



Universidade Federal
do Rio de Janeiro
Escola Politécnica

ANÁLISE DE LAJES E VIGAS DE UM EDIFÍCIO USANDO O SISTEMA CAD/TQS

Ricardo Jaques Benzecry

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de
Engenharia Civil da Escola Politécnica,
Universidade Federal do Rio de Janeiro, como
parte dos requisitos necessários à obtenção do
título de Engenheiro.

Orientadores:

Maria Cascão Ferreira de Almeida

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro

Março de 2014

ANÁLISE DE LAJES E VIGAS DE UM EDIFÍCIO USANDO O SISTEMA CAD/TQS

Ricardo Jaques Benzecry

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO
DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

Profª Maria Cascão Ferreira de Almeida

Professora Adjunta, D.Sc., EP/UFRJ (Orientadora)

Profº Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Professor Associado, D.Sc., EP/UFRJ (Orientador)

Profª Flávia Moll de Souza Judice

Profª Adjunta, D.Sc., EP/UFRJ

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO de 2014

Benzecry, Ricardo Jaques

Análise de Lajes e Vigas de um Edifício Usando o Sistema CAD/TQS / Ricardo Jaques Benzecry – Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2014.

IX, 45 p: Il.; 29,7 cm

Orientadores: Maria Cascão Ferreira de Almeida e Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2014

Referências Bibliográficas: p. 45.

1. Análise Estrutural. 2. Dimensionamento. 3. CAD/TQS. 4. Laje. 5. Viga. I. Almeida, Maria Cascão Ferreira de, et al .II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil III. Análise de Lajes e Vigas de um Edifício Usando o Sistema CAD/TQS.

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me guiado sempre e ter me dado forças para eu concluir mais uma etapa da minha vida.

Aos meus pais, Jaques e Belinha, por sempre me darem total apoio, ensinamentos, educação e que sempre estiveram do meu lado durante minha vida acadêmica.

Aos meus irmãos, Leonardo e Deborah, por sempre estarem ao meu lado em diversos momentos durante a minha trajetória na faculdade e fora dela também.

Aos meus cunhados, Alan e Michelle, que sempre me deram apoio emocional durante a execução deste projeto.

Aos meus padrinho e madrinha, tio Zé e tia Ana respectivamente, por total apoio durante toda a minha vida e por estarem ao meu lado sempre.

Ao meu amigo Felipe, também meu companheiro nesse projeto, que participou de todas as etapas e que me ajudou na conclusão do mesmo.

À minha amiga Vivian, que sempre esteve ao meu lado nos bons e maus momentos durante a faculdade e que sempre me deu apoio nos meus trabalhos.

Aos meus amigos de fora da faculdade por sempre compartilharem bons momentos e histórias.

Aos meus amigos da faculdade que sempre me apoiaram e que estiveram ao meu lado nos momentos mais difíceis e dividiram ótimas experiências e histórias.

Aos meus parentes que sempre estiveram me dando apoio emocional e motivacional.

A todos meus professores, em especial aos meus orientadores Sergio Hampshire e Maria Cascão, que sempre me deram apoio e motivação para eu poder concluir essa etapa da minha vida e ainda sempre estiveram dispostos a tirar dúvidas.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE DE LAJES E VIGAS DE UM EDIFÍCIO USANDO O SISTEMA CAD/TQS

Ricardo Jaques Benzecry

Março/2014

Orientadores: Maria Cascão Ferreira de Almeida e Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Curso: Engenharia Civil

Esse projeto visa a comparação dos resultados obtidos da análise estrutural, do dimensionamento e do detalhamento das armaduras das lajes e vigas de um prédio de 19 andares por meio do programa computacional CAD/TQS com resultados obtidos manualmente. Todos os cálculos fundamentam-se nos critérios prescritos pela Norma NBR 6123:2007. As comparações efetuadas visam a verificação da aplicabilidade do programa computacional ao projeto em questão, evidenciando alguns pontos críticos e apresentando algumas sugestões. Um aspecto importante a ser ressaltado é que o engenheiro estrutural deve tomar todas as precauções possíveis ao projetar uma estrutura com o auxílio de uma ferramenta computacional, uma vez que a responsabilidade do projeto é totalmente do usuário do programa.

Palavras chave: Análise estrutural, dimensionamento, CAD/TQS, lajes e vigas.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

ANALYSIS OF BEAMS AND SLABS OF A BUILDING USING THE CAD /
TQS SYSTEM

Ricardo Jaques Benzecry

March/2014

Advisors: Maria Cascão Ferreira de Almeida e Sergio Hampshire de
Carvalho Santos

Course: Civil Engineering

This work aims to compare the results of the structural analysis, design and reinforcement details of the slabs and beams of a 19 stories reinforced concrete building using the computer system CAD / TQS with those obtained manually. Both calculations have been made according to the Brazilian Code NBR 6118:2007. The comparisons aim to verify the applicability of the computer program to the building in question, signaling some critical points and adding some suggestions. An important aspect to be emphasized is that the structural engineer should take all possible precautions along the structural design using a computational tool once the user has total responsibility on the obtained results of the program.

Keywords: Structural analysis, design, CAD / TQS, slabs and beams.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	MOTIVAÇÃO.....	1
1.2.	OBJETIVOS DO TRABALHO	1
1.3.	DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS.....	1
2.	APRESENTAÇÃO DO MODELO	2
2.1.	DESCRIÇÃO.....	2
2.2.	DESENHO ESQUEMÁTICO DO EDIFÍCIO	3
2.3.	PLANTA DE FORMAS DO PAVIMENTO TIPO	4
2.4.	PLANTA DE FORMAS DA COBERTURA	4
2.5.	CARREGAMENTOS ATUANTES.....	4
2.5.1.	CARGAS PERMANENTES:	5
2.5.2.	CARGAS VARIÁVEIS:.....	5
2.5.3.	COMBINAÇÕES DE CARGA:	10
2.6.	MODELO NO CAD/TQS	10
2.7.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	11
2.7.1.	LAJES.....	11
2.7.1.1.	ARMADAS EM DUAS DIREÇÕES	11
2.7.1.2.	ARMADAS EM UMA DIREÇÃO.....	11
2.7.1.3.	CARREGAMENTOS ATUANTES NAS LAJES	11
2.7.1.4.	MOMENTO MÁXIMO NAS LAJES ARMADAS EM DUAS DIREÇÕES.....	12
2.7.1.5.	MOMENTO MÁXIMO NAS LAJES ARMADAS EM UMA DIREÇÃO	14
2.7.2.	VIGAS.....	15
2.7.2.1.	CARREGAMENTOS ATUANTES NAS VIGAS	15
2.7.2.2.	REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES NAS VIGAS	15
2.7.3.	PILARES.....	17
3.	ANÁLISE DAS LAJES	18
3.1.	MODELO DE GRELHA PELO CAD/TQS	18
3.1.1.	PAVIMENTO TIPO (18x)	18
3.1.1.1.	ARMADURA NEGATIVA	19
3.1.1.2.	ARMADURA POSITIVA.....	20

3.2. DIMENSIONAMENTO DAS LAJES L1 E L4 DO PAVIMENTO TIPO PELA NBR 6118:2007	21
3.2.1. CARREGAMENTO ATUANTE NAS LAJES	21
3.2.1.1. LAJE L1	21
3.2.1.2. LAJE L4	21
3.2.2. DIMENSIONAMENTO DAS LAJES.....	21
3.2.2.1. LAJE L1	21
3.2.2.2. LAJE L4	25
3.2.3. DETERMINAÇÃO DAS FLECHAS NAS LAJES.....	29
3.2.3.1. LAJE L1	29
3.2.3.2. LAJE L4	30
3.2.4. CÁLCULO DAS REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES	31
3.2.4.1. LAJE L1	31
3.2.4.2. LAJE L4	32
3.2.5. CISALHAMENTO.....	33
3.2.6. DETALHAMENTO DA ARMADURA DAS LAJES	34
3.2.6.1. ARMADURA NEGATIVA	34
3.2.6.2. ARMADURA POSITIVA.....	35
4. ANÁLISE DAS VIGAS	36
4.1. MODELO DE GRELHA PELO CAD/TQS	36
4.1.1. PAVIMENTO TIPO (18x)	36
4.1.1.1. VIGA V6 (19x70).....	36
4.2. DIMENSIONAMENTO DA VIGA V6 DO PAVIMENTO TIPO PELA NBR 6118:2007	37
4.2.1. CARREGAMENTO ATUANTE NA VIGA.....	37
4.2.2. DIAGRAMAS DA VIGA V6	37
4.2.2.1. MOMENTO FLETOR	37
4.2.2.2. ESFORÇOS CORTANTES.....	38
4.2.3. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO.....	38
4.2.4. DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO.....	41
4.2.5. DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS BARRAS PELO DIAGRAMA DESLOCADO.....	43
4.2.6. ARMADURA DE PELE	45
4.2.7. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DAS BARRAS LONGITUDINAIS.....	45
5. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS	47
5.1. ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE LAJES PELO CAD/TQS E PELA NBR 6118:2007	47

5.2. ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PELO CAD/TQS E O DESENVOLVIDO MANUALMENTE	48
6. CONCLUSÃO	49
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	50

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Corte Esquemático do Edifício.....	3
Figura 2 - Planta de Formas do Pavimento Tipo.....	4
Figura 3 - Planta de Formas da Cobertura.....	4
Figura 4 - Ação do Vento	6
Figura 5 - Ábaco do Coeficiente de Arrasto para Vento de Baixa Turbulência	8
Figura 6 - Áreas dos quinhões de carga	15
Figura 7 - Modelo estrutural do pavimento tipo no CAD/TQS	18
Figura 9 - Reação da laje L1	31
Figura 10 - Reação da laje L4	32
Figura 11 - Armadura negativa das lajes.....	34
Figura 12 - Armadura positiva das lajes	35
Figura 13 - Carga distribuída na viga V6.....	37
Figura 14 - Diagrama de momentos fletores (kNm) da viga V6	37
Figura 15 - Diagrama de esforços cortantes (kN) da viga V6	38
Figura 16 - Detalhamento do estribo	42
Figura 17 - Decalagem do diagrama de momentos fletores da viga V6	43
Figura 18 - Distribuição das barras pelo diagrama de um trecho da viga V6.....	44
Figura 19 - Espaçamentos entre as barras longitudinais	46

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Pressão dinâmica do vento	7
Tabela 2 - Força do vento na hipótese 1	9
Tabela 3 - Força do vento na hipótese 2	9
Tabela 4 - Parâmetros da tabela de Czerny para Tipo 1	22
Tabela 5 - Parâmetros da tabela de Czerny para Tipo 5	25
Tabela 6 - Coeficientes “ α ” para a laje L1	29
Tabela 7 - Coeficientes “ α ” para a laje L4	30
Tabela 8 - Comprimento de ancoragem α_b de barras tracionadas para $f_{ck} = 30$ MPa	44
Tabela 9 - Tabela de Ferros	46
Tabela 10 - Comparação das armaduras negativas	47
Tabela 11 - Comparação das armaduras positivas	47
Tabela 12 - Comparação da armação da viga V6	48

1. INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

Atualmente, a evolução dos programas de cálculo estrutural é significativa sendo importante que se tenha cuidado ao utilizá-los, avaliando-se corretamente seus resultados. Visando isso, este trabalho utiliza e analisa alguns aspectos do sistema CAD/TQS, que é um programa desenvolvido e amplamente difundido no mercado brasileiro.

O CAD/TQS tem como recursos aplicações em Estruturas de Concreto Armado e Protendido, de Alvenaria Estrutural de Blocos, em Estruturas Pré-Fabricadas e Pré-Moldadas e em Estruturas de Fundações, sendo possível a emissão, ao final das plantas executivas com seus respectivos quantitativos.

Através de um modelador estrutural gráfico, o usuário pode modelar elementos como lajes, vigas, pilares, escadas e fundações após se ter definido a concepção da estrutura e as premissas de cálculo.

