).

- Área de influência de P1

$$A_{\text{influência}} = 3\text{m} \times 3\text{m} = 9\text{m}^2$$

- Área de influência de P3

$$A_{\text{influência}} = 3\text{m} \times 6\text{m} = 18\text{m}^2$$

- Área de influência de P6

$$A_{\text{influência}} = 6\text{m} \times 6\text{m} = 36\text{m}^2$$

### 5.3.1. CARGA ESTIMADA PARA OS PILARES NO NÍVEL DA FUNDAÇÃO

Para estimarmos as cargas nos pilares no nível da fundação, que é o de nosso interesse, foi estimada a carga  $N_i$  em um pavimento e depois foi realizado o somatório das cargas  $N_i$  de todos os pavimentos. O peso próprio dos pilares pode ser considerado como sendo 5% desta carga total.

- Esforço Normal no nível da fundação no Pilar Pi

$$N_i = A_{\text{influência}} \times q$$

$$N_{\text{TOTAL}} = 1,05 \sum N_i$$

- $N_1 \rightarrow$  Esforço Normal no nível da fundação no Pilar P1

$$N_1 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 9,00\text{m}^2 \rightarrow N_1 = 54,00\text{kN}$$

$$N_{\text{total}} = 1,05 \times 16 \times 54\text{kN} \rightarrow N_{\text{total}} = 907,2\text{kN}$$

- $N_3 \rightarrow$  Esforço Normal no nível da fundação no Pilar P3

$$N_3 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 18,00\text{m}^2 \rightarrow N_3 = 108,00\text{kN}$$

$$N_{\text{total}} = 1,05 \times 16 \times 108\text{kN} \rightarrow N_{\text{total}} = 1814,4\text{kN}$$

- $N_6 \rightarrow$  Esforço Normal no nível da fundação no Pilar P6

$$N_6 = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 36,00\text{m}^2 \rightarrow N_6 = 216,00\text{kN}$$

$$N_{\text{total}} = 1,05 \times 16 \times 216\text{kN} \rightarrow N_{\text{total}} = 3628,8\text{kN}$$

Ainda segundo Longo [6], com os valores dos esforços normais no nível da fundação, poderemos estimar as dimensões dos pilares usando a seguinte expressão:

$$A_c = \frac{N_{\text{total}}}{13000}$$

onde  $A_c$  corresponde à área da seção transversal do concreto em  $\text{m}^2$ .

$$A_{C1} = \frac{907,2}{13000} \rightarrow A_{C1} = 697,84\text{cm}^2$$

$$a_{\text{adot}} = 20 \text{ cm e } b_{\text{adot}} = 40 \text{ cm}$$

$$A_{C3} = \frac{1804,4}{13000} \rightarrow A_{C1} = 1388\text{cm}^2$$

$$a_{\text{adot}} = 30 \text{ cm e } b_{\text{adot}} = 65 \text{ cm}$$

$$A_{C6} = \frac{3628,8}{13000} \rightarrow A_{C1} = 2791,4\text{cm}^2$$

$$a_{\text{adot}} = 40 \text{ cm e } b_{\text{adot}} = 65 \text{ cm}$$

Dessa forma, os pilares P1,P4,P21 e P24 terão as seguintes dimensões:

$$a_{\text{adot}} = 20 \text{ cm e } b_{\text{adot}} = 40 \text{ cm}$$

Já os pilares P2,P3,P5, P8, P9, P12, P13, P16, P17, P20,P22 e P23 terão as seguintes dimensões:

$$a_{\text{adot}} = 30 \text{ cm e } b_{\text{adot}} = 65 \text{ cm}$$

Os pilares centrais P6, P7, P10, P14, P18 e P19, que recebem uma carga maior da estrutura, terão as seguintes dimensões:

$$a_{\text{adot}} = 40 \text{ cm e } b_{\text{adot}} = 65 \text{ cm}$$

Os pilares-parede P11 e P15 terão as seguintes dimensões:

$$a_{\text{adot}} = 20 \text{ cm e } b_{\text{adot}} = 300 \text{ cm}$$

#### 5.4. VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Antes de modelarmos a estrutura nos programas CYPECAD 2008 [5] e SAP2000 [4], é importante fazer uma verificação da consideração ou não dos efeitos globais de segunda ordem na análise da estrutura, tendo em vista que o programa CYPECAD 2008 [5] também pode fazer a análise considerando esses efeitos.

De acordo com a NBR 6118:2003 [1], podemos usar processos aproximados para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem.

A NBR 6118:2003 [1] fornece a expressão para o cálculo do parâmetro de instabilidade global alfa ( $\alpha$ ), que indicará a necessidade ou não da consideração dos efeitos de segunda ordem.

$$\alpha = H \sqrt{\frac{\sum N_k}{\sum E_{CS} I_C}}$$

onde:

$\sum E_{CS} I_C$  é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares;

$\sum N_k$  é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

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

Para o cálculo do somatório dos valores de rigidez dos pilares, foi aplicada uma carga horizontal linear S no topo da estrutura para determinar o deslocamento  $\Delta$ . Se igualarmos o deslocamento  $\Delta$  ao deslocamento  $\Delta_{\text{eq}}$  do topo do pilar equivalente, obtemos:

$$\Delta_{\text{eq}} = \frac{FL^3}{3 \times \sum E_{CS} I_C} = \Delta$$

onde:

F é a resultante da carga linear  $F = S \times L_Y$ ;

$L_Y$  é o comprimento da estrutura na posição mais desfavorável;

Na figura 6 temos o modelo da estrutura no SAP 2000[4], com a aplicação da carga linear de  $S = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .



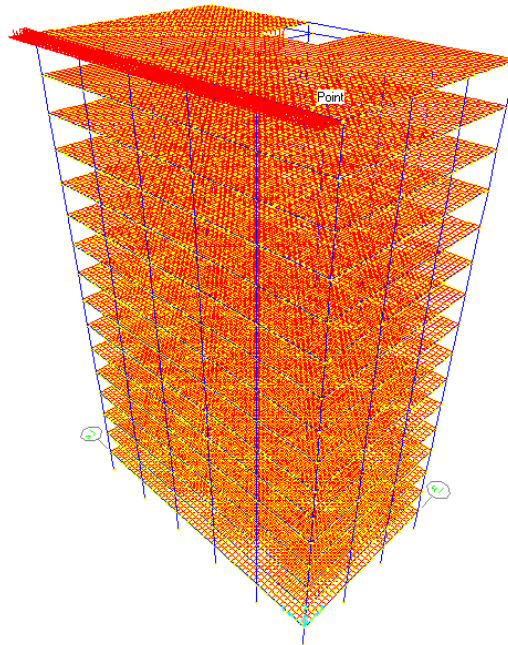


Figura 6 – Carga Linear-SAP2000 [4]

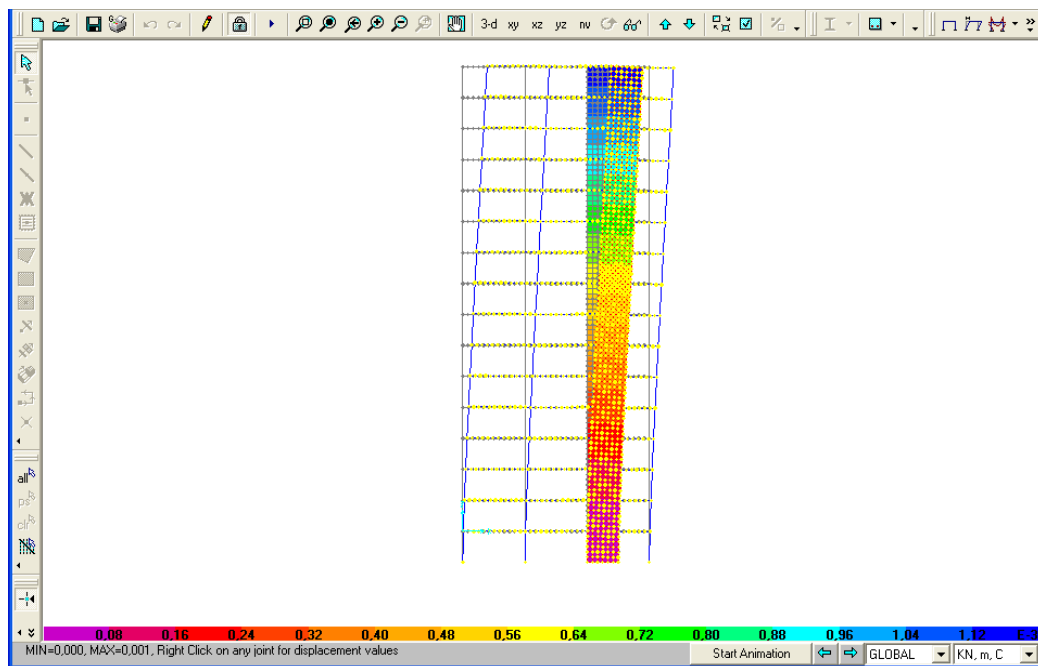


Figura 7 – Deformada-SAP2000 [4]

Da análise do SAP 2000 [4], foi retirado o valor do deslocamento da estrutura  $\Delta$ , mostrado na figura 7.

$$\Delta = 0,001\text{m}$$

Desse modo, pode-se calcular o somatório da rigidez dos pilares.

$$\sum E_{cs} I_c = \frac{FL^3}{3 \times \Delta} \rightarrow \sum E_{cs} I_c = \frac{1 \times 30 \times 45^3}{3 \times 0,001} \rightarrow \sum E_{cs} I_c = 911.250.000 \text{ kNm}^2$$

O valor de  $N_{\text{total}}$  pode ser estimado, donde:

$$N_{\text{total}} = PP_{\text{lajes}} + PP_{\text{vigas}} + PP_{\text{pilares}} + PP_{\text{pilar-parede}}$$

$$PP_{\text{lajes}} = 18\text{m} \times 30\text{m} \times 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 16\text{pav.} \rightarrow PP_{\text{lajes}} = 51840\text{kN}$$

$$PP_{\text{vigas}} = 16\text{pav.} \{0,2\text{m} \times (0,5 - 0,1)\text{m} \times 96\text{m} + 0,2\text{m} \times (0,6\text{m} - 0,1\text{m}) \times (60 + 66)\} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$
$$PP_{\text{vigas}} = 8112\text{kN}$$

$$PP_{\text{pilares}} = (0,2\text{m} \times 0,4\text{m} \times 4 + 0,3\text{m} \times 0,65\text{m} \times 12 + 0,4\text{m} \times 0,65\text{m} \times 6) \times 48\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$
$$PP_{\text{pilares}} = 5064,5\text{kN}$$

$$PP_{\text{pilar-parede}} = 0,2\text{m} \times 3\text{m} \times 48\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \rightarrow PP_{\text{pilar-parede}} = 1440\text{kN}$$

$$N_{\text{total}} = 51840\text{kN} + 8112\text{kN} + 5064,5\text{kN} + 1440\text{kN} \rightarrow N_{\text{total}} = 66456,5\text{kN}$$

Logo o parâmetro de instabilidade global da estrutura é:

$$\alpha = 45 \sqrt{\frac{66456,5}{911.250.000}} \rightarrow \alpha = 0,38$$

Para que seja dispensada a consideração dos esforços de segunda ordem, o valor de  $\alpha$  tem que ser menor que 0,6. Logo, não foi necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem.

## 6. ANÁLISE USANDO O PROGRAMA CYPECAD

Neste capítulo será mostrado resumidamente como foi feita a modelagem da estrutura usando o programa CYPECAD 2008 [5], além dos esforços e deslocamento obtidos da análise.

Existem duas maneiras de se fazer a modelagem de uma estrutura no CYPECAD 2008 [5]. O usuário pode fazer o desenho em planta, utilizando o AUTOCAD, com os pilares, vigas e lajes já locados na estrutura e importar o arquivo, ou pode-se fazer o lançamento da estrutura direto no programa. Foi feito uso da primeira opção.

Além dos esforços de cálculo, serão apresentados os esforços em serviço para cada hipótese de carregamento: carga permanente, sobrecarga, vento e paredes mais revestimentos de uma laje, viga e pilar. Isso porque, quando analisamos a envoltória de cálculo dos esforços, as combinações usadas na análise acabam de um certa forma impedindo que o usuário consiga observar as distribuição dos esforços atuando nesses elementos de maneira específica e, conseqüentemente, impedindo uma melhor comparação entre os programas.

A análise estrutural é feita considerando um modelo tridimensional do conjunto de todos os elementos integrados.

### 6.1. DADOS GERAIS

Essa opção do programa nos permite fornecer o material, as ações, coeficiente de flambagem dos pilares, normas e estados limites últimos. Outras opções de detalhamento podem ser lançadas nessa opção. Na figura 8, podemos ver a entrada de dados do programa.

A captura de tela mostra a interface de usuário da janela "Dados gerais" do software CYPECAD 2008. O título da janela é "Dados gerais".

- Chave:** PROJETO FINAL DE CURSO REV\_ABCDE
- Descrição:** EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL DE 15 PAVIMENTOS
- Normas:** NBR 6118:2003, AISI, NBR8800 e NBR 7190
- Materiais:**
  - Concreto para:** Pisos (C30, em geral), Fundação (C30, em geral), Pilares (C30, em geral), Cortinas (C30, em geral).
  - Aço para:** Barras (CA-50-A e CA-60-B), Dobrados (A-36), Laminados e soldados (A-36), Parafusos (ISO 898.C4.6).
- Ações:** Carga permanente e sobrecarga (selecionada), Vento (NBR 6123 (Brasil)), Sismo (Sem ação de sismo).
- Coef. de flambagem:** Pilares em concreto (βx = 1.000, βy = 1.000), Pilares em aço (βx = 1.000, βy = 1.000).
- Botões: "Ações adicionais (cargas especiais)", "Estados limites (combinações)", "Aceitar".

Figura 8 – Dados gerais- Entrada de dados do CYPECAD 2008 [5]

## 6.2. COMBINAÇÕES

Como dito no capítulo 2, foram feitas combinações com intuito de diminuir o número total de combinações e, conseqüentemente, facilitar a modelagem no programa SAP2000 [4]. Para isto, foram feitos os seguintes procedimentos:

Menu - Dados Gerais - Estados Limites (combinações) - Configurar combinações para cada estado limite - concreto - Situação de projeto introduzido pelo usuário.

Depois foram fornecidos os coeficientes parciais de segurança favorável e desfavorável e os coeficientes de combinação principal e de acompanhamento, como mostrado na figura 9.

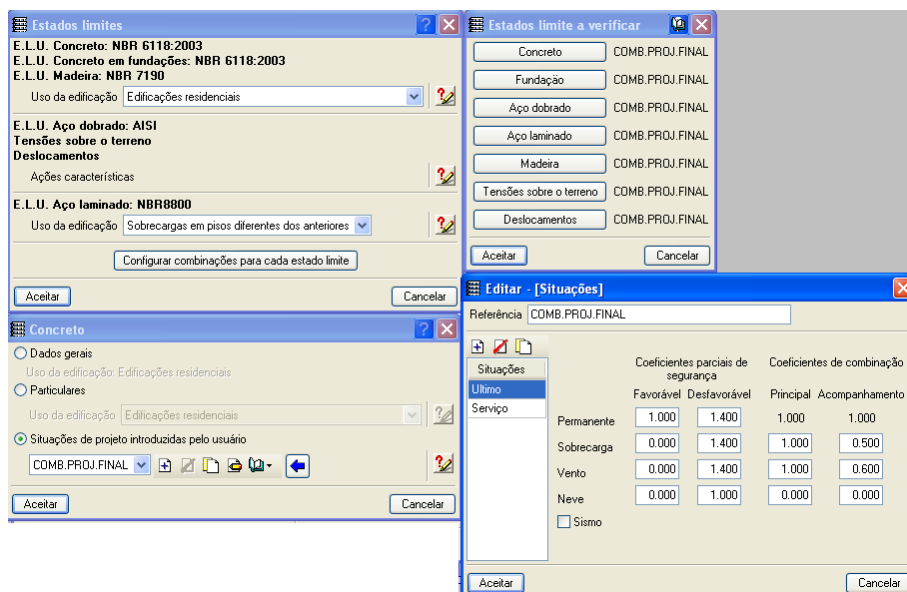


Figura 9 – Combinações - CYPECAD 2008 [5]

## 6.3. GRUPOS

Depois de criadas as combinações, foi fornecida a quantidade de pavimentos. Nessa opção, podemos indicar também a sobrecarga atuando na estrutura, como mostrado a seguir na figura 10.

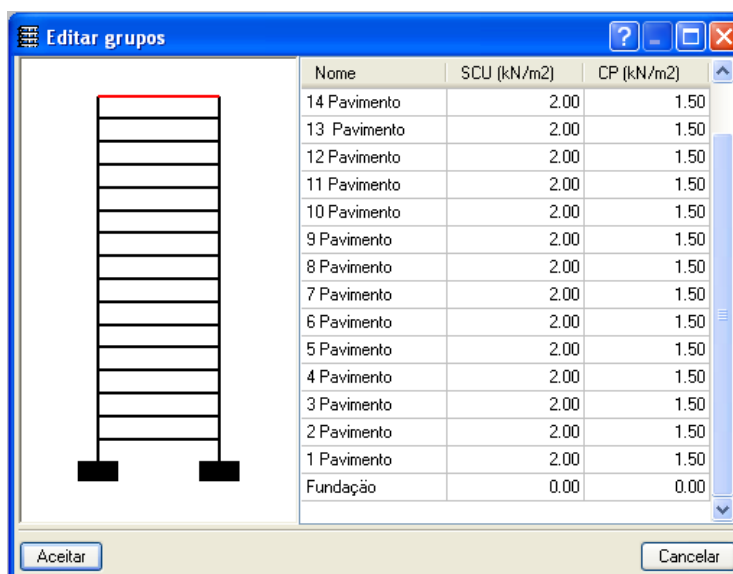


Figura 10 – Grupos- Entrada de dados do CYPECAD 2008 [5].

## 6.4. PAVIMENTOS

Definidos os materiais, as ações, a sobrecarga e a quantidade de pavimentos, foi lançada a altura de cada pavimento e sua respectiva cota, conforme mostrado na figura 11.

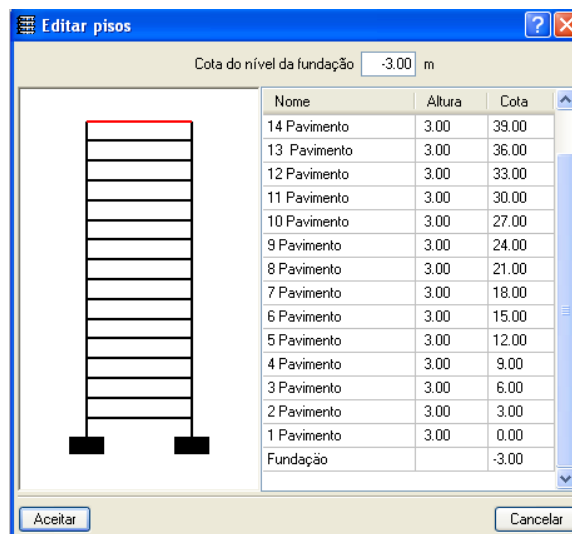


Figura 11 – Pavimentos- Entrada de dados do CYPECAD 2008 [5]

## 6.5. PILARES

Ao contrário de muitos programas de análise, o CYPECAD 2008 [5] só permite lançar os elementos estruturais de maneira seqüencial do ponto de vista executivo, ou seja, temos que lançar os pilares, vigas e, por último, as lajes.

Nessa opção podemos escolher o tipo de seção: retangular, circular ou perfil metálico e suas dimensões em cada pavimento. O pilar pode “morrer” ou “nascer” em um determinado pavimento. As dimensões que foram lançadas no programa são aquelas encontradas no pré-dimensionamento. A figura 12 representa o lançamento do pilar P7.

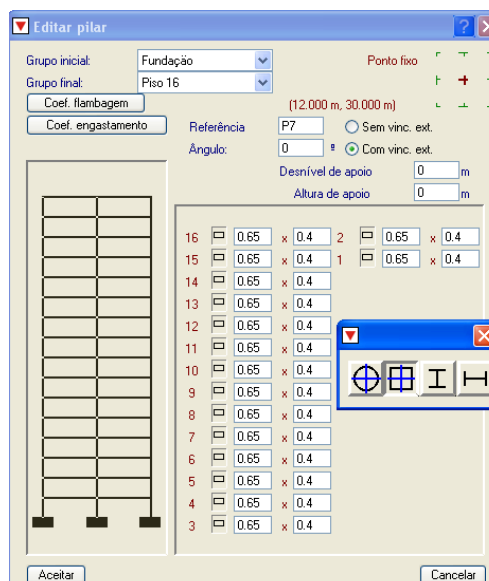


Figura 12 – Pilares- Entrada de dados do CYPECAD 2008 [5]

Um detalhe importante no lançamento dos pilares são os coeficientes de engastamento e de flambagem. Os valores dos coeficientes de engastamento variam de 0,0 a 1,0. No manual do programa CYPECAD [5], o valor do coeficiente igual a 1,0 o pilar está engastado e quando 0,0 o pilar está apoiado. Entre esses valores o pilar está parcialmente engastado.

## 6.6. VIGAS

Depois de lançados os pilares, foram lançadas as vigas de maneira muito simples. Entram-se com as dimensões calculadas no pré-dimensionamento e depois é inserida a planta importada do AUTOCAD. Essa opção permite lançar vários tipos de viga: viga T, viga T invertido, viga sem função estrutural (para lançar lajes com bordo livre), entre outras. No caso deste projeto, foram lançadas vigas de seção retangular como mostra a figura 13.

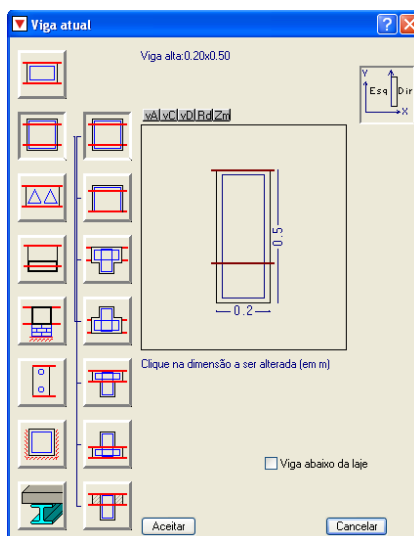


Figura 13 – Vigas- Entrada de dados do CYPECAD 2008 [5].

## 6.7. LAJES

As lajes foram os últimos elementos lançados na estrutura. Podemos ver na figura 14 que temos diversos tipos de lajes. Todas as lajes do edifício serão maciças com 10cm de espessura, estimada no pré-dimensionamento. A sobrecarga e as cargas devidas à parede e revestimento são lançadas nas lajes.



Figura 14 – Lajes- Entrada de dados do CYPECAD 2008 [5]

## 6.8. CARREGAMENTOS

O peso próprio e a ação do vento são calculados pelo programa automaticamente. Os carregamentos distribuídos devidos à parede e revestimento e a sobrecarga atuando no pavimento tipo foram introduzidos na opção grupos.

## 6.9. DISCRETIZAÇÃO

Todos os elementos de barra e de placa são discretizados automaticamente. As lajes são discretizadas com malha de elementos de placa de 25cmx25cm, conforme mostra a figura 15.

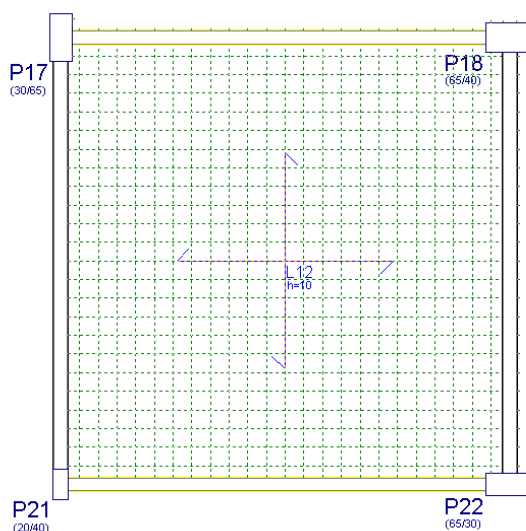


Figura 15 – Discretização da Laje L12- CYPECAD 2008 [5]

As vigas e os pilares são elementos de barras. Já os pilares-parede são elementos finitos triangulares com 6 nós, como mostra a figura 16. Na figura 17 temos a planta baixa do pavimento tipo. O modelo 3D do edifício é exibido na figura 18.

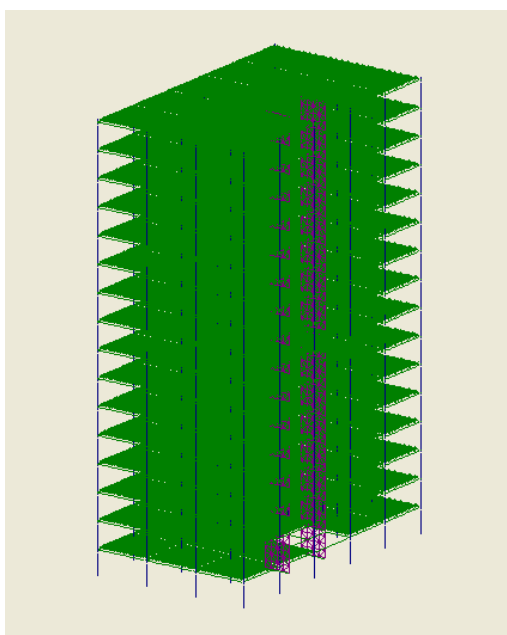


Figura 16 – Discretização do Edifício em 3D- CYPECAD 2008 [5].

