## UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO



Escola Politécnica Curso de Engenharia Civil Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas

## COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO APROXIMADO E O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA A ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA DE EDIFÍCIO

## VICTOR LOUZADA DE MORAES

Projeto Final de Curso 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)

Flávia Moll de Souza Judice Prof. Adjunto, D.Sc., EP/UFRJ (Co-orientador)

> Fernando Celso Uchôa Cavalcanti Prof. Adjunto, M.Sc., EP/UFRJ

Maio / 2008

#### AGRADECIMENTOS

Ao Orientador Prof. HENRIQUE INECCO LONGO pelo incentivo, simpatia e presteza no auxílio às atividades e discussões sobre o andamento e normatização deste Projeto Final de Graduação.

Especialmente, à Professora FLÁVIA MOLL DE SOUZA JUDICE, pelo seu espírito inovador e empreendedor na tarefa de multiplicar seus conhecimentos, pela sua disciplina ensinando a importância da análise estrutural e pela oportunidade de participação em eventos e visitas técnicas.

Aos demais idealizadores, coordenadores e funcionários da UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO.

A todos os professores, pelo carinho, dedicação e entusiasmo demonstrado ao longo do curso.

Particularmente, ao Prof. SÉRGIO HAMPSHIRE DE CARVALHO SANTOS, por sua vocação inequívoca, por não poupar esforços como interlocutor dos alunos e por suprir eventuais falhas e lacunas.

Aos colegas de classe, pela espontaneidade e alegria na troca de informações e materiais, numa rara demonstração de amizade e solidariedade.

À minha família e minha namorada, pelo suporte e toda paciência em tolerar minha ausência.

E, finalmente, a DEUS, pela oportunidade e pelo privilégio que me foi dado em compartilhar tamanha experiência e, ao freqüentar este curso, perceber e atentar para a importância da profissão de Engenheiro Civil no cotidiano da sociedade brasileira.

# SUMÁRIO

	PÁGINA
1. OBJETIVO	1
2. INTRODUÇÃO	2
3. EDIFÍCIO	4
3.1. DESCRIÇÃO DO PROJETO	4
3.1.1. MATERIAIS	5
3.1.2. CARGAS NA ESTRUTURA	6
3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	7
3.2.1. LAJES	7
3.2.1.1. DEFINIÇÃO DA ESPESSURA DAS LAJES	7
3.2.1.1.1. CÁLCULO DO MOMENTO MÁXIMO ATUANTE	9
3.2.1.1.2. DIMENSIONAMENTO COM O FATOR Kmd	11
3.2.1.1.3. CÁLCULO DA ÁREA DE ARMADURA	12
3.2.2. VIGAS	13
3.2.2.1. ESTIMATIVA DAS DIMENSÕES DAS VIGAS	13
3.2.3. PILARES	13
3.2.3.1. ESTIMATIVA DAS DIMENSÕES DOS PILARES	13
3.2.3.1.1. CARGA ESTIMADA PARA O PILAR NO PAVIMENTO	15
3.2.3.1.2. CARGA ESTIMADA PARA O PILAR NO NÍVEL DA	15
FUNDAÇÃO	
4. ANALISE PELO METODO DOS ELEMENTOS FINITOS	17
4.1 MODELAGEM	17
4.2. ANALISE DO PAVIMENTO COM PILARES ENGASTADOS NO PISO	19
INFERIOR E SUPERIOR	01
4.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES	21
4.5.1 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO	21
4.3.2. COMBINAÇÕES ULTIMAS	22
4.4. DESLOCAMENTOS NAS LAJES	22
4.5. MOMENTOS ELETORES NAS LAJES	24
4.0. MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS	27
4.0.1 VIGAS TRANSVERSAIS (difeção Y) 4.0.2 VIGAS LONGITUDINAIS $(1, 2, 3)$	29
4.0.2. VIGAS LUNGI I UDINAIS (direção X)	32
4.7. ESFURÇUS CURTANTES NAS VIGAS 4.7.1 VICAS TDANSVEDSAIS (dimension V)	38
4.7.1  VIGAS TRANSVERSAIS (dileção T)	40
4.7.2. VIGAS LUNGI I UDINAIS (direção X)	41
4.0.  DESLOCAMENTOS NAS VIGAS	45
4.9. REAÇUES DE APUIU 5. MÉTODO ADDOVIMADO DE CÁLCULO	40
5. METODO APROXIMADO DE CALCULO	48
J.I. LAJED 5.1.1 MOMENTOS ELETODES	48
5.2  VIGAS	48
5.2. VIOAS 5.2.1 MOMENTOS ELETODES	52
J.2.1. WOWENTOS FLETORES	52

## PÁGINA

5.2.1.1. VIGAS V11 E V12	52
5.2.2. ANÁLISE APROXIMADA DAS VIGAS CONTÍNUAS	54
5.2.2.1. VIGAS TRANSVERSAIS (direção Y)	56
5.2.2.2. VIGAS LONGITUDINAIS (direção X)	64
5.3. REAÇÕES DE APOIO	75
6. ANÁLISE DA ESTRUTURA COM 5 PAVIMENTOS	76
6.1. REAÇÕES DE APOIO	76
7. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS	78
7.1. MOMENTOS FLETORES	78
7.1.1. LAJES	78
7.1.2. VIGAS	81
7.2. ESFORÇOS CORTANTES	82
7.2.1. VIGAS	82
8. CONCLUSÃO	83
9. REFERÊNCIAS / BIBLIOGRAFIAS	84

#### 1. **OBJETIVO**

O presente Projeto Final de Graduação, elaborado pelo aluno Victor Louzada de Moraes, orientado pelos professores Henrique Innecco Longo e Flávia Moll de Souza Judice, tem como objetivo desenvolver uma comparação entre o Método Aproximado e o Método dos Elementos Finitos para a Análise de uma estrutura de edifício.

Primeiramente, são apresentadas as características estruturais do edificio, para o qual foi elaborado um pré-dimensionamento. É feita, então, a análise do primeiro pavimento da estrutura, pelo Método dos Elementos Finitos, através de uma modelagem computacional utilizando o programa SAP2000. De posse desta análise são verificados os esforços e as deformações pertinentes ao estudo deste trabalho. Para esta modelagem foram utilizados elementos finitos com dimensões pré-determinadas. Em seguida, é desenvolvida uma análise do mesmo pavimento através do Método Aproximado, utilizando tabelas e normas padronizadas, com as quais são verificados os esforços em cada elemento estrutural do edifício.

Finalmente, é realizada uma análise da estrutura com os cinco pavimentos que a constituem. O modelo para esta análise também foi desenvolvido com auxílio do programa SAP2000. De posse dos valores dos esforços obtidos, é realizada uma análise comparativa entre os dois métodos e são retiradas conclusões a respeito.

## 2. INTRODUÇÃO

As estruturas são sistemas capazes de receber cargas e transmitir esforços, como em pontes, edifícios, torres, etc. Um dos principais objetivos da análise de estruturas é relacionar, em idealizações simplificadoras desses sistemas e utilizando propriedades de material determinadas experimentalmente, as ações externas atuantes com os deslocamentos, reações de apoio e tensões (ou suas resultantes), de maneira a poder identificar eventual deficiência de comportamento do material constituinte e/ou de comportamento da estrutura como um todo e/ou de suas partes. Tal análise serve tanto para elaborar o projeto de uma nova estrutura a ser construída como estudar o comportamento de uma estrutura já existente. A idealização de uma estrutura conduz a um modelo de análise, regido por equações matemáticas, cujos resultados devem expressar comportamento próximo ao da estrutura. Cabe ao engenheiro a responsabilidade de conceber esse modelo, sob ações externas estabelecidas, a partir de normas de projeto e com as aproximações julgadas cabíveis, e, após a determinação de seu comportamento, fazer análise crítica de sua pertinência.

Em obras civis, a estrutura é a parte da construção responsável para que esta possa resistir a todas solicitações e esforços que poderão vir a ocorrer durante a sua vida útil, como ilustrado na figura 1. A estrutura deverá manter a segurança e a funcionalidade exigidas pelas normas de projeto e pela boa prática da engenharia. Assim, a engenharia estrutural está presente nas obras de construção civil.



Figura 2.1 – Estrutura de um edifício.

Na elaboração do projeto estrutural, são fornecidos como dados de entrada ao engenheiro de estruturas, os desenhos do projeto de arquitetura, para que o mesmo possa realizar o lançamento das formas. Esta etapa do projeto é muito importante, por exigir do engenheiro muito talento, visão espacial e experiência. É nesta fase que são tomadas as decisões qualitativas que irão ter impacto significativo na economia da construção.

Nos dias atuais, com os avanços da tecnologia voltada para a engenharia, a função do engenheiro civil estrutural nos escritórios, ou em outros locais de trabalho, tem se modificado bastante. Surgem de tempos em tempos inovações computacionais, sobretudo novos *softwares* de análise estrutural, cada vez mais sofisticados, não somente na parte gráfica, mas também em todo seu contexto de programação, voltado para atender as mais diversas variantes do mundo do cálculo estrutural. Por isso, o engenheiro estrutural deve possuir uma boa formação teórica, ter experiência na profissão e, sobretudo, noção de ordem de grandeza, para que o mesmo possa desenvolver seus projetos de maneira eficiente e com segurança, pois se trata de uma profissão que envolve o bem-estar de milhares de pessoas.

A estrutura adotada para o projeto foi a de um edifício empresarial hipotético de cinco andares, todos iguais, para que de maneira clara pudesse ser feita uma análise comparativa entre o Método dos Elementos Finitos e o Método Aproximado de cálculo.

De posse dos resultados entre as duas análises, e de suas comparações, são feitas algumas ponderações a respeito do uso de cada método para o cálculo estrutural de uma edificação e, por fim, são retiradas as conclusões.

# 3. EDIFÍCIO

## 3.1. DESCRIÇÃO DO PROJETO

O projeto estrutural a ser analisado para comparação entre os métodos corresponde a um edifício empresarial hipotético com salas destinadas ao uso como escritórios. A edificação é composta de cinco pavimentos em concreto armado. A altura entre cada pavimento ( $H_p$  - pédireito estrutural) é de três metros. As figuras a seguir ilustram a planta baixa (forma) do pavimento a ser estudado e um esquema da elevação do edifício.



Figura 3.1. – Planta baixa do pavimento tipo (Forma).



Figura 3.2. - Edifício empresarial em elevação (dimensões em metro).

#### **3.1.1. MATERIAIS**

O concreto especificado para o edifício empresarial possui uma resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) de, no mínimo, 30 MPa. O módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) do concreto (igual ao módulo de deformação  $E_c$ ) considerado para este projeto será obtido da seguinte maneira:

 $E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} (MPa)$  $E_{cs} = 0.85E_{ci}$ 

 $E_{cs} = 0,85 \text{ x } 5600 \text{ x } (30)^{1/2} = 26072 \text{ MPa.}$ 

E<sub>ci</sub> – módulo de deformação longitudinal tangente inicial (item 8.2.8, NBR 6118:2003 [1]).

O aço utilizado para este projeto é o CA-50. O coeficiente de Poisson adotado será de 0,2 (item 8.2.9 da NBR6118:2003).

#### **3.1.2. CARGAS NA ESTRUTURA**

Nos edificios convencionais, as lajes têm como função resistir às cargas verticais a elas diretamente aplicadas e transmiti-las aos elementos estruturais que as suportam (vigas, paredes e pilares).

As cargas atuantes nas lajes do edifício, deste projeto, foram definidas pela NBR6118:2003, em seu item 11. Para a estrutura, foram consideradas a influência das cargas permanentes e variáveis em função das condições peculiares desta edificação. A ação do vento foi desconsiderada. Para fins práticos de pré-dimensionamento, também foram desconsideradas: a influência de cargas devidas às deformações próprias e/ou impostas nas lajes; as cargas excepcionais, em casos específicos, como situações de terremotos, tornados, etc; verificações para efeito de temperatura, retração, recalques de apoio, choques e de vibrações e verificações de cargas durante as fases construtivas.

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:

$$\gamma_c = 25 \, kN \, / \, m^3$$

As paredes de alvenaria foram distribuídas com posições não definidas nas lajes (por exemplo, divisórias com posições que podem ser posteriormente alteradas). Nesse caso, deve ser tomado, na área da laje analisada, um terço do peso por metro linear da parede pronta, respeitando o mínimo de 1 kN/m<sup>2</sup>, valor este, adotado no projeto. Logo o valor será:

$$g_a = 1 kN / m^2$$

A norma NBR 6120:1980, em sua tabela 2 - Valores mínimos para cargas acidentais em compartimentos, define a sobrecarga de utilização para os pavimentos do projeto. Por tratar-se de um edifício empresarial com salas destinadas ao uso como escritórios, o valor adotado para a sobrecarga será de:

$$q_a = 2 kN / m^2$$

No desenvolvimento deste projeto, algumas outras verificações que constam em alguns sub-itens da norma de cargas serão desconsideradas para fins práticos, como, por exemplo, os itens 2.2.1.1, 2.2.1.5 e 2.2.1.6, que retratam casos específicos de carregamento.