O sistema CAD/TQS permite ao usuário opções variadas de análise. Baseia-se na norma brasileira 6118:2007 para o dimensionamento e o detalhamento das armaduras dos vários elementos que compõem a estrutura, permitindo uma limitada liberdade ao usuário em vários aspectos do projeto e da sua apresentação final.

Este projeto analisa os resultados obtidos para lajes e vigas, sendo complementado com o projeto desenvolvido pelo graduando Felipe Rodrigues Pimentel (2014), que analisou os resultados obtidos para os pilares e a estabilidade global do mesmo edifício.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

Este trabalho objetiva realizar a análise estrutural de um edifício de 19 pavimentos utilizando o sistema CAD/TQS, comparando os resultados obtidos para o cálculo, o dimensionamento e o detalhamento das armaduras das lajes e vigas, com aqueles obtidos manualmente.

1.3. DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O capítulo 1 apresenta a motivação para o uso do programa CAD/TQS, apresenta os objetivos do trabalho e fornece um breve resumo de cada capítulo.

O capítulo 2 descreve o edifício a ser calculado, apresentando suas plantas, os materiais utilizados, suas características, as cargas adotadas e também o pré-dimensionamento da estrutura.

No capítulo 3 são descritos os diferentes tipos de modelos para análise de lajes disponíveis no CAD/TQS e seus resultados para a laje mais solicitada.

O capítulo 4 apresenta as diferentes opções de modelagem de vigas disponíveis no CAD/TQS e os resultados para a viga mais solicitada.

No capítulo 5 são feitas as comparações dos resultados do programa CAD/TQS com aqueles elaborados manualmente, sempre utilizando o disposto na norma brasileira NBR 6118 para o cálculo, o dimensionamento e o detalhamento de lajes e vigas.

O capítulo 6 apresenta as conclusões finais do projeto.

2. APRESENTAÇÃO DO MODELO

2.1. DESCRIÇÃO

O projeto consiste de um edifício de escritórios em concreto armado de 19 pavimentos, totalizando 57 m de altura (com pé direito de 3m).

- Materiais
 - Classe de agressividade ambiental: II – moderada – urbana
 - Classes de concreto: C30 para lajes, vigas e pilares
 - Brita utilizada: brita 1 → $\phi = 19$ mm

- Resistência característica à compressão do concreto
 $f_{ck} = 30\text{MPa}$

- Aço
CA-50 – $f_{yk} = 500\text{MPa}$

- Coeficientes de ponderação
 - Valores característicos para a resistência à tração
$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,896 \text{ MPa}$$
$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ct,m} = 0,7 \cdot 2,896 = 2,027 \text{ MPa}$$
$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} = 1,3 \cdot 2,896 = 3,765 \text{ MPa}$$

- Valores de cálculo para as resistências

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_d} = \frac{30}{1,4} = 21,4 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/m}^2$$

- Cobrimentos (segundo a NBR 6118:2007)
 - $c = 2,5$ cm para lajes
 - $c = 3,0$ cm para vigas e pilares

2.2. DESENHO ESQUEMÁTICO DO EDIFÍCIO

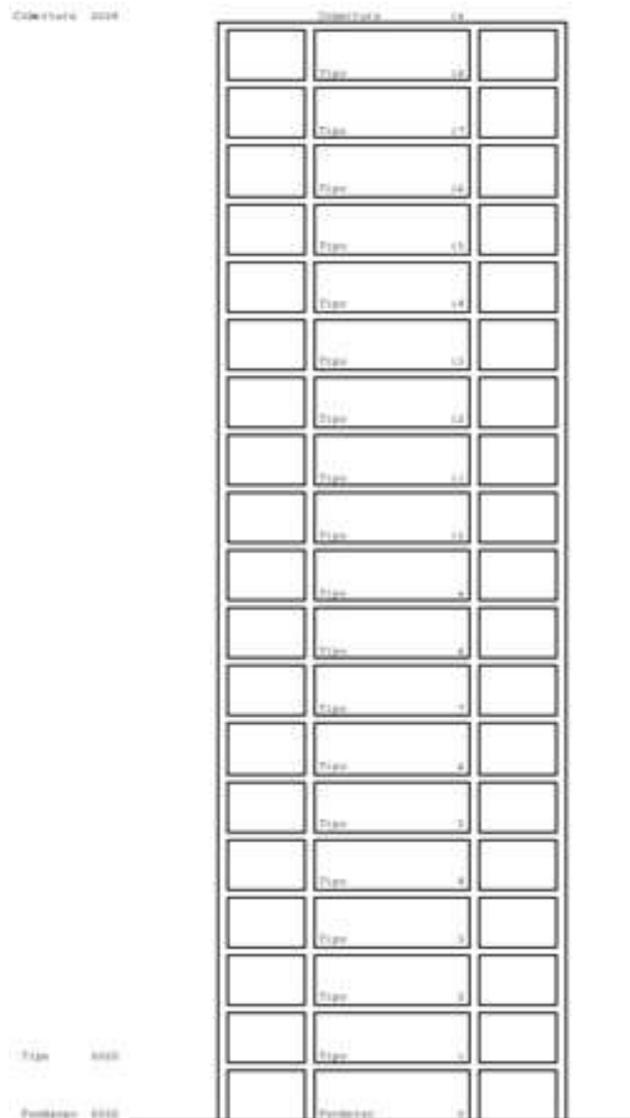


Figura 1 - Corte Esquemático do Edifício

2.3. PLANTA DE FORMAS DO PAVIMENTO TIPO

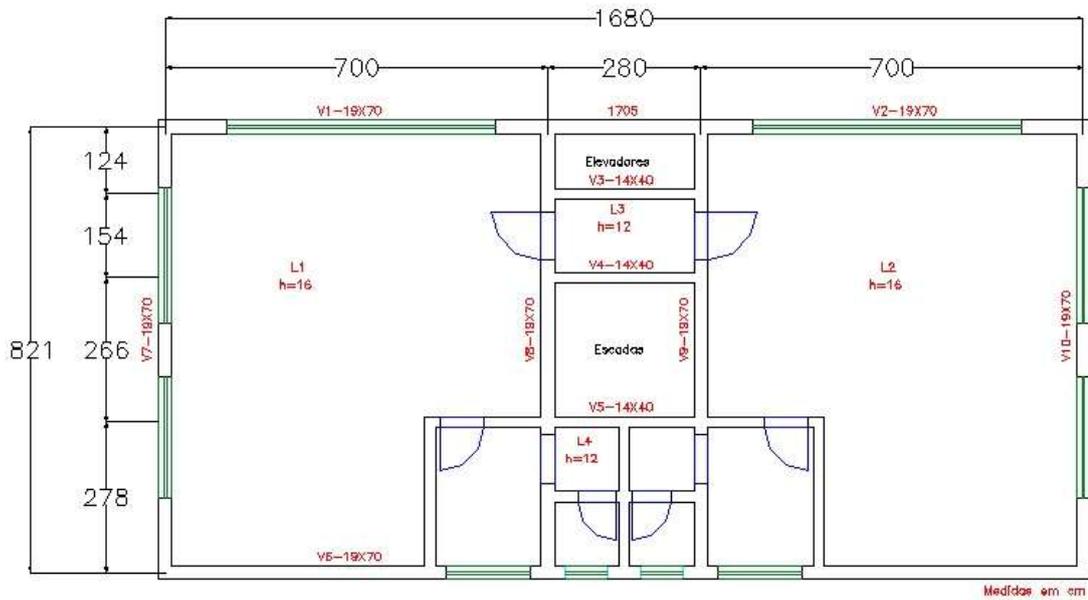


Figura 2 - Planta de Formas do Pavimento Tipo

2.4. PLANTA DE FORMAS DA COBERTURA

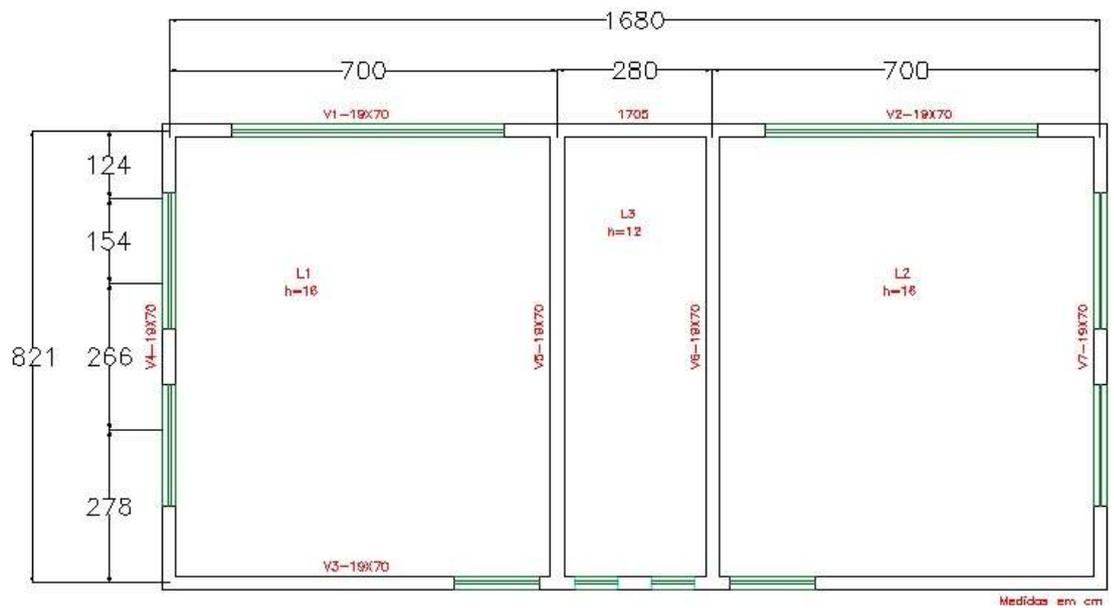


Figura 3 - Planta de Formas da Cobertura

2.5. CARREGAMENTOS ATUANTES

Os carregamentos adotados correspondem a valores usuais para edifícios de escritórios. As ações verticais foram adotadas segundo a NBR 6120:1980 e as ações horizontais estão de acordo com a NBR 6123:1988.

$$\begin{aligned}\gamma_{concreto} &= 25\text{kN/m}^3 \rightarrow \text{peso específico do concreto armado} \\ \gamma_{tijolo} &= 13\text{kN/m}^3 \rightarrow \text{peso específico do tijolo para as paredes} \\ \gamma_{rev,par} &= 19\text{kN/m}^3 \rightarrow \text{peso específico do revestimento para as paredes}\end{aligned}$$

2.5.1. CARGAS PERMANENTES:

- CP1 – Peso Próprio da Estrutura

$$\begin{aligned}PP_{lajes} &= h_{laje} \cdot \gamma_{concreto} \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ PP_{vigas} &= A_{seção,viga} \cdot \gamma_{concreto} \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ PP_{pilares} &= A_{seção,pilar} \cdot \text{pé direito} \cdot \gamma_{concreto} \text{ [kN]; por pavimento}\end{aligned}$$

- CP2 – Revestimento – 0,5 kN/m²

Essa carga pode ser estimada como igual a:

$$q_{rev} = 0,5\text{kN/m}^2$$

- CP3 – Alvenaria

Para uma parede de tijolos furados, de 20 cm de espessura, admitindo que 6 cm correspondam ao revestimento, temos a carga linear de:

$$\begin{aligned}q_{par,L} &= \text{pé direito} * (\text{espessura}_{par} \cdot \gamma_{tijolo} + \text{espessura}_{rev} \cdot \gamma_{rev,par}) \text{ [kN/m]} \\ q_{par,L} &= 3,0x(0,14x13 + 0,06x19) = 8,88 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Para uma parede de tijolos furados, de 25 cm de espessura, admitindo que 6 cm correspondam ao revestimento, temos a carga linear de:

$$\begin{aligned}q_{par,L} &= \text{pé direito} * (\text{espessura}_{par} \cdot \gamma_{tijolo} + \text{espessura}_{rev} \cdot \gamma_{rev,par}) \text{ [kN/m]} \\ q_{par,L} &= 3,0x(0,19x13 + 0,06x19) = 10,83 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Para fins de pré-dimensionamento, a carga das paredes pode ser considerada como distribuída, na área conforme a NBR 6120:

$$q_{par} = 1,0\text{kN/m}^2$$

2.5.2. CARGAS VARIÁVEIS:

- CV4 – Sobrecarga

Segundo a NBR 6120, essa carga pode ser estimada como igual a:

$$q_{SC} = 2,0\text{kN/m}^2$$

- CV5 – Vento

O carregamento horizontal aplicado às estruturas é exclusivamente originado da ação do vento. São consideradas duas direções predominantes de vento: perpendicular à menor face da estrutura (HIPÓTESE 1) e à maior face da estrutura (HIPÓTESE 2), conforme a Figura 4.