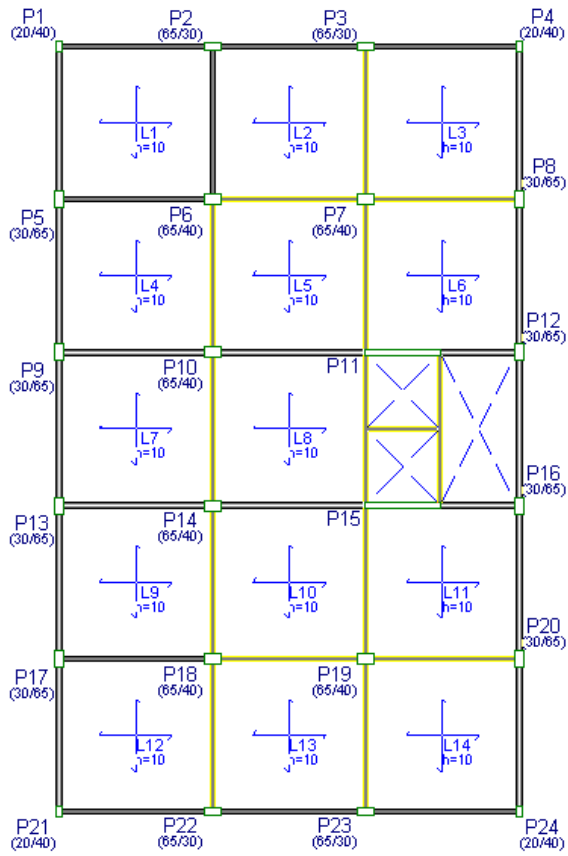


Figura 17 – Planta baixa do pavimento tipo - CYPECAD 2008 [5]

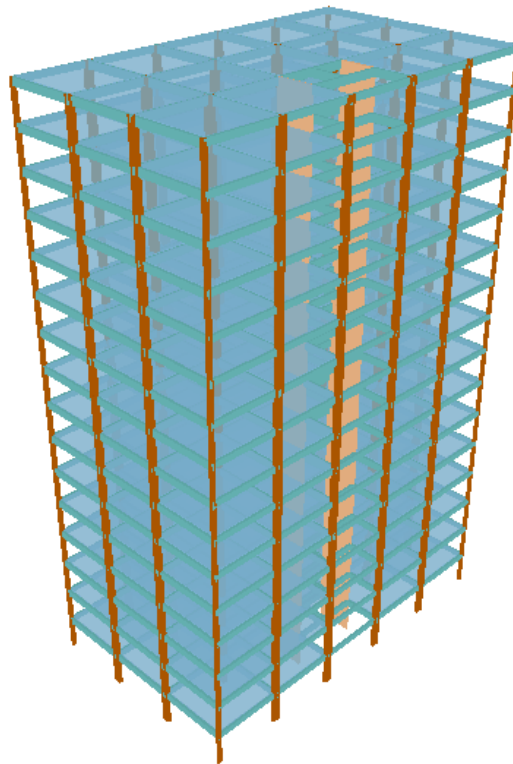


Figura 18 – Modelo 3D do edifício – CYPECAD 2008 [5]



## 6.10. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS NAS LAJES

Nesse item serão apresentados o deslocamento máximo, os esforços de cálculo de todas as lajes e os esforços em serviço para cada hipótese de carregamento atuando na laje L12, obtidos da análise do programa CYPECAD 2008 [5].

### 6.10.1. MOMENTOS FLETORES NAS LAJES

Nas figuras 19 e 20, são apresentados os momentos fletores de cálculo atuando nas direções X e Y, na face inferior dos elementos. O programa não adota a convenção do vetor seta dupla. Nesse caso, os valores de  $M_x$  e  $M_y$  nos dão os valores dos momentos devido à rotação do eixo nas respectivas direções.

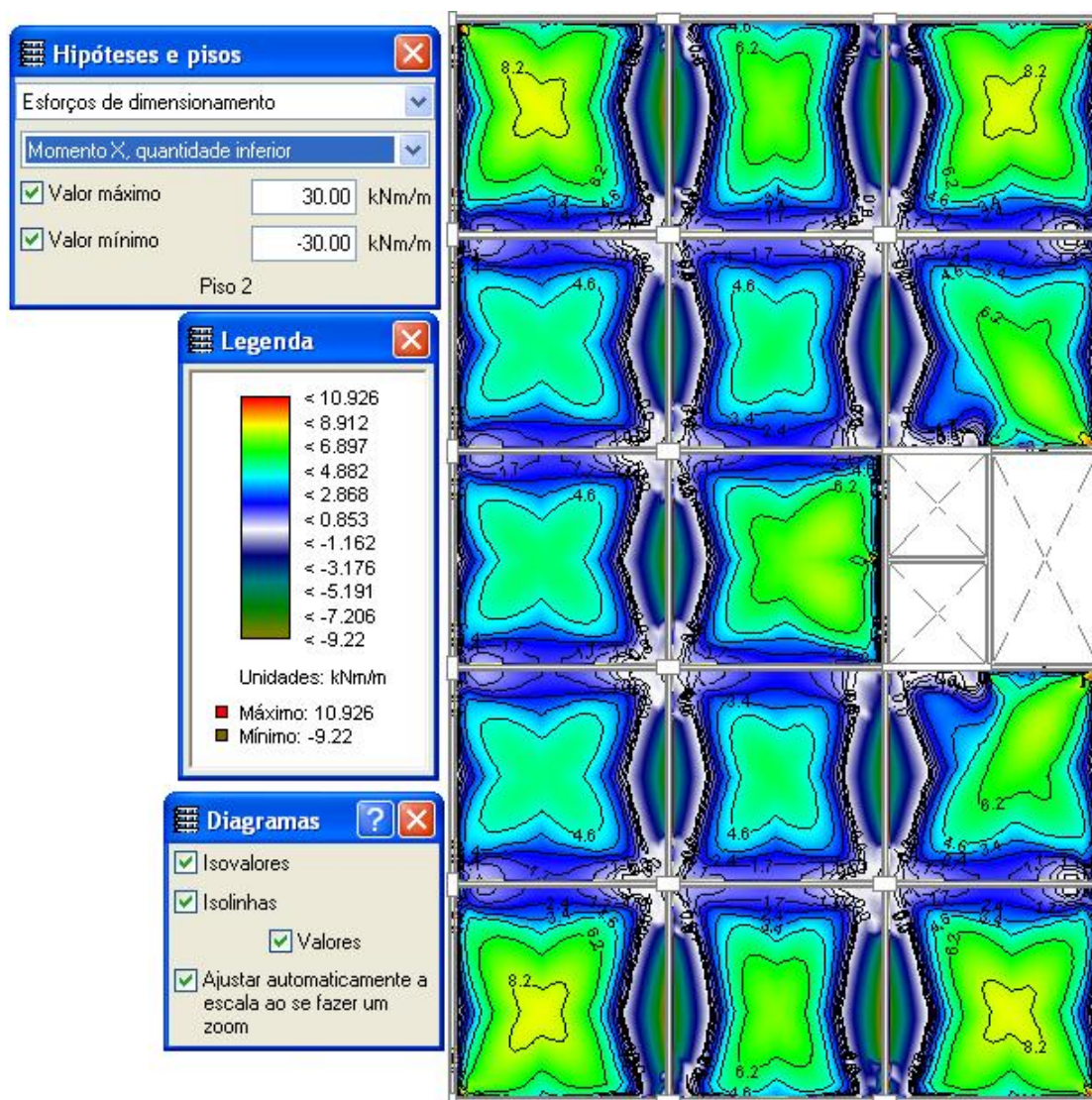


Figura 19 – Momento na Direção X -  $M_{xd}$  inferior – CYPECAD 2008 [5]

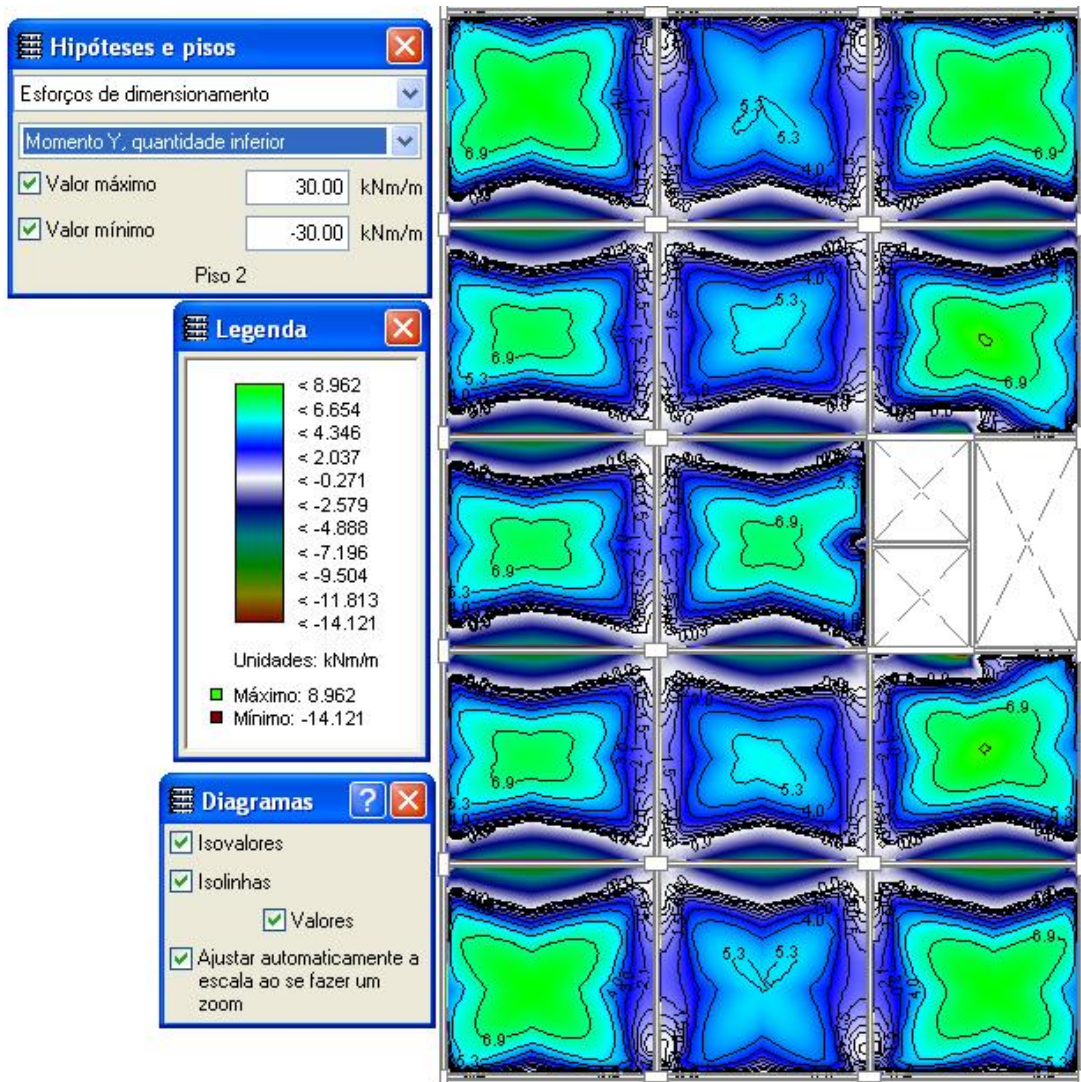


Figura 20 – Momento na Direção Y- Myd inferior – CYPECAD 2008 [5]

Nas figuras 21 a 23 estão mostrados os momentos fletores em serviço para cada caso de carregamento, na direção X, inferior e superior, atuando na laje L12. Na tabela 4 está apresentado um resumo dos esforços atuando na laje L12, considerando cada caso de carregamento.

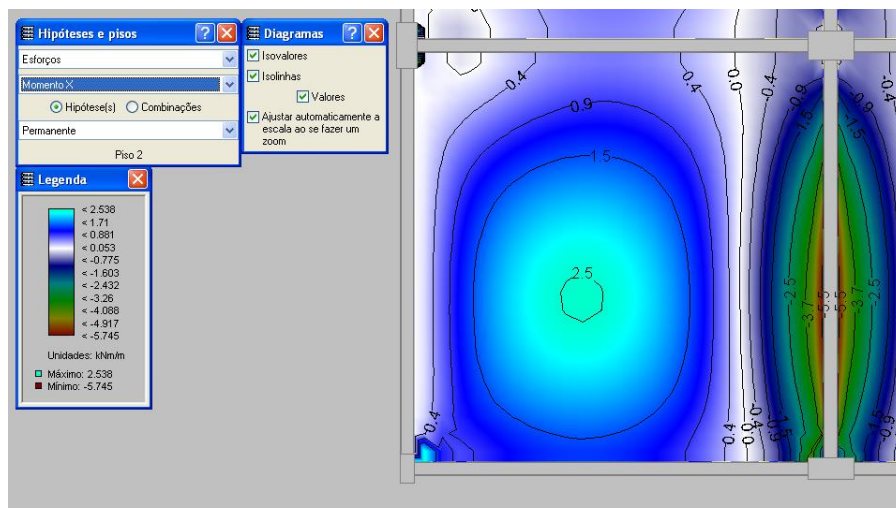


Figura 21 – Peso próprio- Direção X- Mx - L12 – CYPECAD 2008 [5]



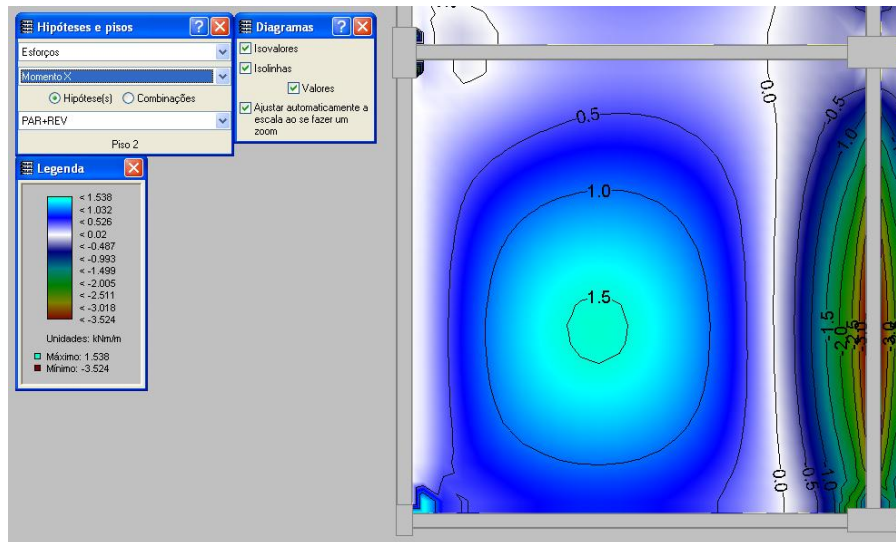


Figura 22 – PAR. + REV. - Direção X – Mx - L12 – CYPECAD 2008[5]

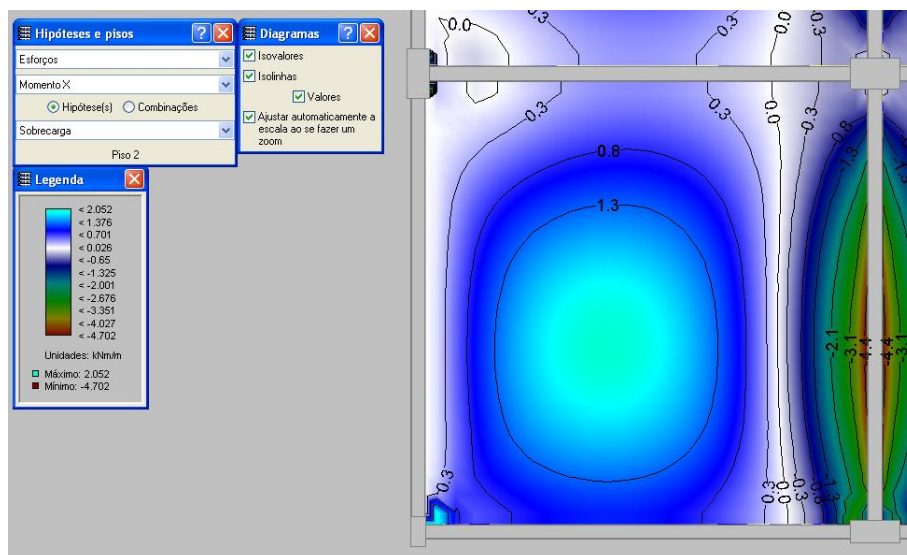


Figura 23 – Sobrecarga - Direção X- Mx - L12 – CYPECAD 2008[5]

Tabela 4 – Esforços para cada hipótese de carregamento –L12

L12			Interface	
			L12/L9	L12/L13
Hipótese	Mx(kNm/m)	My(kNm/m)	My'(kNm/m)	Mx'(kNm/m)
P.P.	2,54	2,49	-5,80	-5,74
PAR. + REV.	1,54	1,51	-3,56	-3,52
Sobrecarga	2,05	2,01	-4,75	-4,70

Nas tabelas 5,6 e 7, é feito um resumo dos esforços de dimensionamento atuando nas lajes do pavimento tipo para o carregamento total.

Tabela 5 – Momentos Máximos positivos de cálculo nas lajes

LAJE	M <sub>xd</sub> (kN.m/m)	M <sub>yd</sub> (kN.m/m)
L1-L12	8,60	8,47
L2-L13	7,59	5,38
L3-L14	8,58	8,46
L4-L9	5,48	7,74
L5-L10	5,89	5,78
L6-L11	8,11	8,96
L7	5,70	7,68
L8	8,03	7,39

Tabela 6 – Momentos máximos negativos de cálculo nas interfaces das lajes

INTERFACE	M' <sub>yd</sub> (kN.m/m)
L1 / L4	-19,81
L2 / L5	-15,14
L3 / L6	-20,46
L4 / L7	-18,03
L5 / L8	-16,22

Tabela 7 – Momentos máximos negativos de cálculo nas interfaces das lajes

INTERFACE	M <sub>x'd</sub> (kN.m/m)
L1 / L2	-19,60
L2 / L3	-19,58
L4 / L5	-15,06
L5 / L6	-15,73
L7 / L8	-16,39

## 6.10.2. DESLOCAMENTOS NAS LAJES

Este item é extremamente importante, pois o programa CYPECAD 2008 [5] não faz verificação da flecha nas lajes. Ele somente dá o valor da flecha imediata. Logo, esse valor calculado pelo programa será mostrado aqui e verificado no capítulo 9.

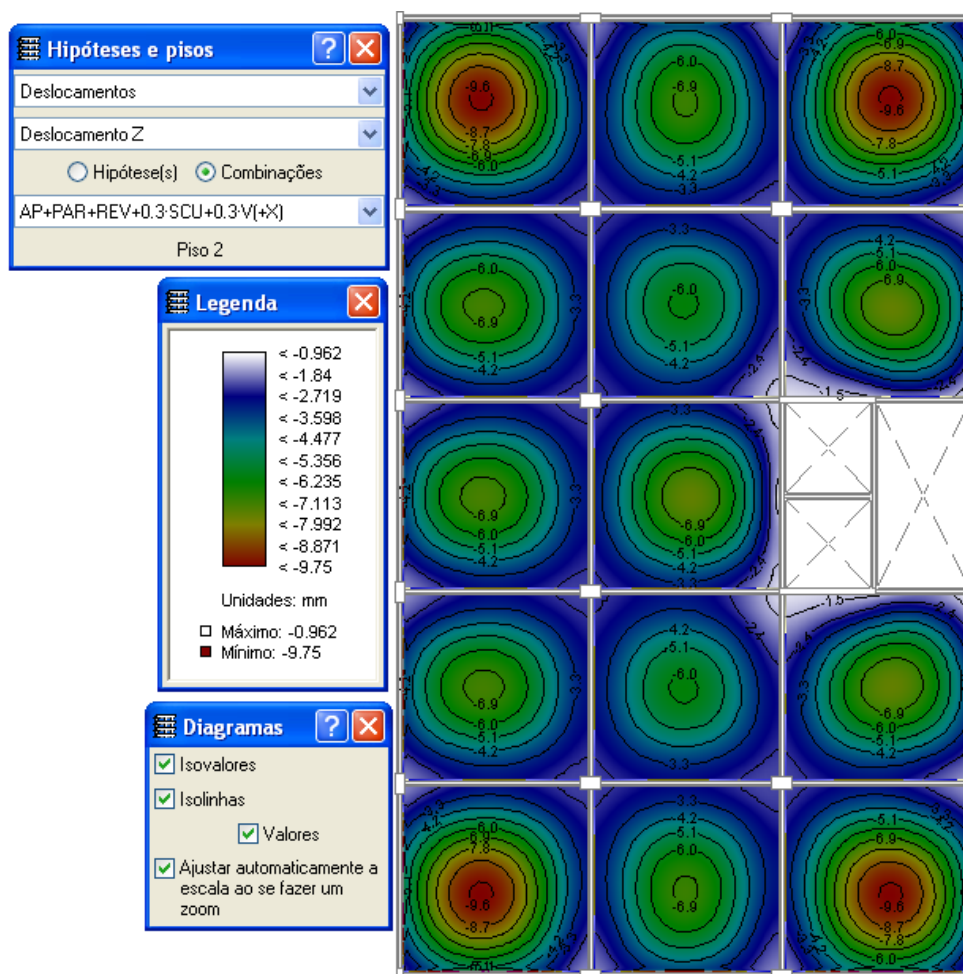


Figura 24 – Deslocamentos-Direção Z – CYPECAD 2008 [5]

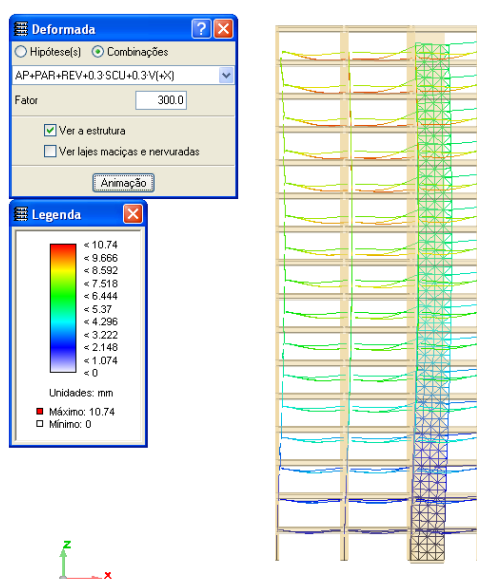


Figura 25 – Deformada-Plano XZ - CYPECAD 2008 [5]

Da figura 24, temos o valor da flecha imediata:  $f_0 = 9,75\text{mm}$

## 6.11. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS NAS VIGAS

Nesse item, serão mostrados através de tabelas os esforços de cálculo atuando em todas as vigas de um pavimento. Além dos esforços de cálculo, também serão mostrados os esforços em serviço para cada caso de carregamento atuando na viga V6, e o deslocamento máximo no vão para essa mesma viga.

### 6.11.1. MOMENTOS FLETORES NA VIGA V6

Nas figuras 26 a 29 temos os diagramas dos momentos fletores em serviço para cada caso de carregamento atuando na viga V6. Na figura 30, temos a envoltória de cálculo dos momentos fletores da viga V6.

Para visualizar os esforços em qualquer viga, é só fazer o seguinte procedimento: Menu → Envoltória → Esforços em vigas

Assim, pode ser selecionado o carregamento e o esforço desejado.

#### a) **Peso próprio**

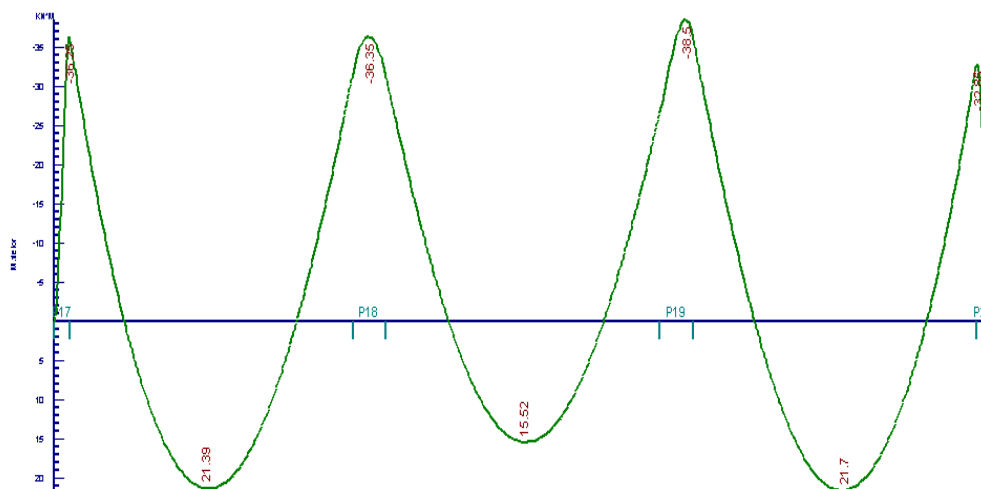


Figura 26 – Diagrama-Momento Fletor –Mk- VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