As cargas devidas ao peso dos revestimentos podem ser tomadas iguais a:

 $g_r = 0.6kN / m^2$  (pisos de madeira)  $g_r = 0.7kN / m^2$  (pisos cerâmicos)  $g_r = 1.0kN / m^2$  (pisos de granito) Para este projeto adotou-se o valor de  $g_r = 1,0 \text{ kN/m}^2$  (piso de granito). Logo, a carga vertical total que atua em cada painel de laje será:

$$q = p_p + g_a + g_r + q_a \quad (1)$$

 $p_p = carga de peso próprio$ 

 $g_a$  = carga de paredes de alvenaria

 $g_r$  = carga de revestimento

 $q_a$  = carga acidental

#### 3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

O pré-dimensionamento da estrutura do projeto, em questão, consistiu em identificar os elementos estruturais mais solicitados, a partir de um levantamento preliminar das cargas. Assim, é realizada uma estimativa das dimensões iniciais da estrutura antes mesmo dos cálculos dos esforços.

#### **3.2.1. LAJES**

#### 3.2.1.1. DEFINIÇÃO DA ESPESSURA DAS LAJES

O pré-dimensionamento das lajes foi realizado de maneira a se obter uma espessura econômica para as lajes dos pavimentos, mas que não conduzisse a flechas excessivas ou a um dimensionamento de armaduras que levassem a concentrações exageradas de barras de armação.

A NBR 6118:2003, item 13.2.4.1, define as espessuras mínimas para lajes maciças (apoiadas sobre vigas):

- 5cm lajes de cobertura não em balanço;
- 7cm lajes de piso e lajes de cobertura em balanço;
- 10cm lajes que suportem veículos com peso de até 30 kN;
- 12cm lajes que suportem veículos com peso superior a 30 kN;
- 15cm lajes com protensão apoiadas em vigas, *l*/42 para lajes de piso biapoiadas e *l*/50 para lajes de piso contínuas, sendo *l* o vão menor da laje.

O edifício tem como característica possuir, em todos os pavimentos, painéis de lajes em iguais dimensões e com o mesmo carregamento distribuído, o que garante a escolha de qualquer uma das catorze lajes para realização do pré-dimensionamento.

Para a estimativa da espessura da laje será utilizado o critério da versão anterior da Norma, a NBR-6118:1978 [3], em que a altura útil (d) da laje é dada pela seguinte expressão:

$$d \ge \frac{l}{\Psi_2 \cdot \Psi_3} \qquad (2)$$

Tal que:

d = h - d'

 $\mathbf{d} = \mathbf{h} - \mathbf{d}'$ 

Onde: *l* é o menor vão da laje;

d é a altura útil da seção (distância do CG de As à fibra mais encurtada);

d' é distância do CG de As' à fibra mais encurtada;

 $\Psi_2$  e  $\Psi_3$  são coeficientes que dependem das condições de contorno e da relação entre vãos da laje, bem como da tensão no aço;

h é a espessura da laje.

A Tabela – Valores de  $\Psi_2$  para lajes armadas em cruz – ROCHA [4], da NBR-6118 (1978) mostra os valores de  $\Psi_2$  em função das condições de contorno para lajes armadas em cruz. Nessa tabela, o número superior de  $\Psi_2$  corresponde a  $\frac{lx}{ly}$  igual a 1 e o número inferior a  $\frac{lx}{ly}$  igual a 2 (podendo usar-se para razão entre lados maior que 2, exceto nos casos assinalados com asterisco), onde ly é o menor vão da laje e lx é o maior vão. Para  $1 < \frac{lx}{ly} < 2$  interpola-se linearmente.

Os valores de  $\Psi_3$  variam de acordo com a classe do aço. Para o aço CA50, o coeficiente  $\Psi_3$  tem valor igual a 25, de acordo com a Tabela - Valores de  $\Psi_3$  para lajes armadas em cruz – [5].

No projeto em estudo, têm-se as seguintes condições de contorno para as lajes:

Engaste-apoio e engaste-apoio – L<sub>1</sub>, L<sub>3</sub>, L<sub>6</sub>, L<sub>11</sub>, L<sub>12</sub> e L<sub>14</sub>



Engaste-apoio e engaste-engaste - L<sub>2</sub>, L<sub>4</sub>, L<sub>7</sub>, L<sub>8</sub>, L<sub>9</sub> e L<sub>13</sub>



Engaste-engaste e engaste-engaste - Lajes L5 e L10



Com base nos valores dados na Tabela para cálculo de  $\Psi_2$  e sabendo-se que no projeto em estudo a relação  $\frac{lx}{ly}$  é igual a 1, tem-se:

- Caso a)  $\Psi_2=1,8$
- Caso b)  $\Psi_2=2,0$

Caso c)  $\Psi_2=2,2$ 

Aplicando-se a Equação (2), obtém-se para cada caso:

Caso a) Engaste-apoio e engaste-apoio:  $\frac{l}{45}$ 

Caso b) Engaste-apoio e engaste-engaste:  $\frac{l}{50}$ 

Caso c) Engaste-engaste e engaste-engaste:  $\frac{l}{55}$ 

Adotando a situação mais desfavorável, tem-se:

$$d = \frac{600}{45} = 13,3 cm \Longrightarrow h_{adotado} = 15 cm$$

## 3.2.1.1.1. CÁLCULO DO MOMENTO MÁXIMO ATUANTE

Com a definição da espessura, o carregamento atuante nas lajes, anteriormente definido, poderá, então, ser calculado:

- Peso próprio (p<sub>p</sub>) =  $h \times \gamma_c = 0.15m \ x \ 25kN \ / m^3 = 3.75kN \ / m^2$
- Paredes de alvenaria ( $g_a$ ) = 1,0 $kN/m^2$
- Revestimento  $(g_r) = 1,0kN / m^2$
- Sobrecarga  $(q_a) = 2,0kN/m^2$

Da equação (1) temos:

$$q = p_p + g_a + g_r + q_a = 3,75 + 1,0 + 1,0 + 2,0 = 7,75 kN / m^2$$

Para o cálculo dos momentos fletores máximos, serão utilizadas tabelas da Teoria da Elasticidade, como as tabelas de CZERNY (1974) [6], da seguinte maneira:

$$M = \frac{q \cdot l_x^2}{m} \quad (3)$$

sendo:

 $m \Rightarrow \alpha_x, \alpha_y, \beta_x, \beta_y$  – valores tabelados (coeficientes) em função da relação entre os vãos  $(l_y / l_x)$  da laje e os tipos de apoios.

O vão lx nas fórmulas de Czerny será sempre o menor vão da laje.

Por tratar-se de um pré-dimensionamento, será resumida a obtenção dos esforços para cada tipo de laje com seus respectivos momentos máximos negativos e, conseqüentemente, o maior entre estes valores apresentados será utilizado para obtenção da área de armadura da seção das lajes.

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{6}{6} = 1 \Longrightarrow \beta_x = \beta_y = 14,3 \text{ (menor coeficiente)}$$

Momento Máximo Negativo (engaste)

$$m'_{x} = m'_{y} = -p.\frac{l_{x}^{2}}{\beta_{x}} = -7,75 \cdot \frac{6}{14,3}^{2} = -19,51 kNm/m$$

- LAJES L<sub>2</sub>, L<sub>4</sub>, L<sub>7</sub>, L<sub>8</sub>, L<sub>9</sub> e L<sub>13</sub>

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{6}{6} = 1 \Longrightarrow \beta_x = \beta_y = 16,2 \text{ (menor coeficiente)}$$

Momento Máximo Negativo (engaste)

$$m'_{x} = m'_{y} = -p.\frac{l_{x}^{2}}{\beta_{x}} = -7,75 \cdot \frac{6}{16,2}^{2} = -17,22 kNm/m$$

- LAJES L<sub>5</sub> e L<sub>10</sub>.

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{6}{6} = 1 \Longrightarrow \beta_x = \beta_y = 19,4 \text{ (menor coeficiente)}$$

Momento Máximo Negativo (engaste)

$$m'_{x} = m'_{y} = -p.\frac{l_{x}^{2}}{\beta_{x}} = -7,75 \cdot \frac{6}{19,4}^{2} = -14,38 \text{ kNm}/\text{m}$$

 $\Rightarrow M(-)_{max} = -19,51 kNm/m (engaste)$ 

#### 3.2.1.1.2. DIMENSIONAMENTO COM O FATOR k<sub>md</sub>

A verificação das lajes mais solicitadas pode ser feita pelo valor de  $k_{md}$  da tabela de dimensionamento de DIAZ [7]. Os coeficientes que implicam na obtenção deste valor podem ser obtidos através das tabela 11.1 - Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$  e da tabela 12.1 – Valores dos coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , ambas da NBR:6118:2003.

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \le k_{md \, MAX} \qquad (4)$$

onde:

$$M_{d} = M(-)_{máx} \times \gamma_{f} = 1,4 \times M(-)_{máx}$$
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{c}} = \frac{f_{ck}}{1,4}$$

 $\gamma_f$  = Coeficiente de ponderação das ações

 $\gamma_c$  = Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

Pela NBR6118:2003, item 14.6.4.3, para o aço CA-50, encontram-se os seguintes valores de  $k_{mdmáx}$ :

- $k_{mdmáx} = 0,272$  para  $f_{ck} \le 35$ Mpa  $\Rightarrow$  Valor máximo utilizado ( $f_{ck} = 30$ MPa)
- $k_{mdmáx} = 0,229$  para  $f_{ck} > 35 Mpa$

O valor de  $k_{md}$  da tabela de dimensionamento considerando uma faixa (b) de 1,00 metro de seção e altura útil (d = 12cm) será, portanto:

$$k_{md} = \frac{1,4 \cdot 19,51}{1,0 \cdot 0,12^2 \cdot 30000 / 1,4} = 0,0885 \le 0,272 \ (aço \ CA - 50)$$

Para  $k_{md} = 0,0885$  obtém-se o valor de  $k_z = 0,945$ 

Tabela 1 – Valores de k<sub>x</sub> e k<sub>z</sub> - DIAZ.

Dominio	kmd	kx	kz	ε cd	ε sd	σ sd
Dominio	ou kmed			‰	‰	kPa
D2	0,0885	0,138	0,945	-1,597	10,000	434783

## 3.2.1.1.3. CÁLCULO DA ÁREA DE ARMADURA

Será utilizada a seguinte expressão para o cálculo da área de aço necessária:

$$A_{snec} = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \qquad (5)$$

onde:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

 $\gamma_S$  = Coeficiente de ponderação da resistência do aço

Considerando, portanto, o valor de  $k_z = 0,945$ , obtido da Tabela de Dimensionamento e considerando aço CA-50, tem-se que a área de aço necessária:

$$A_{snec} = \frac{1,4 \cdot 19,51}{0,945 \cdot 0,12 \cdot 50/1,15} = 5,54 \ cm^2 \ / \ m$$

A escolha do diâmetro da armadura será feita a partir dos valores padronizados da NBR7480:1996 [8].

Adotando-se o diâmetro  $\Phi$  10mm, obtém-se a seguinte área de aço:

 $A_{sadot} = 6,40 \ cm^2 \ / \ m \ (\Phi \ 10 \ mm \ c \ 12,5 \ cm)$ 

#### 3.2.2. VIGAS

#### 3.2.2.1. ESTIMATIVA DAS DIMENSÕES DAS VIGAS

Para a realização deste pré-dimensionamento consideram-se os vãos mais críticos das vigas mais solicitadas do primeiro pavimento. Nesta etapa, tanto o tamanho dos vãos, quanto os carregamentos atuantes, nos mesmos, são fatores determinantes. Todavia, nem sempre os vãos maiores são os mais solicitados.

Segundo LONGO [9], as vigas de uma estrutura de edificação podem ter suas dimensões estimadas da seguinte forma:

- Altura (h) estimada em função do vão (l) da viga

 $h \cong l/12$ 

sendo:  $h \ge 30$  cm e *l* (cm) o maior vão da viga.

- Largura da viga

Para o edifício deste projeto serão tomadas como dimensões das vigas:

$$h \cong \frac{600}{12} = 50 \, cm \Longrightarrow h_{adotado} = 50 \, cm$$

 $b_{adotado} = 20 \, cm$ 

Neste pré-dimensionamento não foi considerado o efeito do esforço de torção nas vigas. Serão dispostas, portanto, vigas de 20cm x 50cm.

#### 3.2.3. PILARES

#### 3.2.3.1. ESTIMATIVA DAS DIMENSÕES DOS PILARES

A estimativa das dimensões dos pilares levará em conta a ação das cargas verticais. A NBR 6118:2003, em seu item 11.2.1, 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 limites últimos e de serviço, de acordo com as normas e as condições peculiares de cada edificação. Como expresso anteriormente, serão desconsiderados para este pré-dimensionamento os efeitos de cargas específicas (impactos, tornados, cargas sísmicas, etc), bem como a ação horizontal do vento. Sendo assim, as dimensões dos pilares serão estimadas somente em função do carregamento vertical.

Segundo LONGO, 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 são obtidas por linhas médias entre os vãos vizinhos do pilar considerado.

Os valores de carga obtidos por este procedimento dão uma boa noção da ordem de grandeza para o projeto, até mesmo em função da boa disposição dos pilares, de maneira mais regular.

A figura a seguir apresenta a área de influência (hachurada) ao redor do pilar mais carregado do pavimento do edifício em questão.



Figura 3.3. – Área de influência do pilar mais carregado (cotas em metro).

O pilar P7 foi considerado para este pré-dimensionamento por se tratar de um pilar interno com maior área de influência tal que,

 $A_{inf \, lu\hat{e}ncia} = 6m \times 6m = 36m^2$ 

#### 3.2.3.1.1. CARGA ESTIMADA PARA O PILAR NO PAVIMENTO

$$N_{i} = A_{inf \, lu\hat{e}ncia} \times q$$
  

$$N_{i} = 36 \, m^{2} \times 7,75 \, kN \, / \, m^{2} = 279 \, kN \implies C \arg a \text{ no pilar em um único pavimento}$$

# 3.2.3.1.2. CARGA ESTIMADA PARA O PILAR NO NÍVEL DA FUNDAÇÃO

Segundo LONGO as cargas verticais nos pilares, no nível da fundação, são dadas pelo somatório das cargas  $N_i$  de cada pavimento, sendo que o peso próprio pode ser estimado como sendo 5% desta carga total.