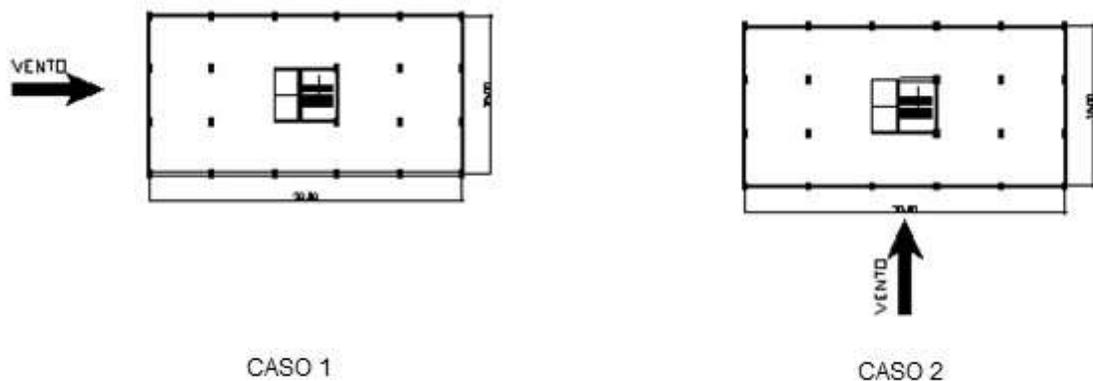


Figura 4 - Ação do Vento

A seguir, serão determinadas as cargas de vento para o edifício.

➤ Velocidade Básica do Vento

O edifício situa-se na cidade do Rio de Janeiro, cuja velocidade básica do vento (V_0) é de 34 m/s, conforme o mapa das isopleias da NBR 6123.

➤ Velocidade Característica do Vento

A velocidade característica do vento é determinada pela equação:

$$V_k = S_1 * S_2 * S_3 * V_0; \text{ em que}$$

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

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

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

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

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

$S_2 = 1,0$ (edificação residencial ou de escritórios em grande cidade).

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

$$S_2 = b \cdot F_R \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p; \text{ em que}$$

z – altura

b , p e F_R – dados meteorológicos obtidos na tabela 1 da NBR 6123:1988.

Para a determinação de S_2 , foram consideradas:

Categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados (como no centro de grandes cidades);

Classe C: maior dimensão horizontal ou vertical da edificação, quando excede 50 m.

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

$$b = 0,71; p = 0,175; F_R = 0,95$$

➤ Pressão Dinâmica do Vento

A pressão dinâmica de vento, em kN/m^2 , é dada pela equação:

$$q_v = 0,613 \cdot V_k^2; V_k \text{ em m/s}$$

Para simplificar o cálculo dos esforços horizontais devidos à ação do vento, foram determinadas faixas de valores de pressão dinâmica ao longo da altura da edificação, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 - Pressão dinâmica do vento

Pavimento	Z(m)	S_2	V_k (m/s)	q_v (N/m^2)
1º ao 7º	21	0,81	27,54	464,93
8º ao 14º	42	0,91	30,94	586,81
15º ao 19º	57	0,96	32,64	653,07

➤ Força Horizontal de Arrasto

Segundo a NBR 6123:1988, a força de arrasto é dada por:

$$F_H = C_a \cdot A_e \cdot q_v$$

em que:

C_a – coeficiente de arrasto, obtido a partir da Figura 5, que depende das relações entre h/l_1 e l_1/l_2 ;

l_1 e l_2 – dimensões em planta da edificação;

A_e – área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, da estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”);

q_v – pressão dinâmica do vento

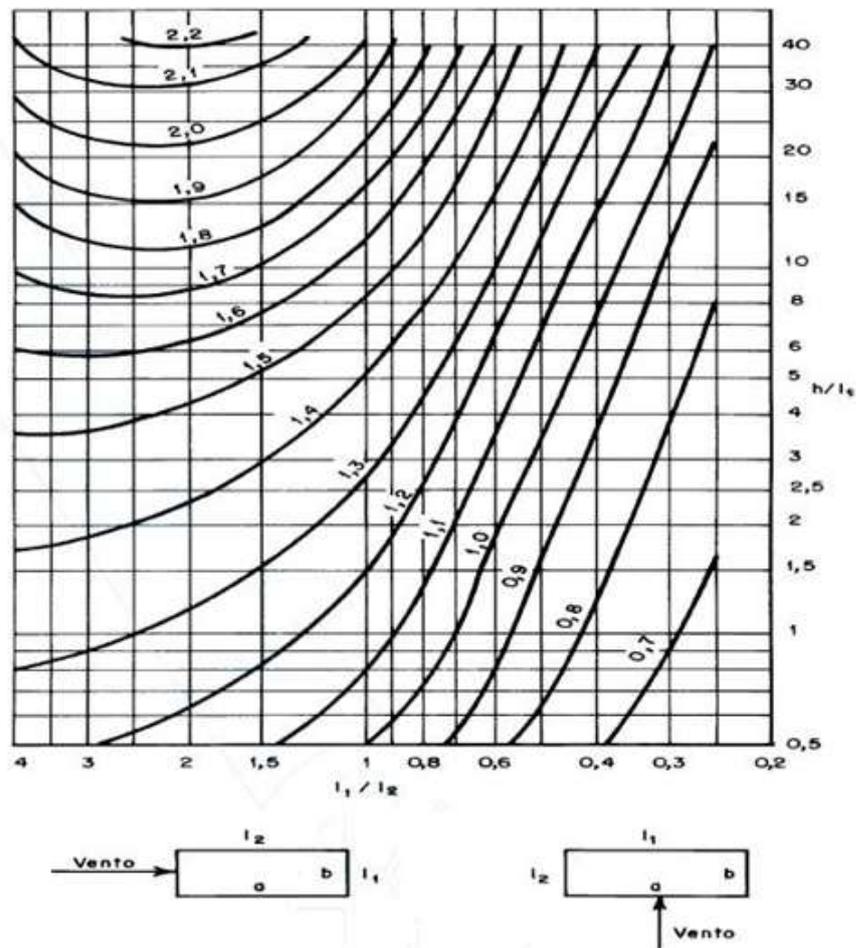


Figura 5 - Ábaco do Coeficiente de Arrasto para Vento de Baixa Turbulência (fonte: ABNT NBR 6118:2007)

Para a estrutura em questão, os coeficientes de arrasto são:

a) HIPÓTESE 1:

$$l_1 = 8,46 \text{ m}$$

$$l_2 = 17,05 \text{ m}$$

$$h = 57 \text{ m}$$

$$\frac{l_1}{l_2} = 0,496; \frac{h}{l_1} = 6,74$$

$$C_{ax} = 1,1$$

b) HIPÓTESE 2:

$$l_1 = 17,05 \text{ m}$$

$$l_2 = 8,46 \text{ m}$$

$$h = 57 \text{ m}$$

$$\frac{l_1}{l_2} = 2,02; \frac{h}{l_1} = 3,34$$

$$C_{ax} = 1,45$$

Adotando as mesmas faixas de atuação das pressões efetivas utilizadas no cálculo da Pressão Dinâmica do Vento e os coeficientes obtidos a partir da Figura 5, tem-se as pressões atuantes indicadas nas Tabelas 2 e 3 para as hipóteses 1 e 2.

Tabela 2 - Força do vento na hipótese 1

Altura z (m)	Velocidade V_k (m/s)	Pressão q_v (kN/m ²)	Coefficiente de Arrasto (C_{ax})	Pressão (kN/m ²)
21	27,54	0,465	1,1	0,511
42	30,94	0,587	1,1	0,645
57	32,64	0,653	1,1	0,718

Tabela 3 - Força do vento na hipótese 2

Altura z (m)	Velocidade V_k (m/s)	Pressão q_v (kN/m ²)	Coefficiente de Arrasto (C_{ay})	Pressão (kN/m ²)
21	27,54	0,465	1,45	0,674
42	30,94	0,587	1,45	0,851
57	32,64	0,653	1,45	0,947

2.5.3. COMBINAÇÕES DE CARGA:

Os carregamentos atuantes nas estruturas são definidos pelas combinações das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura. A finalidade das combinações de carregamento é identificar os efeitos mais desfavoráveis que possam surgir durante a vida útil da estrutura. A verificação de segurança em relação ao estado limite de serviço devem ser realizadas em função das combinações de serviço.

Comb1: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais

Comb2: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais + $0,6 \cdot \text{Vento à } 90^\circ$

Comb3: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais + $0,6 \cdot \text{Vento à } 270^\circ$

Comb4: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais + $0,6 \cdot \text{Vento à } 0^\circ$

Comb5: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais + $0,6 \cdot \text{Vento à } 180^\circ$

Comb6: Peso Próprio + Cargas Permanentes + $0,7 \cdot \text{Cargas Acidentais} + \text{Vento à } 90^\circ$

Comb7: Peso Próprio + Cargas Permanentes + $0,7 \cdot \text{Cargas Acidentais} + \text{Vento à } 270^\circ$

Comb8: Peso Próprio + Cargas Permanentes + $0,7 \cdot \text{Cargas Acidentais} + \text{Vento à } 0^\circ$

Comb9: Peso Próprio + Cargas Permanentes + $0,7 \cdot \text{Cargas Acidentais} + \text{Vento à } 180^\circ$

2.6. MODELO NO CAD/TQS

A primeira etapa a ser desenvolvida no programa consiste em se criar um “edifício novo” e importar a planta de arquitetura disponível no CAD. A partir disso, realiza-se a segunda etapa, onde são definidos o tipo da estrutura, os materiais utilizados, o número de pavimentos e os respectivos piso a piso.

Na terceira etapa, deverá ser feita a definição da geometria dos diferentes pavimentos (tipo e cobertura), na qual se especificam as dimensões dos pilares, das vigas e das lajes.

Ao final dessas etapas, são lançadas as cargas na estrutura.

2.7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento a seguir foi realizado para um edifício de 19 pavimentos (57m de altura).

2.7.1. LAJES

De acordo com a Norma Brasileira NBR 6118:2007, item 13.2.4.1, a espessura mínima das lajes maciças de piso deve ser igual a 8 cm.