#### b) **Parede e Revestimento**

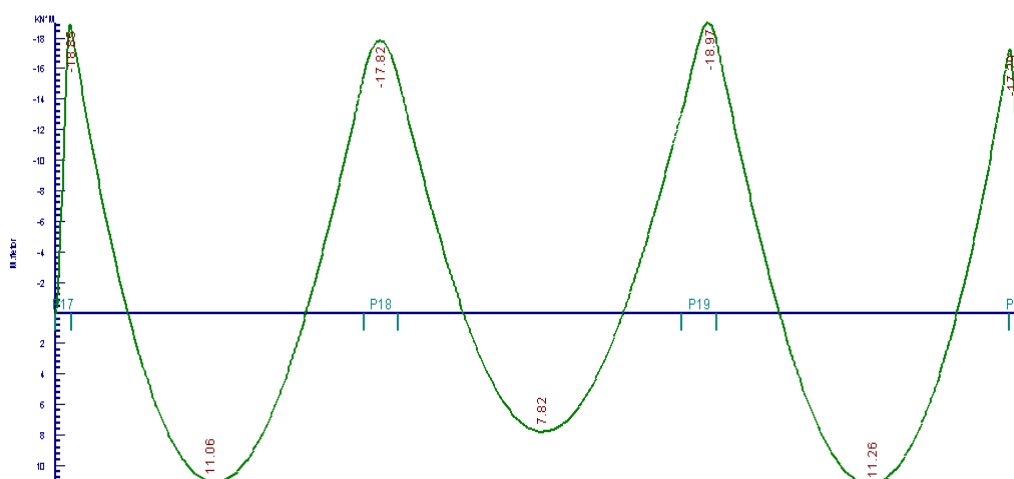


Figura 27 – Diagrama-Momento Fletor –Mk- VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

c) **Sobrecarga**

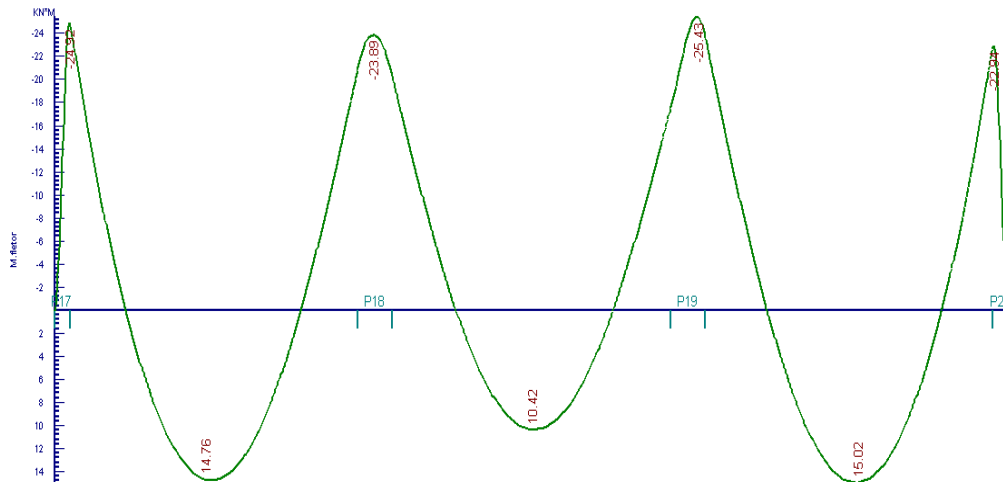


Figura 28 – Diagrama-Momento Fletor – Mk-VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

d) **Vento na direção X**

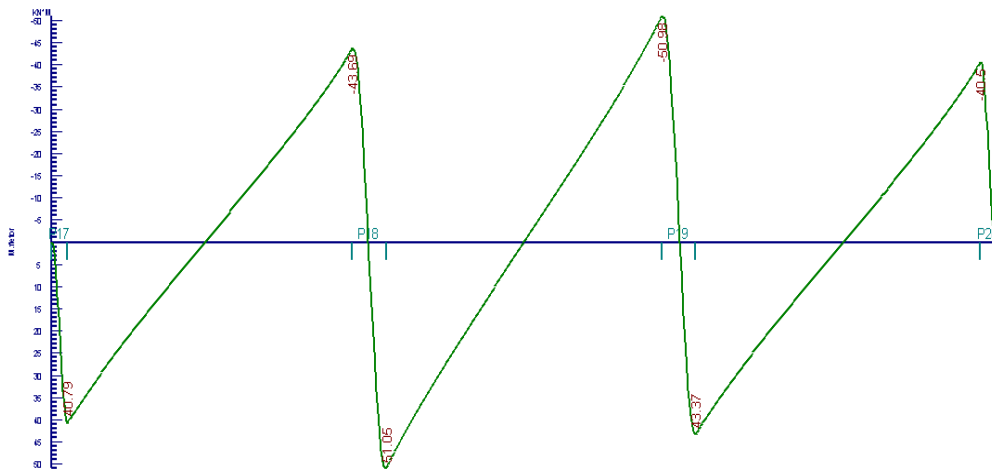


Figura 29 – Diagrama-Momento Fletor – Mk- VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

e) **Envoltória de momentos fletores de cálculo**

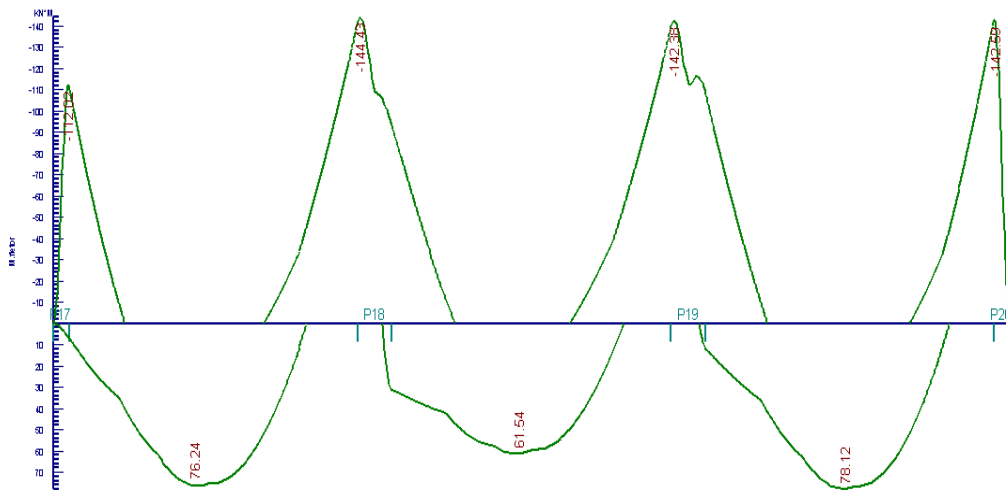


Figura 30 – Envoltória-Momento Fletor – Md-VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

### 6.11.2. ESFORÇOS CORTANTES NA VIGA V6

Agora serão apresentados os esforços cortantes em serviço, para cada caso de carregamento, da viga V6, obtidos da análise pelo programa CYPECAD 2008 [5]. Nas figuras 30 a 33 temos os diagramas dos esforços cortantes em serviço, para cada caso de carregamento. Na figura 34 temos a envoltória de cálculo dos esforços cortantes.

#### a) **Peso próprio**

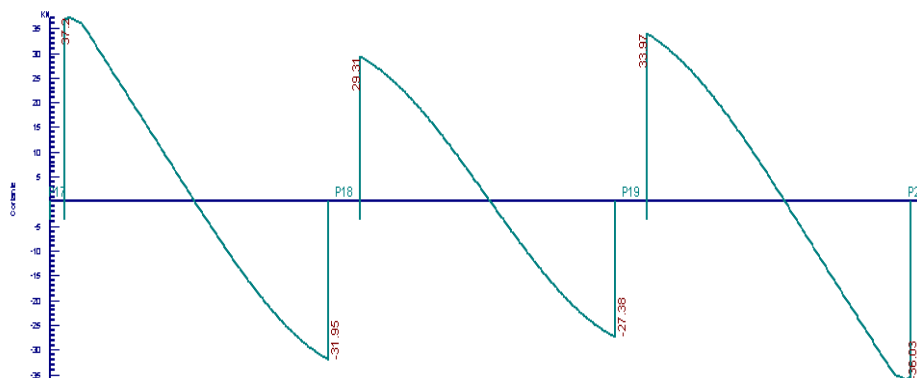


Figura 30 – Diagrama-Cortante – Vk-VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

#### b) **Parede e Revestimento**

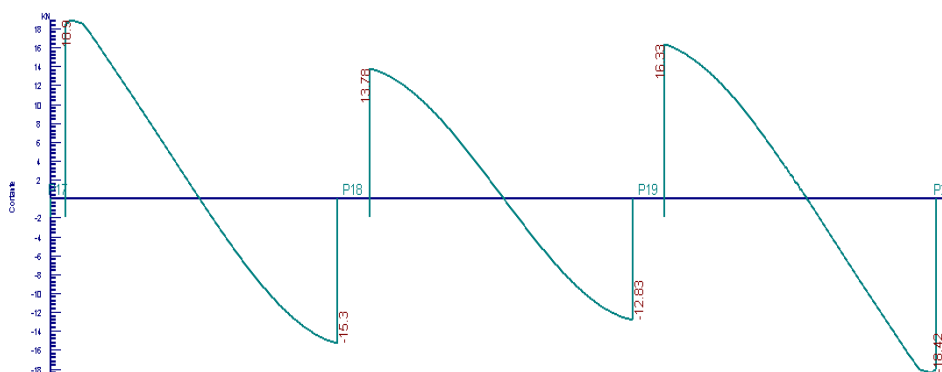


Figura 31 – Diagrama-Cortante – Vk-VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

#### c) **Sobrecarga**

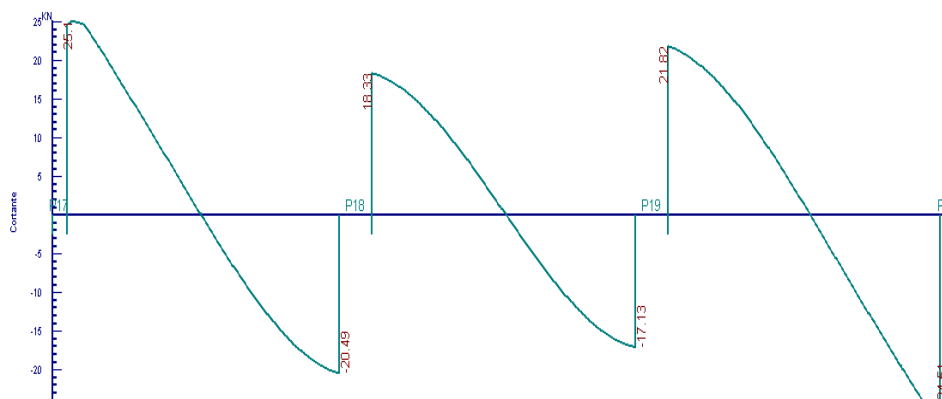


Figura 32 – Diagrama-Cortante – Vk-VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]



d) **Vento na direção X**

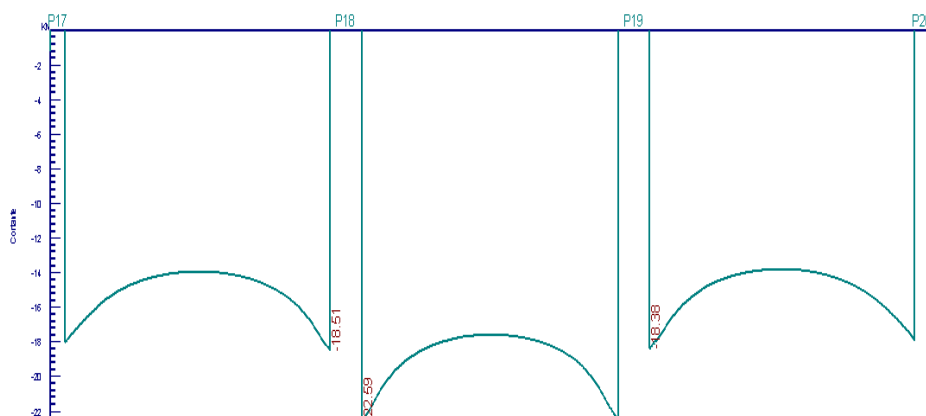


Figura 33 – Diagrama-Cortante  $-V_k$ - VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

e) **Envoltória de esforços cortante de cálculo**

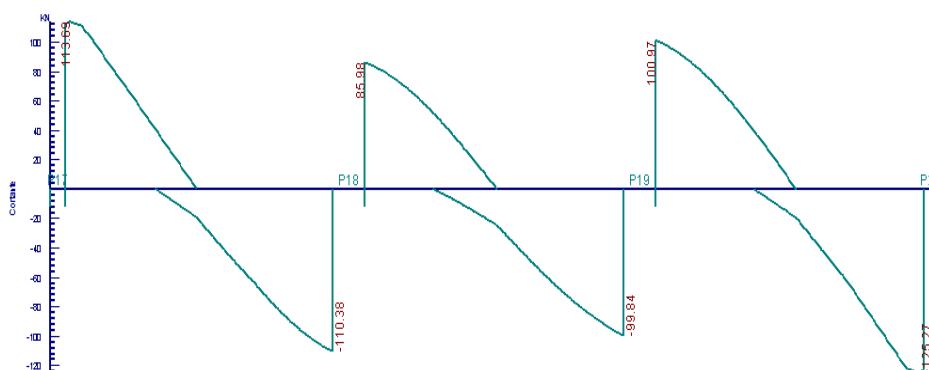


Figura 34 – Envoltória-Cortante  $-V_d$ - VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

### 6.11.3. RESUMOS DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS VIGAS DE UM PAVIMENTO

Aqui será mostrado um resumo dos esforços de cálculo atuantes em todas as vigas de um pavimento e os esforços em serviço atuantes na viga V6. Na tabela 8, temos a distribuição dos esforços em serviço, para cada caso de carregamento atuando na viga V6.

Tabela 8 – Esforços para cada hipótese de carregamento –VigaV6 – CYPECAD 2008 [5].

Viga V6	Momentos Máximos		Cortante
Carregamento	$M_k^{(+)}$ (kNm)	$M_k^{(-)}$ (kNm)	$V_k$ (kN)
Permanente	21,70	-36,35	-36,03
Par. + Ver.	11,26	-17,82	-18,42
SC	15,02	-23,89	-24,51
Vx	2,65	-43,69	-18,38

Já na tabela 9, temos todos os esforços de cálculo atuando em todas as vigas de um pavimento.

Tabela 9 – Esforços de cálculo- CYPECAD 2008[5].

Envoltória de cálculo			
Vigas	Md <sup>(+)</sup> (kNm)	Md <sup>(-)</sup> (kNm)	Vd <sub>máx</sub> (kN)
V1	31,69	-69,19	31,05
V2	78,12	-144,43	125,27
V3	81,02	-140,28	109,84
V4	4,31	-1,54	7,27
V5	81,02	-140,28	109,84
V6	78,12	-144,43	125,27
V7	31,69	-69,19	31,05
V8	28,48	-41,63	46,66
V9	77,39	-109,06	112,64
V10	77,51	-108,20	112,40
V11	18,35	-13,63	16,70
V12	28,40	-49,35	46,24

#### 6.11.4. DESLOCAMENTOS NA VIGA V6

Ao contrário das lajes, o programa faz a verificação da flecha encontrada nas vigas. Na figura 35, podemos verificar as flechas calculadas no ELS, para os vãos extremo e central da viga V6.

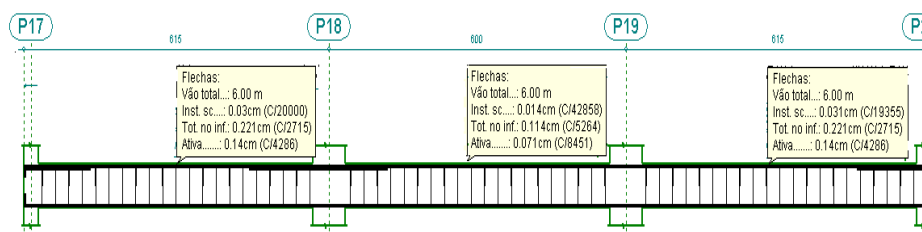


Figura 35 –Flechas máximas calculadas para os vãos- VIGA V6- CYPECAD 2008 [5]

Da figura 35 temos:  $f_0 = 1,4$  mm para o vão extremo e  $f_0 = 0,7$  mm para o vão central.

#### 6.12. ESFORÇOS NOS PILARES

Nesse item serão apresentados os esforços nos pilares. O pilar que será nosso objeto de estudo para futura verificação será o pilar P18. Para visualizar os esforços nos pilares, foi feito o seguinte procedimento:

Menu → Envoltória → Esforços em pilares, como mostrado na figura 36.

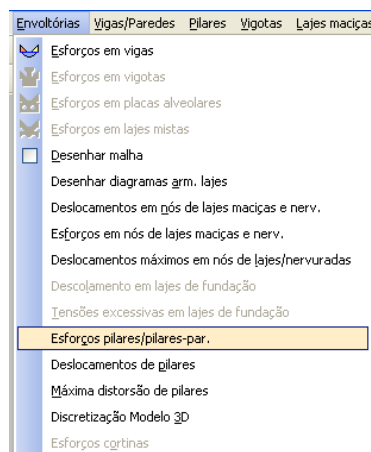


Figura 36 – Esforços em pilares- CYPECAD 2008 [5]

Depois que clicarmos na opção “Esforços pilares”, selecionamos o pilar desejado que, no nosso caso, foi o pilar P18. Da figura 37 a 40, o programa nos fornece o esforço axial, momento fletor, momento torsor e esforço cortante, em qualquer ponto de qualquer pavimento em toda a altura do pilar para cada hipótese de carregamento. Lembrando que valores são característicos, ou seja, não estão majorados. Como nosso interesse é também obter os esforços de dimensionamento, para verificação da armadura calculada, iremos clicar na opção Desfav.tramo. Na tabela 10, temos um resumo dos esforços atuantes no pilar P18 para cada caso de carregamento.

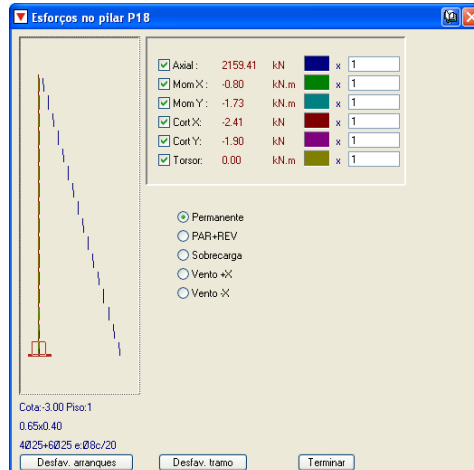


Figura 37 –Carga Permanente-Esforços pilar- P18 - CYPECAD 2008 [5]

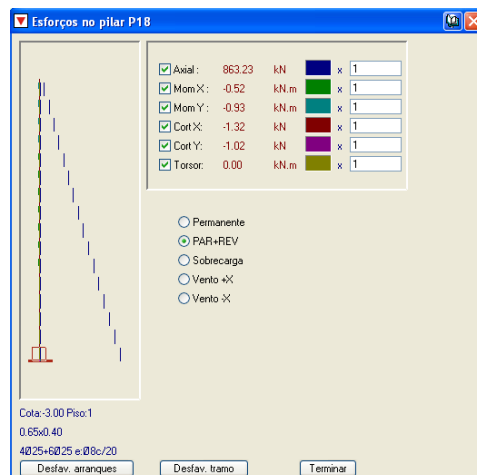


Figura 38 –Carga Par. + Rev.-Esforços pilar- P18 - CYPECAD 2008 [5]

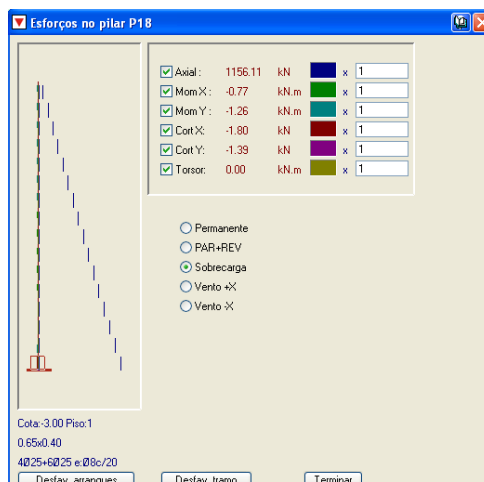


Figura 39 –Sobrecarga-Esforços pilar- P18 - CYPECAD 2008 [5]

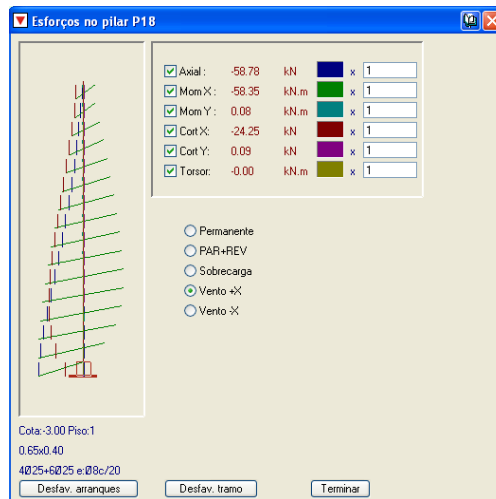


Figura 40 –Vento-Esforços pilar- P18 - CYPECAD 2008[5]

Tabela 10 – Resumo dos esforços em serviço para cada caso de carregamento-P18

Hipótese	Axial(kN)	Mx(kNm)	My(kNm)	Qx(kN)	Qy(kN)
P.P.	2159,41	-0,80	-1,73	-2,41	-1,90
PAR. + VER.	863,23	-0,52	-0,93	-1,32	-1,02
Sobrecarga	1156,11	-0,77	-1,26	-1,80	-1,36
Vento	-58,78	-58,35	-0,08	-24,25	0,09

O programa também nos fornece várias linhas que são as interações analisadas pelo programa em todas as combinações (fig. 41). A linha do quadro com fundo vermelho é a pior combinação para aquela seção. A última linha logo abaixo do quadro fornece os esforços majorados considerando a excentricidade adicional devido à flambagem. Além dos esforços, o programa nos fornece os diagramas de deformações e tensões do concreto e do aço numa reta perpendicular à linha neutra.

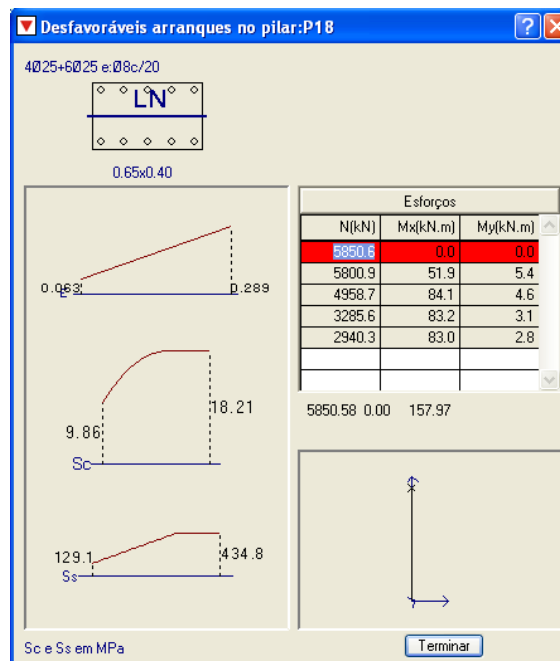


Figura 41 –Esforços desfavoráveis –P18- CYPECAD 2008 [5].

A tabela 11 mostra os esforços considerando a situação mais desfavorável sem a consideração da flambagem.

Tabela 11 – Combinação mais desfavorável – Pilares

Pilar	Nd(kN)	Mxd(kNm)	Myd(kNm)
P1-P21	1239,3	13,4	21,1
P2-P22	3363	2,5	29,7
P3-P23	3359,8	25,1	27,7
P4-P24	1229	17,1	20,8
P5-P17	3339,2	28,1	3,6
P6-P18	5850,6	0	0
P7-P19	5735,4	36,2	4,8
P8-P20	3218,	37,5	3,6
P9-P13	3248,8	26,8	0
P10-P14	5885,0	40,5	0
P12-P16	2003	16,5	10,2

### 6.13. FORÇA DE ARRASTO

A tabela 12 mostra um resumo das forças de arrasto calculadas em cada pavimento utilizando o programa CYPECAD 2008 [5].

Tabela 12-Força de arrasto- CYPECAD 2008[5].

Pav,	Z(m)	Fa(kN)
1° Pav,	0	0
2° Pav,	3	30,032
3° Pav,	6	37,489
4° Pav,	9	42,683
5° Pav,	12	46,799
6° Pav,	15	50,263
7° Pav,	18	53,283
8° Pav,	21	55,977
9° Pav,	24	58,421
10° Pav,	27	60,665
11° Pav,	30	62,745
12° Pav,	33	64,688
13° Pav,	36	66,515
14° Pav,	39	68,240
15° Pav,	42	69,878
Cobertura	45,00	35,719

Percebe-se na tabela 12 que o programa CYPECAD 2008 [5] não considera a ação do vento no primeiro pavimento. Esse tipo de consideração também foi feita no cálculo manual.

## 7. ANÁLISE USANDO O PROGRAMA SAP 2000

Da mesma forma que foi feito no CYPECAD 2008 [5], será mostrada de maneira bem simples a modelagem da estrutura no programa SAP 2000 [4]. Será dado enfoque às principais entradas de dados.

A modelagem da estrutura no programa SAP 2000 [4] também pode ser feita de duas maneiras: importar o desenho do AUTOCAD (em planta ou tridimensional), ou fazer uso de alguns módulos existentes do programa. Foi feito o uso da segunda opção.

Ao contrário do CYPECAD 2008 [5], que temos que seguir uma sequência na hora do lançamento da estrutura, o programa SAP 2000 [4] permite que possamos definir primeiro os materiais e seções e depois os associar aos elementos de placa ou de barra.

O programa SAP 2000[4] também faz a análise estrutural considerando um modelo tridimensional do conjunto de todos os elementos integrados.

### 7.1. MATERIAIS

Os materiais foram definidos na capítulo 2.1. desse projeto. Na figura 42, vemos a entrada de dados dos materiais.

Material Property Data	
Material Name	CONC
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Anisotropic <input type="radio"/> Orthotropic <input type="radio"/> Uniaxial
Analysis Property Data	Mass per unit Volume: 2.4525 Weight per unit Volume: 24.525 Modulus of Elasticity: 26072000 Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 10863333
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	Specified Conc Comp Strength, Fc: 27579.032 Bending Reinf. Yield Stress, fy: 413685.5 Shear Reinf. Yield Stress, fys: 275790.32 <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: 1.0
Advanced Material Property Data	Time Dependent Properties... Material Damping Properties... Stress-Strain Curve Definitions...
Display Color	Color: [Red]
Type of Design	Design: Concrete
OK Cancel	

Figura 42 – Materiais- Entrada de dados do SAP 2000 [4]

### 7.2. SEÇÕES TRANSVERSAIS

Foram lançadas as seções que foram pré-dimensionadas anteriormente. Devemos citar que, ao contrário do CYPECAD 2008 [5], o programa SAP 2000 [4] não faz distinção entre pilares, vigas e lajes. Para este programa, pilares e vigas são elementos de barras e as lajes elementos de placa conforme ilustrado nas figuras 43 e 44.

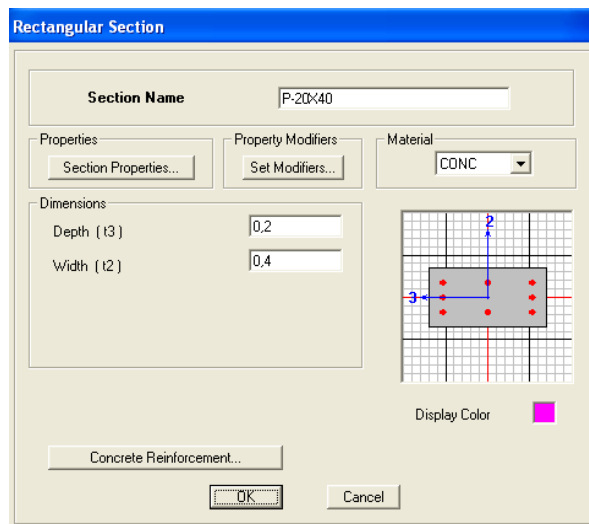


Figura 43 – Seção – Elemento de barra – Entrada de dados do SAP 2000 [4]

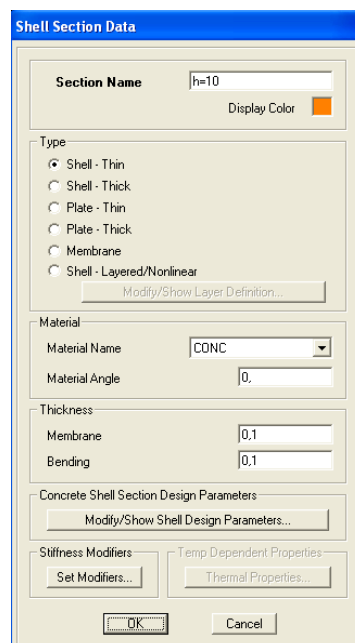


Figura 44 – Seção – Elemento de placa – Entrada de dados do SAP 2000 [4]

### 7.3. DISCRETIZAÇÃO

A discretização da estrutura no SAP 2000 [4] é crucial para a análise, pois, quanto mais refinada a malha de elementos finitos, mais próximo da exatidão chegaremos. Porém, quanto mais refinada a malha de elementos finitos, mais tempo levará para o programa fazer a análise. Um outro fator importante é que a partir de uma determinada dimensão, o refinamento da malha não nos proporciona resultados melhores.