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

 $N_{TOTAL} = 1,05 \times 279 \times 5 = 1464,75 \text{ kN} \Rightarrow \text{Carga no pilar no nível da fundação}$  (considerando os 5 pavimentos).

De acordo com a antiga NB-1[1], para pilares submetidos à compressão centrada com  $\lambda \le 40$ , pode-se dispensar o cálculo da excentricidade acidental e fazer um cálculo simplificado da seção de concreto do pilar supondo a força normal aumentada de  $\gamma = 1 + 6/h \ge 1,1$  sendo h (cm) a menor dimensão da seção do pilar. Assim, a área de concreto necessária deste pilar com uma taxa de armadura igual a  $\rho = 2\%$  pode ser dada por:

$$A_{cnec} = \frac{\gamma N d}{0.85 f_{cd} + 2\% \sigma_{sd}} \quad (6)$$

Onde:  $N_d = 1,4 \times N_{TOTAL}$ 

Sendo:  $\sigma_{sd}$  - tensão no aço para uma deformação específica de 2‰

 $\sigma_{sd} = 420 \text{ MPa}$ , para o aço CA-50 [4]

N<sub>d</sub> – Força normal de cálculo no nível da fundação.

Será adotado como menor lado da seção do pilar, o valor de:

h = 20 cm  $\gamma = 1 + 6/h \ge 1, 1 \Longrightarrow \gamma = 1 + 6/20 = 1, 3 \ge 1, 1$  (ok)

$$A_{cnec} = \frac{1,3 \times 1,4 \times 1464,75}{0,85 \times \frac{30000}{1,4} + 0,02 \times 420000} \cong 0,1m^2 = 1000cm^2$$

Adotando um pilar de 20cm x 40cm, ou seja,  $A_c < A_{cnec}$ , a área de armadura será:

$$A_{s} = \frac{\gamma \times N_{d} - 0.85 \times f_{cd} \times A_{c}}{\sigma_{sd}} \quad (7)$$

Logo:

$$A_{s} = \frac{1,3 \times 1,4 \times 1464,75 - 0,85 \times \frac{30000}{1,4} \times 0,2 \times 0,4}{420000} = 0,00288 \,m^{2}$$

$$A_s = 28.8 \ cm^2 \Longrightarrow A_{Sadot} = 31.50 \ cm^2 (10 \ \Phi \ 20 mm)$$

Obs: Se  $A_c > A_{cnec}$  então  $A_s = A_{smin.}$ 

De acordo com a NBR6118:2003, item 17.3.5.3, a armadura mínima e máxima para os pilares deve ser igual a:

$$A_{s\min} = \frac{0.15 \cdot N_d}{f_{yd}} \ge 0.004 A_c$$

$$A_{smáx} = 8\% A_c$$

Para este projeto, tem-se:

$$A_{s\min} = \frac{0,15 \cdot 1,4 \cdot 1464,75}{\frac{50}{1,15}} = 7,07 \, cm^2 \ge 0,004 \cdot 20 \cdot 40 = 3,2 \, cm^2$$
$$A_{smáx} = 0,08 \cdot 20 \cdot 40 = 64 \, cm^2$$

A percentagem de armadura deste pilar será:

$$\rho = A_s / A_c = \frac{31,5}{(20 \times 40)} = 0,039375 = 3,9\%$$

## 4. ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

#### 4.1. MODELAGEM

A primeira análise a ser desenvolvida neste estudo, é uma análise pelo Método dos Elementos Finitos. Esta análise utilizará os princípios da seção 14 da NBR6118:2003.

Para este primeiro Método foi elaborado um modelo tridimensional de pórtico espacial com elementos finitos de casca (*shell*) discretizando as lajes dos pavimentos. Neste modelo, as vigas e os pilares são representados por barras reticuladas. Os pilares estão perfeitamente fixados à fundação (engastados na base), o que garante ao modelo uma perfeita distribuição espacial de massa e rigidez em toda a estrutura. Para o desenvolvimento deste modelo foi utilizado o programa de análise estrutural SAP2000. Na Figura 4.1., tem-se o modelo tridimensional da estrutura com os cinco pavimentos que a constituem.



Figura 4.1. – Modelo tridimensional de pórtico espacial com os cinco pavimentos do edifício do projeto.

Para esta modelagem foram utilizadas as dimensões obtidas no pré-dimensionamento dos elementos estruturais realizado no capítulo anterior.

- LAJES: h = 15cm
- VIGAS: 20cm x 50cm
- PILARES: 20cm x 40cm

Os elementos finitos representativos das lajes foram considerados com dimensões de 75cm x 75cm, sendo que nas regiões de concentração de tensões (em torno dos pilares e próximos às aberturas) foram utilizados elementos menores (37,5 cm x 37,5 cm). Este refinamento de malha é necessário para se evitar imprecisões nos resultados da análise do modelo. A figura a seguir ilustra a malha de elementos finitos de casca modelada com o auxílio do SAP2000 representando as lajes do primeiro pavimento do edifício.



Figura 4.2. - Malha de Elementos Finitos de casca do 1º pavimento.

Para as vigas e pilares foi utilizada uma modelagem com elementos reticulados em barras. A seguir é ilustrada tridimensionalmente esta disposição em barras do primeiro pavimento, extraída do SAP2000. Pode ser observado na figura seguinte que na análise de um único pavimento (no caso o 1° pavimento, é preciso que os pilares estejam perfeitamente engastados no pavimento inferior e no superior).



Figura 4.3. - Elementos reticulados em barras (vigas e pilares). Pilares engastados no piso inferior e superior.

## 4.2. ANÁLISE DO PAVIMENTO COM PILARES ENGASTADOS NO PISO INFERIOR E SUPERIOR

Neste item do projeto foi realizada a análise do primeiro pavimento do edifício com o objetivo de se verificar os momentos fletores e deformadas das lajes, bem como os esforços cortantes e os momentos fletores das vigas. O modelo do primeiro pavimento é apresentado a seguir.



Figura 4.4. – Pavimento analisado pelo MEF (1° pavimento).

Os carregamentos verticais atuantes utilizados nesta análise foram: peso próprio (já computado pelo SAP2000 na análise), sobrecarga, paredes sobre as lajes e revestimento, conforme definidos anteriormente no pré-dimensionamento. A seguir é apresentado um quadro com as cargas atuantes para um determinado elemento de laje obtido do SAP2000.

Load Case	Sobrecarga
Uniform Load	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Z
Force/Area	-2,
Load Case	Revestimento
Uniform Load	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Z
Force/Area	-1,
Load Case	Paredes
Uniform Load	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Z
Force/Area	-1,

Figura 4.5. – Cargas atuantes em um elemento finito de laje (kN/m<sup>2</sup>).

Para esta análise também foi considerada uma disposição de cargas lineares sobre as vigas periféricas e no entorno da caixa dos elevadores e da escada (paredes de alvenaria de vedação). Foi considerada uma parede de tijolos furados, de 15 cm de espessura, considerando-se um total de 5,0 cm correspondente ao revestimento de argamassa de cal, cimento e areia. Consultando os valores da tabela 2.2.1.1 da NBR 6120:1980, e considerando um pé-direito de 3,0 m, a carga total, por metro linear, de parede de vedação será:

$$g_{av} = (H_p) \times (e_{alv} \times \gamma_{alv} + e_{arg} \times \gamma_{arg}) (8)$$

 $e_{alv}$  = espessura da alvenaria de vedação  $\gamma_{alv}$  = peso específico da alvenaria  $e_{arg}$  = espessura da argamassa

 $\gamma_{arg}$  = peso específico da argamassa

$$g_{av} = 3,0m \times (0,10m \times 13kN / m^3 + 0,05m \times 19kN / m^3) = 3,0m \times 2,25kN / m^2 = 6,75kN / m$$
  
$$g_{av} = 6,75kN / m \Rightarrow Carregamento \ por \ metro \ linear$$

As deformações nos painéis de laje foram obtidas com base nos carregamentos verticais combinados no estado limite de serviço (ELS). Já os momentos fletores e os esforços cortantes em todos os elementos estruturais analisados foram obtidos a partir de combinações de ações no estado limite último (ELU).

A seguir, serão definidas estas combinações a serem utilizadas neste trabalho.

## 4.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

## 4.3.1 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

As combinações no estado limite de serviço são classificadas, segundo a NBR 6118:2003, item 11.8.3, de acordo com a sua permanência na estrutura:

- a) Combinações quase permanentes de serviço (CQP);
- b) Combinações freqüentes de serviço (CF);
- c) Combinações raras de serviço (CR).

Para a determinação dos deslocamentos da laje, adotou-se a combinação quase permanente de serviço que, de acordo com a norma, é definida da seguinte forma: "ações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas".

Nas combinações quase permanentes de serviço todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes  $\Psi_2$   $F_{qk}$ . Desta forma, o cálculo da solicitação é dado pela seguinte expressão:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} F_{qjk}$$
(9)

F<sub>d,ser</sub> - valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F<sub>gik</sub> - valor característico das ações permanentes diretas;

- F<sub>qjk</sub> valor característico das ações variáveis diretas;
- $\Psi_2$  fator de redução de combinação quase permanente para o ELS.

De acordo com a Tabela 11.2 da NBR 6118:2003 (item 11.7.1):

 $\Psi_2 = 0,4$  (edifícios comerciais)

Logo:

$$F_{d,ser} = (Peso próprio + Revestimento + Paredes) + 0,4 x Sobrecarga$$

$$Fd, ser = p_p + g_g + g_a + 0.4q_a$$

## 4.3.2. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

As combinações últimas podem ser classificadas em normal, especial ou de construção e excepcional. Neste trabalho adotou-se a combinação última normal, onde em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal com seus valores característicos, e as demais ações variáveis (secundárias) com seus valores reduzidos de combinação.

Assim, o cálculo da solicitação é dado pela seguinte expressão:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{q1k} \quad (10)$$

F<sub>d</sub> – Valor de cálculo das ações para combinação última;

F<sub>gk</sub> – Ações permanentes diretas;

F<sub>q1k</sub> – Ação variável direta principal;

 $\gamma_g, \gamma_q$  – Coeficientes de ponderação.

Da Tabela 11.1 da NBR 6118:2003 (item 11.7.1):

 $\gamma_{\rm g} = 1,4$  (desfavorável)

 $\gamma_q = 1,4$  (cargas variáveis)

Logo:

F<sub>d</sub> = 1,4 (Peso próprio + Revestimento + Paredes) + 1,4 x Sobrecarga

 $Fd = 1,4(p_{p} + g_{g} + g_{a}) + 1,4q_{a}$ 

#### 4.4. DESLOCAMENTOS NAS LAJES

A NBR 6118:2003, em seu item 13.3, define deslocamentos limites a serem aceitos na verificação do estado limite de deformação excessiva em uma estrutura.

As deformações não devem ser prejudiciais à estrutura ou parte dela, assim como a elementos da construção apoiados na estrutura ou situados sob os elementos estruturais. Os critérios definidos pela Norma para as deformações máximas são ligados à aceitabilidade visual, aos efeitos estruturais em serviço, aos efeitos em elementos não estruturais e aos efeitos em elementos estruturais.

A Figura 4.7 mostra a deformada das lajes para a Combinação de Serviço através de um espectro de cores representando as intensidades dos valores dos deslocamentos. Também é indicada na figura a região onde se encontram os deslocamentos máximos para este pavimento. A flecha imediata (t = 0) máxima encontrada foi igual a  $f_o = 0,54$ cm (direção U3).



Figura 4.6. - Deformações nas lajes (deslocamentos em metro) - Combinações em serviço.

A flecha diferida no tempo, de acordo com a NBR 6118:2003, item 17.3.2.1.2, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator  $(1 + \alpha_f)$  dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50\rho'} \quad (11)$$

$$\rho' = \frac{As'}{bd}$$
 - 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  $\ge$  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 2- Valores do Coeficiente ξ em Função do Tempo (NBR 6118:2003)

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente ξ(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, o valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por  $(1 + \alpha_f)$ .

 $f_{\infty} = 0,54 (1 + 1,32) = 1,25 \text{ cm}$  (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:

• Deslocamento total:  $f_{\infty} = 1,25 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = 1/250 = 600/250 = 2,4 \text{ cm}$ 

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	ℓ /250
sensorial	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	ℓ /350

Tabela 3 - Limites para Deslocamentos (NBR 6118:2003)

#### 4.5. MOMENTOS FLETORES NAS LAJES

Na determinação dos esforços resistentes das seções das lajes submetidas a momentos fletores foram utilizados os critérios da seção 19 da NBR 6118:2003. As Figuras 4.7 e 4.8 mostram esta distribuição de valores para a combinação última de carregamento nas direções X e Y (global). Direções, estas, onde se dão as solicitações da armadura. O vetor seta-dupla, indicativo do momento fletor, corresponde à direção perpendicular a estas direções analisadas.

Os diagramas, em cores, foram obtidos através do programa SAP2000. As figuras seguintes ilustram os diagramas.



Figura 4.7. – Momentos Fletores na direção X (vetor --- >> direção Y)





Figura 4.8. – Momentos Fletores na Direção Y (vetor --- >> direção X).