2.7.1.1. ARMADAS EM DUAS DIREÇÕES

Segundo LONGO (2012), a espessura mínima das lajes maciças pode ser estimada através da relação abaixo, desde que ela não tenha bordo livre:

$$h_{\text{mín}} \cong \frac{l}{40} \geq 8\text{cm}; \text{ sendo } l \text{ o menor vão da laje}$$

Desse modo, como o menor vão da laje é 700 cm:

$$h_{\text{mín}} \cong \frac{700}{40} = 17,5\text{cm} \geq 8 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!} \rightarrow h_{\text{adotado}} = 16\text{cm}$$

2.7.1.2. ARMADAS EM UMA DIREÇÃO

Segundo LONGO (2012), a espessura mínima para lajes armadas em uma direção duplamente engastadas pode ser estimada pela relação:

$$h_{\text{mín}} \cong \frac{l}{40}; \text{ sendo } l(\text{cm}) \text{ o menor vão da laje}$$

Desse modo, como o menor vão da laje é 270 cm:

$$h_{\text{mín}} \cong \frac{270}{40} = 7,0\text{cm} \rightarrow h_{\text{adotado}} = 12\text{cm}$$

2.7.1.3. CARREGAMENTOS ATUANTES NAS LAJES

Com a definição da espessura das lajes, podem-se determinar os carregamentos atuantes sobre elas.

$$PP_{laje1} = 0,16m \times \frac{25kN}{m^3} = \frac{4kN}{m^2} = CP1$$

$$PP_{laje2} = 0,12m \times \frac{25kN}{m^3} = \frac{3kN}{m^2} = CP1$$

$$SC = \frac{2,0kN}{m^2} = CV4$$

$$REV = \frac{0,5kN}{m^2} = CP3$$

$$ALV = \gamma_{alv} \cdot esp_{par} + \gamma_{revest} \cdot esp_{revest} \cdot h_{pd}$$

$$= (13 \times 0,14 + 19 \times 0,06) \times 3 = 8,8kN/m$$

$$q_{ALV} = 1,0kN/m^2$$

Total do Carregamento da L1 e L2 = 7,5kN/m²

Total do Carregamento da L3 e L4 = 6,5kN/m²

2.7.1.4. MOMENTO MÁXIMO NAS LAJES ARMADAS EM DUAS DIREÇÕES

Os momentos fletores máximos podem ser calculados pelas tabelas baseadas na Teoria da Elasticidade, como por exemplo, as tabelas de CZERNY (apud SANTOS 2014):

$$M = \frac{q \cdot l_x^2}{m}$$

q – carga uniformemente distribuída na laje

m – valor tabelado em função da relação entre os vãos l_y/l_x da laje e dos tipos de apoios

Quando nas lajes de edifício, estas possuam ao menos um dos lados engastados, segundo LONGO, pode-se estimar o momento máximo das lajes usuais de edificações utilizando $m = 10$, ficando assim a equação:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \cdot l_x^2}{10}; \text{ sendo } l_x \text{ o menor v\~ao da laje}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{7,5 \times 7,0^2}{10} = 36,75kNm/m$$

O cálculo das áreas das armaduras pode ser feito pelas tabelas de dimensionamento de DIAZ (2002), sendo que o coeficiente de entrada desta tabela é definido como:

$$Kmd = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 36,75}{1,0 \times 0,095^2 \times \frac{30000}{1,4}} = 0,266 \leq Kmd_{MAX} \rightarrow OK!$$

Pela NBR 6118:2007, para o aço CA-50 são os seguintes os valores de $K_{md_{MAX}}$:

$$K_{md_{MAX}} = 0,272, \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$K_{md_{MAX}} = 0,228, \text{ para } f_{ck} > 35 \text{ MPa}$$

Como o valor é menor que o $K_{md_{MAX}}$, não será preciso aumentar a espessura da laje.

Para obter os valores de K_z , deve-se utilizar as Tabela de DIAZ (2002), de acordo com a NBR 6118, na qual entrando-se com o valor calculado do K_{md} obtém-se o K_z .

$$K_z = 0,806$$

A partir do momento fletor máximo calculado, a área da armadura longitudinal pode ser determinada por

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 36,75}{0,806 \times 0,095 \times 50 / 1,5} = 15,45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} (\phi 12,5 \text{ mm } c 7,5)$$

2.7.1.5. MOMENTO MÁXIMO NAS LAJES ARMADAS EM UMA DIREÇÃO

Os momentos fletores nas lajes armadas em uma direção podem ser calculados em uma faixa unitária na menor direção da laje, como se fossem vigas. Com isso, os momentos máximos para a laje escolhida (L1), podem ser calculados, observando-se que a situação já analisada da laje em duas direções é mais desfavorável do que esta:

- Momento Máximo Positivo:

$$M_{máx}^{(+)} = \frac{q \cdot l^2}{24} = \frac{7,5 \times 7,0^2}{24} = 15,31 \text{ kNm/m}$$

- Momento Máximo Negativo:

$$M_{máx}^{(-)} = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{7,5 \times 7,0^2}{12} = 30,63 \text{ kNm/m}$$

2.7.2. VIGAS

Para se fazer o pré-dimensionamento das vigas, escolheu-se a viga mais solicitada do pavimento.

A NBR 6118:2007, no item 13.2.2, estabelece para as vigas uma largura mínima de:

$$b \geq 12cm$$

$$b_{adotado} = 19 cm$$

A altura h da viga contínua pode ser estimada em função do vão l da viga:

$$h \approx \frac{l}{12} = \frac{821}{12} = 68,42 > 30cm \rightarrow h_{adotado} = 70cm$$

2.7.2.1. CARREGAMENTOS ATUANTES NAS VIGAS

$$PP_{VIGA} = 0,19m \times 0,7 m \times \frac{25kN}{m^3} = \frac{3,325kN}{m} = CP1$$

$$ALV = q_{PAR} = 8,88 kN/m = CP2$$

2.7.2.2. REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES NAS VIGAS

As reações de apoio das lajes nas vigas podem ser avaliadas de maneira aproximada, segundo a NBR 6118. A viga V6 foi a escolhida como a mais crítica e o desenho dos quinhões de carga para o cálculo está apresentado na Figura 6.

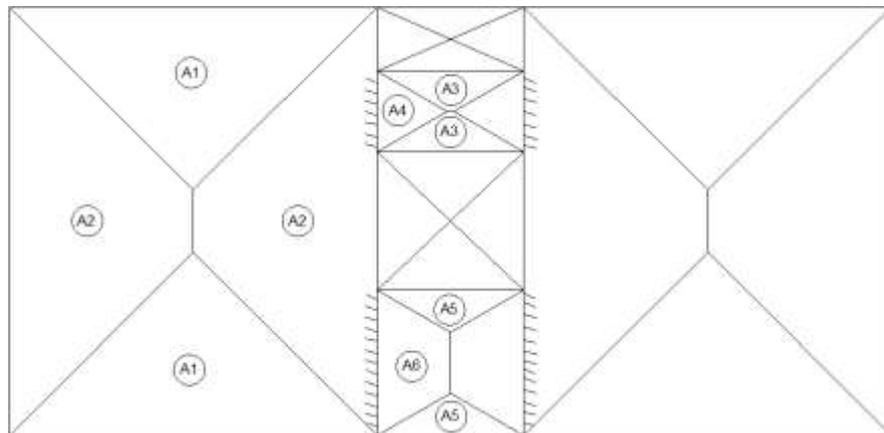


Figura 6 - Áreas dos quinhões de carga

$$A_{triângulo1} = 12,25m^2; A_{triângulo5} = 1,96m^2$$

A reação das lajes na viga q_v pode ser considerada como uniformemente distribuída através dos quinhões de carga:

$$q_{v1} = \frac{q \cdot A_{\text{triângulo1}}}{l_v} = \frac{2 \times 7,14 \times 12,25}{7} = 24,99 \text{ kN/m}$$

$$q_{v2} = \frac{q \cdot A_{\text{triângulo5}}}{l_v} = \frac{9,98 \times 1,96}{2,8} = 6,99 \text{ kN/m}$$

O total das cargas por trecho na viga V6 vale:

$$q_{t1} = 37,2 \text{ kN/m}$$

$$q_{t2} = 19,2 \text{ kN/m}$$

q – carga distribuída na laje

A – área do trapézio da área do quinhão de carga

l_v – vão da viga

O momento máximo aproximado para uma viga contínua é igual a:

$$M_1 = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{37,2 \times 7,0^2}{10} = 182,28 \text{ kNm}$$

$$Kmd = \frac{1,4 \times 182,28}{0,19 \cdot 0,65^2 \cdot 30000 / 1,4} = 0,148 < Kmd_{lim} = 0,272 \rightarrow OK!$$

$$K_z = 0,904$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 182,28}{0,904 \times 0,65 \times \frac{50}{1,15}} = 9,99 \text{ cm}^2 \text{ (} 9\phi 12,5 \text{ mm)}$$

$$M_2 = \frac{q_{t2} \cdot l^2}{10} = \frac{19,2 \times 2,8^2}{10} = 15,05 \text{ kNm}$$

$$Kmd = \frac{1,4 \times 15,05}{0,19 \cdot 0,65^2 \cdot 30000 / 1,4} = 0,012 < Kmd_{lim} = 0,272 \rightarrow OK!$$

$$K_z = 0,993$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 15,05}{0,993 \cdot 0,65 \cdot \frac{50}{1,15}} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,173\% \cdot b_w \cdot h = \frac{0,173}{100} \times 19 \times 70 = 2,3 \text{ cm}^2 \text{ (} 3\phi 10 \text{ mm)}$$

2.7.3. PILARES

As cargas verticais nos pilares em cada pavimento podem ser estimadas por áreas de influência, obtidas através das áreas ao redor do pilar escolhido. A figura a seguir evidencia a área considerada para o pilar escolhido, que no caso foi o pilar P7.

$$\text{A área considerada é: } A = 4,926 \times 2,8 = 13,80 \text{m}^2$$

As cargas verticais no pilar P7, ao nível da fundação, são dadas pelo somatório das cargas N_i de cada pavimento do edifício, acrescido de 5% da carga total, correspondente ao peso próprio.

$$N_i = q \cdot A = 7,14 \times 13,80 = 98,53 \text{ kN}$$

$$N_{Total} = 1,05 \Sigma N_i = 1,05 \times 19 \times 98,53 = 1965,67 \text{ kN}$$

A área de concreto pode ser estimada através da seguinte expressão:

$$A_c \approx \frac{N_{Total}}{15000} = \frac{1965,67}{15000} = 1310,45 \text{ cm}^2 (19 \text{ cm} \times 70 \text{ cm})$$

Área aproximada das armaduras longitudinais para pilares submetidos somente ao esforço normal:

$$A_s = \frac{\gamma \cdot N_d - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c}{\sigma'_{sd}} = \frac{1,32 \times 1,4 \times 1965,67 - 0,85 \times \left(\frac{30000}{1,4}\right) \times 0,19 \times 0,7}{420000} \\ = 28,81 \text{ cm}^2 (10 \phi 20)$$

Armadura mínima e máxima para os pilares:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 N_d}{f_{yd}} = \frac{0,15 \cdot 1,4 \cdot 1965,67}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 9,49 \text{ cm}^2 \geq 0,4\% A_c = \frac{0,4}{100} \times 19 \times 70 = 5,32 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow OK$$

$$A_{s,max} = 4\% \cdot A_c = \frac{4}{100} \times 19 \times 70 = 53,2 \text{ cm}^2$$

As dimensões adotadas são as seguintes:

- Pilares: 19cm x 70cm
- Pilares-parede: 299cm x 140cm x 19cm
- Vigas: 19cm x 70cm e 14cm x 40cm
- Lajes: h = 16cm (L1 e L2); h = 12cm (L3 e L4)



Figura 7 - Modelo estrutural do pavimento tipo no CAD/TQS

3. ANÁLISE DAS LAJES

Será realizada a análise das lajes pelo Modelo de Grelhas do CAD/TQS.