As lajes foram discretizadas em elementos de placa de 25 cm x 25 cm conforme indica a figura 24, conseqüentemente, as vigas foram discretizadas como elementos de barras com 25 cm de comprimento. Os pilares-parede foram discretizados em elementos de placas de 25cmx25cm. Na figura 45 temos o pavimento modelado e na figura 46 o modelo 3D do edifício.

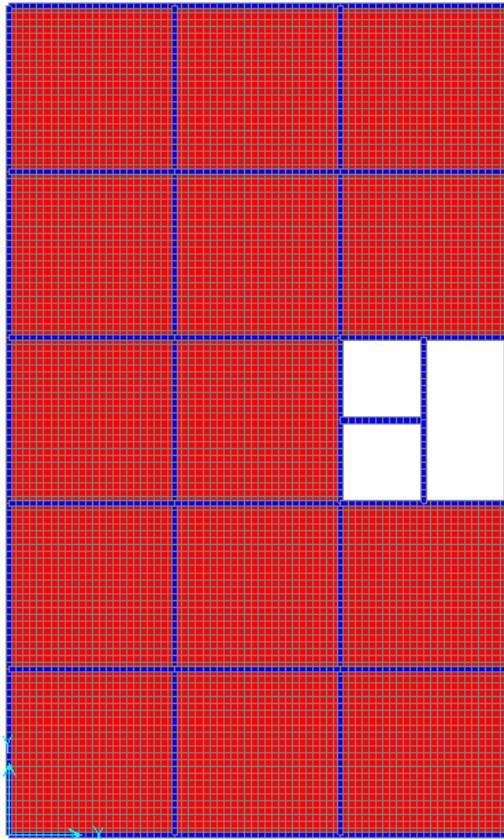


Figura 45 – Modelagem do pavimento - SAP 2000 [4]

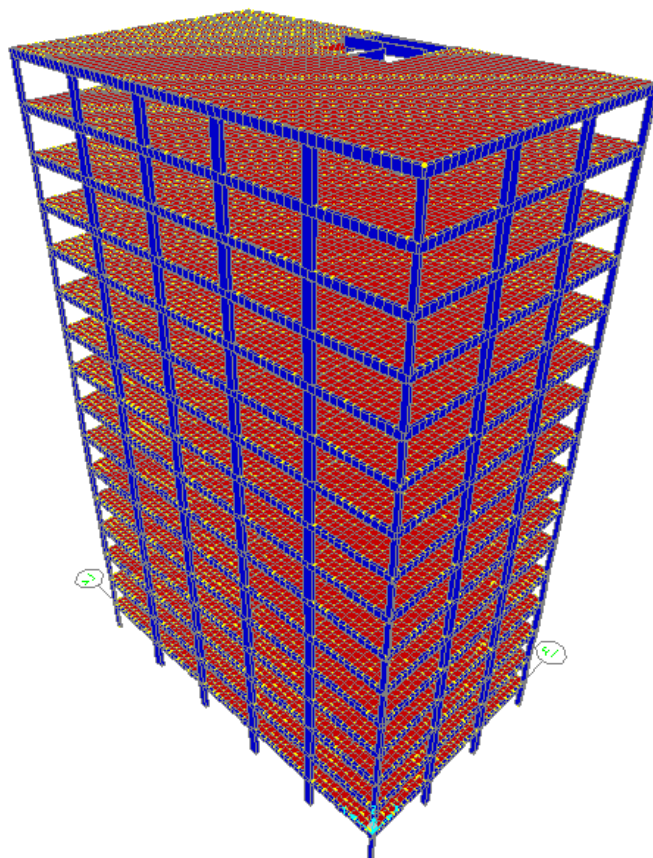


Figura 46 – Modelo 3D - SAP 2000 [4]



## 7.4. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS NAS LAJES

Nesse item, serão apresentados os esforços nos elementos obtidos da análise do edifício utilizando o programa SAP 2000 [4].

Como um dos objetivos é comparar os resultados, foram retirados os resultados da envoltória dos momentos fletores nas direções X (M11) e Y (M22).

### 7.4.1. MOMENTOS FLETORES NAS LAJES

Para obtenção da envoltória de cálculo, foi feito o seguinte procedimento no programa: Menu → Show forces\ Stresses → Shells... → M11.

Escolhemos a opção envelope Max, para obtenção dos máximos positivos e depois envelope Mín, para obtenção dos esforços nas interfaces das lajes. Será feito o mesmo procedimento para M22.

Das figuras 47 a 50 temos as envoltórias de cálculo das lajes de um pavimento obtidas pelo programa. Na tabela 13 temos os esforços atuantes na laje L12, para cada caso de carregamento. Logo em seguida, nas tabelas 14 a 16 temos um resumo dos esforços de dimensionamento atuantes nas lajes de um pavimento.

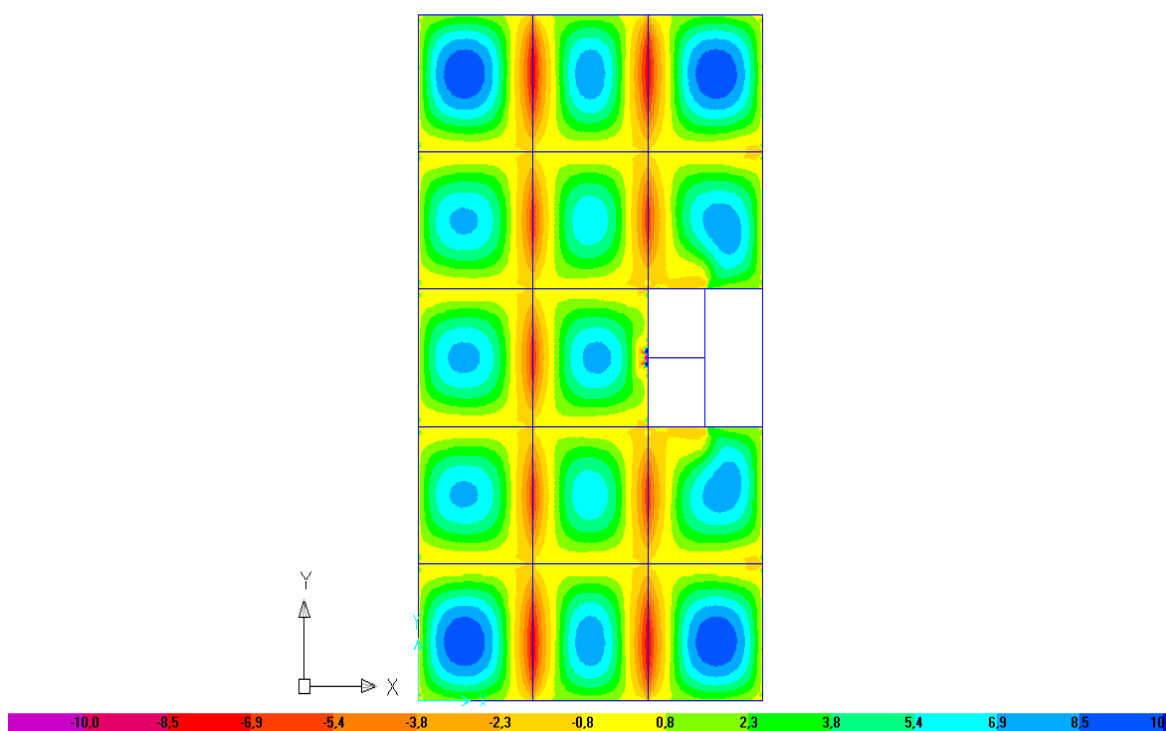


Figura 47 – Envoltória de cálculo  $-Mdx^{(+)}$  (M11)- SAP 2000 [4].

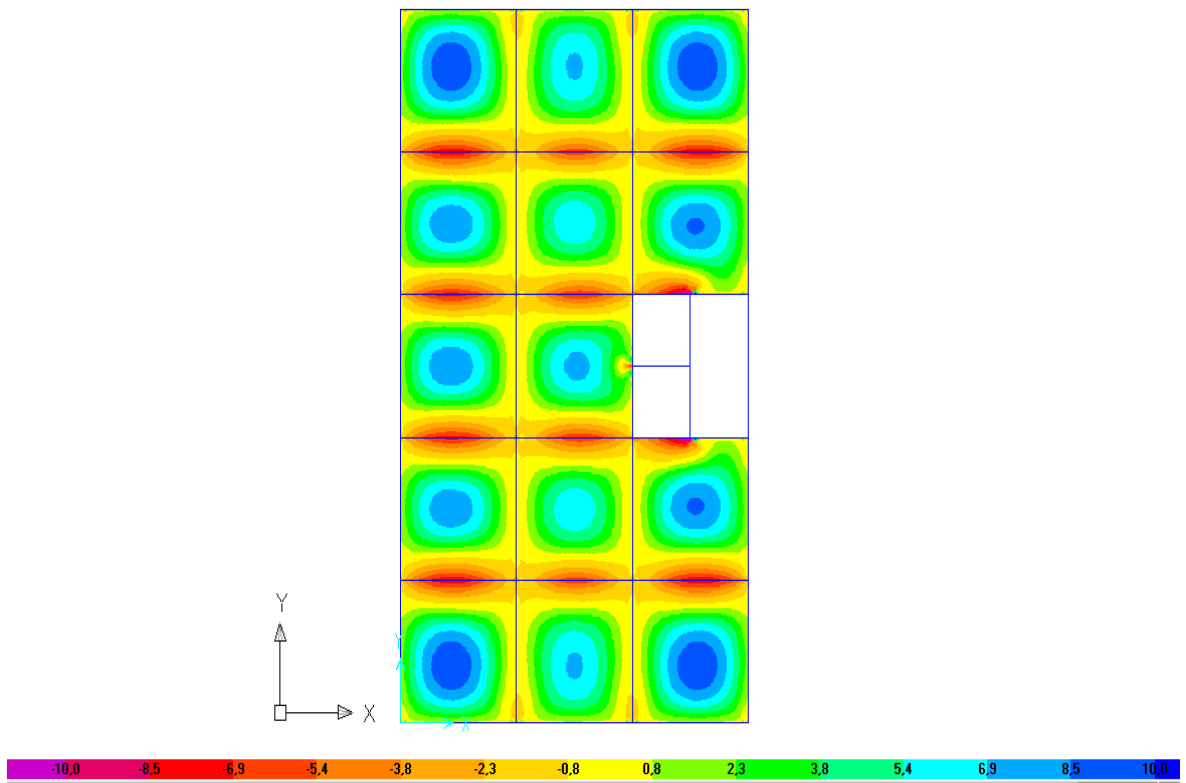


Figura 48 – Envolvória de cálculo- $Mdy^{(+)}$  (M22) - SAP 2000 [4].

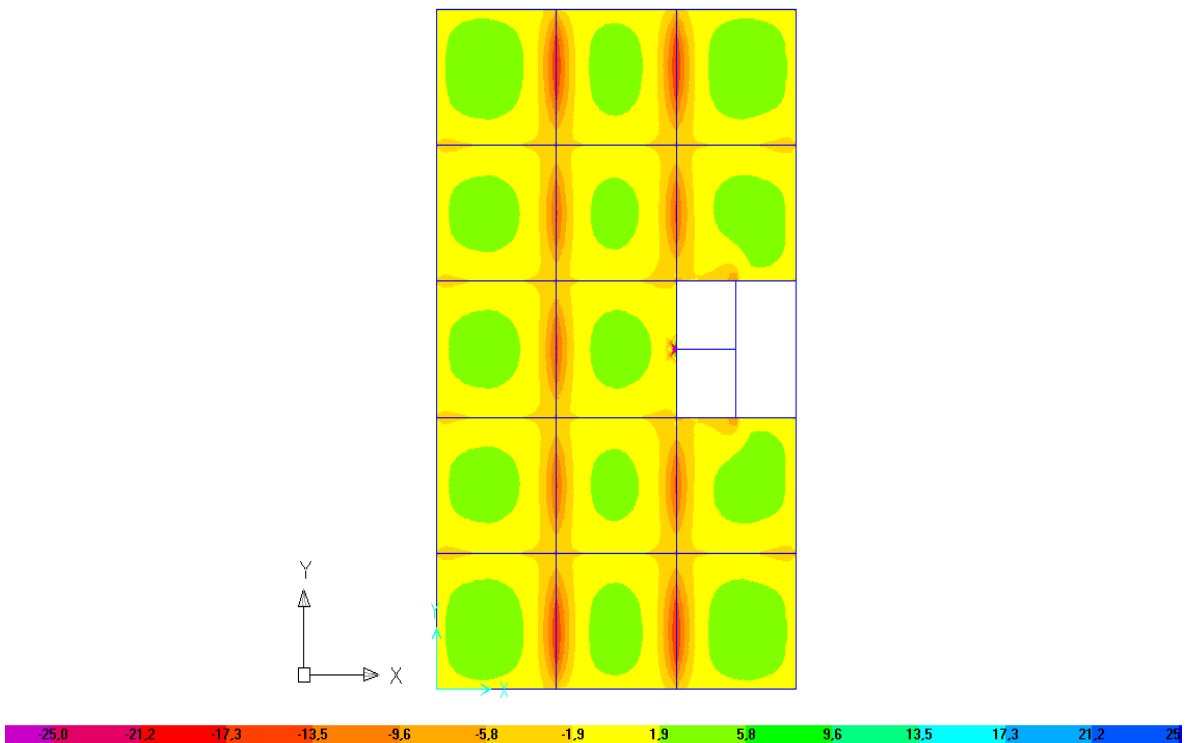


Figura 49 – Envolvória de cálculo  $-Mdx^{( )}$  (M11)- SAP 2000 [4].

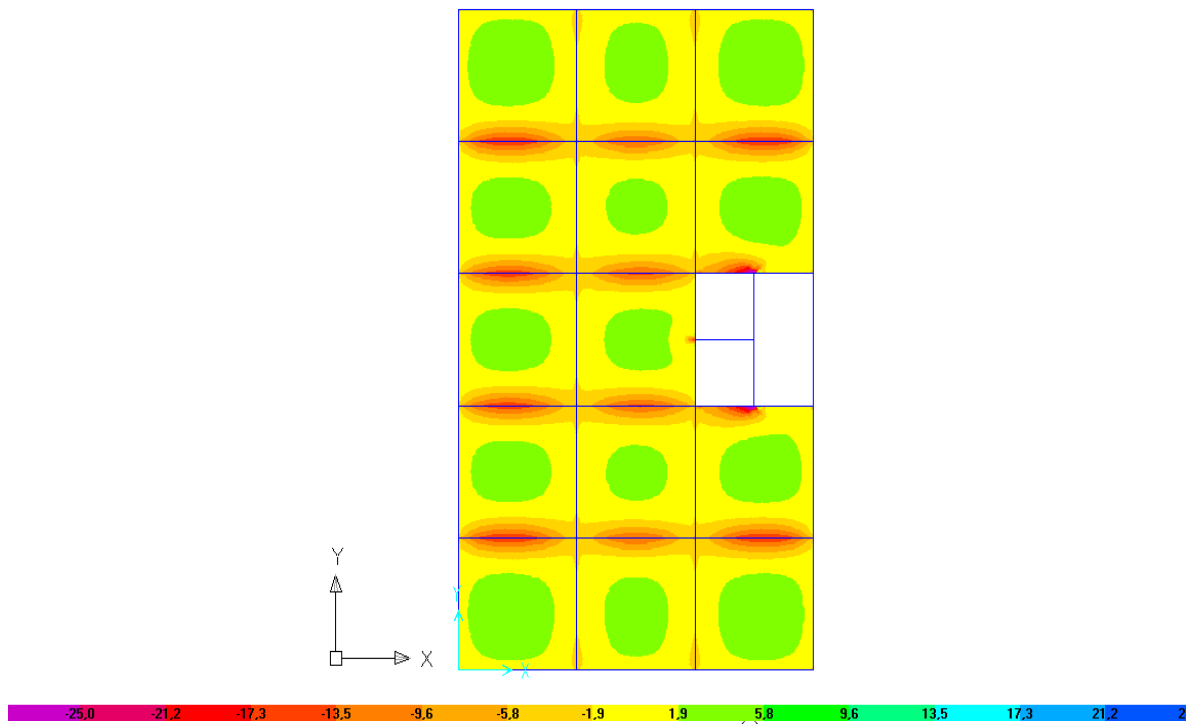


Figura 50– Envolvória de cálculo-Mdy<sup>(-)</sup>(M22)- SAP 2000 [4].

Tabela 13 – Momentos em serviço na laje L12

L12			Interface	
			L12/L9	L12/L13
Hipótese	Mx(kNm/m)	My(kNm/m)	My'(kNm/m)	Mx'(kNm/m)
P.P.	2,95	2,87	-5,30	-5,31
PAR. + REV.	1,76	1,74	-3,29	-3,27
Sobrecarga	2,35	2,32	-4,39	-4,37

Tabela 14 – Momentos Máximos positivos nas lajes

LAJE	M <sub>xd</sub> (kN.m/m)	M <sub>yd</sub> (kN.m/m)
L1-L12	9,86	9,74
L2-L13	8,07	7,15
L3-L14	9,88	9,75
L4-L9	7,23	8,17
L5-10	6,57	6,58
L6-L11	8,10	8,67
L7	7,47	8,21
L8	7,48	7,43

Tabela 15 – Momentos máximos negativos na direção Y nas Lajes

INTERFACE	M <sup>'yd</sup> (kN.m/m)
L1 / L4	-18,25
L2 / L5	-14,50
L3 / L6	-18,26
L4 / L7	-16,93
L5 / L8	-15,15

Tabela 16 – Momentos máximos negativos na direção X nas lajes

INTERFACE	M <sup>'xd</sup> (kN.m/m)
L1 / L2	-18,15
L2 / L3	-18,17
L4 / L5	-14,62
L5 / L6	-14,84
L7 / L8	-15,21

#### 7.4.2. DESLOCAMENTOS NAS LAJES

Na análise dos deslocamentos, iremos apenas verificar o valor da maior flecha calculada pelo programa. Na figura 51 temos o valor calculado da flecha na laje L12.

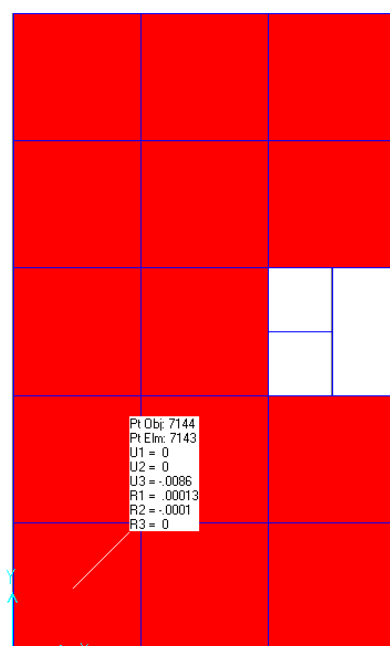


Figura 51– Deslocamentos- SAP 2000[4].

Da figura 51 temos o valor da flecha para o ELS :

$$f=8,6\text{mm}$$

## 7.5. ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS NAS VIGAS

Nesse item serão mostrados os diagramas dos esforços calculados pelo programa e depois serão apresentadas as tabelas com os resumos dos esforços. Para exemplificar, será mostrado como foi feito para viga V6. Para obtenção dos esforços solicitantes nas vigas, foi feito o seguinte procedimento:

Menu → Show forces\Stresses → Frames\Cables... → M33.

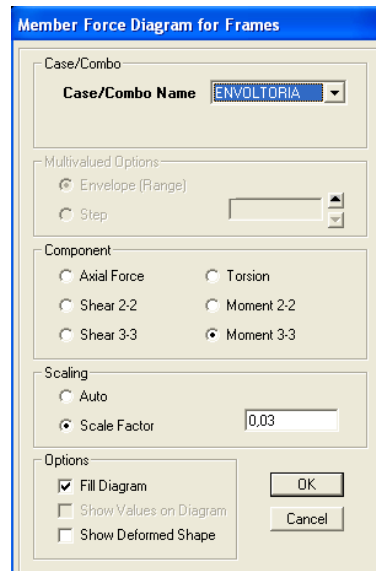


Figura 52 – Análise - VIGA V6 - SAP 2000[4].

### 7.5.1. MOMENTOS FLETORES NA VIGA V6

Nas figuras 53 a 56, temos os diagramas dos momentos fletores em serviço para cada caso de carregamento atuando na viga V6. Na figura 57 temos a envoltória de cálculo dos momentos fletores da viga V6.

#### a) Peso próprio

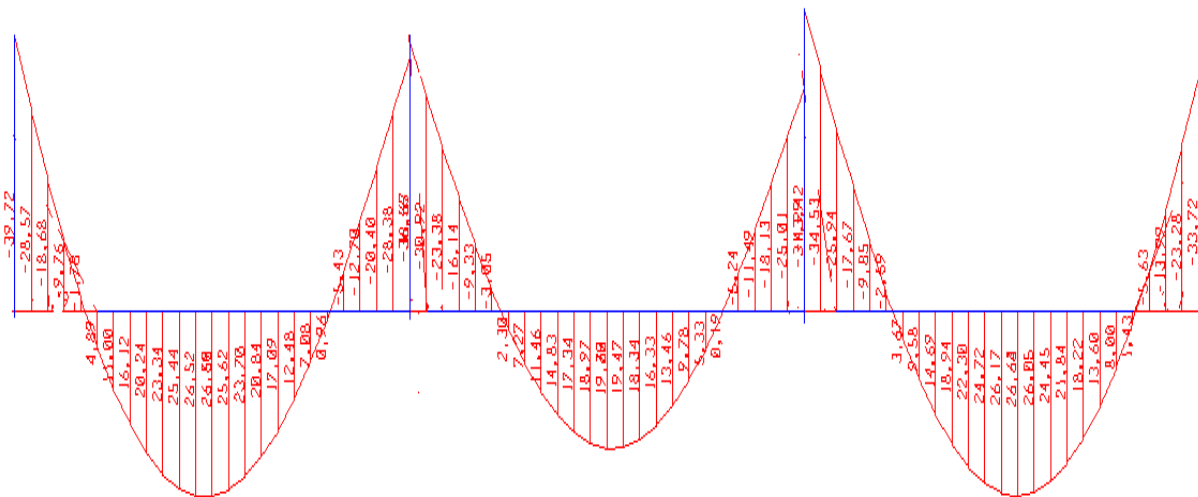


Figura 53 – Diagrama de momento fletor –Mk- VIGA V6 - SAP 2000 [4].

**b) Parede e revestimento**

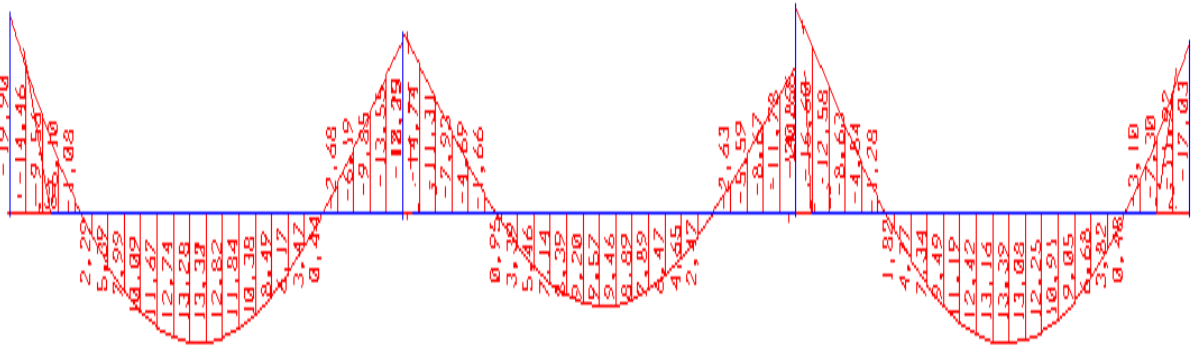


Figura 54 – Diagrama de momento fletor  $-M_k$ - VIGA V6 - SAP 2000 [4].

**c) Sobrecarga**

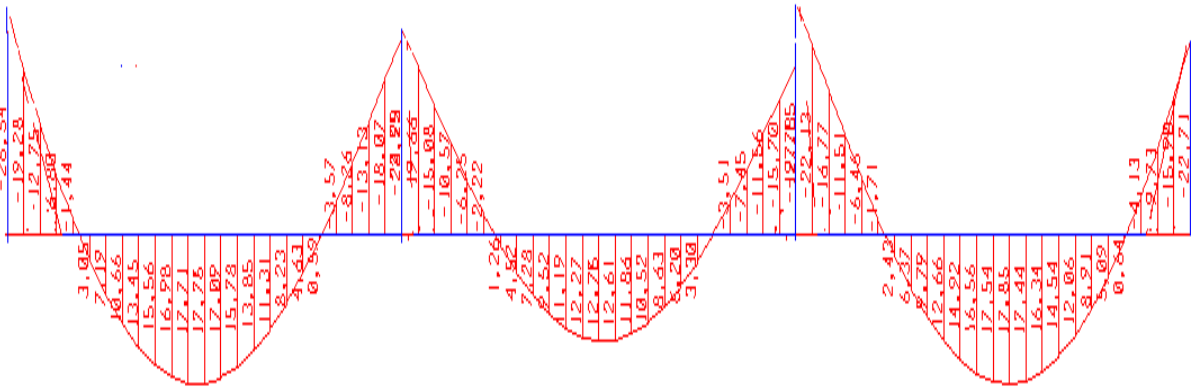


Figura 55 – Diagrama de momento fletor  $-M_k$ - VIGA V6 - SAP 2000 [4].