A seguir é apresentada uma tabela com os valores máximos positivos dos momentos de dimensionamento ( $M_{xdmáx}$  e  $M_{ydmáx}$ ) atuantes nas lajes do primeiro pavimento.

LAJE	M <sub>xd</sub> (kN.m/m)	M <sub>yd</sub> (kN.m/m)
L1	13,60	15,62
L2	12,79	9,28
L3	13,52	15,59
L4	10,55	15,06
L5	9,39	8,42
L6	12,14	14,41
L7	10,93	14,96
L8	9,75	10,21
L9	10,55	15,06
L10	9,39	8,42
L11	12,14	14,41
L12	13,60	15,62
L13	12,79	9,28
L14	13,52	15,59

Tabela 4 – Momentos máximos positivos de dimensionamento atuantes nas lajes pelo MEF

Analisando-se os valores da tabela anterior, percebe-se que os momentos máximos por laje assumem uma condição de simetria em sua distribuição ao longo do pavimento, tanto na direção X, quanto na direção Y. Esta distribuição igual de valores acontece por tratar-se de um pavimento geometricamente simétrico, disposto com lajes em iguais dimensões e solicitado por um carregamento vertical também simétrico, uniformemente distribuído ao longo de todo pavimento. A seguir é apresentada uma tabela com os valores máximos negativos de dimensionamento M'<sub>xdmáx</sub> e M'<sub>ydmáx</sub> por interface de laje.

INTERFACE	M'xd (kN.m/m)
L1 / L4	-15,08
L2 / L5	-17,10
L3 / L6	-14,60
L4 / L7	-13,57
L5 / L8	-13,81

-13,57

-13,81

-15,08

-17,10

-14,60

L7/L9

L8 / L10

L9/L12

L10 / L13

L11 / L14

Tabela 5 – Momentos máximos negativos de dimensionamento nas interfaces das lajes pelo MEF na direção X (vetor --- >> direção Y)

INTERFACE	M'yd (kN.m/m)
L1 / L2	-16,44
L2 / L3	-16,43
L4 / L5	-17,00
L5 / L6	-15,75
L7 / L8	-17,05
L9 / L10	-17,00
L10 / L11	-15,75
L12 / L13	-16,44
L13 / L14	-16,43

Tabela 6 – Momentos máximos negativos de dimensionamento nas interfaces das lajes pelo MEF na direção Y (vetor --- >> direção X)

Analisando-se os valores das tabelas 5 e 6, referentes aos momentos negativos nos engastes, percebe-se a simetria dos valores. Esta distribuição simétrica de valores apresentada pela estrutura se deve à condição simétrica da geometria, juntamente com o carregamento vertical uniformemente aplicado ao pavimento. Como visto anteriormente, esta simetria também ocorreu para os momentos positivos.

#### 4.6. MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS

As vigas foram modeladas como elementos de barras. Estes elementos serão solicitados pelas reações das lajes nos mesmos, assim como por outras cargas lineares (p. ex. alvenaria de vedação).

Na determinação dos esforços resistentes das seções das vigas submetidas a momentos fletores foram utilizados os critérios da seção 17 da NBR 6118:2003.

O dimensionamento das armaduras longitudinais deve conduzir a valores de esforços resistentes ( $M_{RD}$ ) que constituam a envoltória dos esforços solicitantes ( $M_{SD}$ ) determinados na análise estrutural pelo MEF.

A Figura 4.9 mostra a distribuição de momentos fletores ao longo de todos os elementos de barra representativos das vigas do primeiro pavimento do edifício do projeto para a combinação última de carregamento, definida anteriormente. Os diagramas foram obtidos através do programa SAP2000.



Figura 4.9. – Diagramas de momentos fletores para as vigas (combinações últimas).

Analisando-se os valores dos momentos fletores obtidos, verifica-se mais uma vez a condição de simetria na distribuição dos mesmos ao longo dos elementos de viga. A condição de simetria se dá em relação aos eixos centrais do pavimento, tanto na direção X, quanto na direção Y.

Os momentos são coincidentes nas vigas contínuas V1/V6, V2/V5, e V3/V4 (direção Y). Já na direção X, a condição de simetria se dá na própria viga. Estas vigas possuem valores coincidentes para cada metade do elemento.

A seguir será resumida esta distribuição de esforços com os diagramas obtidos do programa SAP2000 (valores de dimensionamento).

# 4.6.1. VIGAS TRANSVERSAIS (direção Y)

## - VIGA V1 (V6)



## Momento máximo positivo = 67,72kNm

Diagrams for Frame Object 6(V20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) - I-End: Jt: 631 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 633 0,000000 m (0,75000 m)	Display Options C Scroll for Values C Show Max
Concentrated F	orces in KN, Concentrated Mome	ents in KN-m) <b>Dist Load (2-dir)</b> 12,95 KN/m at 0,37500 m Positive in -2 direction
Resultant Moment		Moment M3 67,7202 KN-m at 0,37500 m

## Momento máximo negativo = - 92,26kNm

Diagrams for Frame Object 80(V20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 1406 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 5 0,000000 m (0,37500 m) Display Options © Scroll for Values © Show Max	
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Fr	orces in KN, Concentrated Moments in KN-m) P3,26 P2,26 P3,26 12,95 KN/m at 0,37500 m Positive in -2 direction	
Resultant Moment	-92,2603 KN-m at 0,37500 m	

- VIGA V2 (V5)



Momento máximo positivo = 91,49kNm

Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m)          91,49       0         1,54       0         1,54       0         Resultant Moment       0         Resultant Moment       0	Diagrams for Frame Object 374 (¥20X50)          Case       COMB_ULT         Items       Major (¥2 and M3)	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 690 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 691 0,000000 m (0,75000 m)	Display Options C Scroll for Values Show Max
Moment M 3	Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Fr 91,49 1,54 Resultant Moment	orces in KN, Concentrated Mom	ents in KN-m) Dist Load (2-dir) 3,50 KN/m at 0,00000 m Positive in -2 direction Moment M3

Momento máximo negativo = - 132,02kNm

Diagrams for Frame Object 393 (¥20X50)		
Case       COMB_ULT         Items       Major (V2 and M3)         Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated For 132, 02         108, 78	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 26 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 183 0,000000 m (0,37500 m) proces in KN, Concentrated Momentary 1,48 107,46	Display Options Scroll for Values Show Max Pist Load (2-dir) 3,50 KN/m at 0,37500 m Positive in -2 direction
Resultant Moment		Moment M3 -132,0214 KN-m at 0,00000 m

## - VIGA V3 (V4)



Momento máximo positivo = 88,81kNm

Diagrams for Frame Object 410(V20X50)			
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 1017 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 1018 0,000000 m (0,75000 m)	Display Options C Scroll for Values Show Max	
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m)			
88,81 1,84	86,45 3 ↑ 0 4,46	<b>⊅ist Load (2-dir)</b> ,50 KN/m t 0,37500 m ¦ositive in -2 direction	
- Resultant Moment	8 a	<b>Ioment M3</b> 8,8123 KN-m t 0,00000 m	

Momento máximo negativo = - 134,82kNm

Diagrams for Frame Object 429(V20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued  Faulture Landa Free Radu Discrem (Cases but and E	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 34 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 356 0,000000 m (0,37500 m)	Display Options C Scroll for Values (C Show Max)
J34,82	97,46 97,21	Dist Load (2-dir) 12,95 KN/m at 0,00000 m Positive in -2 direction
		Moment M3 -134,8223 KN-m at 0,00000 m

# 4.6.2. VIGAS LONGITUDINAIS (direção X)

# - VIGA V7



Momento máximo positivo = 54,85kNm

Diagrams for Frame Object 243(V20X50)			
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 1172 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 1180 0,000000 m (0,75000 m) Display Options © Scroll for Values © Show Max		
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m)			
54,85	52,42 52,42 12,95 KN/m at 0.32500 m		
1.61	8,10 Positive in -2 direction		
Resultant Moment			
	Moment M3		
	54,8539 KN-m		
	at 0,00000 m		

Momento máximo negativo = - 92,49kNm

Diagrams for Frame Object 237 (¥20X50)		
Case       COMB_ULT         Items       Major (V2 and M3)         Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated For 22, 49         76,03	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 15 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 1851 0,000000 m (0,37500 m) proces in KN, Concentrated Mom	Display Options C Scroll for Values Show Max ents in KN-m) Dist Load (2-dir) 12,95 KN/m at 0,00000 m Positive in -2 direction
		Moment M3 -92,4931 KN-m at 0,00000 m


# Momento máximo positivo = 76,55kNm

Diagrams for Frame Object 254(V20X50)	
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 585 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 593 0,000000 m (0,75000 m) Display Options C Scroll for Values Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated For	ces in KN, Concentrated Moments in KN-m) 76,55 0 1,48 Dist Load (2-dir) 3,50 KN/m at 0,37500 m Positive in -2 direction
Resultant Moment	<b>Moment M3</b> 76,5500 KN-m at 0,75000 m

# Momento máximo negativo = -130,42kNm

Diagrams for Frame Object 297(V20X50)		
Case COMB_ULT	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 43 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 1211 0,000000 m (0,37500 m)	Display Options C Scroll for Values Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated I	Forces in KN, Concentrated Mome 91,24 3 103,81 F	nts in KN-m) Fist Load (2-dir) ,50 KN/m t 0,00000 m 'ositive in -2 direction
	-1 a	loment M3 30,4168 KN-m t 0,00000 m



Momento máximo positivo = 76,12kNm

Diagrams for Frame Object 314(¥20X50)	
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 78 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 87 0,000000 m (0,75000 m)
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated F	Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m)
74,22 3,85	76,12 76,12 50 1,23 Dist Load (2-dir) 3,50 KN/m at 0,37500 m Positive in -2 direction
Resultant Moment	Moment M3 76,1226 KN-m at 0,75000 m

Momento máximo negativo = - 131,52kNm

Diagrams for Frame Object 357 (¥20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 45 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 1227 0,000000 m (0,37500 m)	Display Options C Scroll for Values Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated F	orces in KN, Concentrated Mome	ents in KN-m)
131,52 105,12	92,35 ) ) 103,80	<b>Dist Load (2-dir)</b> 3,50 KN/m at 0,00000 m Positive in -2 direction
Resultant Moment		<b>Moment M3</b> 131,5223 KN-m at 0,00000 m



Momento máximo positivo = 54,07kNm

Diagrams for Frame Object 183 (¥20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued  Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated F 54,07	End Length Offset (Location) - I-End: Jt: 802 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 810 0,000000 m (0,75000 m) orces in KN, Concentrated Mome	Display Options C Scroll for Values (C Show Max) ents in KN-m) Dist Load (2-dir) 12 95 KM/m
Resultant Moment	7,61	Action 1977 March 1978 Positive in -2 direction Moment M3 54,0670 KN-m at 0,00000 m

Momento máximo negativo = - 94,45kNm

agrams for Frame Object 177 (¥20X50)	
Case       COMB_ULT         Items       Major (V2 and M3)         Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated P         94,45         76,11	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 16 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 1526 0,000000 m (0,37500 m) Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m) <b>Display Options</b> © Scroll for Value © Show Max <b>Display Options</b> © Scroll for Value © Show Max <b>Display Options</b> © Scroll for Value © Show Max
	Moment M3 -94,4493 KN-m at 0,00000 m

- VIGA	V11
--------	-----



Momento máximo positivo = 5,62kNm

Diagrams for Frame Object 12(V20X50)		
Case       COMB_ULT         Items       Major (V2 and M3)         Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated For 12, 20)         35, 37	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 19 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 20 0,000000 m (3,00000 m) proces in KN, Concentrated Morr 5,62 3,48	Display Options Scroll for Values Show Max Location [2,98637] m ments in KN-m) Dist Load (2-dir) 12,95 KN/m at 2,98637 m Positive in -2 direction
Resultant Moment		Moment M3 5,6253 KN-m at 2,98637 m

Momento máximo negativo = - 42,20kNm

Diagrams for Frame Object 12	(¥20X50)		
Case COMB_ULT Items Major (V2 and M3) Equivalent Loads - Free Body D	▼ Single valued ▼ iagram (Concentrated R	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 19 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 20 0,000000 m (3,00000 m) Forces in KN, Concentrated Mom	Display Options C Scroll for Values Show Max ents in KN-m) Dist Load (2-dir) 12,95 KN/m
35,37		1 3,48	at 1,00000 m Positive in -2 direction
Resultant Moment			Moment M3 -42,1993 KN-m at 0,00000 m



## Momento máximo positivo = 25,00kNm

Diagrams for Frame Object 79 (¥20X50)	
Case       COMB_ULT         Items       Major (V2 and M3)         Single valued       Itend:         Jt:       12         J:       12         O,000000 m       0,000000 m         J:       18         O,000000 m       0,000000 m         J:       11         Itend:       Jt:         Itend:	n) Display Options Scroll for Values Show Max Location 0,00000 m ments in KN-m
25,00 1,74	Dist Load (2-dir) 12,95 KN/m at 0,00000 m Positive in -2 direction
Resultant Moment	Moment M3 24,9980 KN-m at 0,00000 m

Momento máximo negativo = -38,50kNm

Diagrams for Frame Object 78 (¥20X50)	
Case COMB_ULT	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 17 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 20 0,000000 m (3,00000 m)
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Fo	Dist Load (2-dir) 25,00 12,95 KN/m at 3,00000 m Positive in -2 direction
Resultant Moment	Moment M3 -38,5028 KN-m at 0,00000 m

VIGA	MOMENTO FLETOR POSITIVO (kN m)	MOMENTO FLETOR NEGATIVO (kN m)
V1	67 72	-92.26
V2	91.49	-132.02
V3	88,81	-134,82
V4	88,81	-134,82
V5	91,49	-132,02
V6	67,72	-92,26
V7	54,85	-92,49
V8	76,55	-130,42
V9	76,12	-131,52
V10	54,07	-94,45
V11*	5,62	-42,20
V12*	25,00	-38,50

No cálculo dos esforços das vigas V11 e V12 foi considerada a carga linear de alvenaria de vedação.