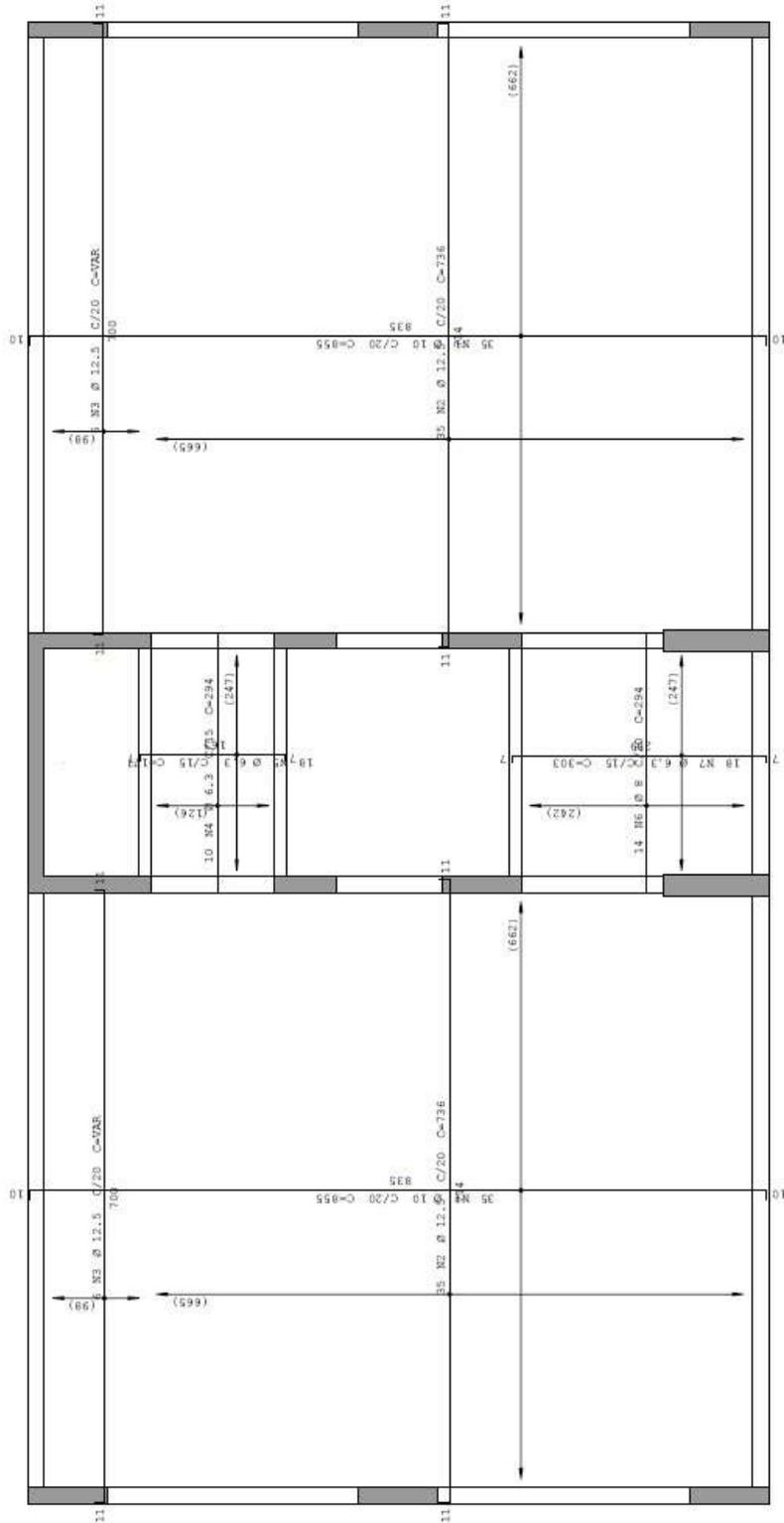
3.1. MODELO DE GRELHA PELO CAD/TQS

O modelo estrutural do edifício foi o IV (“Modelo integrado e flexibilizado - conforme critério - de pórtico espacial”) e o modelo estrutural do edifício utilizado foi o “Grelha de lajes planas”. Esse modelo utiliza uma grelha com elementos de barra originados nos centros geométricos da estrutura.

Os resultados obtidos com o CAD/TQS serão mostrados a seguir para as diferentes lajes do pavimento tipo e da cobertura.

3.1.1. PAVIMENTO TIPO (18x)

3.1.1.2. ARMADURA POSITIVA



3.2. DIMENSIONAMENTO DAS LAJES L1 E L4 DO PAVIMENTO TIPO PELA NBR 6118:2007

3.2.1. CARREGAMENTO ATUANTE NAS LAJES

3.2.1.1. LAJE L1

$$PP_{laje1} = 0,16m \times \frac{25kN}{m^3} = \frac{4kN}{m^2} = CP1$$
$$SC = \frac{2,0kN}{m^2} = CV4 \text{ (carga de escritórios, segundo a NBR 6118: 2007)}$$

$$REV = \frac{0,5kN}{m^2} = CP3$$

$$q_{ALV} = \{(\gamma_{alv} \cdot esp_{par} + \gamma_{revest} \cdot esp_{revest}) \cdot [h_{pd} \cdot (alvenaria) - v\tilde{a}o \text{ da porta}]\}$$
$$= \{(13 \times 0,14 + 19 \times 0,06) \times [3 \times (2,55 + 2,13) - 0,8 \times 2,1]\} = 0,64kN/m^2$$

$$p_1 = Q_{total} = 7,14 kN/m^2$$

3.2.1.2. LAJE L4

$$PP_{laje2} = 0,12m \times \frac{25kN}{m^3} = \frac{3kN}{m^2} = CP1$$
$$SC = \frac{2,0kN}{m^2} = CV4 \text{ (carga de escritórios, segundo a NBR 6118: 2007)}$$

$$REV = \frac{0,5kN}{m^2} = CP3$$

$$q_{ALV} = \{(\gamma_{alv} \cdot esp_{par} + \gamma_{revest} \cdot esp_{revest}) \cdot [h_{pd} \cdot (alvenaria) - v\tilde{a}o \text{ da porta}]\}$$
$$= \{(13 \times 0,14 + 19 \times 0,06) \times [3 \times (2,55 + 2,35) - 0,8 \times 2,1]\} = 4,48kN/m^2$$

$$p_2 = Q_{total} = 9,98 kN/m^2$$

3.2.2. DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

O método utilizado para calcular os momentos fletores nas lajes armadas em duas direções foi através das tabelas de Czerny. Para a aplicação destas tabelas, deve-se considerar o menor vão da laje, que é o l_x . A partir dos parâmetros obtidos na tabela, em função da relação dos vãos l_y/l_x , calculam-se os momentos positivos e negativos nas duas direções das lajes.

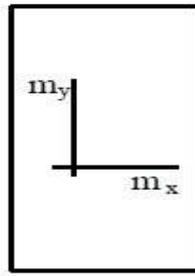
3.2.2.1. LAJE L1

A laje L1 tem altura de 16 cm e suas dimensões são:

$$l_x = 7,00 \text{ m}$$

$$l_y = 8,21 \text{ m}$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{8,21}{7,00} = 1,17 \rightarrow \text{TIPO 1}$$



TIPO 1

Ao interpolar as tabelas de Czerny, obtivemos os seguintes valores para o cálculo dos momentos positivos da laje L1.

Tabela 4 - Parâmetros da tabela de Czerny para Tipo 1

l_y/l_x	^+m_x	^+m_y
1,15	20,70	28,40
1,20	19,10	29,10
1,17	20,06	28,68

Momento positivo no vão menor:

$$m_x^+ = \frac{p_1 \cdot l_x^2}{-m_x} = \frac{7,14 \times 7,0^2}{20,06} = 17,44 \text{ kNm/m}$$

Momento positivo no vão maior:

$$m_y^+ = \frac{p \cdot l_y^2}{-m_y} = \frac{7,14 \times 8,21^2}{28,68} = 16,78 \text{ kNm/m}$$

O cálculo das áreas das armaduras pode ser feita pelas tabelas de dimensionamento de DIAZ (2002):

➤ Para o $m_x^+ = 17,44 \text{ kNm/m}$, temos que:

$$Kmd = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 17,44}{1,0 \times 0,135^2 \times \frac{30000}{1,4}} = 0,063 < 0,272 = Kmd_{lim}$$

Utilizando a tabela de DIAZ e interpolando os valores de k_z , teremos $k_z = 0,961$

A armadura será calculada através desta equação:

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 17,44}{0,961 \times 0,135 \times \frac{50}{1,15}} = 4,33 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima de tração corresponde, segundo a NBR 6118:2007, para $f_{ck} = 30$ MPa, a:

$$A_{s,min} = 0,173\% \cdot b \cdot h = \frac{0,173}{100} \times 100 \times 16 = 2,77 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{4,33}{100 \times 13,5} = 0,321\%$$

$$\rho_{s,min} = 0,173\%$$

Como L1 é armada em duas direções, a armadura positiva deve atender à seguinte restrição:

$$\rho_s \geq 2/3 \cdot \rho_{s,min} \rightarrow 0,321\% > 0,1153\% \rightarrow OK!$$

A bitola máxima, segundo a NBR 6118:2007, para a armadura de flexão deve atender à seguinte restrição:

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} = \frac{16}{8} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{adotado} = 10 \text{ mm}$$

O espaçamento por metro pode ser obtido através da equação:

$$e = \frac{\text{Área de uma barra} \cdot 100}{\text{Área total calculada}} = \frac{0,785 \cdot 100}{4,33} = 18,1 \rightarrow e_{adotado} = 15 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo, segundo a NBR 6118:2007 deve atender à seguinte restrição:

$$e_{max} = \begin{cases} 2 \cdot h \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2 \times 16 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 32 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Logo, a armadura para a m^+_x será $\phi 10$ mm a cada 15 cm.

➤ Para o $m^+_y = 16,78$ kNm/m, temos que:

$$Kmd = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 16,78}{1,0 \cdot 0,135^2 \cdot 30000/1,4} = 0,060 < 0,272 = Kmd_{lim}$$

Utilizando a tabela de DIAZ e interpolando os valores, teremos $k_z = 0,963$

A armadura será calculada através da equação:

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 16,78}{0,963 \times 0,135 \times 50/1,15} = 4,16 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima de tração para $f_{ck} = 30$ MPa é igual a:

$$A_{s,min} = 0,173\% \cdot b \cdot h = \frac{0,173}{100} \times 100 \times 16 = 2,77 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{4,16}{100 \times 13,5} = 0,308\%$$

$$\rho_{s,min} = 0,173\%$$

Como L1 é armada em duas direções, a armadura positiva deve atender à seguinte restrição:

$$\rho_s \geq 2/3 \cdot \rho_{s,min} \rightarrow 0,308\% > 0,1153\% \rightarrow OK!$$

A bitola máxima, segundo a NBR 6118:2007, para a armadura de flexão deve atender à seguinte restrição:

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} = \frac{16}{8} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{adotado} = 10 \text{ mm}$$

O espaçamento por metro pode ser obtido através da equação:

$$e = \frac{\text{Área de uma barra} \cdot 100}{\text{Área total calculada}} = \frac{0,785 \cdot 100}{4,16} = 18,8 \rightarrow e_{adotado} = 15 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo tem a seguinte restrição:

$$e_{max} = \begin{cases} 2 \cdot h \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2 \times 16 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 32 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Logo, a armadura para a m^+_x será $\phi 10$ mm a cada 15 cm.

A laje L1 possui todos os seus bordos apoiados, logo não terá momento fletor negativo e nem armadura negativa, mas a norma NBR 6118:2007 prevê uma armadura de 2/3 da armadura mínima nesses casos. Esse foi o critério usado pelo sistema CAD/TQS, sendo que o sistema adotou uma armação diferente para cada trecho dos bordos e manualmente se adota uma armadura constante para facilitar a execução da armadura da laje na obra.

$$A_{s,neg} = \frac{2 \cdot A_{s,min}}{3} = \frac{2 \times 2,77}{3} = 1,85 \text{ cm}^2 (\phi 6,3 \text{ mm } c/15)$$

O comprimento da barra é dado por:

$$c = 15\% \cdot l_x = 0,15 \times 700 \text{ cm} = 105 \text{ cm}$$

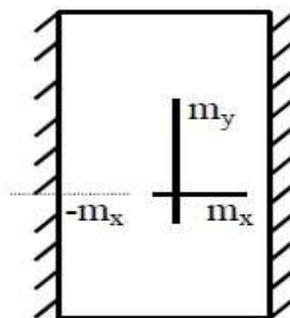
3.2.2.2. LAJE L4

A laje L4 tem altura de 12 cm e suas dimensões são:

$$l_x = 2,775 \text{ m}$$

$$l_y = 2,80 \text{ m}$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{2,80}{2,775} = 1,01 \rightarrow \text{TIPO 5}$$



TIPO 5

Ao interpolar as tabelas de Czerny, obtivemos os seguintes valores para o cálculo dos momentos da laje L4:

Tabela 5 - Parâmetros da tabela de Czerny para Tipo 5

l_y/l_x	^-m_x	^+m_x	^+m_y
1,00	14,30	35,10	61,70
1,05	13,80	33,00	64,50
1,01	14,20	34,68	62,26