**d) Vento na direção X**

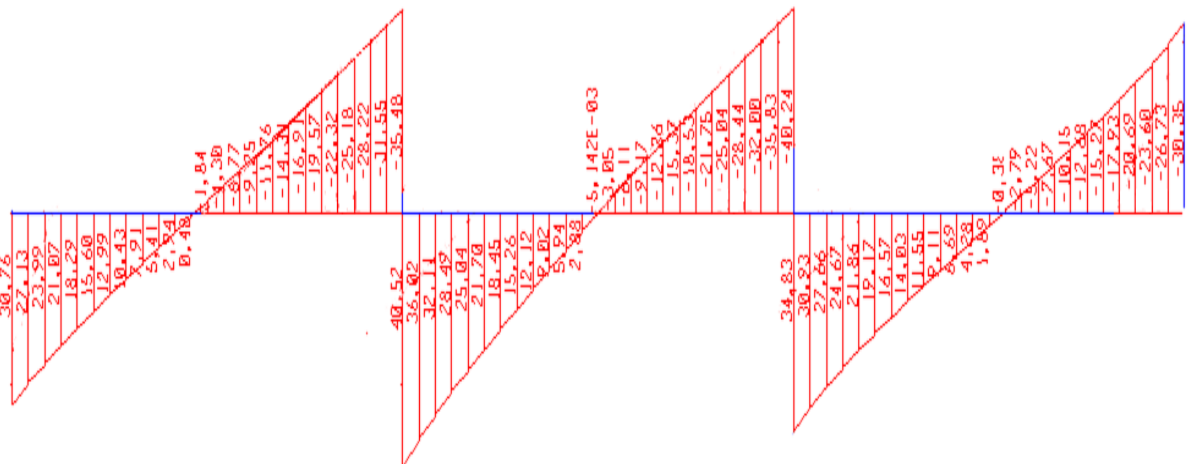


Figura 56 – Diagrama de momento fletor  $-M_k$ - VIGA V6 - SAP 2000 [4]

e) **Envoltória de momentos fletores de cálculo**

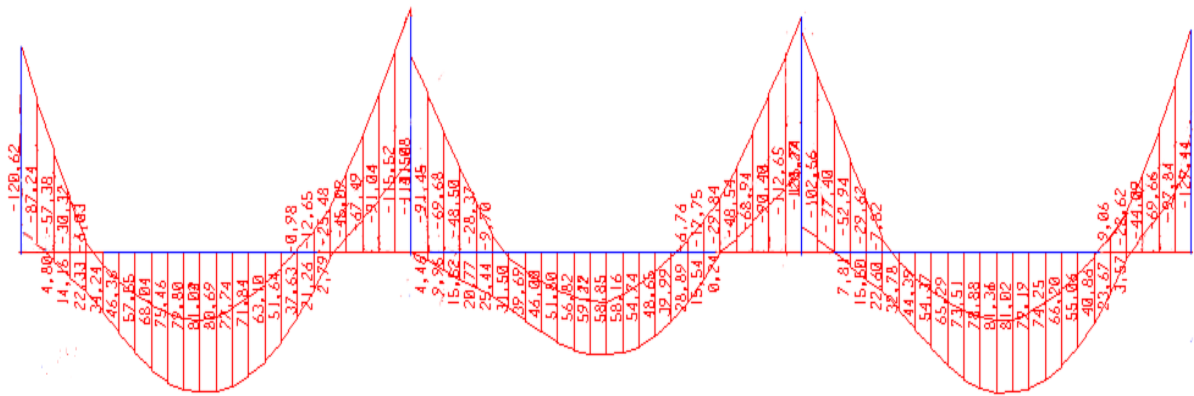


Figura 57 – Diagrama de momento fletor –Md- VIGA V6 - SAP 2000 [4]

**7.5.2. ESFORÇOS CORTANTES NA VIGA V6**

Aqui serão mostrados os esforços cortantes em serviço, para cada caso de carregamento da Viga V6, obtidos da análise pelo programa SAP 2000 [4] e a envoltória de cálculo dos esforços cortantes.

a) **Peso próprio**

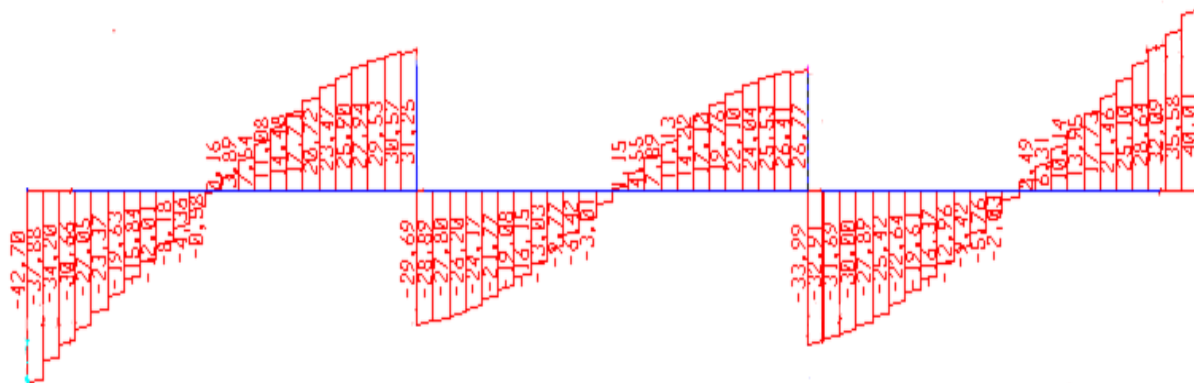


Figura 58 – Diagrama-Cortante – Vk-VIGA V6- SAP 2000 [4]

b) **Parede e Revestimento**

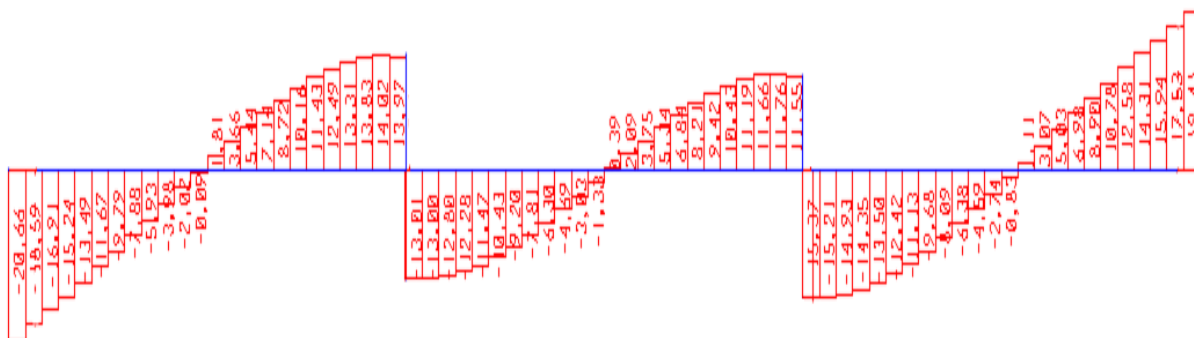


Figura 59 – Diagrama-Cortante – Vk-VIGA V6- SAP 2000 [4]

c) **Sobrecarga**

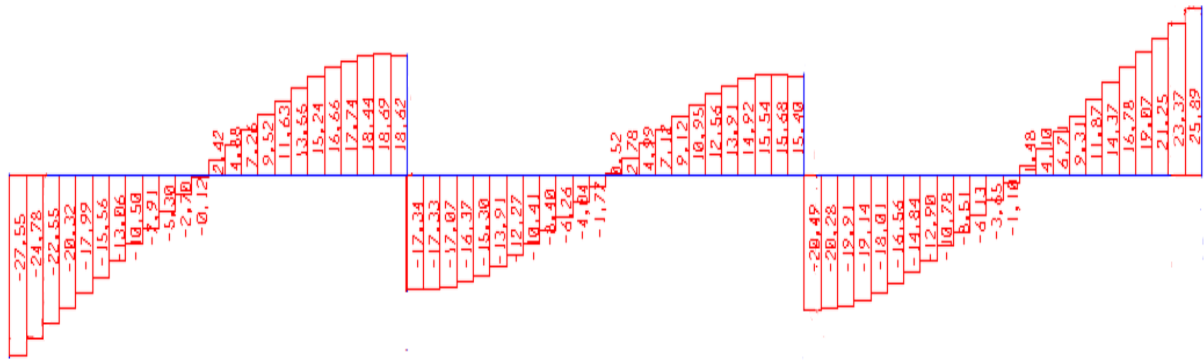


Figura 60 – Diagrama-Cortante –  $V_k$ -VIGA V6- SAP 2000 [4]

d) **Vento na direção X**

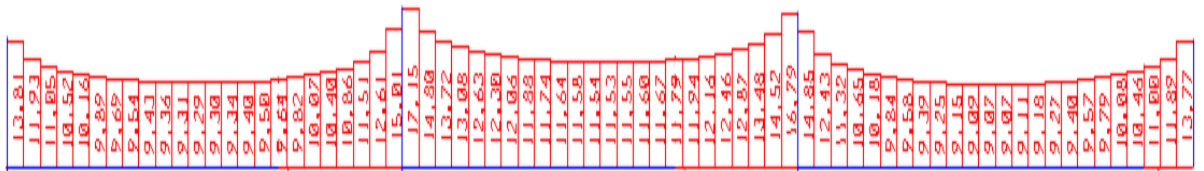
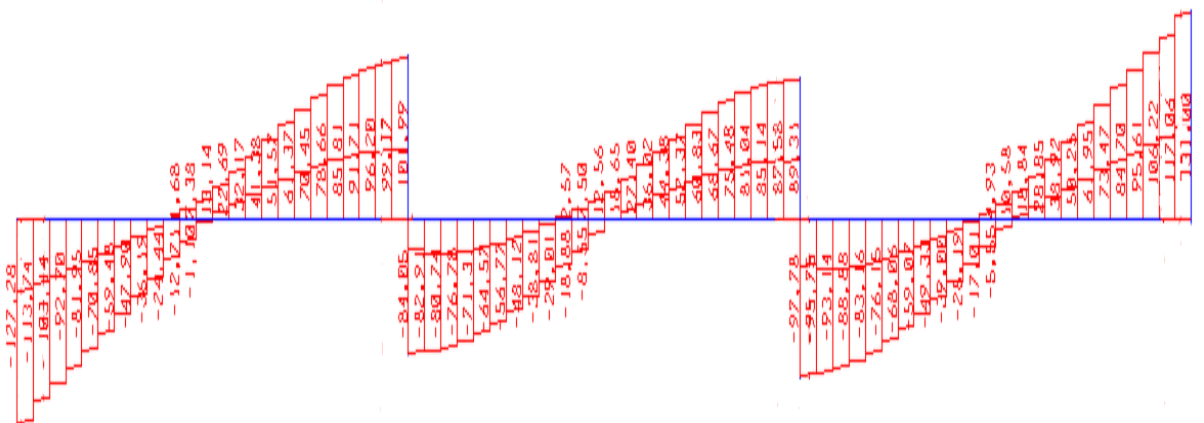


Figura 61 – Diagrama-Cortante –  $V_k$ - VIGA V6- SAP 2000 [4]

e) **Envoltória de esforços cortante de cálculo**





### 7.5.3. RESUMO DOS ESFORÇOS ATUANTES NAS VIGAS DE UM PAVIMENTO

Na tabela 17 temos os esforços para cada hipótese de carregamento atuando na viga V6. Na tabela 18 temos os esforços de cálculo atuando nas vigas de um pavimento.

Tabela 17 –Esforços para cada hipótese de carregamento- SAP 2000 [4].

Viga V6	Momentos Máximos		Cortante
Carregamento	Mk <sup>(+)</sup> (kNm)	Mk <sup>(-)</sup> (kNm)	Vk(kN)
Permanente	26,63	-36,54	40,01
Par. + Ver.	13,39	-17,24	19,41
SC	17,85	-22,99	25,89
Vx	0,38	-35,48	13,77

Tabela 18 – Resumo dos esforços de cálculo- SAP 2000 [4].

Envoltória de cálculo			
Vigas	Md <sup>(+)</sup> (kNm)	Md <sup>(-)</sup> (kNm)	Vd(kN)
V1	38,10	-69,52	43,92
V2	81,36	-141,08	131,00
V3	78,40	-138,28	122,89
V4	1,28	-15,80	11,45
V5	78,40	-138,28	122,89
V6	81,36	-141,08	131,00
V7	38,10	-69,52	43,92
V8	31,67	-49,23	46,85
V9	80,82	-117,41	123,11
V10	81,72	-117,16	123,20
V11	12,65	-11,44	13,99
V12	31,83	-61,82	51,03

### 7.5.4. DESLOCAMENTOS NA VIGA V6

Na figura 63, podemos verificar as flechas calculadas no ELS, para os vãos extremo e central da viga V6.

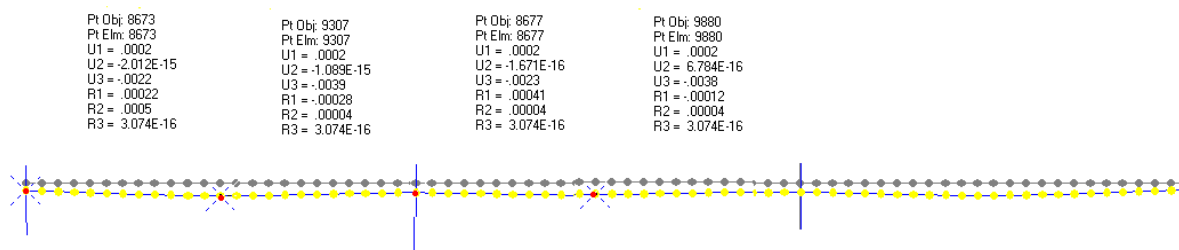


Figura 63 –Flechas máximas calculadas para os vãos- VIGA V6- SAP 2000 [4].

Da figura 63 temos os deslocamentos (relativo) nos vãos central e extremo da viga V6.

Flecha nos vãos extremos:  $f_0 = (3,9\text{mm} - 2,2\text{mm}) = 1,7 \text{ mm}$

Flecha no vão central :  $f_0 = (3,8\text{mm} - 2,3\text{mm}) = 1,5 \text{ mm}$

## 7.6. ESFORÇOS NOS PILARES

Nesse item foi usado o mesmo procedimento adotado para as vigas, com os esforços do pilar P18. Depois será apresentada uma tabela com os esforços em todos os pilares. Para obtenção envoltória dos esforços solicitantes nos pilares, iremos em:

Menu → Show force\Stresses → joints...

Depois selecionamos o pilar a ser estudado, que nosso caso será o pilar P18.

Na figura 64 temos a envoltória de cálculo das reações de apoio e nas figuras 65 a 68 temos as reações de apoio para cada caso de carregamento.

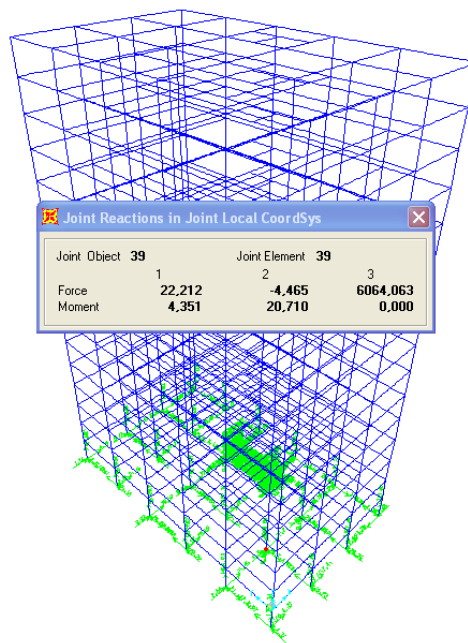


Figura 64 – Envoltória de cálculo-Reações de Apoio - Pilar P18 - SAP 2000 [4]

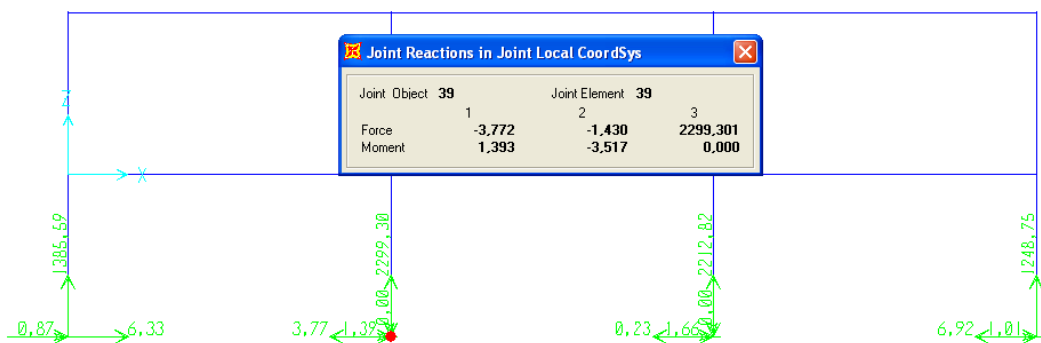


Figura 65 – Hipótese - Peso Próprio-Pilar P18 - SAP 2000 [4]

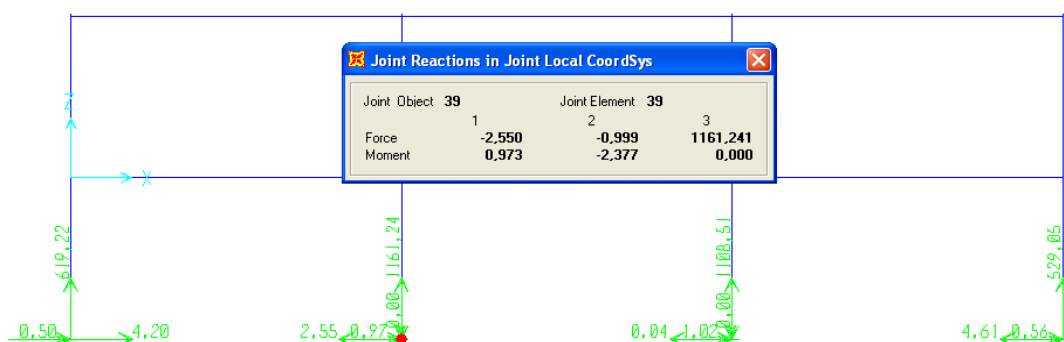


Figura 66 – Hipótese – SC - Pilar P18-SAP 2000 [4]

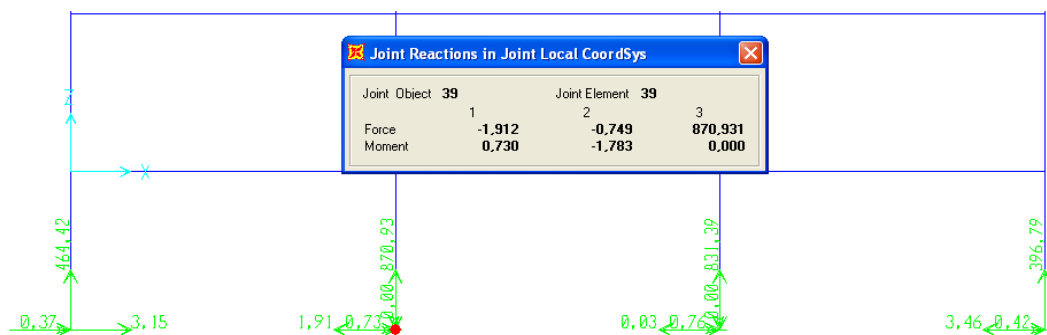


Figura 67 – Hipótese - Par.+ rev. - Pilar P18 – SAP 2000 [4]

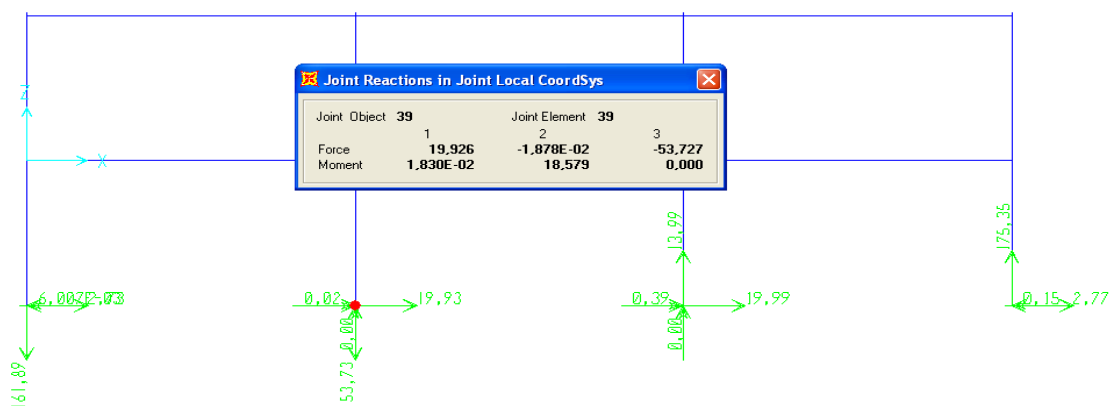


Figura 68 – Hipótese - Vento na direção X positivo - Pilar P18 - SAP 2000 [4]

Tabela 19 – Hipótese para cada caso de carregamento -Pilares

Hipótese	Axial(kN)	Mkx(kNm)	Mky(kNm)	Qkx(kN)	Qky(kN)
P.P.	2299,30	-3,52	1,39	-3,77	-1,43
PAR. + VER.	870,93	-1,78	0,73	-1,91	-0,75
Sobrecarga	1161,24	-2,37	0,97	-2,55	-0,99
Vento	-53,73	18,58	0,02	19,93	0,02

Tabela 20 – Combinação mais desfavorável –Pilares

Pilar	Nd(kN)	Mdx(kNm)	Mdy(kNm)
P1-P21	1392,35	4,37	-7,76
P2-P22	3429,40	16,23	-19,76
P3-P23	3393,44	20,26	-19,66
P4-P24	1333,49	-4,36	-7,67
P5-P17	3456,92	21,14	2,44
P6-P18	6064,06	20,71	4,35
P7-P19	5825,56	25,85	5,15
P8-P20	3191,71	-20,69	2,79
P9-P13	3355,04	20,29	0,07
P10-P14	5827,36	21,11	-0,62
P12-P16	1923,53	-3,27	7,98

## 8. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Nesse capítulo, foi feita uma comparação entre os resultados dos esforços obtidos pelos dois programas. Para uma avaliação crítica dos resultados foram usados alguns métodos aproximados de cálculo para a obtenção dos esforços atuantes nos elementos estruturais que são objeto de estudo nesse projeto final de curso: laje L12, viga V6 e pilar P18.

### 8.1. COMPARAÇÃO DA FORÇA DE ARRASTO

A primeira comparação será o da força de arrasto devida à ação do vento. Como dito no capítulo 2, o programa CYPECAD 2008 [5] calcula a força do vento automaticamente. Na tabela 21, temos na primeira coluna a indicação dos pavimentos, na segunda coluna a cota de cada pavimento, nas terceira e quarta colunas os valores das forças concentradas aplicadas no centro de gravidade de cada pavimento calculadas pelo programa CYPECAD e pelo cálculo manual.

Tabela 21 – Força de arrasto

Pav,	Z(m)	CYPE	Cálculo manual
		Fa(kN)	Fa(kN)
1° Pav.	0	0,00	0,00
2° Pav.	3	30,03	68,32
3° Pav.	6	37,49	45,55
4° Pav.	9	42,68	45,55
5° Pav.	12	46,80	50,75
6° Pav.	15	50,26	50,75
7° Pav.	18	53,28	56,23
8° Pav.	21	55,98	63,48
9° Pav.	24	58,42	63,48
10° Pav.	27	60,67	63,48
11° Pav.	30	62,75	63,48
12° Pav.	33	64,69	69,59
13° Pav.	36	66,52	69,59
14° Pav.	39	68,24	69,59
15° Pav.	42	69,88	75,99
Cobertura	45,00	35,72	37,99
$\Sigma$	-	803,40	893,80

Ao analisarmos a tabela acima, percebemos que os valores, em sua maioria, do cálculo manual estão muito próximos dos valores calculados pelo programa, exceto a força aplicada no 2° Pavimento que no cálculo manual foi considerado a área de projeção a partir da cota Z igual a 0,0m até a cota 4,5m, resultando um valor aproximadamente duas vezes maior que o valor calculado pelo programa.

Essa diferença pode ser explicada pelo fato que o programa não considerar a área de contato entre o 1° pavimento e o 2° pavimento. Logo, para o cálculo da força concentrada no 2° pavimento, o programa deve ter considerado apenas 2m de altura acima da cota de 3m.  
Demonstração:

Para  $S_2=0,72$  e  $Ca=1,3$ , temos:

$$V_K = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \left(\frac{m}{s}\right) \rightarrow V_K = 25,2 \frac{m}{s}$$

$$q = 0,613 \times V_K^2 \left( \frac{N}{m^2} \right) \rightarrow q = 389,279 \frac{N}{m^2}$$

Seja a área de projeção situada a 2m de altura a partir do 2º pavimento, a força concentrada é de :

$$F_a = C_a \times q \times A_e \text{ (kN)} \rightarrow F_a = 1,3 \times 0,389279 \times 2 \times 30 \rightarrow F_a = 30,3 \text{ kN}$$

A partir desse pavimento, o programa sempre usa a metade da altura entre pavimento superior e inferior para o cálculo da força concentrada. Essa seria a maneira mais correta na aplicação das forças concentradas em todos os pavimentos.

## 8.2. COMPARAÇÃO DOS MOMENTOS ATUANTES NAS LAJES

Neste item, foi feita a comparação entre os resultados obtidos da análise para os esforços atuantes nas lajes usando os programas computacionais.

Nas tabelas 22 a 24 serão apresentados os momentos de cálculo atuantes nas lajes para ambos os programas.

Tabela 22 – Momentos Positivos de cálculo-Direções X e Y

LAJE	CYPE	SAP	CYPE	SAP
	Mxd (kN.m/m)	Mxd (kN.m/m)	Myd (kN.m/m)	Myd (kN.m/m)
L1-L12	8,60	9,86	8,47	9,74
L2-L13	7,59	8,07	5,38	7,15
L3-L14	8,58	9,88	8,46	9,75
L4-L9	5,48	7,23	7,74	8,17
L5-L10	5,89	6,57	5,78	6,58
L6-L11	8,11	8,10	8,96	8,67
L7	5,70	7,47	7,68	8,21
L8	8,03	7,48	7,39	7,43

Tabela 23 – Momentos Negativos de cálculo –Direção X

LAJES INTERFACE	CYPE	SAP
	My'd (kN.m/m)	My'd (kN.m/m)
L1 / L4	-19,81	-18,25
L2 / L5	-15,14	-14,50
L3 / L6	-20,46	-18,26
L4 / L7	-18,03	-16,93
L5 / L8	-16,22	-15,15

Tabela 24 – Momentos Negativos de cálculo–Direção Y

LAJES INTERFACE	CYPE	SAP
	Mx'd (kN.m/m)	Mx'd (kN.m/m)
L1 / L2	-19,60	-18,15
L2 / L3	-19,58	-18,17
L4 / L5	-15,06	-14,62
L5 / L6	-15,73	-14,84
L7 / L8	-16,39	-15,21

Ao analisarmos as tabelas 22 a 24 podemos perceber que os resultados obtidos da análise estão são muito próximos para maioria das lajes. A pequena diferença dos resultados entre os programas pode ser devido ao coeficiente de engastamento entre a interface das vigas com as lajes, usado no programa CYPECAD2008 [5]. Na análise do programa foi adotado o valor igual a 0,0 nos bordos de extremidade da laje e igual a 1,0 nos bordos internos das lajes.