## 4.7. ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS

A Figura 4.10 mostra a distribuição de esforços cortantes ao longo das vigas do primeiro pavimento do edifício analisado neste projeto. Foi utilizada a combinação última de carregamento para esta análise. Os diagramas foram obtidos através do programa SAP2000.



Figura 4.10. – Diagramas de esforços cortantes para as vigas (combinação última).

Analisando-se os valores dos esforços cortantes obtidos, novamente verificou-se uma condição de simetria na distribuição dos valores em relação aos eixos centrais do pavimento,

tanto na direção X, quanto em Y (esta condição também foi verificada para os momentos fletores atuantes no pavimento).

Os esforços cortantes são coincidentes nas vigas contínuas V1/V6, V2/V5 e V3/V4 (direção Y). Já na direção X, a condição de simetria se dá na própria viga. Esta possui valores coincidentes para cada metade do elemento. O programa SAP2000 adota uma convenção de sinais contrária à adotada na prática dos cursos de engenharia na representação dos diagramas de esforços cortantes.

Nos itens seguintes, será resumida esta distribuição de esforços com seus respectivos valores máximos de dimensionamento obtidos do programa SAP2000.

## 4.7.1. VIGAS TRANSVERSAIS (direção Y)

## - VIGA V1 (V6)



Esforço cortante máximo = - 75,69kN

Diagrams for Frame Object 80(V20X50)	
Case       COMB_ULT         Items       Major (V2 and M3)         Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated For         64,79         78,83	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 1406 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 5 0,000000 m (0,37500 m) orces in KN, Concentrated Moments in KN-m) <b>Dist Load (2-dir)</b> 12,95 KN/m at 0,37500 m Positive in -2 direction
- Resultant Shear	<b>Shear V2</b> 75,687 KN at 0,37500 m

## - VIGA V2 (V5)



Esforço cortante máximo = - 107,72kN

Diagrams for Frame Object 380 (¥20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 1450 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 28 0,000000 m (0,37500 m)	
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated For	rces in KN, Concentrated Moments in KN-m)	
90,84 106,4	130,99 3,50 KN/m at 0,00000 m 107,72 107,72	
- Resultant Shear-	Shear V2 107,721 KN at 0,37500 m	

# - VIGA V3 (V4)



Esforço cortante máximo = - 103,88kN

Diagrams for Frame Object 416(V20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 1738 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 32 0,000000 m (0,37500 m)	Display Options C Scroll for Values Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Fo	orces in KN, Concentrated Mome	ents in KN-m)
89,26 102,56	127,97 03,88	D <b>ist Load (2-dir)</b> 3,50 KN/m at 0,37500 m <sup>2</sup> ositive in -2 direction
Resultant Shear		Ghear V2 03,876 KN at 0,37500 m

## 4.7.2. VIGAS LONGITUDINAIS (direção X)

## - VIGA V7



Esforço cortante máximo = 76,03kN

agrams for Frame Object 237(V20X50)	
Case COMB_ULT Items Major (V2 and M3) 💌 Single value	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 15 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 1851 0,000000 m (0,37500 m) Display Options © Scroll for Values © Show Max
Fequivalent Loads - Free Body Diagram (Con-	centrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m) 64,89 71,18 Dist Load (2-dir) 12,95 KN/m at 0,00000 m Positive in -2 direction
Resultant Shear	<b>Shear V2</b> -76,032 KN at 0,00000 m



Esforço cortante máximo = -107,62kN

Diagrams for Frame Object 308(¥20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued  Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated F	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 1261 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 6 0,000000 m (0,37500 m) orces in KN, Concentrated Momen	Display Options C Scroll for Values C Show Max nts in KN-m)
38,45 106,3	78,56 3 107,62	t <b>ist Load (2-dir)</b> ,50 KN/m t 0,37500 m ositive in -2 direction
Resultant Shear	S 1 a	<b>hear V2</b> 07,620 KN t 0,37500 m

## - VIGA V9



Esforço cortante máximo = -107,27kN

Diagrams for Frame Object 368(V20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 1273 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 8 0,000000 m (0,37500 m)	Display Options C Scroll for Values Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Fr 38, 13 105, 99	orces in KN, Concentrated Mome 78, JJ 07, 27 P	nts in KN-m) Fist Load (2-dir) ,50 KN/m t 0,00000 m 'ositive in -2 direction
Resultant Shear	S 1 a	i <b>hear V2</b> 07,266 KN t 0,37500 m



## Esforço cortante máximo = 76,11kN

Diagrams for Frame Object 177 (¥20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 16 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 1526 0,000000 m (0,37500 m)	Display Options C Scroll for Values Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Fo	orces in KN, Concentrated Mome 66,82 71,26	nts in KN-m) Fist Load (2-dir) 2,95 KN/m t 0,37500 m lositive in -2 direction
	S a	i <b>hear V2</b> 76,112 KN t 0,00000 m

## - VIGA V11

Γ	1		$\mathbf{\nabla}$
	1		$ \rightarrow $
			$\setminus$

Esforço cortante máximo = 35,37kN

Diagrams for Frame Object 12(V20X50)	
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) I-End: Jt: 19 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 20 0,000000 m (3,00000 m)
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Fo	5,62 5,62 5,62 5,62 5,62 5,62 5,62 12,95 KN/m at 1,00000 m Positive in -2 direction
Resultant Shear	<b>Shear V2</b> -35,366 KN at 0,00000 m

|--|--|--|

Esforço cortante máximo = - 40,59kN

Diagrams for Frame Object 79(¥20X50)		
Case COMB_ULT  Items Major (V2 and M3)  Single valued	End Length Offset (Location) - I-End: Jt: 20 0,000000 m (0,00000 m) J-End: Jt: 18 0,000000 m (3,00000 m)	Display Options C Scroll for Values C Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated F	orces in KN, Concentrated Mome	ents in KN-m)
25,00	38,50 1 40,59	Dist Load (2-dir) 12,95 KN/m at 0,50000 m Positive in -2 direction
Resultant Shear		5 <b>hear V2</b> 40,592 KN at 3,00000 m

A tabela seguinte resume os esforços cortantes máximos para as vigas do primeiro pavimento.

Tabela 8 – Esforços cortantes máximos de dimensionamento nas vigas obtidos pelo MEF

	ESFORÇO CORTANTE
VIGA	MAXIMO DE DIMENSIONAMENTO (LN)
V1	75,69
V2	107,72
V3	103,88
V4	103,88
V5	107,72
V6	75,69
V7	76,03
V8	107,62
V9	107,27
V10	76,11
V11	35,37
V12	40,59

### 4.8. DESLOCAMENTOS NAS VIGAS

As deformações nas vigas serão analisadas pelo MEF utilizando-se os mesmos critérios adotados no estudo dos deslocamentos nas lajes desenvolvido no item 4.4.

A flecha imediata (t = 0) máxima para um nó de elemento de viga encontrada foi igual a  $f_0 = 0.33$  cm (direção U3).

A flecha diferida no tempo, de acordo com o item 4.4, equação (10) assumirá o seguinte valor:

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

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

 $f_{\infty} = 0.33 (1 + 1.32) = 0.765 \text{ cm}$  (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:

• Deslocamento total:  $f_{\infty}$  = 0,765 cm  $< f_{lim}$  = 1 / 250 = 600 / 250 = 2,4 cm (l: vão da viga)

As figuras seguintes obtidas do programa SAP2000 apresentam o nó do elemento de viga com a flecha máxima (viga V2 ou V5).

Para esta análise foi utilizada a Combinação de Serviço.

Joi	nt Displa	cement	s							
File	ile View Options Format									
U	Jnits: As Noted Joint Displacements									
	JO	int	UutputLase	Laselype	01	UZ	03	KI	HZ	H3
	- Te	ext	lext	lext	m	m	m	Radians	Radians	Radians
	1:	26	COMB_SERV	Combination	1,411E-16	-2,881E-17	-0,003271	-0,000266	-0,000149	-7,625E-19

Figura 4.11 - Nó 126 - Flecha Máxima direção U3 (Combinação de Serviço).



Figura 4.12 – Nó de elemento de viga com deslocamento máximo na direção Z (U3).

## 4.9. REAÇÕES DE APOIO

Neste último item do capítulo 4 serão verificadas as cargas totais nos pilares considerando-se a contribuição do primeiro pavimento. A tabela seguinte obtida do SAP2000 apresenta os esforços globais através das reações existentes nos pilares do primeiro pavimento (*Base Reactions*).

Para esta verificação foram consideradas duas combinações: uma contendo apenas os valores característicos de cada carregamento ("CARGATOTAL") e a combinação última, definida no item 4.3.2, sendo esta, a combinação utilizada na análise comparativa com o método aproximado de cálculo. A figura seguinte, obtida do SAP2000, ilustra os valores calculados.

В	Base Reactions										
F	File View Options Format										
	Units: As Noted Base Reactions							•			
		OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobaIX	l
		l ext	l ext	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	
	►	COMB_ULT	Combination	-4,041E-15	-4,197E-15	7863,45	6486723,83	-4477713,7	000000002787	0	
		CARGATOTAL	Combination	-2,887E-15	-2,998E-15	5616,75	4633374,16	-3198366,9	00000001991	0	

Figura 4.13 – Carga totais nos pilares (1º pavimento).

Através da análise dos valores apresentados, considera-se, portanto, para as reações na base dos pilares (direção Z) o valor total de:

 $R_{total} = 7863,45 kN \Longrightarrow combinação última$ 

## 5. MÉTODO APROXIMADO DE CÁLCULO

Neste capítulo do projeto será realizada a análise do primeiro pavimento do edificio através do método aproximado de cálculo. Serão utilizadas as tabelas de CZERNY para verificação dos esforços nas lajes. Para as vigas será realizado um estudo por elementos isolados, onde cada viga contínua será calculada com auxílio do programa FTOOL [10]. Serão verificadas também as cargas nos pilares pelas reações das vigas nos mesmos.

### 5.1. LAJES

### **5.1.1. MOMENTOS FLETORES**

O cálculo dos momentos fletores nas lajes pelo método aproximado seguirá as diretrizes adotadas no pré-dimensionamento (item 3.2.). A espessura de todas as lajes será de 15 cm. O carregamento vertical total atuante nas lajes (vide item 3.2.1.1.1.) será de 7,75  $kN/m^2$ .

Para a obtenção dos momentos fletores nas lajes utilizaram-se as tabelas de CZERNY. A tabela seguinte apresenta os esforços ( $M_x e M_y$ ) obtidos para cada painel de laje com seus respectivos esforços de dimensionamento ( $M_{xd} e M_{yd}$ ).

LAJE	lx (m)	ly (m)	Mx (kN.m/m)	My (kN.m/m)	Mxd (kN.m/m)	Myd (kN.m/m)
L1	6,00	6,00	8,09	8,09	11,33	11,33
L2	6,00	6,00	6,26	7,32	8,76	10,25
L3	6,00	6,00	8,09	8,09	11,33	11,33
L4	6,00	6,00	7,32	6,26	10,25	8,76
L5	6,00	6,00	5,90	5,90	8,26	8,26
L6	6,00	6,00	8,09	8,09	11,33	11,33
L7	6,00	6,00	7,32	6,26	10,25	8,76
L8	6,00	6,00	7,32	6,26	10,25	8,76
L9	6,00	6,00	7,32	6,26	10,25	8,76
L10	6,00	6,00	5,90	5,90	8,26	8,26
L11	6,00	6,00	8,09	8,09	11,33	11,33
L12	6,00	6,00	8,09	8,09	11,33	11,33
L13	6,00	6,00	6,26	7,32	8,76	10,25
L14	6,00	6,00	8,09	8,09	11,33	11,33

Tabela 9 – Momentos positivos atuantes nas lajes pelo Método Aproximado de Cálculo.

Os momentos negativos (interfaces das lajes) também foram verificados através das tabelas de CZERNY. A tabela seguinte apresenta os momentos negativos existentes e seus respectivos valores de dimensionamento.

LAJE	lx (m)	ly (m)	M'x (kN.m/m)	M'y (kN.m/m)	M'xd (kN.m/m)	M'yd (kN.m/m)
L1	6,00	6,00	-19,51	-19,51	-27,31	-27,31
L2	6,00	6,00	-15,25	-17,22	-21,35	-24,11
L3	6,00	6,00	-19,51	-19,51	-27,31	-27,31
L4	6,00	6,00	-17,22	-15,25	-24,11	-21,35
L5	6,00	6,00	-14,38	-14,38	-20,13	-20,13
L6	6,00	6,00	-19,51	-19,51	-27,31	-27,31
L7	6,00	6,00	-17,22	-15,25	-24,11	-21,35
L8	6,00	6,00	-17,22	-15,25	-24,11	-21,35
L9	6,00	6,00	-17,22	-15,25	-24,11	-21,35
L10	6,00	6,00	-14,38	-14,38	-20,13	-20,13
L11	6,00	6,00	-19,51	-19,51	-27,31	-27,31
L12	6,00	6,00	-19,51	-19,51	-27,31	-27,31
L13	6,00	6,00	-15,25	-17,22	-21,35	-24,11
L14	6,00	6,00	-19,51	-19,51	-27,31	-27,31

Tabela 10 – Momentos negativos atuantes nas lajes pelo Método Aproximado de Cálculo.