Momento negativo no vão menor:

$$m_x^- = \frac{p_2 \cdot l_x^2}{-m_x} = \frac{9,98 \times 2,775^2}{-14,2} = -5,41 \text{ kNm/m}$$

Momento positivo no vão menor:

$$m_x^+ = \frac{p_2 \cdot l_x^2}{-m_x} = \frac{9,98 \times 2,775^2}{34,68} = 2,22 \text{ kNm/m}$$

Momento positivo no vão maior:

$$m_y^+ = \frac{p_2 \cdot l_y^2}{-m_y} = \frac{9,98 \times 2,8^2}{62,26} = 1,26 \text{ kNm/m}$$

O cálculo das áreas das armaduras é feito pelas tabelas de DIAZ (2002):

➤ Para $m_x^- = -5,41$ kNm/m, temos que:

$$K_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 5,41}{1,0 \times 0,095^2 \times \frac{30000}{1,4}} = 0,039 < 0,272 = K_{md_{lim}}$$

Utilizando a tabela de DIAZ, temos $k_z = 0,977$

A armadura será calculada através da expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 5,41}{0,977 \times 0,095 \times \frac{50}{1,15}} = 1,883 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima de tração para $f_{ck} = 30$ MPa é igual a:

$$A_{s,min} = 0,173\% \cdot b \cdot h = \frac{0,173}{100} \times 100 \times 16 = 2,77 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{1,88}{100 \times 9,5} = 0,198\%$$

$$\rho_{s,min} = 0,173\%$$

A armadura negativa deve atender à seguinte restrição:

$$\rho_s \geq \rho_{s,min} \rightarrow 0,198\% > 0,173\% \rightarrow OK!$$

A bitola máxima deve atender à seguinte restrição:

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} = \frac{12}{8} = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{adotado} = 8 \text{ mm}$$

O espaçamento por metro pode ser obtido através da equação:

$$e = \frac{\text{Área de uma barra} \cdot 100}{\text{Área total calculada}} = \frac{0,503 \cdot 100}{2,77} \rightarrow e_{adotado} = 20 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo deve atender à seguinte restrição:

$$e_{max} = \begin{cases} 2 \cdot h \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2 \times 12 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Logo, a armadura para a m_x^- será ϕ 8 mm a cada 20 cm.

➤ Para o $m^+_x = 2,22$ kNm/m, temos que:

$$Kmd = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 2,22}{1,0 \times 0,095^2 \times \frac{30000}{1,4}} = 0,016 < 0,272 = Kmd_{lim}$$

Utilizando a tabela de DIAZ e interpolando os valores de k_z , teremos $k_z = 0,990$

Calculando a armadura pela equação:

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 2,22}{0,990 \times 0,095 \times \frac{50}{1,15}} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Sendo a armadura mínima de tração, para $f_{ck} = 30$ MPa, igual a:

$$A_{s,min} = 0,173\% \cdot b \cdot h = \frac{0,173}{100} \times 100 \times 16 = 2,77 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{0,76}{100 \times 9,5} = 0,08\%$$

$$\rho_{s,min} = 0,173\%$$

Como L4 é armada em duas direções, a armadura positiva deve atender à seguinte restrição:

$$\rho_s \geq 2/3 \cdot \rho_{s,min} \rightarrow 0,08\% < 0,1153\% \rightarrow \text{NÃO OK!}$$

$$A_{adotado} = 2,51 \text{ cm}^2$$

A bitola máxima, segundo a NBR 6118:2007, para a armadura de flexão deve atender à seguinte restrição:

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} = \frac{12}{8} = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{adotado} = 8 \text{ mm}$$

O espaçamento por metro pode ser obtido através da equação:

$$e = \frac{\text{Área de uma barra} \cdot 100}{\text{Área total calculada}} = \frac{0,503 \cdot 100}{2,51} \rightarrow e_{adotado} = 20 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo deve atender à seguinte restrição:

$$e_{max} = \begin{cases} 2 \cdot h \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2 \times 12 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Logo, a armadura para a m^+_x será $\phi 8$ mm a cada 20 cm.

➤ Para o $m_y^+ = 1,26 \text{ kNm/m}$, temos que:

$$Kmd = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 1,26}{1,0 \times 0,095^2 \times \frac{30000}{1,4}} = 0,009 < 0,272 = Kmd_{lim}$$

Utilizando a tabela de DIAZ, teremos $k_z = 0,995$

A armadura será calculada através da expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 1,26}{0,995 \times 0,095 \times \frac{50}{1,15}} = 0,43 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima de tração para $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ é igual a:

$$A_{s,min} = 0,173\% \cdot b \cdot h = \frac{0,173}{100} \times 100 \times 16 = 2,77 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{0,43}{100 \times 9,5} = 0,05\%$$

$$\rho_{s,min} = 0,173\%$$

Como L4 é armada em duas direções, a armadura positiva deve atender a:

$$\rho_s \geq 2/3 \cdot \rho_{s,min} \rightarrow 0,05\% < 0,1153 \rightarrow \text{NÃO OK!}$$

$$A_{adotado} = 2,51 \text{ cm}^2$$

A bitola máxima deve atender à seguinte restrição:

$$\phi_{max} = \frac{h}{8} = \frac{12}{8} = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{adotado} = 8 \text{ mm}$$

O espaçamento por metro pode ser obtido através da expressão:

$$e = \frac{\text{Área de uma barra} \cdot 100}{\text{Área total calculada}} = \frac{0,503 \cdot 100}{2,51} = 20 \rightarrow e_{adotado} = 20 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo deve atender à seguinte restrição:

$$e_{max} = \begin{cases} 2 \cdot h \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 2 \times 12 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 24 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

Logo, a armadura para a m_y^+ será $\phi 8 \text{ mm}$ a cada 20 cm .

3.2.3. DETERMINAÇÃO DAS FLECHAS NAS LAJES

A NBR 6118:2007, no item 13.3, define os deslocamentos limites a serem atendidos na verificação do estado limite de deformações excessivas em uma estrutura. As deformações não podem ser prejudiciais à estrutura e assim estes limites devem ser respeitados.

As limitações usuais de flechas em edifícios são as seguintes:

- Considerando todas as ações

O cálculo das deformações poderá ser feito no Estádio I, considerando a limitação do momento de fissuração, item 14.7.3.1 da NBR 6118:2007. O módulo de deformação E_c pode ser adotado igual ao módulo secante E_{cs} do concreto. Assim:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 5600 \cdot \sqrt{30} = 30672,46 \text{ MPa}$$
$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} = 0,85 \cdot 30672,46 = 26071,6 \text{ MPa}$$

Segundo o item 11.8.3, da NBR 6118:2007, para o cálculo das flechas pode-se considerar uma combinação de cargas quase permanente, o que corresponde a se tomar 40% do valor das cargas variáveis em edifícios comerciais (coeficiente ψ_2).

Para lajes armadas em duas direções pode ser aplicada a equação a seguir, em que os coeficientes “ α ” são fornecidos nas tabelas de Czerny. Seus valores serão interpolados e mostrados abaixo, da mesma maneira com que foram definidos para a obtenção dos momentos fletores.

$$f = \frac{\alpha \cdot p \cdot l_x^4}{E \cdot h^3},$$

sendo,

h – espessura total

l_x – menor vão da laje

3.2.3.1. LAJE L1

Tabela 6 - Coeficientes “ α ” para a laje L1

l_y/l_x	α
1,15	0,0631
1,20	0,0678
1,17	0,06498

Verificação para a carga total (peso próprio, 40% da carga acidental de 2,0 kN/m², revestimento e alvenaria), aplicada antes de decorrerem quatro meses da construção (coeficiente de fluência igual a 2):

$$p = 0,16x25 + 0,4x2,0 + 0,64 + 0,5 = 5,94 \text{ kN/m}^2$$

$$f = 2 \cdot \frac{\alpha \cdot p \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} = \frac{2x0,06498x5,94x7,0^4}{26071594x0,16^3} = 1,74 \text{ cm}$$

$$f/l = 2,6/700 = 0,0025 < f_{lim} = 1/250 = 0,004 \rightarrow OK!$$

➤ Considerando somente as cargas acidentais

Verificação somente para a carga acidental (aplicada depois de decorrerem quatro meses da construção, coeficiente de fluência igual a 2):

$$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$f = \frac{2x0,06498x2,0x7,0^4}{26071594x0,16^3} = 0,0058 \text{ m} = 0,58 \text{ cm}$$

$$f/l = 0,58/700 = 0,00083 < f_{lim} = 1/350 = 0,00296 \rightarrow OK!$$

3.2.3.2. LAJE L4

Tabela 7 - Coeficientes "α" para a laje L4

l_y/l_x	α
1,00	0,023
1,05	0,0241
1,01	0,02322

Verificação para a carga total (peso próprio, 40% da carga acidental de 2,0 kN/m², revestimento e alvenaria), aplicada antes de decorrerem quatro meses da construção:

$$p = 0,12x25 + 0,4x2,0 + 4,48 + 0,5 = 8,78 \text{ kN/m}^2$$

$$f = \frac{\alpha \cdot p \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} = \frac{3x0,02322x8,78 \cdot x}{26071594x0,12^3} = 0,08 \text{ cm}$$

$$f/l = 0,08/277,5 = 0,0003 < f_{lim} = 1/250 = 0,004 \rightarrow OK!$$

- Considerando somente as cargas acidentais

Verificação somente para a carga acidental (aplicada depois de decorrerem quatro meses da construção):

$$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

$$f = \frac{2 \times 0,0322 \times 2,0 \times 2,775^4}{26071594 \times 0,12^3} = 0,0058 \text{ m} = 0,0012 \text{ cm}$$

$$f/l = 0,0012/277,5 = 0,000004 < f_{lim} = 1/350 = 0,00296 \rightarrow OK!$$

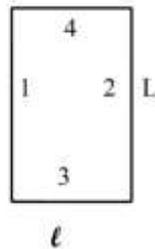
3.2.4. CÁLCULO DAS REAÇÕES DE APOIO DAS LAJES

Segundo a NBR 6118:2007, em seu item 14.7.6.1, as reações de apoio das lajes podem ser determinadas pelo método dos quinhões de carga. O cálculo será apresentado abaixo para as lajes L1 e L4.

3.2.4.1. LAJE L1

Utilizando como base o método dos quinhões de carga e se baseando na estrutura da laje L1, tem-se que a laje é do tipo 'a':

a) $L \geq l$



$$R_1 = R_2 = \frac{p \cdot l}{4} \left(2 - \frac{l}{L} \right)$$

$$R_3 = R_4 = \frac{p \cdot l}{4}$$

Figura 8 - Reação da laje L1

$$\begin{cases} l = 7,00 \text{ m} \\ L = 8,21 \text{ m} \end{cases} = L \geq l$$

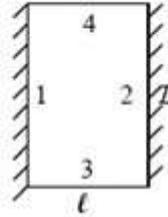
$$R_1 = R_2 = \frac{p \cdot l}{4} \left(2 - \frac{l}{L} \right) = \frac{7,14 \times 7,0}{4} \times \left(2 - \frac{7,00}{8,21} \right) = 12,74 \text{ kN}$$

$$R_3 = R_4 = \frac{p \cdot l}{4} = \frac{7,14 \times 7,0}{4} = 12,50 \text{ kN}$$

3.2.4.2. LAJE L4

Utilizando como base o método dos quinhões de carga e se baseando na estrutura da laje L4, tem-se que a laje é do tipo 'e':

$$e) L \geq 0,577 \ell$$



$$R_1 = R_2 = 0,144 p \ell \left(3,464 - \frac{\ell}{L} \right)$$

$$R_3 = R_4 = 0,144 p \ell$$

Figura 9 - Reação da laje L4

$$\begin{cases} l = 2,775 \text{ m} \\ L = 2,80 \text{ m} \end{cases} = L \geq 0,577 * l$$

$$\begin{aligned} R_1 = R_2 &= 0,144 \cdot p \cdot l \cdot \left(3,464 - \frac{l}{L} \right) = 0,144 \times 9,98 \times 2,775 \times \left(3,464 - \frac{2,775}{2,9} \right) \\ &= 9,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_3 = R_4 = 0,144 \cdot p \cdot l = 0,144 \times 9,98 \times 2,775 = 4,0 \text{ kN}$$

3.2.5. CISALHAMENTO

Normalmente, lajes usuais em edifícios, submetidas a cargas uniformemente distribuídas, não necessitam de armadura de cisalhamento.