### 8.2.1. COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS NA LAJE L12

Para uma melhor compreensão dos resultados obtidos da análise utilizando os programas computacionais, foi feita uma comparação dos esforços em serviço atuantes na laje L12. Na tabela 25 é mostrado um resumo dos esforços em serviço calculados por ambos os programas.

Tabela 25 – Hipótese para cada caso de carregamento-Laje L12

Hip.	L12		L12		Interface L12/L9		Interface L12/L13	
	CYPE	SAP	CYPE	SAP	CYPE	SAP	CYPE	SAP
	Mx (kNm/m)	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)	My (kNm/m)	My' (kNm/m)	My' (kNm/m)	Mx' (kNm/m)	Mx' (kNm/m)
Permanente	2,66	2,95	2,62	2,87	-5,76	-5,30	-5,68	-5,31
Par.+ rev.	1,61	1,76	1,60	1,74	-3,53	-3,29	-3,50	-3,27
Sobrecarga	2,16	2,35	2,14	2,32	-4,71	-4,39	-4,67	-4,37

Pode-se notar que os valores encontrados dos esforços em serviço positivos e negativos, nas direções X e Y, para a laje L12, estão muito próximos.

## 8.2.2. MÉTODOS APROXIMADOS PARA A LAJE L12

Nesse projeto final de curso serão utilizadas as Tabelas de Czerny, que fornecem os esforços em lajes retangulares perfeitamente apoiadas ou engastadas em seu contorno, como é o caso dessa edificação.

Para aplicação das tabelas de Czerny deve-se considerar que o vão menor é sempre  $L_x$ . Os momentos positivos e negativos nas duas direções das lajes são obtidos em função dos seguintes parâmetros:  $-\beta_x$ ,  $+\beta_x$ ,  $-\beta_y$  e  $+\beta_y$ , obtidos das tabelas, em função da relação dos vãos  $L_x/L_y$ .

Momento negativo no vão menor:

$$m_x^- = \frac{p \times L_x^2}{-\beta_x}$$

Momento positivo no vão menor:

$$m_x^+ = \frac{p \times L_x^2}{\beta_x}$$

Momento negativo no vão maior:

$$m_y^- = \frac{p \times L_x^2}{-\beta_y}$$

Momento positivo no vão maior:

$$m_y^+ = \frac{p \times L_x^2}{\beta_y}$$

Para a laje L12, que é o objeto de nosso estudo, temos:

### a) Momentos positivos

$$m_x^+ = \frac{6 \times 6^2}{40,2} \rightarrow m_x^+ = 5,37 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \rightarrow m_x^+ = m_y^+$$

### b) Momentos negativos

$$m_x^- = \frac{6 \times 6^2}{-14,3} \rightarrow m_x^- = 15,01 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \rightarrow m_x^- = m_y^-$$

Para os momentos negativos, teremos que calcular os momentos das lajes adjacentes L13 e L9, e fazer a compatibilização dos momentos.

Cálculo do momento  $m_y^-$  da Laje L9:

$$m_y^- = \frac{6 \times 36}{-16,2} \rightarrow m_y^- = 13,33 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

O valor adotado será o maior valor entre a média dos momentos calculados e 80% do maior momento calculado.

$$m_y^- = 0,8 \times 15,01 \rightarrow m_y^- = 12,00 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_y^- = \frac{13,33 + 15,01}{2} \rightarrow m_y^- = 14,17 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

O momento  $m_x^-$  da Laje L13 tem o mesmo valor do valor de  $m_y^-$ . Logo:

$$m_y^- = m_x^- = 14,17 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

### c) Momentos de cálculo

$$m_x^+ = m_y^+ = 5,37 \times 1,4 \rightarrow m_x^+ = m_y^+ = 7,51 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_x^- = m_y^- = 14,17 \times 1,4 \rightarrow m_x^- = m_y^- = 19,83 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Percebe-se que os valores calculados utilizando as tabelas de Czerny nos dão valores muito próximos dos valores encontrados utilizando os programas que fazem análise utilizando elementos finitos.

## 8.3. COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS VIGAS

Neste item foi feita uma comparação dos esforços atuantes nas vigas obtidos da análise utilizando os dois programas computacionais. Na tabela 26 mostrada a seguir, temos um resumo dos esforços de cálculo atuando nas vigas de um pavimento.

Tabela 26 – Comparação esforços de dimensionamento

Vigas	CYPE	SAP	CYPE	SAP	CYPE	SAP
	Md <sup>(+)</sup> (kNm)	Md <sup>(+)</sup> (kNm)	Md <sup>(-)</sup> (kNm)	Md <sup>(-)</sup> (kNm)	Vd (kN)	Vd (kN)
<b>V1</b>	31,69	38,1	-69,19	-69,52	31,05	43,92
<b>V2</b>	78,12	81,36	-144,43	-141,08	125,27	131
<b>V3</b>	81,02	78,4	-140,28	-138,28	109,84	122,89
<b>V4</b>	4,31	1,28	-1,54	-15,8	7,27	11,45
<b>V5</b>	81,02	78,4	-140,28	-138,28	109,84	122,89
<b>V6</b>	78,12	81,36	-144,43	-141,08	125,27	131,00
<b>V7</b>	31,69	38,1	-69,19	-69,52	31,05	43,92
<b>V8</b>	28,48	31,67	-41,63	-49,23	46,66	46,85
<b>V9</b>	77,39	80,82	-109,06	-117,41	112,64	123,11
<b>V10</b>	77,51	81,72	-108,2	-117,16	112,4	123,2
<b>V11</b>	18,35	12,65	-13,63	-11,44	16,7	13,99
<b>V12</b>	28,4	31,83	-49,35	-61,82	46,24	51,03

Ao analisarmos as tabelas 26, percebemos que os valores calculados pelos programas são muito próximos exceto a viga V4, cujo o momento positivo calculado pelo programa SAP 2000 [4] é 29% do valor calculado pelo o programa CYPECAD 2008 [5] e o valor do



momento negativo calculado pelo SAP 2000 [4] é bem maior que o calculado pelo CYPECAD 20008 [5].

### 8.3.1. COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS NA VIGA V6

Para tentar entender melhor os resultados dos esforços de cálculo de todas as vigas de um pavimento, estão mostrados na tabela 27 os esforços para cada caso de carregamento atuando na viga V6, exceto para a ação do vento. Nesta tabela, os momentos negativos extremos atuando na viga V6 estão mostrados nas segunda e terceira colunas. Na sexta e sétima coluna temos os momentos negativos dos apoios intermediários.

Tabela 27 – Hipótese para cada caso de carregamento na viga V6

Viga V6	CYPE	SAP	CYPE	SAP	CYPE	SAP	CYPE	SAP
Carregamento	M <sup>(-)</sup> (kNm) extremo	M <sup>(-)</sup> (kNm) extremo	M <sup>(+)</sup> (kNm)	M <sup>(+)</sup> (kNm)	M <sup>(-)</sup> (kNm) inter.	M <sup>(-)</sup> (kNm) inter.	V(kN)	V(kN)
P.P.	-36,25	-39,72	21,7	26,63	-36,35	-36,54	36,03	40,01
Par. + rev.	-18,85	-19,90	11,26	13,39	-17,82	-17,24	18,42	19,41
S.C	-24,92	-26,54	15,02	17,85	-23,89	-22,99	24,51	25,89
Esforços de serviço	-80,02	-86,16	47,98	57,87	-78,06	-76,77	78,96	85,31

Fica muito claro que a parcela dos esforços devido à ação do vento atuando na viga V6, quando feita a análise usando os programa computacionais, é responsável pelo aumento na diferença dos resultados encontrados para os esforços de cálculo.

### 8.3.2. MÉTODOS APROXIMADOS PARA VIGA V6

Para obtenção dos esforços na viga V6, vamos considerar o modelo aproximado de viga contínua de acordo com a NBR 6118:2003 [1].

Pelo método dos quinhões de carga e utilizando o programa AUTOCAD, foi retirada a área de influência da viga em estudo.

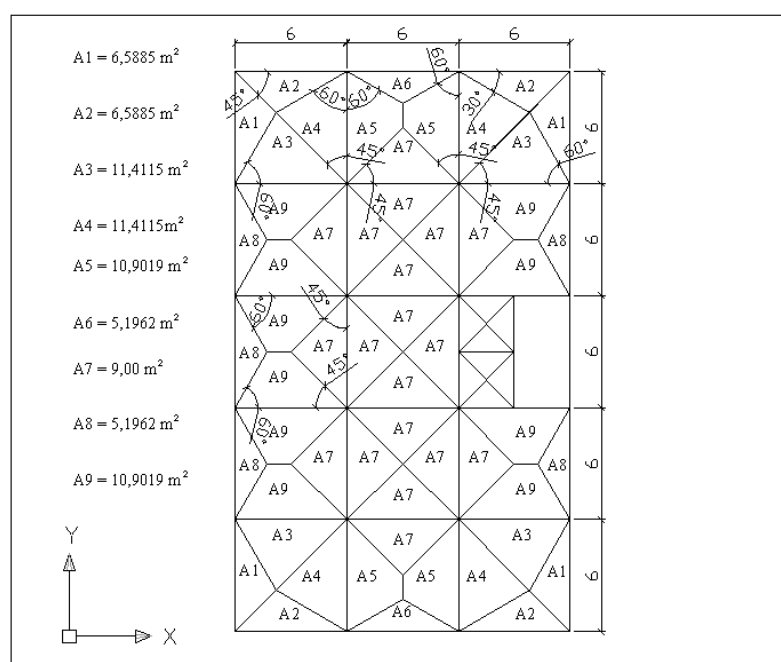


Figura 69 – Quinhões de Carga

onde:

A1,A2,A3,A4,A5,A6,A7,A8 e A9 são as áreas em metros quadrados.

Sendo  $q = 6\text{kN/m}^2$  a carga na laje, a carga total nos vãos vale:

$$\bullet Q_{\text{ext}} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (10,9019 + 11,415) \frac{\text{m}^2}{6\text{m}} + 0,6\text{m} \times 0,2\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \rightarrow Q_{\text{ext}} = 25,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\bullet Q_{\text{central}} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (9 + 9) \frac{\text{m}^2}{6\text{m}} + 0,6\text{m} \times 0,2\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \rightarrow Q_{\text{central}} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Inicialmente vamos considerar que a viga esteja engastada nos extremos. Usando o programa FTOOL[8] para análise dos esforços atuando na viga, temos:

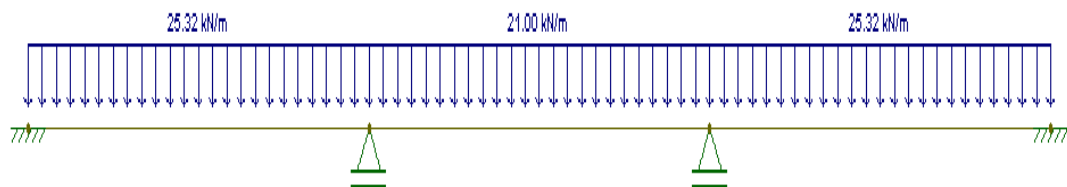


Figura 70 – Carga distribuída na Viga V6 - FTOOL [8]

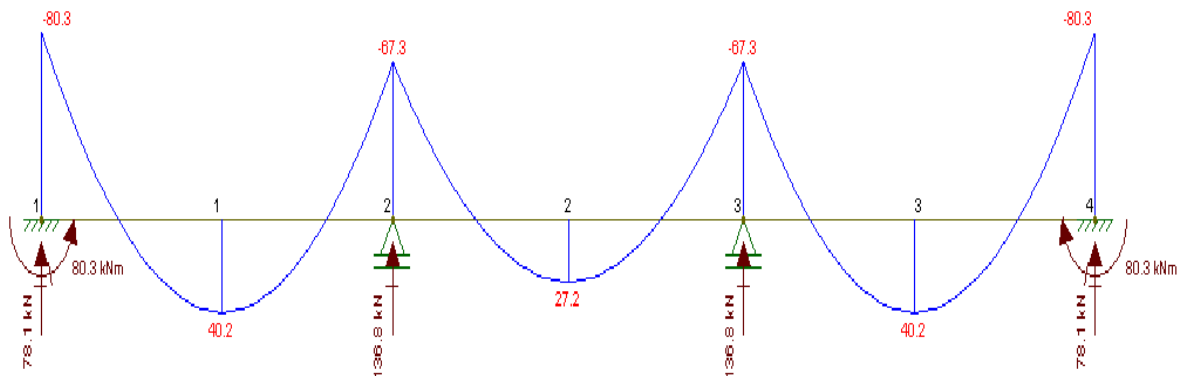


Figura 71a – Mk e reações de apoio atuantes na viga V6 – FTOOL [8]

Depois de calculados os esforços, vamos reduzir o momento de engastamento usando o coeficiente da NBR 6118:2003 [1], item 14.6.7.1 c.

$$\text{coef}_{\text{eng}} = \frac{r_{\text{sup}} + r_{\text{inf}}}{r_{\text{sup}} + r_{\text{viga}} + r_{\text{inf}}}$$

$$I_{\text{pilar}} = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow I_{\text{pilar}} = \frac{0,65 \times 0,3^3}{12} \rightarrow I_{\text{pilar}} = 0,001462 \text{ m}^4$$

$$L_{\text{pilar}} = \frac{I_{\text{sup}}}{2} \rightarrow L_{\text{pilar}} = \frac{3}{2} \rightarrow L_{\text{pilar}} = 1,5\text{m}$$

$$r_{\text{sup}} = \frac{I_{\text{pilar}}}{L_{\text{pilar}}} \rightarrow r_{\text{inf}} = r_{\text{sup}} = 0,000975 \text{ m}^3$$

$$I_{\text{viga}} = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow I_{\text{viga}} = \frac{0,2 \times 0,6^3}{12} \rightarrow I_{\text{viga}} = 0,0036 \text{ m}^4$$

$$r_{\text{viga}} = \frac{I_{\text{viga}}}{L_{\text{viga}}} \rightarrow r_{\text{viga}} = \frac{0,0036}{6} \rightarrow r_{\text{viga}} = 0,0006 \text{ m}^3$$

$$\text{coef}_{\text{eng}} = \frac{r_{\text{sup}} + r_{\text{inf}}}{r_{\text{sup}} + r_{\text{viga}} + r_{\text{inf}}} \rightarrow \text{coef}_{\text{eng}} = \frac{0,000975 \times 2}{0,000975 + 0,000975 + 0,0006} \rightarrow \text{coef}_{\text{eng}} = 0,76$$

Logo, o momento fletor nos extremo da viga é:

$$M_{\text{extremos}} = -80,3 \times 0,76 \rightarrow M_{\text{extremos}} = -61,20 \text{ kNm}$$

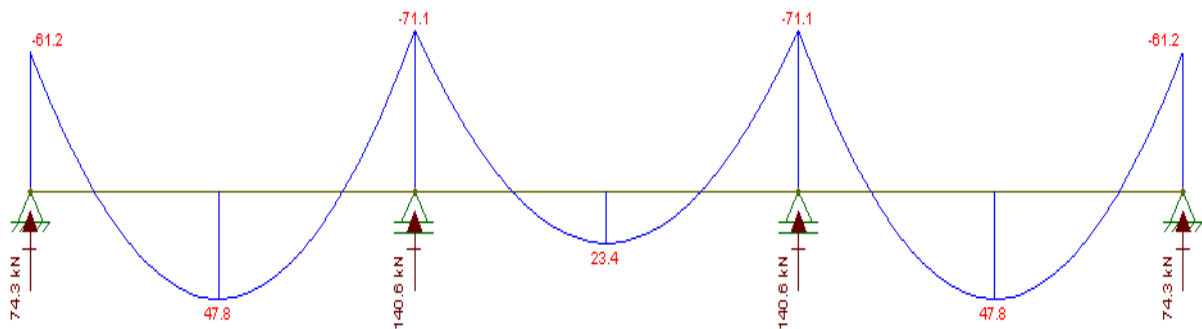


Figura 71b – Esforços na viga V6 com a redução do  $M_k$  nos apoios extremos - FTOOL[8]

Na tabela 28 temos um resumo dos esforços encontrados considerando o cálculo utilizando o programa FTOOL[8] com a redução dos momentos fletores nos extremos, e os esforços de serviço retirados da tabela 27 calculados pelo programa CYPECAD 2008[5]. Nos dois casos não foi considerada a ação do vento.

±

Tabela 28 –viga V6

	$M_k^{(-)}$ extremo (kNm)	$M_k^{(+)}$ (kNm)	$M_k^{(-)}$ inter. (kNm)	$V_k$ (kN)
CYPECAD (tabela 27)	-78,06	47,98	-80,02	78,96
SAP (tabela 27)	-76,77	57,87	86,16	85,31
Método aproximado	-61,2	47,8	-71,1	77,6

Ao analisarmos a tabela 28, percebemos que os esforços de serviço encontrados sem a consideração da ação do vento, considerando a viga V6 isolada, nos dão uma boa ordem de grandeza dos valores calculados pelos programas.

## 8.4. COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS NOS PILARES

Neste item, são apresentados os esforços atuantes nos pilares, obtidos da análise utilizando os dois programas computacionais. Na tabela 29 mostrada a seguir, temos um resumo dos esforços de cálculo atuando nos pilares no nível da fundação.

Tabela 29 –Resumo dos esforços de cálculo nos pilares

Pilar	CYPE	SAP	CYPE	SAP	CYPE	SAP
	Nd(kN)	Nd(kN)	Mxd(kNm)	Mxd(kNm)	Myd(kNm)	Myd(kNm)
P1-P21	1318,4	1392,35	6,2	4,37	10,1	7,76
P2-P22	3363	3429,4	2,5	16,23	29,7	19,76
P3-P23	3359,8	3393,44	25,1	20,26	27,7	19,66
P4-P24	1310,6	1333,49	8,5	-4,36	10	7,67
P5-P17	3339,2	3456,92	28,1	21,14	3,6	-2,44
P6-P18	5850,6	6064,06	0	20,71	0	4,35
P7-P19	5735,4	5825,56	36,2	25,85	4,8	-5,15
P8-P20	3218	3191,71	37,5	-20,69	3,6	-2,79
P9-P13	3248,8	3355,04	26,8	20,29	0	0,07
P10-P14	5885	5827,36	40,5	21,11	0	0,62
P12-P16	2003	1923,53	16,5	-3,27	10,2	-7,98
$\Sigma =$	38631,8	39192,86	-	-	-	-

Na tabela 29, percebemos que os valores da envoltória de cálculo dos esforços normais atuantes no nível da fundação, calculados por ambos os programas, estão muito próximos. Para os valores dos momentos fletores encontrados, ocorre uma boa diferença em alguns pilares. A explicação se dá pelo seguinte motivo: os valores encontrados no programa SAP2000 [4] são os momentos máximos encontrados. Como o programa CYPECAD 2008 [5] faz também o dimensionamento da estrutura, ele verifica para todas as combinações a armadura a ser adotada, ou seja, não necessariamente o maior momento calculado pelo programa CYPECAD 2008[5] será o valor adotado para o cálculo das armaduras.

### 8.4.1. COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS NO PILAR P18

Da mesma maneira que foi feito para a laje L12 e V6, será mostrado na tabela 30 a distribuição dos esforços para cada caso de carregamento atuando no pilar P18.

Tabela 30 –Resumo dos esforços em serviço no pilar P18

Pilar P18	CYPE	SAP	CYPE	SAP	CYPE	SAP	CYPE	SAP	CYPE	SAP
	Nk (kN)	Nk (kN)	Mkx (kNm)	Mkx (kNm)	Mky (kNm)	Mky (kNm)	Qkx (kN)	Qkx (kN)	Qky (kN)	Qky (kN)
Permanente	2159,41	2299,3	0,8	-3,52	1,73	1,39	2,41	-3,77	1,90	-1,43
Par. + Rev.	863,23	870,93	0,52	-1,78	0,93	0,73	1,32	-1,91	1,02	-0,75
Sobrecarga	1156,11	1161,24	0,77	-2,37	1,26	0,973	1,80	-2,55	1,36	-0,99
Vento	-58,78	-53,73	58,35	18,58	-0,08	0,02	24,25	-19,92	-0,09	0,02

Podemos notar que nos resultados obtidos pelo programa CYPECAD 2008[5], o momento atuante devido à ação do vento, na direção X, é bem maior do que o calculado pelo SAP 2000[4]. Isso comprova que a combinação mais desfavorável ( $M_{xd}=0$ ) para o pilar P18, não necessariamente será aquela com o maior momento calculado.

#### 8.4.2. ESFORÇOS NO PILAR P18 PELAS REAÇÕES NAS VIGAS

Para termos uma ordem de grandeza do esforço normal atuando no pilar P18 no nível da fundação, foi usado o modelo simplificado onde calculam-se as reações das vigas V6 e V9, no pilar em estudo.

##### a) Reação da viga V6

Da figura 71b retiramos o valor da reação de apoio.

$$R_{v6} = 140,6\text{kN}$$

$$N_{v6} = 140,6\text{kN} \times 16 \rightarrow N_{v6} = 2249,6\text{kN}$$

##### b) Reação da viga V9

Para o cálculo da reação na viga V9, também será usado o programa FTOOL [8]. Sendo  $q = 6\text{kN/m}^2$  a carga na lajes, as cargas totais nos vãos vale:

$$\bullet Q_{\text{ext}} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (10,9019 + 11,415) \frac{\text{m}^2}{6\text{m}} + 0,6\text{m} \times 0,2\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \rightarrow Q_{\text{ext}} = 25,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\bullet Q_{\text{int.}} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (9 + 9) \frac{\text{m}^2}{6\text{m}} + 0,6\text{m} \times 0,2\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \rightarrow Q_{\text{int.}} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

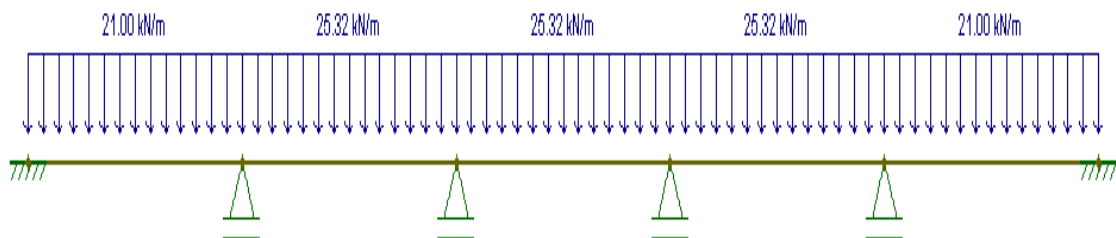


Figura 72 –Carga distribuída na Viga V9 –FTOOL [8]

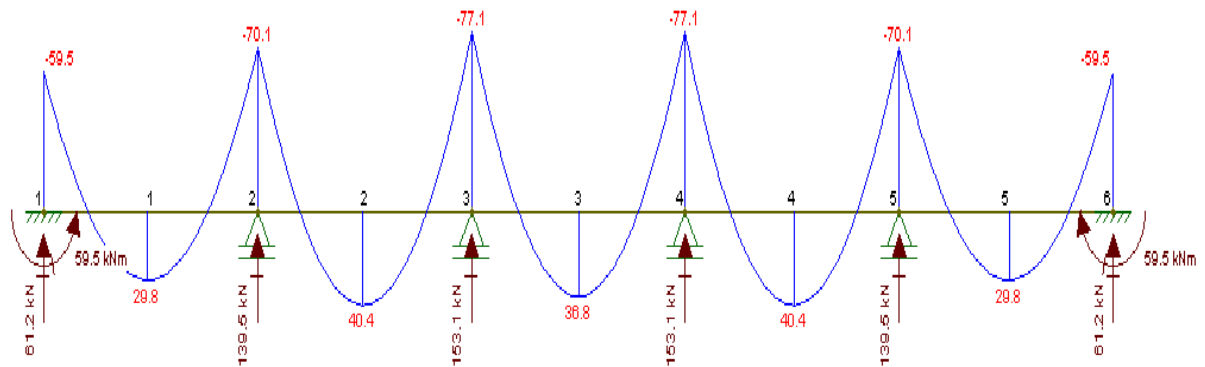


Figura 73a – Mk e reações de apoio atuantes na viga V9 –FTOOL [8]

Da mesma maneira que foi feito na viga V6, foi considerada a viga V9 engastada nos extremos. Depois foram reduzidos os valores dos momentos atuantes nos extremos da viga V9, utilizando o mesmo valor do coeficiente (0,76) encontrado para viga V6.

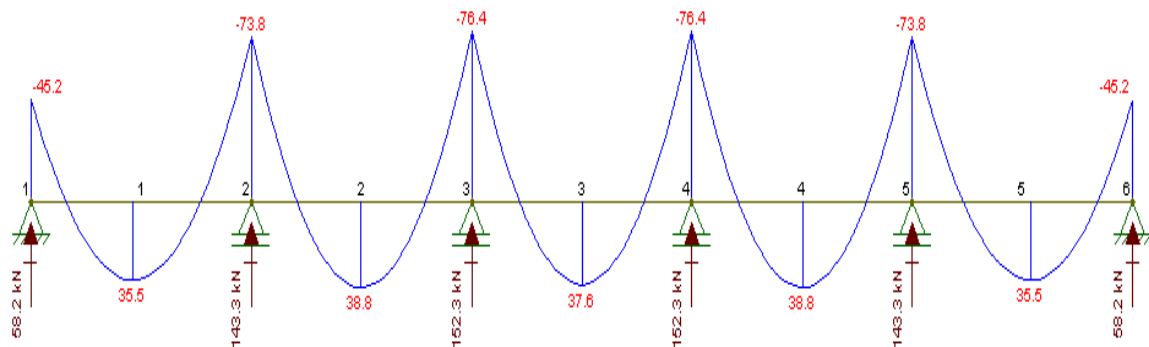


Figura 73b – Esforços na viga V6 com a redução do Mk nos apoios extremos – FTOOL [8]

$$R_{v9} = 143,3\text{kN}$$

$$N_{v9} = 143,3\text{kN} \times 16 \rightarrow N_{v9} = 2292,8\text{kN}$$

c) Peso próprio do pilar

$$N_{pp} = b \times h_p \times H \times \gamma \rightarrow N_{pp} = 0,65 \times 0,40 \times 45 \times 25 \rightarrow N_{pp} = 292,5\text{kN}$$

d) Carga total no nível da fundação

$$N_{total} = N_{pp} + N_{v6} + N_{v9} \rightarrow N_{total} = 292,5 + 2249,6 + 2292,8 \rightarrow N_{total} = 4834,9\text{kN}$$

$$N_d = N_{total} \times 1,4 \rightarrow N_d = 6768,86\text{kN}$$

O valor encontrado nos dá uma boa ordem de grandeza do esforço normal atuando no nível da fundação. No entanto, deve-se lembrar que esse tipo de consideração pode ser contra a segurança da estrutura, tendo em vista a não consideração da ação do vento nesse modelo.