No estudo do Método Aproximado de Cálculo, a verificação dos esforços de momentos fletores nas interfaces das lajes requer valores compatibilizados. Para cada interface será adotado o maior valor entre a média dos momentos apresentados e 80% do maior deles. As tabelas seguintes apresentam os valores compatibilizados.

INTERFACE	MÉDIA	80% Mmáx	M'xd adotado (kN.m/m)
L1 / L4	-25,71	-21,85	-25,71
L2 / L5	-20,74	-17,08	-20,74
L3 / L6	-27,31	-21,85	-27,31
L4 / L7	-24,11	-19,29	-24,11
L5 / L8	-22,12	-19,29	-22,12
L7 / L9	-24,11	-19,29	-24,11
L8 / L10	-22,12	-19,29	-22,12
L9 / L12	-25,71	-21,85	-25,71
L10 / L13	-20,74	-17,08	-20,74
L11 / L14	-27,31	-21,85	-27,31

Tabela 11 – Momentos compatibilizados nas interfaces das lajes do primeiro pavimento (direção X).

INTERFACE	MÉDIA	80% Mmáx	M'yd adotado (kN.m/m)
L1 / L2	-25,71	-21,85	-25,71
L2 / L3	-25,71	-21,85	-25,71
L4 / L5	-20,74	-17,08	-20,74
L5 / L6	-23,72	-21,85	-23,72
L7 / L8	-21,35	-17,08	-21,35
L9 / L10	-20,74	-17,08	-20,74
L10 / L11	-23,72	-21,85	-23,72
L12 / L13	-25,71	-21,85	-25,71
L13 / L14	-25,71	-21,85	-25,71

Tabela 12 – Momentos compatibilizados nas interfaces das lajes do primeiro pavimento (direção Y).

A figura 5.1. apresenta os valores dos momentos de dimensionamento obtidos pelo Método Aproximado distribuídos ao longo das lajes do primeiro pavimento do edifício do projeto.



Figura 5.1. – Momentos Fletores nas lajes do primeiro pavimento obtidos pelo Método Aproximado de Cálculo (valores de dimensionamento em kNm/m).

### 5.2. VIGAS

### 5.2.1. MOMENTOS FLETORES

### 5.2.1.1 VIGAS V11 E V12

Neste item do projeto serão calculados os momentos fletores e os esforços cortantes nas vigas do primeiro pavimento pelo Método Aproximado de Cálculo. As dimensões de todas as vigas serão as mesmas das obtidas no item 3.2.2.1, referente ao pré-dimensionamento da estrutura (20cm x 50cm). Os carregamentos atuantes nas vigas serão definidos a seguir:

- Reações de apoio das lajes;
- Peso próprio da viga;
- Carga das paredes de alvenaria de vedação;
- Carga de outras vigas que se apóiam na viga em estudo.

No primeiro pavimento do edifício, todas as vigas, exceto a V11 e a V12, são definidas como contínuas. Para estas vigas, isostáticas, os momentos podem ser facilmente calculados através das reações de apoios, obtidas pelo equilíbrio de forças. Nestes elementos irão atuar as cargas de peso-próprio e da alvenaria de vedação, pois se tratam de vigas sem reações de apoio das lajes, uma vez que ambas localizam-se na região do poço de elevadores. Logo o carregamento vertical linear total atuante em cada uma das vigas será:

$$q_v = b_w \times h \times \gamma_c + 6,75 kN / m$$
(12)

### - VIGA V11

O carregamento total atuante na viga V11 será de:

$$q_{V11} = 0,20m \times 0,50m \times 25kN / m^3 + 6,75kN / m = 9,25kN / m$$

As figuras seguintes obtidas do programa de análise linear FTOOL ilustram a viga V11 com o carregamento linear atuante, os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes com os respectivos valores máximos característicos.



Figura 5.2. – Carregamento linear atuante na viga V11.



Figura 5.3. – Momento fletor máximo positivo na viga V11 (kNm).



Figura 5.4. – Esforço cortante máximo na viga V11 (kN).

A viga V12 não recebe reação das lajes, pois se encontra entre o poço de elevadores e a abertura para a escada.

O carregamento linear atuante nesta viga é composto de: peso próprio, carga da alvenaria de vedação e reação da viga V11.

A carga de peso próprio será, como em todas as vigas, igual a :  $q_{V12} = 2.5 \text{ kN/m}$ .

O carregamento linear total atuante na viga V12 será de:

$$q_{V12} = 0.20m \times 0.50m \times 25kN / m^3 + 6.75kN / m = 9.25kN / m$$

O valor da carga devido à reação da viga V11 sobre V12 será uma carga concentrada no meio do vão da mesma, com o valor de:

$$q_{Rv11} = \frac{(9,25kN/m) \times 3,00m}{2} \approx 13,90 \, kN$$

As figuras seguintes ilustram o carregamento, os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes com os valores máximos característicos para a viga V12.





Figura 5.6. – Momento fletor máximo positivo na viga V12 (kNm).



Figura 5.7. – Esforço cortante máximo na viga V12 (kN).

No cálculo dos esforços das vigas V11 e V12 foi considerada a carga linear de alvenaria de vedação.

Ao se analisar as demais vigas do primeiro pavimento, observou-se igualdade de condições entre algumas vigas. Estas serão agrupadas em função das características semelhantes (número de vãos, carregamento, condições de apoio, etc) para a verificação dos esforços. A seguir é apresentado este agrupamento:

a) V1 = V6
b) V2 = V5
c) V3 = V4
d) V7
e) V8
f) V9
g) V10

## 5.2.2. ANÁLISE APROXIMADA DAS VIGAS CONTÍNUAS

Neste item do projeto serão analisadas as vigas contínuas do primeiro pavimento.

Segundo a NBR6118:2003, item 14.6.7.1, pode ser utilizado o modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, para o estudo das cargas verticais, observando-se a necessidade das seguintes correções adicionais:

a) não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;

b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;

c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios externos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações: - na viga:

$$\frac{r_{\rm inf} + r_{\rm sup}}{r_{\rm vig} + r_{\rm inf} + r_{\rm sup}}$$

- no tramo superior do pilar:

$$\frac{r_{\rm sup}}{r_{\rm vig} + r_{\rm inf} + r_{\rm sup}}$$

- no tramo inferior do pilar:

$$\frac{r_{\rm inf}}{r_{\rm vig} + r_{\rm inf} + r_{\rm sup}}$$

sendo:

$$r_i = I_i / l_i$$

onde:



 $r_i$  é a rigidez do elemento i no nó considerado, avaliada conforme indicado na figura 14.8 da NBR6118:2003.

Figura 5.8. – Aproximação em apoios extremos

sendo:  $l_{sup} = l_{inf} = 3,00m$ 

## 5.2.2.1. VIGAS TRANSVERSAIS (direção Y)

As vigas transversais do primeiro pavimento serão analisadas segundo a NBR6118:2003, considerando-se os momentos de solidariedade nos apoios extremos.

### - VIGA V1 (V6)

### - Carregamento nas lajes L1, L2 e L3

Da equação (1), temos:

 $q_{L1} = q_{L2} = q_{L3} = 7,75 \, kN \, / \, m^2$ 

### - Quinhões de cargas para as lajes L1, L2 e L3 (áreas de influência – A<sub>Li</sub>)



- Reações das lajes L1, L2 e L3 na viga V1

$$R_{Li} = A_{Li} \times \frac{q_{Li}}{L_{\nu}} (13)$$

$$R_{L1} = 6,59 \times \frac{7,75}{6,00} = 8,51 \, kN \, / \, m$$

$$R_{L2} = 5,20 \times \frac{7,75}{6,00} = 6,72 \, kN \, / \, m$$

$$R_{L3} = 6,59 \times \frac{7,75}{6,00} = 8,51 \, kN \, / \, m$$

#### - Outras cargas atuantes na viga V1

Da equação (12), temos:

$$q_{V1} = 9,25 kN / m$$

#### - Carregamento total atuante nos vãos da viga V1

 $\begin{aligned} q_{v\bar{a}o1} &= 8,51+9,25 = 17,76\,kN\,/\,m\\ q_{v\bar{a}o2} &= 6,72+9,25 = 15,97\,kN\,/\,m\\ q_{v\bar{a}o3} &= 8,51+9,25 = 17,76\,kN\,/\,m \end{aligned}$ 

#### - Análise estrutural

Conforme dito anteriormente, será utilizado o modelo clássico de viga contínua simplesmente apoiada nos pilares considerando os momentos de solidariedade nos apoios extremos da viga.

### - Cálculo dos momentos de solidariedade



onde:

### M<sub>eng</sub> = Momento fletor de engastamento perfeito

A figura 5.9 apresenta as fórmulas para o cálculo dos momentos fletores de engastamento perfeito para vigas bi-engastadas sob carregameto linear distribuído.



Figura 5.9. – Cálculo dos momentos de engastamento perfeito.

Assim, têm-se os valores dos momentos de solidariedade para a viga V1:

$$M_{p1} = M_{p4} = \left(\frac{-17,76 \times 6,00^{2}}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$
$$M_{p1} = M_{p4} = -42,82kNm$$

O modelo simplificado e o carregamento total de serviço estão ilustrados na figura seguinte. Será utilizado o programa educacional FTOOL para obtenção dos diagramas de momentos fletores e esforços cortantes com seus respectivos valores máximos.



Figura 5.10. - Esquema estático e carregamento da viga V1(V6).



Figura 5.11. – Diagrama de Momentos Fletores – V1 (V6)[kN.m] (valores característicos).



Figura 5.12. - Diagrama de esforços cortantes - V1 (V6) [kN] (valores característicos).

Para as vigas restantes deste pavimento, será utilizado o mesmo raciocínio desenvolvido no item corrente. De maneira mais simplificada, será resumida a obtenção dos esforços.

- VIGA V2 (V5)

## - Carregamento nas lajes L1, L2, L3, L4, L5 e L6

Da equação (1), temos:

$$q_{L1} = q_{L2} = q_{L3} = q_{L4} = q_{L5} = q_{L6} = 7,75 \, kN \, / \, m^2$$

- Quinhões de cargas para as lajes L1, L2, L3, L4, L5 e L6 (áreas de influência – A<sub>Li</sub>)



- Reações das lajes L1, L2, L3, L4, L5 e L6 na viga V2

$$R_{L1} = 11,41 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,74 \, kN \, / \, m$$

$$R_{L2} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63 \, kN \, / \, m$$

$$R_{L3} = 11,41 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,74 \, kN \, / \, m$$

$$R_{L4} = 10,90 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,08 \, kN \, / \, m$$

$$R_{L5} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63 \, kN \, / \, m$$

$$R_{L6} = 11,41 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,74 \, kN \, / \, m$$

### - Outras cargas atuantes na viga V2

 $q_{V2} = 2,5kN/m \implies$  Peso próprio da viga V2

### - Carregamento total atuante nos vãos da viga V2

$$\begin{split} q_{v\bar{a}o1} &= 14,74 + 14,08 + 2,5 = 31,32 \, kN \, / \, m \\ q_{v\bar{a}o2} &= 11,63 + 11,63 + 2,5 = 25,76 \, kN \, / \, m \\ q_{v\bar{a}o3} &= 14,74 + 14,74 + 2,5 = 31,98 \, kN \, / \, m \end{split}$$

### - Cálculo dos momentos de solidariedade

$$M_{p5} = \left(\frac{-31,32 \times 6,00^2}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,2 \times 0,4^3}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^3}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^3}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^3}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^3}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$

$$M_{p8} = \left(\frac{-31,98 \times 6,00^{2}}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$
$$M_{p5} = -75,51kNm$$
$$M_{p8} = -77,10kNm$$

O modelo simplificado e o carregamento total de serviço estão ilustrados na figura seguinte.



Figura 5.13. - Esquema estático e carregamento da viga V2(V5).



Figura 5.14. - Diagrama de Momentos Fletores - V2 (V5) [kN.m] (valores característicos).



Figura 5.15. – Diagrama de esforços cortantes – V2 (V5) [kN] (valores característicos).

## - VIGA V3 (V4)

## - Carregamento nas lajes L4, L5, L6, L7 e L8

Da equação (1), temos:

 $q_{L4} = q_{L5} = q_{L6} = q_{L7} = q_{L8} = 7,75 \, kN \, / \, m^2$ 

## - Quinhões de cargas para as lajes L4, L5, L6, L7, L8 (áreas de influência – A<sub>Li</sub>)



- Reações das lajes L4, L5, L6, L7 e L8 na viga V3

$$R_{L4} = 10,90 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,08 \, kN \, / \, m$$
$$R_{L5} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63 \, kN \, / \, m$$
$$R_{L6} = 6,59 \times \frac{7,75}{6,00} = 8,51 \, kN \, / \, m$$
$$R_{L7} = 10,90 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,08 \, kN \, / \, m$$
$$R_{L8} = 10,90 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,08 \, kN \, / \, m$$

#### - Outras cargas atuantes na viga V3

 $q_{V3} = 2,5kN / m \implies$  Peso próprio da viga V3  $g_{av} = 6,75kN / m \implies$  Carga da alvenaria de vedação (trecho entre os pilares P11 e P12).