Segundo a NBR 6118:2007, no item 19.4.1, as lajes de concreto armado podem prescindir de armadura transversal quando a força cortante de cálculo atender à expressão abaixo reproduzida.

- Reação 2 da L1: 12,74 kN/m

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

A resistência de projeto ao cisalhamento é dada por:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot b_w \cdot d = 362 \times 1,465 \times (1,2 + 40 \times 0,0032) \times 1,0 \times 0,135 \\ = 95,08 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = 1,4 \times 12,74 = 17,84 \text{ kN/m}$$

sendo:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \times 1448 = 362 \text{ kPa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} < 0,02 = \frac{4,33}{100 \times 13,5} = 0,0032 < 0,02 \rightarrow OK!$$

$$k = |1,6 - d| = |1,6 - 0,135| = 1,465$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = 17,84 \text{ kN/m} \leq 95,08 \text{ kN/m} \rightarrow OK!$$

- Reação 1 da L4: 9,86 kN/m

$$V_{sd} \leq V_{Rd1}$$

A resistência de projeto ao cisalhamento é dada por:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot b_w \cdot d = 362 \times 1,505 \times (1,2 + 40 \times 0,0029) \times 1,0 \times 0,095 \\ = 68,11 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = 1,4 \times 9,86 = 13,80 \text{ kN/m}$$

sendo:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \times 1448 = 362 \text{ kPa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} < 0,02 = \frac{2,77}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,02 \rightarrow OK!$$

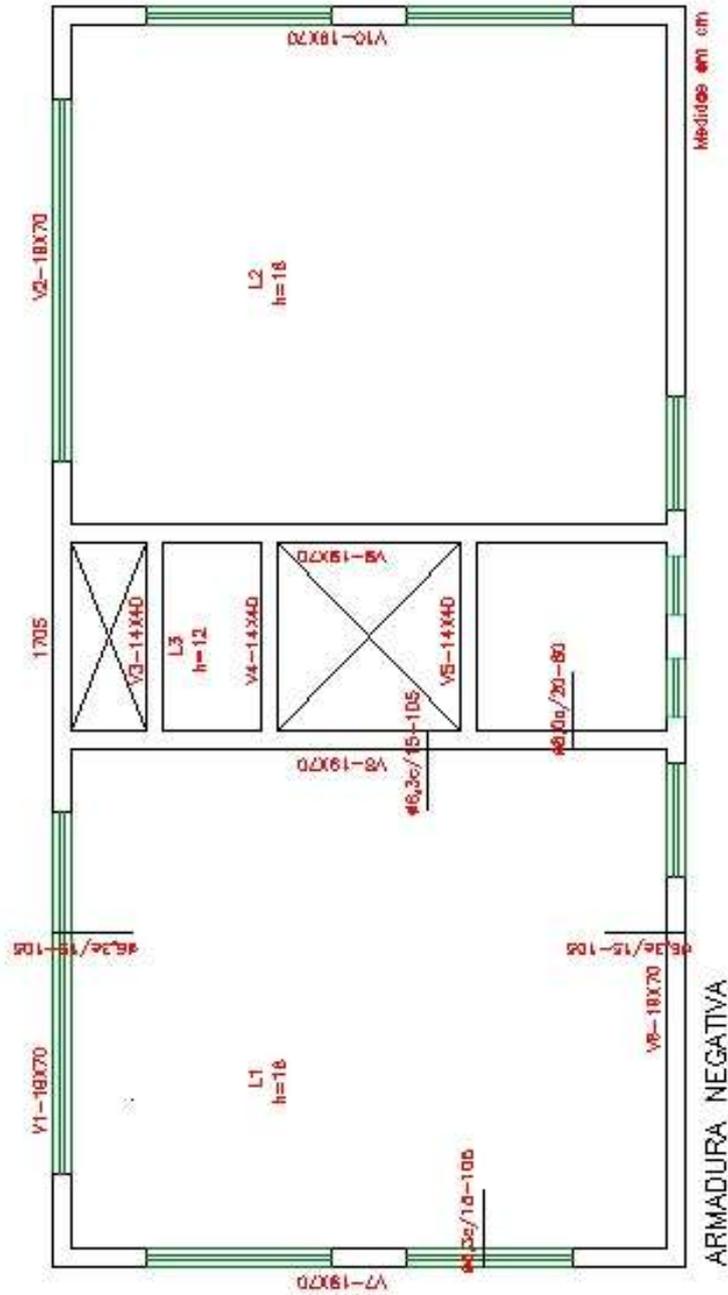
$$k = |1,6 - d| = |1,6 - 0,095| = 1,505$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = 13,80 \text{ kN} \leq 68,11 \text{ kN/m} \rightarrow OK!$$

3.2.6. DETALHAMENTO DA ARMADURA DAS LAJES

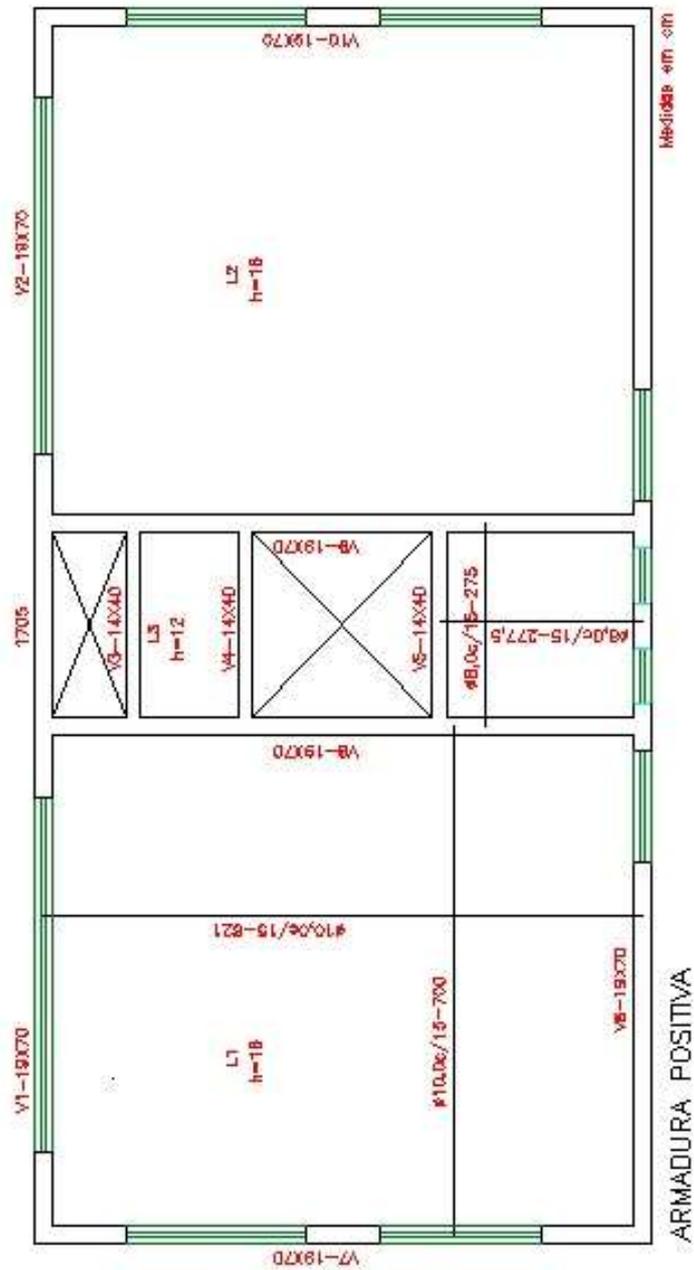
3.2.6.1. ARMADURA NEGATIVA

Figura 10 - Armadura negativa das lajes



3.2.6.2. ARMADURA POSITIVA

Figura 11 - Armadura positiva das lajes



4. ANÁLISE DAS VIGAS

Será realizada a análise das vigas pelo Modelo de Grelha do CAD/TQS.

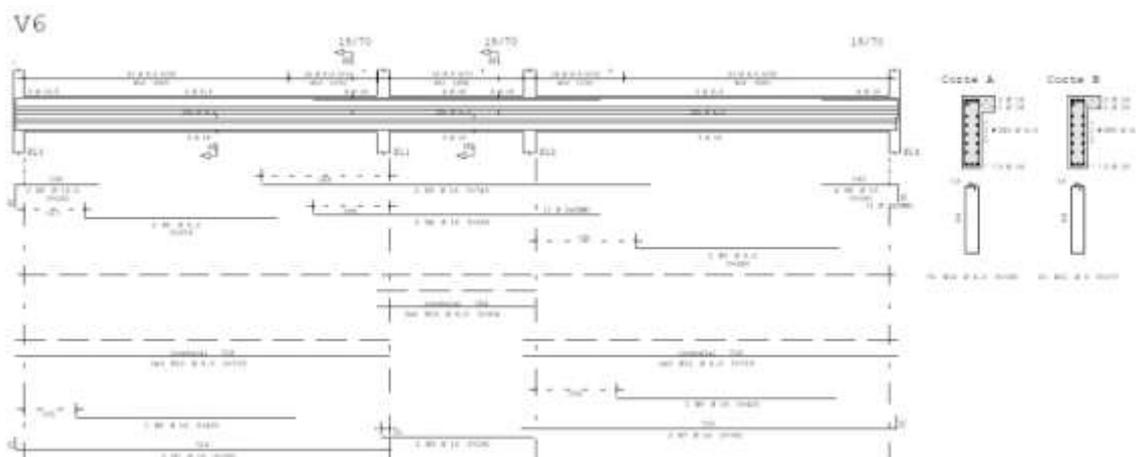
4.1. MODELO DE GRELHA PELO CAD/TQS

Neste modelo, o cálculo de esforços é feito a partir do processo de grelhas, a partir dos dados do pavimento. O modelo estrutural do edifício foi o IV (“Modelo Integrado Flexibilizado (conforme critério) de Pórtico Espacial”). O modelo estrutural do pavimento foi o de “Grelha de Lajes Planas”. Esse modelo utiliza elementos de barra para representar as vigas.

No CAD/TQS, a unidade utilizada para força é a tf e não o kN, como seria o correto.

4.1.1. PAVIMENTO TIPO (18x)

4.1.1.1. VIGA V6 (19x70)



4.2. DIMENSIONAMENTO DA VIGA V6 DO PAVIMENTO TIPO PELA NBR 6118:2007

4.2.1. CARREGAMENTO ATUANTE NA VIGA

$$PP_{VIGA} = 0,19m \times 0,7m \times \frac{25kN}{m^3} = \frac{3,325kN}{m} = CP1$$

$$ALV = q_{PAR} = \frac{8,88kN}{m} = CP2$$

Reação da laje L1 no trecho 1 da viga V6: $q_{v1} = 24,99kN/m$

Reação da laje L4 no trecho 2 da viga V6: $q_{v2} = 6,99kN/m$

O total das cargas por trecho na viga V6 é:

Carga total aplicada nos trechos 1 e 3 na viga V6: $q_{t1} = 37,2kN/m$

Carga total aplicada no trecho 2 na viga V6: $q_{t2} = 19,2kN/m$

q – carga distribuída na laje

A – área do trapézio da área do quinhão de carga

l_v – vão da viga

A carga distribuída está representada na figura abaixo:

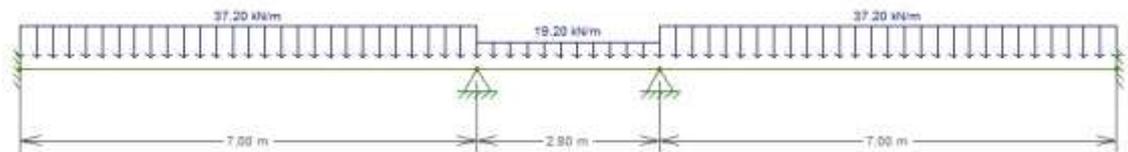


Figura 12 - Carga distribuída na viga V6

4.2.2. DIAGRAMAS DA VIGA V6

Através do programa FTOOL, foi desenvolvido o modelo da viga V6. Aplicado o carregamento atuante são obtidos os diagramas de momentos fletores e dos esforços cortantes.