## 9. VERIFICAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS E DOS DESLOCAMENTOS FEITO PELO CYPECAD

Nesse capítulo foi feita a verificação das armaduras das lajes e vigas de um pavimento, além da verificação das armaduras de todos os pilares no nível da fundação, calculadas pelo programa CYPECAD 2008 [5]. Os deslocamentos máximos encontrados da laje L12 e da viga V6 também foram verificados.

### 9.1. DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Para mostrar como foi feita a verificação do dimensionamento à flexão de todas as lajes de um pavimento, é mostrada como foi feita a verificação das armaduras calculadas da laje L12. A verificação das demais lajes serão apresentadas em forma de tabelas. No final desse item foi feita uma verificação do deslocamento máximo.

O programa fornece as armaduras calculadas nas lajes em forma de taxa de armadura como mostrado nas figuras 74 a 77.

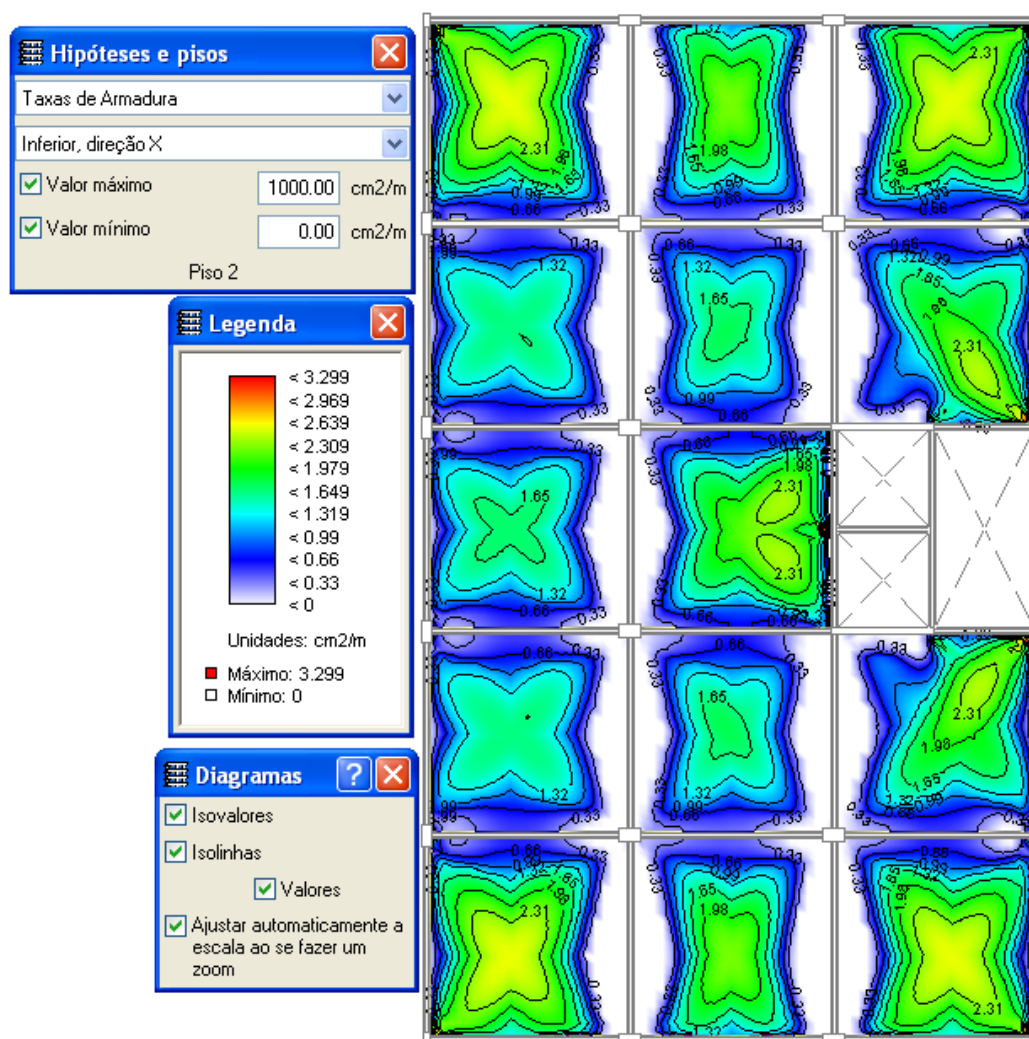


Figura 74 – Armadura Inferior – Direção X – CYPECAD 2008 [5]

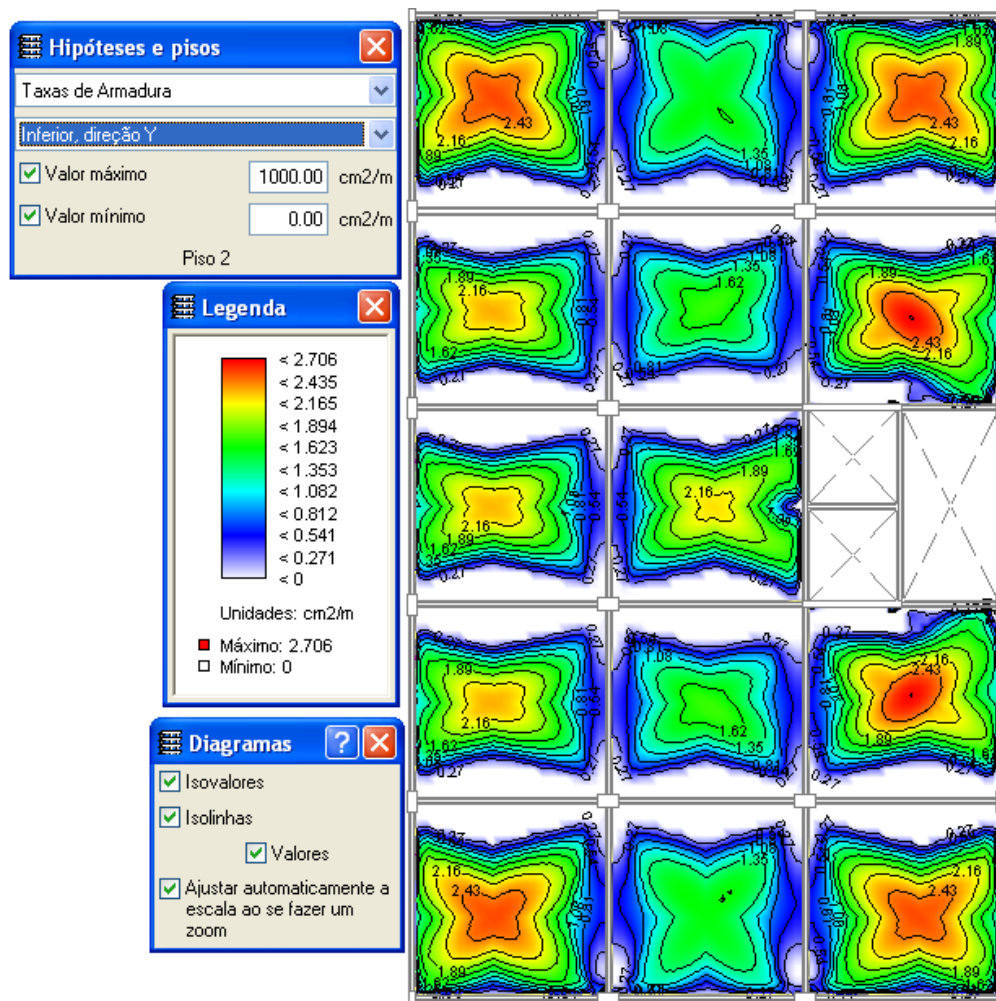


Figura 75 – Armadura Inferior-Direção Y – CYPECAD 2008 [5]

### 9.1.1. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS LAJES PELA NBR-6118:2003

Pela NBR6118:2003 [1], para o aço CA-50, encontram-se os seguintes valores de  $k_{mdmáx}$ :

$$k_{mdmáx} = 0,272 \text{ para } f_{ck} \leq 35\text{Mpa} \Rightarrow \text{Valor máximo utilizado (} f_{ck} = 30\text{MPa)}$$

$$k_{mdmáx} = 0,229 \text{ para } f_{ck} > 35\text{Mpa}$$

O valor de  $k_{md}$  da tabela de dimensionamento considerando uma faixa (b) de 1,00 metro de seção e altura útil (d = 8cm) será, portanto:

$$k_{md} = \frac{Md}{b \times d^2 \times f_{cd}} < k_{mdlim} \rightarrow k_{md} = \frac{Md}{1 \times 0,08^2 \times f_{cd}} < k_{mdlim}$$

#### a) $M_{xd}$

Da tabela 5 retiramos o valor do momento máximo inferior na direção X para laje L12:

$$M_{xd} = 8,60 \text{ kNm/m}$$

$$k_{md} = \frac{8,60}{1 \times 0,08^2 \times \frac{30000}{1,4}} \rightarrow k_{md} = 0,063 \leq k_{mdlim} = 0,272 \text{ (OK!)}$$



$$k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times k_{md}}{0,85}}}{0,80} \rightarrow k_x = 0,096$$

$$k_z = 1 - 0,4 \times k_x \rightarrow k_z = 0,961$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times k_z \times d} \rightarrow A_s = \frac{8,60 \times 1,15}{500000 \times 0,961 \times 0,08} \rightarrow A_s = 0,000257 \frac{m^2}{m} \rightarrow A_s = 2,57 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{smin} = \frac{0,15 \times b \times h}{100} \rightarrow A_{smin} = \frac{0,15 \times 1 \times 0,1}{100} \rightarrow A_{smin} = 0,00015 \frac{m^2}{m} \rightarrow A_{smin} = 1,5 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{sneq} = 2,57 \frac{cm^2}{m}$$

Valor adotado pelo programa:  $A_{sadopt} = 2,60 \frac{cm^2}{m}$  (OK!)

Na tabela 31 temos um resumo da verificação feita para armaduras nas lajes de um pavimento.

Tabela 31-Verificação para Mxd positivo

LAJE	Mxd (kN.m/m)	Kmd<Kmdlim	Kx	Kz	Asmin (cm2/m)	As(cm2/m)	As(cm2/m) CYPECAD
L1-L12	8,60	0,063	0,096	0,96	1,50	2,57	2,60
L2-L13	7,59	0,055	0,084	0,97	1,50	2,26	2,29
L3-L14	8,58	0,063	0,096	0,96	1,50	2,56	2,60
L4-L9	5,48	0,040	0,060	0,98	1,50	1,61	1,65
L5-L10	5,89	0,043	0,065	0,97	1,50	1,74	1,78
L6-L11	8,11	0,059	0,090	0,96	1,50	2,42	2,45
L7	5,70	0,042	0,063	0,97	1,50	1,68	1,70
L8	8,03	0,059	0,089	0,96	1,50	2,39	2,42

Percebemos que a armadura calculada pelo programa é satisfatória para resistir aos esforços solicitantes.

## b) Myd

Da tabela 5 retiramos o valor do momento máximo inferior na direção X para laje L12:

$$M_{yd} = 8,47 \text{ kNm/m}$$

$$k_{md} = 0,062 \leq k_{mdlim} = 0,272 \text{ (OK!)}$$

$$k_x = 0,094$$

$$k_z = 1 - 0,4 \times k_x \rightarrow k_z = 0,962$$

$$A_s = \frac{Md}{f_{yd} \times k_z \times d} \rightarrow A_s = \frac{8,47 \times 1,15}{500000 \times 0,962 \times 0,08} \rightarrow A_s = 0,000253 \frac{m^2}{m} \rightarrow A_s = 2,53 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{s\min} = 1,5 \frac{cm^2}{m}$$

Valor adotado pelo programa:  $A_{s\text{adot}} = 2,55 \frac{cm^2}{m}$  (OK!)

Tabela 32-Verificação para Myd positivo

LAJE	Myd (kN.m/m)	Kmd<Kmdlim	Kx	Kz	Asmin (cm2/m)	As(cm2/m)	As(cm2/m) CYPECAD
L1-L12	8,47	0,062	0,094	0,96	1,50	2,53	2,55
L2-L13	5,38	0,039	0,059	0,98	1,50	1,58	1,62
L3-L14	8,46	0,062	0,094	0,96	1,50	2,53	2,55
L4-L9	7,74	0,056	0,086	0,97	1,50	2,30	2,34
L5-L10	5,78	0,042	0,064	0,97	1,50	1,71	1,75
L6-L11	8,96	0,065	0,100	0,96	1,50	2,68	2,70
L7	7,68	0,056	0,085	0,97	1,50	2,29	2,32
L8	7,39	0,054	0,082	0,97	1,50	2,20	2,23

A armadura calculada pelo programa é satisfatória para resistir aos esforços solicitantes.

c) **Mx'd**

Da tabela 7 retiramos o valor do momento máximo superior na direção X na interface das lajes L12/L13:

$$M_{yd} = -19,60 \text{ kNm/m}$$

$$A_s = 6,20 \frac{cm^2}{m}$$

Valor adotado pelo programa:  $A_{s\text{adot}} = 5,92 \frac{cm^2}{m}$  (Não satisfaz!)

Tabela 33-Verificação para Mx'd Negativo

Lajes Interface	Mx'd (kN.m/m)	Kmd	Kx	Kz	Asmin (cm2/m)	As (cm2/m)	As(cm2/m) CYPECAD
L1 / L2	-19,600	0,143	0,232	0,907	1,50	6,21	5,92
L2 / L3	-19,580	0,143	0,231	0,907	1,50	6,20	5,91
L4 / L5	-15,060	0,110	0,174	0,931	1,50	4,65	4,55
L5 / L6	-15,730	0,115	0,182	0,927	1,50	4,88	4,75
L7 / L8	-16,390	0,120	0,190	0,924	1,50	5,10	4,95

Ao analisarmos a tabela 41, percebemos que as armaduras calculadas pelo CYPECAD 2008[5] são menores do que as calculadas em todas as interface das lajes.

#### d) $M_y'd$

Da tabela 6 retiramos o valor do momento máximo superior na direção Y na interface das lajes L12/L9:

$$M_{yd} = -19,81 \text{ kNm/m}$$

$$A_s = 6,28 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Valor adotado pelo programa: } A_{s\text{adot}} = 5,92 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Tabela 34-Verificação para  $M_y'd$  Negativo

Lajes Interface	$M_y'd$ (kN.m/m)	Kmd	Kx	Kz	Asmin (cm <sup>2</sup> /m)	As (cm <sup>2</sup> /m)	As(cm <sup>2</sup> /m) CYPECAD
L1 / L4	-19,810	0,144	0,234	0,906	1,50	6,28	5,98
L2 / L5	-15,140	0,110	0,175	0,930	1,50	4,68	4,57
L3 / L6	-20,460	0,149	0,243	0,903	1,50	6,52	6,20
L4 / L7	-18,030	0,131	0,211	0,916	1,50	5,66	5,44
L5 / L8	-16,220	0,118	0,188	0,925	1,50	5,04	4,90

Mais uma vez percebe-se que a área adotada pelo programa, para os momentos negativos na direção Y, são menores que os valores calculados usando a NBR6118:2003 [1].

#### 9.1.2. VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO NA LAJE L12 PELA NBR-6118:2003

A NBR 6118:2003[1], define deslocamentos limites a serem aceitos na verificação do estado limite de deformação excessiva em uma estrutura.

Da figura 24, temos a flecha imediata ( $t = 0$ ) máxima encontrada foi igual a  $f_0 = 0,975\text{cm}$  (direção Z).

A flecha diferida no tempo, de acordo com a NBR 6118:2003 [1], pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator  $(1 + \alpha_f)$  dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'}$$

onde:

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} - \text{taxa geométrica da armadura longitudinal de compressão};$$

$\xi$  – coeficiente função do tempo (Tabela 17.1 – NBR 6118:2003);

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0);$$

$t$  – tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

$t_0$  – idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração.

Adotando  $t \geq 70$  meses e  $t_0 = 1$  mês:

$$\Delta\xi = \xi(70) - \xi(1) = 2 - 0,68 = 1,32$$

Como  $\rho' = 0$ , o valor de  $\alpha_f$ , descrito na equação (9), é igual a:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} = 1,32$$

Tabela 35 – Valores do Coeficiente  $\xi$  em Função do Tempo (NBR 6118:2003 [1])

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	$\geq 70$
Coeficiente $\xi(t)$	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Segundo a NBR 6118:2003 [1], o valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por  $(1 + \alpha_f)$ .

$$f_{\infty} = 0,975 (1 + 1,32) = 2,26 \text{ cm (ações combinadas em serviço)}$$

Comparando este valor com o deslocamento limite estabelecido pela NBR 6118:2003 (Tabela 11), considerando o efeito de aceitabilidade sensorial, tem-se:

$$\text{Deslocamento total: } f_{\infty} = 2,26 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = 1 / 250 = 600 / 250 = 2,4 \text{ cm(OK!)}$$

## 9.2. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

No caso das vigas, além da verificação do dimensionamento à flexão e do deslocamento máximo, foi feita a verificação do dimensionamento ao cortante. O dimensionamento das vigas foi feito usando os mesmos critérios do item anterior.

O programa fornece a armadura superior e inferior para cada vão das vigas e sua localização no vão. Nas figuras 76 e 77, temos a área de armadura calculada pelo programa para o vão extremo e para o vão central da viga V6. Uma outra maneira de visualizar as armaduras calculadas pelo programa, é através da opção detalhamento. Nessa opção, podemos visualizar as armaduras e sua distribuição ao longo da viga. Nas figuras 78 é mostrado o detalhamento da viga V6.

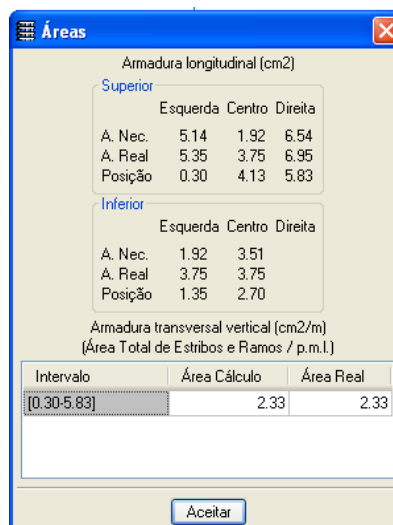


Figura 76 –  $A_s$  calculada para o vão extremo esquerdo – Viga V6 – CYPECAD 2008[5]

Áreas			
Armadura longitudinal (cm <sup>2</sup> )			
Superior			
	Esquerda	Centro	Direita
A. Nec.	4.40	1.92	6.43
A. Real	6.95	4.00	6.50
Posição	0.19	3.98	5.67
Inferior			
	Esquerda	Centro	Direita
A. Nec.	1.92	2.83	
A. Real	2.85	2.85	
Posição	1.20	2.75	
Armadura transversal vertical (cm <sup>2</sup> /m)			
(Área Total de Estribos e Ramos / p.m.l.)			
Intervalo	Área Cálculo	Área Real	
[0.33-5.67]	2.33	2.33	

Figura 77 –  $A_s$  calculada para o vão central– Viga V6 – CYPECAD 2008[5]

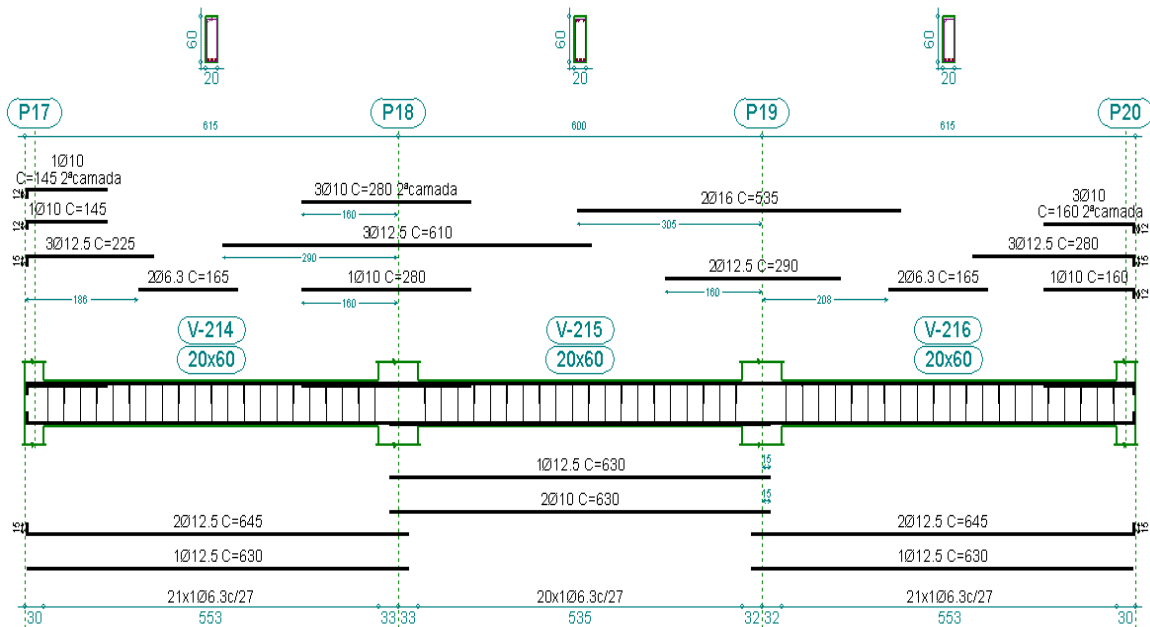


Figura 78 – Detalhamento – Viga V6 – CYPECAD 2008[5]

### 9.2.1. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS VIGAS PELA NBR-6118:2003

Foi feito a verificação do dimensionamento a flexão, para o momento máximo positivo e momento máximo negativo, retirados da tabela 8, atuantes na viga V6.

a)  $M_{dneg} = -144,43 \text{ kNm}$

$$k_{md} = \frac{144,43}{0,2 \times 0,575^2 \times \frac{30000}{1,4}} \rightarrow k_{md} = 0,102 \leq k_{mdlim} = 0,272 \text{ (OK!)}$$

$$k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times k_{md}}{0,85}}}{0,80} \rightarrow k_x = 0,160$$

$$k_z = 1 - 0,4 \times k_x \rightarrow k_z = 0,936$$

$$A_s = \frac{Md}{f_{yd} \times k_z \times d} \rightarrow A_s = \frac{144,43 \times 1,15}{500000 \times 0,936 \times 0,575} \rightarrow A_s = 0,000617 \text{ m}^2 \rightarrow A_{s\text{necc}} = 6,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{0,15 \times b \times h}{100} \rightarrow A_{s\text{min}} = \frac{0,15 \times 0,2 \times 0,60}{100} \rightarrow A_{s\text{min}} = 0,00018 \text{ m}^2 \rightarrow A_{s\text{min}} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Valor adotado pelo programa:  $A_{s\text{adot}} = 6,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$  (OK!)

Tabela 44-Verificação para Md Negativo

Viga	Md <sup>(-)</sup> (kN.m)	Kmd<Kmdlim	Kx	Kz	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> ) CYPECAD
V1	69,19	0,072	0,110	0,956	1,50	3,50	4,00
V2	144,43	0,102	0,160	0,936	1,80	6,17	6,95
V3	140,28	0,099	0,155	0,938	1,80	5,98	6,50
V4	1,54	0,001	0,002	0,999	1,80	0,06	2,00
V5	140,28	0,099	0,155	0,938	1,80	5,98	6,50
V6	144,43	0,102	0,160	0,936	1,80	6,17	6,95
V7	69,19	0,072	0,110	0,956	1,50	3,50	4,00
V8	41,63	0,043	0,065	0,974	1,80	2,07	2,40
V9	109,06	0,077	0,119	0,952	1,80	4,58	5,00
V10	108,20	0,076	0,118	0,953	1,80	4,54	5,00
V11	13,63	0,010	0,014	0,994	1,80	0,55	2,00
V12	49,35	0,051	0,077	0,969	1,50	2,47	2,85

Ao analisarmos a tabela 44, percebemos que o dimensionamento feito pelo programa para os momentos negativos é suficiente para resistir os esforços solicitantes.

b)  $M_{d\text{pos}} = 78,12 \text{ kNm}$

$$A_{s\text{necc}} = 3,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Valor adotado pelo programa:  $A_{s\text{adot}} = 3,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$  (OK!)

Tabela 45-Verificação para Md Positivo

Viga	Md <sup>(+)</sup> (kN.m)	Kmd<Kmdlim	Kx	Kz	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> ) CYPECAD
V1	31,69	0,033	0,049	0,980	1,50	1,57	1,80
V2	78,12	0,055	0,084	0,966	1,80	3,23	3,75
V3	81,02	0,057	0,087	0,965	1,80	3,36	3,75
V4	4,31	0,003	0,004	0,998	1,80	0,17	2,00
V5	81,02	0,057	0,087	0,965	1,80	3,36	3,75
V6	78,12	0,055	0,084	0,966	1,80	3,23	3,75
V7	31,69	0,033	0,049	0,980	1,50	1,57	1,80
V8	28,48	0,029	0,044	0,982	1,80	1,40	1,60
V9	77,39	0,055	0,083	0,967	1,80	3,20	3,75
V10	77,51	0,055	0,083	0,967	1,80	3,21	3,75
V11	18,35	0,013	0,019	0,992	1,80	0,74	2,00
V12	28,40	0,029	0,044	0,982	1,50	1,40	1,60

Percebemos que para o dimensionamento feito pelo programa para os momentos positivos também são satisfatório para garantir a resistência dos elementos analisados.