O valor da carga devido à reação da viga V12 sobre a viga V3 será uma carga concentrada no meio do 3° vão da mesma. O valor desta carga será:

$$q_{Rv12} = \frac{(9,25kN/m) \times 6,00m + 13,9kN}{2} = 34,7kN$$
$$q_{Rv12} = 34,7kN$$

### - Carregamento total atuante nos vãos da viga V3

$$\begin{split} q_{v\bar{a}o1} &= 14,08 \times 2 + 2,5 = 30,66 \, kN \, / \, m \\ q_{v\bar{a}o2} &= 11,63 + 14,08 + 2,5 = 28,21 \, kN \, / \, m \\ q_{v\bar{a}o3} &= 8,51 + 2,5 + 6,75 = 17,76 \, kN \, / \, m => 17,76 \, kN \, / \, m + 34,7 \, kN \end{split}$$

- Cálculo dos momentos de solidariedade

$$M_{p9} = \left(\frac{-30,66 \times 6,00^{2}}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$
$$M_{p9} = -73,93kNm$$

62

$$M_{p12} = \left(\frac{-17,76 \times 6,00^{2}}{12} - \frac{34,70 \times 6,00}{8}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,2 \times 0,4^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$
$$M_{p12} = -63,74kNm$$



Figura 5.16. – Esquema estático e carregamento da viga V3(V4).



Figura 5.17. - Diagrama de Momentos Fletores - V3 (V4) [kN.m] (valores característicos).



Figura 5.18. – Diagrama de esforços cortantes – V3 (V4) [kN] (valores característicos).

## 5.2.2.2 VIGAS LONGITUDINAIS (direção X)

Assim como as vigas transversais do primeiro pavimento, as vigas longitudinais também serão analisadas segundo a NBR6118:2003, considerando-se os momentos de solidariedade nos apoios extremos.

### - VIGA V7

### - Carregamento nas lajes L1, L4, L7, L9 e L12

Da equação (1), temos:

 $q_{L1} = q_{L4} = q_{L7} = q_{L9} = q_{L12} = 7,75 \, kN \, / \, m^2$ 

- Quinhões de cargas para as lajes L1, L4, L7, L9 e L12 (áreas de influência – A<sub>Li</sub>)



- Reações das lajes L1, L4, L7, L9 e L12 na viga V7

$$R_{L1} = 6,59 \times \frac{7,75}{6,00} = 8,51 \, kN \, / m$$

$$R_{L4} = 5,20 \times \frac{7,75}{6,00} = 6,72 \, kN \, / m$$

$$R_{L7} = 5,20 \times \frac{7,75}{6,00} = 6,72 \, kN \, / m$$

$$R_{L9} = 5,20 \times \frac{7,75}{6,00} = 8,51 \, kN \, / m$$

$$R_{L12} = 6,59 \times \frac{7,75}{6,00} = 8,51 \, kN \, / m$$

#### - Outras cargas atuantes na viga V7

Da equação (12), temos:

$$q_{V7} = 9,25 kN / m$$

### - Carregamento total atuante nos vãos da viga V7

$$\begin{split} q_{v\bar{a}o1} &= 8,51+9,25 = 17,76\,kN\,/\,m\\ q_{v\bar{a}o2} &= 8,51+9,25 = 17,76\,kN\,/\,m\\ q_{v\bar{a}o3} &= 6,72+9,25 = 15,97\,kN\,/\,m\\ q_{v\bar{a}o4} &= 6,72+9,25 = 15,97\,kN\,/\,m\\ q_{v\bar{a}o5} &= 8,51+9,25 = 17,76\,kN\,/\,m \end{split}$$

### - Cálculo dos momentos de solidariedade

$$M_{p21} = \left(\frac{-17,76 \times 6,00^{2}}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{12} \times \left[\frac{\left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$

$$M_{p21} = M_{p1} - 26,96 k Nm$$

O modelo simplificado e o carregamento total de serviço estão ilustrados na figura seguinte.



Figura 5.19. - Esquema estático e carregamento da viga V7



Figura 5.20. – Diagrama de Momentos Fletores – V7 [kN.m] (valores característicos).



Figura 5.21. – Diagrama de esforços cortantes – V7 [kN] (valores característicos).

#### - Carregamento nas lajes L1, L2, L4, L5, L7, L8, L9, L10, L12 e L13

Da equação (1), temos:

$$q_{11} = q_{12} = q_{14} = q_{15} = q_{17} = q_{18} = q_{19} = q_{110} = q_{112} = q_{113} = 7,75 \, kN \, / \, m^2$$

Quinhões de cargas para as lajes L1, L2, L4, L5, L7, L8, L9, L10, L12 e L13 (áreas de influência – A<sub>Li</sub>)



$$R_{L1} = 11,41 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,74kN / m$$

$$R_{L2} = 10,90 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,08kN / m$$

$$R_{L4} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63kN / m$$

$$R_{L5} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63kN / m$$

$$R_{L7} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63kN / m$$

$$R_{L8} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63kN / m$$

$$R_{L9} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63kN / m$$

$$R_{L10} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63kN / m$$

$$R_{L12} = 11,41 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,74kN / m$$

$$R_{L13} = 10,90 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,08kN / m$$

## - Outras cargas atuantes na viga V8

 $q_{v8} = 2,5kN / m \implies$  Peso próprio da viga V8

## - Carregamento total atuante nos vãos da viga V8

$$q_{v\tilde{a}o1} = 14,74 + 14,08 + 2,5 = 31,32 \text{ kN / m}$$

$$q_{v\tilde{a}o2} = 2 \times 11,63 + 2,5 = 25,76 \text{ kN / m}$$

$$q_{v\tilde{a}o3} = 2 \times 11,63 + 2,5 = 25,76 \text{ kN / m}$$

$$q_{v\tilde{a}o4} = 2 \times 11,63 + 2,5 = 25,76 \text{ kN / m}$$

$$q_{v\tilde{a}o5} = 14,74 + 14,08 + 2,5 = 31,32 \text{ kN / m}$$

- Cálculo dos momentos de solidariedade

$$M_{p22} = \left(\frac{-31,32 \times 6,00^2}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^3}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$

$$M_{p2} = \left(\frac{-31,32 \times 6,00^{2}}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$
$$M_{p22} = M_{p2} - 47,54kNm$$

O modelo simplificado e o carregamento total de serviço estão ilustrados na figura seguinte.



Figura 5.22. - Esquema estático e carregamento da viga V8



Figura 5.23. – Diagrama de Momentos Fletores – V8 [kN.m] (valores característicos).



Figura 5.24. – Diagrama de esforços cortantes – V8 [kN] (valores característicos).
- VIGA V9

### - Carregamento nas lajes L2, L3, L5, L6, L8, L10, L11, L13 e L14

Da equação (1), temos:

 $q_{L2} = q_{L3} = q_{L5} = q_{L6} = q_{L8} = q_{L10} = q_{L11} = q_{L13} = q_{L14} = 7,75 \, kN \, / \, m^2$ 

- Quinhões de cargas para as lajes L2, L3, L5, L6, L8, L10, L11, L13 e L14 (áreas de influência –  $\rm A_{Li})$ 



- Reações das lajes L2, L3, L5, L6, L8, L10, L11, L13 e L14 na viga V9

$$R_{L2} = 10,90 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,08 \text{ kN} / m$$
$$R_{L3} = 11,41 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,74 \text{ kN} / m$$

$$R_{L5} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63 \, kN \, / \, m$$
$$R_{L6} = 11,41 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,74 \, kN \, / \, m$$
$$R_{L8} = 5,20 \times \frac{7,75}{6,00} = 6,72 \, kN \, / \, m$$

$$R_{L10} = 9,00 \times \frac{7,75}{6,00} = 11,63 \, kN \, / m$$

$$R_{L11} = 11,41 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,74 \, kN \, / m$$

$$R_{L13} = 10,90 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,08 \, kN \, / m$$

$$R_{L14} = 11,41 \times \frac{7,75}{6,00} = 14,74 \, kN \, / m$$

#### - Outras cargas atuantes na viga V9

 $q_{V9} = 2,5kN / m \implies$  Peso próprio da viga V9  $g_{av} = 6,75kN / m \implies$  Carga da alvenaria de vedação (trecho entre os pilares P11 e P12).

O valor da carga devido à reação da viga V11 sobre a viga V9 será uma carga concentrada no meio do 3° vão da mesma. O valor desta carga será:

$$q_{Rv11} = \frac{(9,25kN/m) \times 3,00m}{2} = 13,9kN$$
$$q_{Rv11} = 13,9kN$$

#### - Carregamento total atuante nos vãos da viga V9

$$\begin{split} q_{v\bar{a}o1} &= 14,08 + 14,74 + 2,5 = 31,32 \, kN \, / \, m \\ q_{v\bar{a}o2} &= 11,63 + 14,74 + 2,5 = 28,87 \, kN \, / \, m \\ q_{v\bar{a}o3} &= 6,72 + 2,5 = 9,22 \, kN \, / \, m => 9,22 kN \, / \, m + 13,9 kN \\ q_{v\bar{a}o4} &= 11,63 + 14,74 + 2,5 = 28,87 \, kN \, / \, m \\ q_{v\bar{a}o5} &= 14,08 + 14,74 + 2,5 = 31,32 \, kN \, / \, m \end{split}$$

#### - Cálculo dos momentos de solidariedade

$$M_{p23} = \left(\frac{-31,32 \times 6,00^2}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^3}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$

$$M_{p3} = \left(\frac{-31,32 \times 6,00^{2}}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$
$$M_{p23} = M3 - 47,54kNm$$

O modelo simplificado e o carregamento total de serviço estão ilustrados na figura seguinte.



Figura 5.25. – Esquema estático e carregamento da viga V9



Figura 5.26. - Diagrama de Momentos Fletores - V9 [kN.m] (valores característicos)



Figura 5.27. – Diagrama de esforços cortantes – V9 [kN] (valores característicos)

- VIGA V10

## - Carregamento nas lajes L3, L6, L11 e L14

Da equação (1), temos:

$$q_{L3} = q_{L6} = q_{L11} = q_{L14} = 7,75 \, kN \, / \, m^2$$

- Quinhões de cargas para as lajes L3, L6, L11 e L14 (áreas de influência – A<sub>Li</sub>)



- Reações das lajes L3, L6, L11 e L14 na viga V10

$$R_{L3} = 6,59 \times \frac{7,75}{6,0} = 8,51kN / m$$
$$R_{L6} = 6,59 \times \frac{7,75}{6,0} = 8,51kN / m$$
$$R_{L11} = 6,59 \times \frac{7,75}{6,0} = 8,51kN / m$$
$$R_{L14} = 6,59 \times \frac{7,75}{6,0} = 8,51kN / m$$

### - Outras cargas atuantes na viga V10

Da equação (12), temos:

 $q_{V70} = 9,25 kN / m$ 

### - Carregamento total atuante na viga V10

$$q_{v\bar{a}o1} = 8,51 + 9,25 = 17,76 \, kN \, / \, m$$

$$q_{v\bar{a}o2} = 8,51 + 9,25 = 17,76 \, kN \, / \, m$$

$$q_{v\bar{a}o3} = 9,25 = 9,25 \, kN \, / \, m$$

$$q_{v\bar{a}o4} = 8,51 + 9,25 = 17,76 \, kN \, / \, m$$

$$q_{v\bar{a}o5} = 8,51 + 9,25 = 17,76 \, kN \, / \, m$$

- Cálculo dos momentos de solidariedade

$$M_{p24} = \left(\frac{-17,76 \times 6,00^2}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^3}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^3}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$

$$M_{p4} = \left(\frac{-17,76 \times 6,00^{2}}{12}\right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^{3}}{12} \times \frac{1}{6}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right) + \left(\frac{0,4 \times 0,2^{3}}{12} \times \frac{2}{3}\right)}\right]$$
$$M_{p23} = M_{p3} - 26,96kNm$$

O modelo simplificado e o carregamento total de serviço estão ilustrados na figura seguinte.



Figura 5.28. – Esquema estático e carregamento da viga V10.



Figura 5.29. – Diagrama de Momentos Fletores – V10 [kN.m] (valores característicos).



Figura 5.30. – Diagrama de esforços cortantes – V10 [kN] (valores característicos).

A tabela seguinte apresenta os momentos fletores mínimos positivos, exigidos pela NBR6118:2003, para consideração do modelo clássico de viga contínua. Para tanto, foram engastados perfeitamente os apoios internos das vigas. Esta condição corresponde à primeira das imposições da norma (item 14.6.7.1) na análise de vigas contínuas pelo modelo clássico.

VIGA	M(+) [kN.m]
V1	45,00
V2	80,90
V3	77,60
V4	77,60
V5	80,90
V6	45,00
V7	45,00
V8	79,30
V9	79,30
V10	45,00
V11*	-
V12*	-

Tabela 13 – Momentos fletores mínimos positivos (valores característicos)

As tabelas seguintes apresentam um resumo dos esforços máximos de dimensionamento atuantes nas vigas do primeiro pavimento obtidos pelo Método Aproximado de Cálculo (MAP) considerando-se os momentos mínimos positivos de dimensionamento obtidos anteriormente.