### 9.2.2. DIMENSIONAMENTO AO CORTANTE DAS VIGAS PELA NBR-6118:2003

Nesse item, foi feito a verificação do dimensionamento para o cortante máximo atuando na viga V6, retirado da tabela 8, cujo o valor foi de:

$$V_{SD} = 125,27 \text{ kN}$$

O programa faz o dimensionamento pelo modelo de cálculo I da NBR 6118:2003, que admite diagonais de compressão inclinadas de  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar  $V_C$  tenha valor constante, independente de  $V_{SD}$ .

No final do item será apresentado uma tabela com a verificação para todo elementos mais solicitados de um pavimento.

#### a) Verificação da compressão da diagonal do concreto

$$V_{SD} \leq V_{RD2} \rightarrow V_{RD2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\text{Onde: } \alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$V_{RD2}$  é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \rightarrow \alpha_{v2} = 1 - \frac{30}{250} \rightarrow \alpha_{v2} = 0,88$$

$$V_{RD2} = 0,27 \times 0,88 \times \frac{30000}{1,4} \times 0,2 \times 0,575 \rightarrow V_{RD2} = 585,51 \text{ kN}$$

$$V_{SD} \leq V_{RD2} \rightarrow \text{OK!}$$

#### b) Cálculo da armadura transversal

$$V_{SD} \leq V_{RD3} = V_{SW} + V_C$$

Onde:

$V_{RD3}$  é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde  $V_C$  é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça e  $V_{SW}$  a parcela resistida pela armadura transversal.

$V_C = V_{C0}$  na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção, que é o nosso caso.

$$V_{C0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

Logo temos:

$$V_{SW} = \frac{A_{SW}}{S} \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\text{sen}(\alpha) + \text{cos}(\alpha))$$

$$V_{SW} = \frac{A_{SW}}{S} \times 0,9 \times 0,575 \times 43,5 \times 1 \rightarrow V_{SW} = \frac{A_{SW}}{S} \times 22,51$$

$$V_{CO} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \rightarrow V_{CO} = \frac{0,6 \times 0,7 \times 0,3 \times (30)^{\frac{2}{3}} \times 10^3 \times 0,2 \times 0,575}{1,4} \rightarrow V_{CO} = 99,92 \text{ kN}$$

c) **Armadura Necessária:**

$$V_{SD} \leq V_{SW} + V_C \rightarrow 125,27 \leq \frac{A_{SW}}{S} \times 22,51 + 99,92$$

$$\left(\frac{A_{SW}}{S}\right)_{nec} \geq \frac{125,27 - 99,92}{22,51} \rightarrow \left(\frac{A_{SW}}{S}\right)_{nec} \geq 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

d) **Armadura mínima**

$$\frac{A_{SW \min}}{S} = \frac{0,2 \times f_{ct,m} \times b_w \times \text{sen}(\alpha)}{f_{ywk}}$$

$$\frac{A_{SW \min}}{S} = \frac{0,2 \times 0,3 \times (30)^{\frac{2}{3}} \times 0,2 \times 10^4}{500} \rightarrow \frac{A_{SW \min}}{S} = 2,31 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{A_{SW \min}}{S} \geq \left(\frac{A_{SW}}{S}\right)_{nec}$$

e) **Área adotada pelo programa**

$$\left(\frac{A_{SW}}{S}\right)_{adot} = 2,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \geq \frac{A_{SW \min}}{S} = 2,31 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{OK!})$$



Tabela 46-Verificação  $V_{SD}$ 

Viga	Vdmax. (kN)	$V_{RD2}$	$V_{RD2} > Vdmax.$	$V_{co}$	Aswmin (cm <sup>2</sup> /m)	Asw (cm <sup>2</sup> /m)	Asw(cm <sup>2</sup> /m) CYPECAD
V1	31,05	483,69	OK!	82,549	2,317	2,317	2,35
V2	125,27	585,51	OK!	99,928	2,317	1,13	2,33
V3	109,84	585,51	OK!	99,928	2,317	0,44	2,33
V4	7,27	585,51	OK!	99,928	2,317	2,317	2,33
V5	109,84	585,51	OK!	99,928	2,317	0,44	2,33
V6	125,27	585,51	OK!	99,928	2,317	1,13	2,35
V7	31,05	483,69	OK!	82,549	2,317	2,317	2,35
V8	46,66	483,69	OK!	82,549	2,317	2,317	2,35
V9	112,64	585,51	OK!	99,928	2,317	0,56	2,33
V10	112,40	585,51	OK!	99,928	2,317	0,55	2,33
V11	16,70	585,51	OK!	99,928	2,317	2,317	2,33
V12	46,24	483,69	OK!	82,549	2,317	2,317	2,35

A armadura transversal adotada pelo programa é satisfatória para resistir aos esforços cortantes de dimensionamento.

### 9.2.3. VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO NA VIGA V6 PELA NBR-6118:2003

Para os deslocamentos, será verificado a flecha máxima calculada na viga V6, retirada da figura 35. Para isso, será usada a tabela 14, que nos dá valores limites para deslocamentos.

O valor da flecha para o tempo igual a infinito calculado pelo programa, foi:

$$f_{\infty} = 0,221\text{cm (ações combinadas em serviço)}$$

Comparando este valor com o deslocamento limite estabelecido pela NBR 6118:2003 (Tabela 13.2), considerando o efeito de aceitabilidade sensorial, tem-se:

$$\text{Deslocamento total: } f_{\infty} = 0,221 \text{ cm} < f_{lim} = 1 / 250 = 600 / 250 = 2,4 \text{ cm (OK!)}$$

### 9.2.4. VERIFICAÇÃO DA DISPENSA DA ARMADURA DE PELE

De acordo com a NBR 6118:2003, a mínima armadura lateral deve ser 0,1%  $A_{c,alma}$  em cada face da alma da viga e composta por barras de alta aderência ( $\eta \geq 2,25$ ) com espaçamento não maior que 20cm. O programa não fez uso da armadura de pele. Como a armadura de pele pode ser dispensada para vigas com altura igual ou inferior a 60cm, ficou respeitada a norma.

## 9.3. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Nesse item será apresentada a verificação do dimensionamento do pilar P18 e uma tabela com a verificação das armaduras dos demais pilares. Os esforços usados para fazer a verificação são os esforços de cálculo do programa CYPECAD 2008 [5], considerando a excentricidade adicional devido à flambagem. Para os pilares que têm momentos fletores nas duas direções, foi feita a verificação considerando flexão composta oblíqua.

Nas figuras 79 e 80, podemos visualizar as armaduras calculadas pelo programa, no nível da fundação, para os pilares P18 e P1.

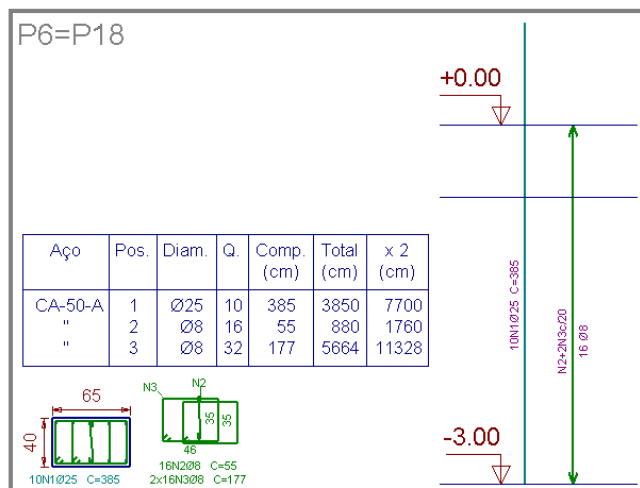


Figura 79 – Detalhamento do P18 entre a fundação e o 1º Pav. – CYPECAD 2008 [5].

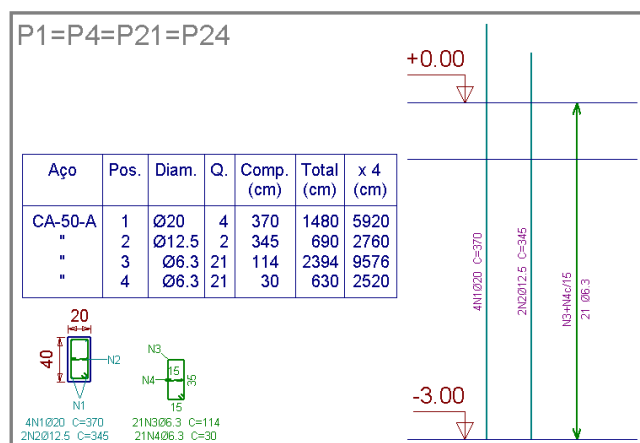


Figura 80 – Detalhamento do P1 entre a fundação e o 1º Pav. – CYPECAD 2008 [5].

### 9.3.1. VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS SELECIONADAS DOS PILARES

A armadura calculada pelo programa para o pilar P18 no nível da fundação foi igual a 10 barras de 25mm. À área de aço total da seção foi de:

$$A_{Sadot} = 10 \times 4,91 \rightarrow A_S = 49,1 \text{ cm}^2$$

Os esforços de dimensionamento considerando a excentricidade da carga foram:

Esforço Normal:  $N_d = 5850,00 \text{ kN}$

Momento Fletor na direção X:  $M_{xd} = 0 \text{ kNm}$

Momento Fletor na direção Y:  $M_{yd} = 157,97 \text{ kNm}$

#### a) Armadura

Para verificar a armadura calculada, iremos entrar no ábaco adimensional da apostila do professor Hampshire[7]. O valor de  $d'$  adotado foi de 4cm. Considerando a rotação da seção em torno do eixo Y, temos:

$$\eta = \frac{Nd}{b \times h \times f_{cd}} \rightarrow \eta = \frac{-5850 \times 1,4}{0,65 \times 0,4 \times 30000} \rightarrow \eta = -1,05$$

$$\mu = \frac{Md}{b \times h^2 \times f_{cd}} \rightarrow \mu = \frac{157,97 \times 1,4}{0,65 \times 0,4^2 \times 30000} \rightarrow \mu = 0,07$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{4}{40} \rightarrow \frac{d'}{h} = 0,1 \rightarrow \frac{d'}{h} = 0,10$$

Do ábaco adimensional temos:

$$\rho = 0,24$$

$$\rho = \frac{A_S \times f_{yd}}{b \times h \times f_{cd}} \rightarrow A_S = \frac{b \times h \times f_{cd} \times \rho}{f_{yd}} \rightarrow A_S = \frac{0,65 \times 0,4 \times 30000 \times 0,24}{434782 \times 1,4} \rightarrow A_S = 0,003075 \text{ m}^2$$

$$A_{S\text{adot}} \geq A_S = 30,75 \text{ cm}^2 \text{ (OK!)}$$

#### b) Armadura mínima

A percentagem mínima de armadura dos pilares é de:

$$\rho_{\min} = \frac{0,15 \times Nd}{A_c \times f_{yd}} \geq 0,004 \rightarrow \rho_{\min} = \frac{0,15 \times 5850}{0,65 \times 0,40 \times 500000 / 1,15} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0077 \text{ (OK!)}$$

#### c) Armadura máxima

A percentagem máxima da armadura é de 8% da seção real de concreto, inclusive no trecho das emendas.

$$\rho_{\max} = \frac{A_{S,1}}{A_c} \rightarrow \rho_{\max} = \frac{49,1}{65 \times 40} \rightarrow \rho_{\max} = 0,018 \rightarrow \rho_{\max} = 1,8\% \text{ (OK!)}$$

#### d) Dispensa da análise dos efeitos locais de 2ª ordem

Da NBR:6118:2003 [1] retiramos a seguinte expressão para verificação da dispensa dos efeitos locais de 2ª ordem:

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_e}{h}$$

onde:

$\lambda$  é o índice de esbeltez do pilar;

$L_e$  é o comprimento equivalente do pilar, suposto vinculado em ambas as extremidades;

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

Para os pilares P18, P14, P10, P6, P7 e P19, têm-se:

$$L_{eX} = \text{menor}[(3,0\text{m}) ; (3 + 0,65 - 0,6)\text{m}] \rightarrow L_{eX} = 3\text{m}$$

$$L_{eY} = \text{menor}[3,0\text{m} ; (3 + 0,4 - 0,6)\text{m}] \rightarrow L_{eY} = 2,8\text{m}$$

$$\lambda_X = \frac{\sqrt{12} \times L_{eX}}{h} \rightarrow \lambda_X = \frac{\sqrt{12} \times 3}{0,65} \rightarrow \lambda_X = 15,98 (\text{n\~{a}o considera\~{e}feitos de 2^a ordem})$$

$$\lambda_Y = \frac{\sqrt{12} \times L_{eY}}{h} \rightarrow \lambda_Y = \frac{\sqrt{12} \times 2,8}{0,4} \rightarrow \lambda_Y = 24,4 (\text{n\~{a}o considera\~{e}feitos de 2^a ordem})$$

Para os pilares P2, P3, P22 e P14, têm-se:

$$L_{eX} = \text{menor}[(3,0\text{m}) ; (3 + 0,65 - 0,5)\text{m}] \rightarrow L_{eX} = 3\text{m}$$

$$L_{eY} = \text{menor}[3,0\text{m} ; (3 + 0,3 - 0,5)\text{m}] \rightarrow L_{eY} = 2,8\text{m}$$

$$\lambda_X = \frac{\sqrt{12} \times L_{eX}}{h} \rightarrow \lambda_X = \frac{\sqrt{12} \times 3}{0,65} \rightarrow \lambda_X = 15,98 (\text{n\~{a}o considera\~{e}feitos de 2a ordem})$$

$$\lambda_Y = \frac{\sqrt{12} \times L_{eY}}{h} \rightarrow \lambda_Y = \frac{\sqrt{12} \times 2,8}{0,3} \rightarrow \lambda_Y = 34,64 (\text{n\~{a}o considera\~{e}feitos de 2a ordem})$$

Para os pilares P5, P8, P9, P12, P13, P16, P17 e P20, têm-se:

$$L_{eX} = \text{menor}[3,0\text{m} ; (3 + 0,3 - 0,5)\text{m}] \rightarrow L_{eX} = 2,8\text{m}$$

$$L_{eY} = \text{menor}[(3,0\text{m}) ; (3 + 0,65 - 0,5)\text{m}] \rightarrow L_{eY} = 3\text{m}$$

$$\lambda_X = \frac{\sqrt{12} \times L_{eX}}{h} \rightarrow \lambda_X = \frac{\sqrt{12} \times 2,8}{0,3} \rightarrow \lambda_X = 34,64 (\text{n\~{a}o considera\~{e}feitos de 2a ordem})$$

$$\lambda_Y = \frac{\sqrt{12} \times L_{eY}}{h} \rightarrow \lambda_Y = \frac{\sqrt{12} \times 3}{0,65} \rightarrow \lambda_Y = 15,98 (\text{n\~{a}o considera\~{e}feitos de 2a ordem})$$

Para os pilares P1, P4, P21 e P24, têm-se:

$$L_{eX} = \text{menor}[3,0\text{m} ; (3 + 0,2 - 0,5)\text{m}] \rightarrow L_{eX} = 2,7\text{m}$$

$$L_{eY} = \text{menor}[(3,0\text{m}) ; (3 + 0,4 - 0,5)\text{m}] \rightarrow L_{eY} = 2,9\text{m}$$

$$\lambda_X = \frac{\sqrt{12} \times L_{eX}}{h} \rightarrow \lambda_X = \frac{\sqrt{12} \times 2,7}{0,2} \rightarrow \lambda_X = 46,76 (\text{considera\~{e}feitos de 2a ordem})$$

$$\lambda_Y = \frac{\sqrt{12} \times L_{eY}}{h} \rightarrow \lambda_Y = \frac{\sqrt{12} \times 3}{0,4} \rightarrow \lambda_Y = 25,11 (\text{n\~{a}o considera\~{e}feitos de 2a ordem})$$

- Momentos mínimos de 1ª ordem (P1, P4, P21 e P24)

$$M1d_{\min} = Nd(0,015+0,03h)$$

Rotação em torno do eixo X: P1-  $M1d_{\min} = 1239,5(0,015+0,03 \times 0,2) \rightarrow M1d_{\min} = 26,03 \text{ kNm}$

Rotação em torno do eixo X: P4-  $M1d_{\min} = 12295(0,015+0,03 \times 0,2) \rightarrow M1d_{\min} = 25,80 \text{ kNm}$

- Dimensionamento para os momentos mínimos

$$\lambda_{1X} = \frac{25 + \frac{(12,5e_{1x})}{h}}{\alpha_{bx}} \rightarrow \lambda_{1X} = \frac{25 + \frac{(12,5 \times 0,021)}{0,2}}{1} \rightarrow \lambda_{1X} = 26,31$$

$$\lambda_{1X} = 35 < \lambda_X \text{ (considera efeitos de 2ª ordem)}$$

- Cálculo dos efeitos de 2ª ordem para a direção X pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela expressão:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \times M_{1d,A} + N_d \frac{L_e}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A}$$

sendo  $1/r$  é a curvatura da seção crítica, que deve ser avaliada pela expressão:

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

onde:

$$v = \frac{Nd}{b \times h \times f_{cd}}$$

$$M_{1d,A} \geq M_{1d,\min}$$

onde:

$h$  é altura da seção na direção considerada;

$v$  é a força normal adimensional;

$$v = \frac{1239,3 \times 1,4}{0,4 \times 0,2 \times 30000} \rightarrow v = 0,72$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,2(0,72+0,5)} \rightarrow \frac{1}{r} = 0,02 \leq \frac{0,005}{h} \text{ (ok!)}$$

Para o pilar P1 o valor do momento total na direção X, é:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \times M_{ld,A} + N_d \frac{L_e^2}{10} \frac{1}{r} \rightarrow M_{d,tot} = 1 \times 26,03 + 1239,3 \frac{2,7^2}{10} \times 0,02 \rightarrow M_{d,tot} = 44,09 \text{ kNm}$$

Para o pilar P4 o valor do momento total na direção X, é:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \times M_{ld,A} + N_d \frac{L_e^2}{10} \frac{1}{r} \rightarrow M_{d,tot} = 1 \times 25,80 + 1229 \frac{2,7^2}{10} \times 0,02 \rightarrow M_{d,tot} = 43,71 \text{ kNm}$$

O momento na direção X encontrado para o pilar P1, considerando os efeitos locais de 2ª ordem, está próximo do valor ( $M_{xd} = 48,83$ ) mostrado na tabela 47. Desse modo, fica dispensada a verificação da armadura.

Para o pilar P4, entrando no ábaco adimensional com os esforços  $M_d = 43,31 \text{ kNm}$  e  $N_d = 1229 \text{ kN}$ , foi encontrada uma armadura de  $A_s = 13,8 \text{ cm}^2$  que é menor que a armadura adotada pelo programa.

#### e) Armaduras dos pilares no nível da fundação

Pode-se visualizar na tabela 47 a verificação do dimensionamento de todos os pilares no nível da fundação. Além da verificação da armadura calculada, também foi feita a verificação para  $\rho_{min}$  e  $\rho_{max}$ .

Para a verificação do dimensionamento à flexão composta reta oblíqua nos pilares, foi usado o Ábaco Montoya[9].

Tabela 47- Verificação do dimensionamento dos pilares

Pilar	Nd(kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	$\eta$	$\mu_a$	$\mu_b$	$\rho$	As(cm <sup>2</sup> ) ábacos adimensional	As(cm <sup>2</sup> ) CYPECAD	$\rho >$ $\rho_{min}(0,004)$ CYPECAD	$\rho <$ $\rho_{max}(8\%)$ CYPECAD
P1-P21	1239,3	48,83	21,1	0,72	0,031	0,142	0,38	14,98	15,02	0,0053	1,9%
P2-P22	3363	2,5	80,71	0,80	0,064	0,001	0,13	12,49	10,46	0,0059	0,5%
P3-P23	3359,8	25,1	80,64	0,80	0,064	0,009	0,14	13,46	10,46	0,0059	0,5%
P4-P24	1229	8,5	7,67	0,72	0,011	0,025	0,06	2,37	15,02	0,0053	1,9%
P5-P17	3339,2	80,14	3,57	0,80	0,001	0,064	0,14	13,46	16,92	0,0059	0,9%
P6-P18	5850,6	0	157,97	1,05	0,071	0,000	0,24	30,75	49,1	0,0078	1,9%
P7-P19	5735,4	36,2	154,86	1,03	0,069	0,010	0,34	43,57	46,42	0,0076	1,8%
P8-P20	3218	77,23	3,64	0,77	0,001	0,062	0,11	10,57	14,46	0,0057	0,7%
P9-P13	3248,8	77,97	0	0,78	0,000	0,062	0,17	16,34	16,92	0,0057	0,9%
P10-P14	5885	7,54	158,9	1,06	0,071	0,002	0,37	47,41	58,92	0,0078	2,3%
P12-P16	2003	48,97	10,18	0,48	0,004	0,039	0	0,00	7,85	0,0035	0,4%

Analisando-se a tabela 47, percebe-se que os valores calculados com a utilização do programa quando comparados com os valores calculados com a utilização dos ábacos adimensionais, estão muito próximos exceto para os pilares P12 e P4. Essa diferença se dá pelo fato do programa adotar um valor maior que a taxa mínima de armadura.

Apesar de sabermos que estamos sujeitos à erros devido a imprecisão na hora de retirar os valores de  $\rho$  dos ábacos, percebe-se que a utilização de ábacos adimensionais nos dão uma boa ordem de grandeza no cálculo das armaduras para pilares.

## **10. CONCLUSÃO**

Nesse projeto final de curso objetivou-se comparar os resultados obtidos da análise dos programas computacionais CYPECAD 2008[5] e SAP 2000[4] e verificar o dimensionamento feito pelo programa CYPECAD 2008 [5]. As principais comparações feitas por ambos os programas foram: a força de arrasto, os esforços atuantes nas lajes, os esforços atuantes nas vigas e os esforços atuantes nos pilares.

Apesar da NBR 6123:1988[3] permitir o uso da força de arrasto em edificações, percebemos que o programa CYPECAD 2008[5] ao lançar essas forças concentradas no centro geométrico dos pavimentos, fez com que os pilares na região próxima ao centro geométrico absorvessem uma parcela maior dessas componentes de força. Como o vento atua nas faces laterais da estrutura, sua ação ocorre diretamente nos elementos (pilares e vigas) localizados nos extremos da edificação. Então, o ideal seria que fosse feita uma distribuição da pressão do vento de maneira linear ou por unidade de área nas faces laterais do edifício. Infelizmente, o usuário nada pode fazer para tentar distribuir a pressão do vento de outra maneira, pois, como dito anteriormente, o programa CYPECAD 2008 [5] calcula automaticamente a força devida a ação do vento. Já no programa SAP 2000 [4], o usuário pode aplicar a ação do vento como uma carga distribuída em cada pavimento.

Com relação aos esforços de cálculo atuantes nas lajes, obtidos da análise dos programas, a resposta foi bastante satisfatória, pois os valores encontrados usando o programa CYPECAD 2008[5] para os momentos negativos e positivos, nas direções X e Y, ficaram em torno de 90% dos valores encontrados pelo programa SAP2000 [4]. Nesse caso, poderíamos conseguir resultados mais próximos, pois a introdução dos coeficientes de engastamento nas interfaces das lajes influencia diretamente a análise dos elementos de placa.

Na análise comparativa dos esforços atuantes nas vigas, percebe-se que os valores encontrados para os momentos positivos, momentos negativos e cortantes calculados pelo programa CYPECAD 2008 [5], também foram da ordem de 90% dos valores obtidos com o programa SAP2000 [4]. Essa diferença era esperada por dois motivos: o primeiro motivo foi o fato da ação do vento produzir esforços mais elevados quando foi utilizado o programa CYPECAD 2008[5]. Um fator que também pode ter contribuído para essa diferença, foi no lançamento dos pilares, tendo em vista que o usuário tenha que entrar com um coeficiente de engastamento entre os tramos dos pilares em cada pavimento. Esse valor influencia diretamente nos valores dos esforços das vigas.

Na análise comparativa dos esforços normais de cálculo atuantes nos pilares no nível da fundação, calculados pelo programa SAP2000[4], os valores encontrados foram em torno de 95% dos valores encontrados pelo programa CYPECAD 2008 [5]. Por outro lado, tem-se uma discrepância dos momentos fletores de cálculo para alguns pilares, nas direções X e Y.

O programa CYPECAD 2008 [5] possui ferramentas muito simples para a modelagem de uma estrutura. Mas, pelo fato do programa também fazer o dimensionamento e o detalhamento dos elementos estruturais, o programador faz muitas mudanças para levar em conta o processo executivo. Um exemplo simples é o “coeficiente de redistribuição de negativos”. Esse coeficiente permite diminuir os momentos negativos atuantes nas vigas em até 15% e os momentos negativos nas lajes em até 25%. Esses valores já estão definidos nas condições iniciais do programa. O grande problema dessa e de tantas outras considerações é justamente o fato do usuário não saber exatamente quais foram as hipóteses de cálculo consideradas, dificultando o entendimento da análise dos esforços. Um outro ponto

importante na utilização do CYPECAD 2008 [5] são os coeficientes de engastamento que o usuário tem que inserir no lançamento dos pilares, vigas e lajes. Devido ao fato da análise estrutural ser feita considerando um modelo tridimensional, a utilização desses coeficientes de engastamento não fica bem explicado pelo programa.

É importante também ressaltar que o tempo de processamento da análise da estrutura pelo programa SAP 2000 [4] foi aproximadamente 5h, considerando as 20 combinações de carregamento e pelo programa CYPECAD 2008 [5] foi cerca de 20min. O computador utilizado foi o ASPIRE 5920 com memória de 2GB, HD de 160GB e processador Intel core 2 duo de 1,83GHz.



## **11. REFERÊNCIAS / BIBLIOGRAFIAS**

- [1] ABNT, NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2004.
- [2] ABNT, NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento, 1980.
- [3] ABNT, NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento, Associação Brasileira de Normas técnicas, Rio de Janeiro, 1988.
- [4] SAP2000 – “Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structure. Structural Analysis Program ”, Advanced 10.01, Computers and Structures, Inc; 2005.
- [5] CYPECAD 2008-Programa.
- [6] Projeto de Estruturas de Edificações de Concreto Armado de Acordo com a Norma NBR-6118:2003 – Longo, Henrique., 2003.
- [7] Concreto armado I e Concreto armado III – Hampshire, Sergio., 2003.
- [8] FTOOL- Two – Dimensional Frame Analysis Tool, Educational Version 2.11; aug.2002. (<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>).
- [9] Ábaco Montoya – Hormigon Armado, vol. 2 –Ed. Gustavo Gili 8ª edição, 1976.