Tabela 14 – Momentos fletores máximos de dimensionamento atuantes nas	vigas obtidos	pelo MAP
---	---------------	----------

VIGA	Md (+) [kN.m]	Md <sub>adot</sub> (+) [kN.m]	Md (-) [kN.m]
V1	45,50	63,00	-73,08
V2	85,40	113,26	-124,32
V3	81,48	108,64	-130,20
V4	81,48	108,64	-130,20
V5	85,40	113,26	-124,32
V6	45,50	63,00	-73,08
V7	53,48	63,00	-85,12
V8	96,88	111,02	-137,62
V9	89,18	111,02	-154,56
V10	49,56	63,00	-89,88
V11*	14,56	14,56	0,00
V12*	87,50	87,50	0,00

Tabela 15 – Esforços co	ortantes máximos de dimension	iamento atuantes nas vi	igas obtidos pelo MAP
-------------------------	-------------------------------	-------------------------	-----------------------

VIGA	Vd [kN]
V1	76,72
V2	137,06
V3	124,32
V4	124,32
V5	137,06
V6	76,72
V7	82,46
V8	143,36
V9	146,16
V10	83,30
V11	19,46
V12	48,58

# 5.3. REAÇÕES DE APOIO

Neste último item do capítulo 5 serão verificadas as cargas totais nos pilares considerando-se a contribuição do primeiro pavimento através de cálculo manual. Serão obtidos os esforços globais na estrutura através das reações existentes nos pilares.

Para esta verificação foi considerada a combinação última de carregamento definida anteriormente no item 4.3.2.

A tabela da página seguinte resume os esforços nos pilares do primeiro pavimento.

Elemento estrutural	Carregamento	unid	Dimensões		Volume (m <sup>3</sup> )	Peso Próprio(kN)	Peso total	
γc = 25kN / m³	externo		a (m)	b (m)	c (m)		,	(KN)
L1	4,00	kN / m²	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L2	4,00	kN / m²	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L3	4,00	kN / m <sup>2</sup>	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L4	4,00	kN / m <sup>2</sup>	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L5	4,00	kN / m <sup>2</sup>	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L6	4,00	kN / m <sup>2</sup>	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L7	4,00	kN / m <sup>2</sup>	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L8	4,00	kN / m²	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L9	4,00	kN / m <sup>2</sup>	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L10	4,00	kN / m²	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L11	4,00	kN / m²	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L12	4,00	kN / m²	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L13	4,00	kN / m²	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
L14	4,00	kN / m²	6,00	6,00	0,15	5,40	135,00	279,00
V1	6,75	kN / ml	18,00	0,20	0,50	1,80	45,00	166,50
V2	0,00	kN / ml	18,00	0,20	0,50	1,80	45,00	45,00
V3	40,50	kN	18,00	0,20	0,50	1,80	45,00	85,50
V4	40,50	kN	18,00	0,20	0,50	1,80	45,00	85,50
V5	0,00	kN / ml	18,00	0,20	0,50	1,80	45,00	45,00
V6	6,75	kN / ml	18,00	0,20	0,50	1,80	45,00	166,50
V7	6,75	kN / ml	30,00	0,20	0,50	3,00	75,00	277,50
V8	0,00	kN / ml	30,00	0,20	0,50	3,00	75,00	75,00
V9	40,50	kN	30,00	0,20	0,50	3,00	75,00	115,50
V10	6,75	kN / ml	30,00	0,20	0,50	3,00	75,00	277,50
V11	6,75	kN / ml	3,00	0,20	0,50	0,30	7,50	27,75
V12	6,75	kN / ml	6,00	0,20	0,50	0,60	15,00	55,50
Será considerado neste levantamento a carga de peso próprio referente ao comprimento dos 24 pilares do edifício que contribue para o primeiro pavimento. Este valor é de 288 kN. Para o valor total das Reações nos Apoios serão considerados os valores caractéristicos dos carregamentos.					2770,50	5616,75		

Tabela 16 – Reações de apoio atuantes nos pilares para um pavimento analisado.

Através da análise dos valores característicos apresentados e majorando a carga com fator 1,4 (combinação última), considera-se, portanto, para as reações na base dos pilares (direção Z) o valor total de:

 $R_{total} = 5616,75 \text{ kN} \rightarrow valor \ característico$  $R_{total} = 7863,45 \text{ kN} \rightarrow Combinação Última de carregamento$ 

## 6. ANÁLISE DA ESTRUTURA COM 5 PAVIMENTOS

## 6.1. REAÇÕES DE APOIO

A primeira análise desenvolvida neste item foi uma análise do primeiro pavimento do edifício pelo Método dos Elementos Finitos. Nesta análise foram utilizados os critérios da seção 14 da NBR6118:2003.

No capítulo em questão, serão verificadas as cargas nos pilares com a finalidade de se obter este valor, tendo-se contribuição de todos os pavimentos. Será desenvolvido, portanto, um modelo tridimensional de pórtico espacial com cinco pavimentos. Para o modelo serão utilizados os mesmos elementos finitos de casca (*shell*) adotados nas lajes do primeiro pavimento analisadas no capítulo 4. As vigas e os pilares serão representados por barras reticuladas. Os elementos de barra representativos dos pilares serão perfeitamente fixados à fundação (engastados na base), o que garante uma perfeita distribuição espacial de massa e

rigidez em toda a estrutura. Para a elaboração deste modelo foi utilizado o programa de análise estrutural SAP2000.

Na Figura 6.1., tem-se o modelo tridimensional da estrutura com os cinco pavimentos que a constituem.



Figura 6.1. – Modelo tridimensional de pórtico espacial com os cinco pavimentos do edifício (pilares engastados na fundação).

Para esta modelagem foram utilizadas as mesmas dimensões obtidas no prédimensionamento dos elementos estruturais analisados no capítulo 4.

Para esta verificação foi considerada a combinação última de carregamento definida anteriormente no item 4.3.2.

A seguir, encontra-se o valor total das reações nos apoios, obtido através da combinação última de carregamento para o edifício com os 5 pavimentos.

 $R_{total} = 39.317,25 \, kN$ 

# 7. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS

Neste capítulo do projeto serão realizadas análises comparativas entre os dois Métodos estudados até aqui: o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método Aproximado de Cálculo (MAP).

Serão verificados e comparados todos os esforços pertinentes ao estudo desenvolvido neste trabalho final de curso. Os valores máximos de dimensionamento dos esforços serão analisados para cada elemento estrutural do primeiro pavimento.

Através dos resultados da comparação realizada serão retiradas conclusões no capítulo seguinte.

### 7.1. MOMENTOS FLETORES

Neste item do Projeto serão verificados os esforços de momentos fletores obtidos pelos dois métodos.

Primeiramente, serão feitas comparações de valores para as lajes do primeiro pavimento. Em seguida, as vigas serão verificadas.

### 7.1.1. LAJES

Os gráficos de barras seguintes comparam os esforços entre os dois métodos para cada painel de laje:



Figura 7.1. – Comparação dos esforços Mxd entre o Método dos Elementos Finitos e o Método Aproximado de Cálculo.



Figura 7.2. – Comparação dos esforços Myd entre o Método dos Elementos Finitos e o Método Aproximado de Cálculo.



Figura 7.3. – Comparação dos esforços Mx'd entre o Método dos Elementos Finitos e o Método Aproximado de Cálculo.



Figura 7.4. – Comparação dos esforços My'd entre o Método dos Elementos Finitos e o Método Aproximado de Cálculo.

Analisando-se os gráficos comparativos apresentados para as lajes do primeiro pavimento estudado, nota-se que os valores máximos dos momentos fletores positivos obtidos pelo Método dos Elementos Finitos na direção X ( $M_{xd}$ ) e na direção Y ( $M_{yd}$ ) são maiores do que os obtidos pelo Método Aproximado de Cálculo. No caso dos momentos positivos na direção X, os valores se aproximaram na relação MAP  $\approx 0.88$ MEF. Na direção Y, os valores dos momentos fletores se aproximaram na relação MAP  $\approx 0.80$ MEF.

Na análise dos momentos fletores negativos (M'xd e M'yd), observou-se uma superioridade dos valores obtidos pelo MAP. Os valores entre os métodos de comparação se aproximaram na relação MEF  $\approx 0.63$ MAP (direção X) e MEF  $\approx 0.70$ MAP (direção Y).

### 7.1.2. VIGAS

Os gráficos de barras seguintes comparam os esforços entre os dois métodos para cada viga estudada. Para as comparações de momentos nas vigas foram desconsiderados os valores das vigas V11 e V12 devido à grande diferença obtida.



Figura 7.5. – Comparação dos esforços Md (+) entre o Método dos Elementos Finitos e o Método Aproximado de Cálculo.



Figura 7.6. – Comparação dos esforços Md (-) entre o Método dos Elementos Finitos e o Método Aproximado de Cálculo.

Analisando-se os valores dos esforços máximos para as vigas do primeiro pavimento, pode-se observar que os momentos positivos obtido pelo MAP mostraram-se superiores aos obtidos pelo MEF na relação MEF  $\approx 0.85$ MAP. Os momentos negativos M(-) se aproximaram bastante. A relação obtida foi de MAP  $\approx 0.95$ MEF. Analisando-se o gráfico comparativo para os momentos positivos, nota-se que os valores positivos dos momentos obtidos pelo MAP são em grande parte superiores, em função do engaste perfeito nos apoios internos (condição da NBR6118:2003).

### 7.2. ESFORÇOS CORTANTES

A análise comparativa dos esforços cortantes no primeiro pavimento foi realizada para os elementos de viga. Os valores apresentados pelo Método dos Elementos Finitos e pelo Método Aproximado de Cálculo podem ser comparados no gráfico de barras do item seguinte.



#### 7.2.1. VIGAS

Figura 7.7. – Comparação dos esforços cortantes máximos (Vd) entre o Método dos Elementos Finitos e o Método Aproximado de Cálculo.

Os esforços cortantes se aproximaram na relação MEF  $\approx 0.93$ MAP.

## 8. CONCLUSÃO

Ao longo deste Trabalho de Conclusão de Curso objetivou-se empreender uma análise comparativa entre o Método dos Elementos Finitos e o Método Aproximado de Cálculo para a análise de uma estrutura de edifício.

A análise comparativa entre os métodos utilizados, evidenciou que os valores máximos dos esforços de momentos fletores positivos obtidos pelo Método dos Elementos Finitos na direção X ( $M_{xd}$ ) e na direção Y ( $M_{yd}$ ) são maiores do que os obtidos pelo Método Aproximado de Cálculo. No caso dos momentos positivos na direção X, os valores se aproximaram na relação MAP  $\approx 0.88$ MEF. Na direção Y, os valores dos momentos fletores se aproximaram na relação MAP  $\approx 0.80$ MEF.

Já na análise dos momentos fletores negativos (Mx'd e My'd), observou-se uma superioridade dos valores obtidos pelo MAP. Os valores entre os métodos de comparação se aproximaram na relação MEF  $\approx 0.63$ MAP (direção X) e MEF  $\approx 0.70$ MAP (direção Y).

Analisando-se os valores dos esforços máximos para as vigas do primeiro pavimento, pode-se observar que os momentos positivos obtido pelo MAP mostraram-se superiores aos obtidos pelo MEF na relação MEF  $\approx 0,85$ MAP. Os momentos negativos M(-) se aproximaram bastante. A relação obtida foi de MAP  $\approx 0,95$ MEF. Nota-se que os valores positivos dos momentos obtidos pelo MAP são em grande parte superiores, em função do engaste perfeito nos apoios internos (condição da NBR6118:2003).

A análise comparativa dos esforços cortantes no primeiro pavimento foi realizada para os elementos de viga. Os valores apresentados pelo Método dos Elementos Finitos e pelo Método Aproximado de Cálculo se aproximaram na relação MEF  $\approx 0.93$ MAP.

As reações de apoio também foram comparadas, através do MEF e do MAP, para a análise do primeiro pavimento. Ambas assumiram a mesma grandeza, o que já era esperado, em se tratando da mesma estrutura com o mesmo carregamento vertical aplicado.

Ao final deste trabalho constata-se, portanto, que a escolha pela utilização, quer seja do Método dos Elementos Finitos, quer seja do Método Aproximado de Cálculo, com uso de tabelas, deve ser feita de maneira consciente pelo engenheiro, que tem nesse caso uma responsabilidade muito grande ao dimensionar e projetar um edifício.

Nos dias atuais, é possível constatar que, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos através de modelagens numéricas, chega-se a resultados mais satisfatórios, sobretudo pelo fato do processo de cálculo ser mais refinado do que pelos métodos anteriores a ele surgidos.

Também, é importante lembrar que, mesmo sabendo-se que os programas computacionais surgidos nos últimos anos propiciaram cálculos mais refinados, ainda assim, o computador não deve ser utilizado de forma passiva ou submissa, mas sim de maneira criteriosa, uma vez que, mesmo possibilitando maior produtividade e maior rapidez, o uso desta tecnologia, também apresenta desvantagens, indicando, assim, que nunca se deve confiar cegamente na mesma.

# 9. REFERÊNCIAS / BIBLIOGRAFIAS

[1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento, 2003.

[2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento, 1973.

[3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento, 1980.

[4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento, 1978.

[5] ROCHA, Anderson. M.da – Concreto Armado vol. 3, ed.Nobel, 1986.

[6] CZERNY, F. – Tabelas para lajes retangulares, Beton Kalender, 1974.

[7] DIAZ, E. – Tabelas de Dimensionamento de Seção Retangular pela NBR 6118, ago. 2002.

[8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado – 1996.

[9] LONGO, Henrique I. – Projeto de Estruturas de Edificações de Concreto Armado de acordo com a norma NBR 6118 (2003), apostila, nov. 2003.

[10] FTOOL – Two – Dimensional Frame Analysis Tool, Educational Version 2.11; aug.2002. (htpp://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool).

[11] SAP 2000 – Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Advanced 10.0.7, Computers and Structures, Inc., 1995.