4.2.2.1. MOMENTO FLETOR

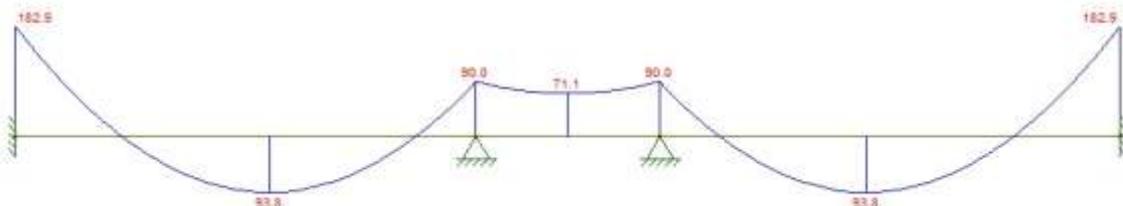


Figura 13 - Diagrama de momentos fletores (kNm) da viga V6

4.2.2.2. ESFORÇOS CORTANTES

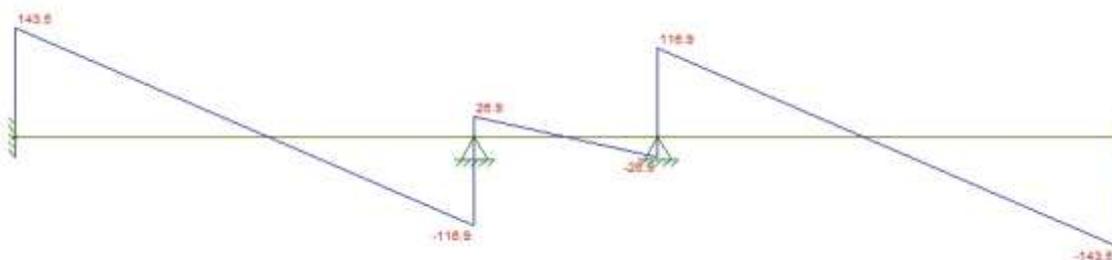


Figura 14 - Diagrama de esforços cortantes (kN) da viga V6

4.2.3. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Através do programa FTOOL, pode-se extrair os valores máximos do momento fletor e do cortante em cada trecho e assim se proceder ao dimensionamento da viga por etapas.

- MOMENTO MÁXIMO NEGATIVO NO TRECHO 1
 $M_{MAX} = 182,9 \text{ kNm}$

O cálculo da área das armaduras pode ser feita pelas tabelas de dimensionamento de DIAZ (2002), sendo o coeficiente de entrada destas tabelas:

$$Kmd = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 182,9}{0,19 \times 0,65^2 \times \frac{30000}{1,4}} = 0,149 < 0,272 = Kmd_{lim}$$

Utilizando a tabela de DIAZ e interpolando os valores, temos $k_z = 0,903$

A armadura será calculada através da expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 182,9}{0,903 \times 0,65 \times \frac{50}{1,15}} = 10,03 \text{ (} 5\phi 16 \text{ mm)}$$

$$A_{s,min} = MÁX \left(0,15\%; 0,035 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot b_w \cdot h$$

$$= MÁX \left(0,15\%; 0,035 \times \frac{30/1,4}{500/1,15} \right) \times 19 \times 70 = 2,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s,min} \rightarrow OK!$$

- MOMENTO MÁXIMO POSITIVO NO TRECHO 1
 $M_{+MAX} = 93,8 \text{ kNm}$

O cálculo da área das armaduras pode ser feita pelas tabelas de dimensionamento de DIAZ (2002), sendo o coeficiente de entrada destas tabelas:

$$Kmd = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 93,8}{0,19 \times 0,65^2 \times \frac{30000}{1,4}} = 0,076 < 0,272 = Kmd_{lim}$$

Utilizando a tabela de DIAZ e interpolando, temos $k_z = 0,953$

A armadura será calculada através da expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 93,8}{0,953 \times 0,65 \times \frac{50}{1,15}} = 4,88 \text{ (} 7\phi 10 \text{ mm)}$$

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= MÁX \left(0,15\%; 0,035 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot b_w \cdot h \\ &= MÁX \left(0,15\%; 0,035 \times \frac{30/1,4}{500/1,15} \right) \times 19 \times 70 = 2,3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \geq A_{s,min} \rightarrow OK!$$

- MOMENTO MÁXIMO NEGATIVO NO TRECHO 2
 $M_{-MAX} = 90 \text{ kNm}$

O cálculo das áreas das armaduras pode ser feita pelas tabelas de dimensionamento de DIAZ (2002), sendo o coeficiente de entrada da tabela:

$$Kmd = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 90}{0,19 \times 0,65^2 \times \frac{30000}{1,4}} = 0,073 < 0,272 = Kmd_{lim}$$

Utilizando a tabela de DIAZ e interpolando, temos $k_z = 0,955$

A armadura será calculada através desta expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 90}{0,955 \times 0,65 \times \frac{50}{1,15}} = 4,67 \text{ (} 6\phi 10 \text{ mm)}$$

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= MÁX \left(0,15\%; 0,035 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot b_w \cdot h \\ &= MÁX \left(0,15\%; 0,035 \times \frac{30/1,4}{500/1,15} \right) \times 19 \times 70 = 2,3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \geq A_{s,min} \rightarrow OK!$$

➤ MOMENTO NEGATIVO NO APOIO NO TRECHO 2

$$M_{MA} = 71,1 \text{ kNm}$$

O cálculo das áreas das armaduras pode ser feita pelas tabelas de dimensionamento de DIAZ (2002), sendo o coeficiente de entrada desta tabela:

$$Kmd = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 71,1}{0,19 \times 0,65^2 \times \frac{30000}{1,4}} = 0,058 < 0,272 = Kmd_{lim}$$

Utilizando a tabela de DIAZ e interpolando, temos $k_z = 0,965$

A armadura será calculada através da expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \times 71,1}{0,965 \times 0,65 \times \frac{50}{1,15}} = 3,65 \text{ (} 5\phi 10 \text{ mm)}$$

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= M\acute{A}X \left(0,15\%; 0,035 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \cdot b_w \cdot h \\ &= M\acute{A}X \left(0,15\%; 0,035 \times \frac{30/1,4}{500/1,15} \right) \times 19 \times 70 = 2,3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \geq A_{s,min} \rightarrow OK!$$

Para se uniformizar as armações do trecho 2, a armadura negativa será 6 ϕ 10mm. A positiva, como não há momento, será a armadura mínima (5 ϕ 8mm).

4.2.4. DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO

- VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO DIAGONAL DO CONCRETO PELO MODELO I

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V_k = 1,4 \times 143,5 = 200,9 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{sd} \leq V_{Rd2} &= 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times \frac{30000}{1,4} \times 0,19 \times 0,65 \\ &= 628,79 \rightarrow OK! \end{aligned}$$

- CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL

A área da armadura transversal composta por estribos verticais e com $\theta = 45^\circ$, será:

$$A_{sw/s} = \frac{V_{sd} - V_{co}}{V_{sw}} = \frac{200,9 - 107,3}{25,448} = 3,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sendo:

$$V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \times 1,448 \times 1000 \times 0,19 \times 0,65 = 107,3 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 25,448$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0,19 \cdot f_{ctm} \cdot b_w = 0,19 \times \frac{2,896}{500} \times 0,19 \times 10^4 = 2,09 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sw/s} \geq \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} \rightarrow OK!$$

O diâmetro dos estribos deve estar no intervalo:

$$5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10} = \frac{19}{10} = 1,9 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_\phi = 0,8^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$s_{\min} \leq \frac{2 \cdot A_\phi}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min}} = \frac{2 \times 0,503}{2,09} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

$$s_{\max} \leq \frac{2 \cdot A_\phi}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min}} = \frac{2 \times 0,503}{3,68} = 0,27 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = \text{MÍN}(0,6 \cdot d; 30 \text{ cm}) = \text{MÍN}(0,6 \times 65; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$V_{Rd3} = V_{co} + V_{sw} \cdot A_{sw/s} = 107,3 + 25,448 A_{sw/s}$$

$$\phi 8 \text{ c}/20 \rightarrow A_{sw/s} = \frac{2 \times 0,5}{0,2} = 5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow V_{Rd3} = 234,54 \text{ kN}$$

$$\phi 8 \text{ c}/30 \rightarrow A_{sw/s} = \frac{2 \times 0,5}{0,3} = 3,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow V_{Rd3} = 192,04 \text{ kN}$$

$$x' = \frac{V_d - V_{Rd3}}{q_1} = \frac{200,9 - 192,04}{37,2} = 23,8 \text{ cm}$$

$$A_{sw/s} = 3,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como o estribo tem dois ramos:

$$\frac{A_{sw/s}}{\text{ramo}} = \frac{3,69}{2} = 1,845 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_{s1} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Espaçamento máximo dos estribos permitido pela NBR 6118:2007:

$$e = \frac{\text{Área de uma barra} \cdot 100}{\text{Área total calculada}} = \frac{0,503 \times 100}{1,845} = 27,26 \rightarrow e_{adotado} = 25 \text{ cm}$$

$$A_{s,adot} = \phi 8 \text{ c}/25$$

$$L = 2x(13 + 64) + 16 = 170 \text{ cm}$$

N10 - 64φ8 - 170

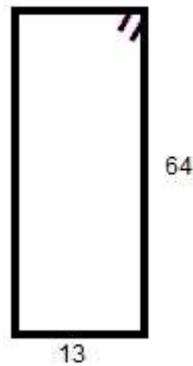


Figura 15 - Detalhamento do estribo

4.2.5. DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS BARRAS PELO DIAGRAMA DESLOCADO

A distribuição longitudinal das barras de tração é feita através do diagrama deslocado, conforme mostrado na figura a seguir. O comprimento de ancoragem l_b da barra tem início na seção em que o esforço de armadura começa a ser transferido para o concreto. Esta barra deve ser prolongada pelo menos 10ϕ além do ponto teórico de tensão nula σ_s .

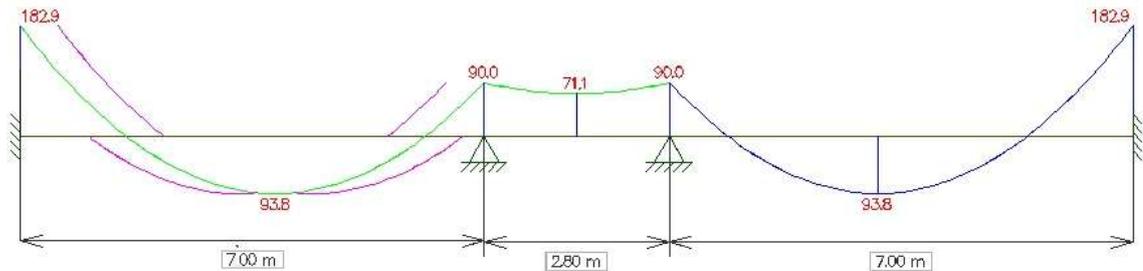


Figura 16 - Decalagem do diagrama de momentos fletores da viga V6

➤ **DECALAGEM:**

A decalagem considerada no diagrama acima foi:

$$a_l = 0,87 \cdot d = 0,87 \times 65 \text{ cm} = 57 \text{ cm}$$

➤ **COMPRIMENTO DE ANCORAGEM BÁSICO**

O comprimento de ancoragem básico das barras tracionadas é dado pela equação:

$$(l_b)_{BOA} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \times \frac{500/1,15}{3,258} = 33,36\phi$$

Sendo:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 2,25 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,448 = 3,258 \text{ MPa}$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ (CA - 50)}$$

$$\eta_2 = 1,00 \text{ (Boa aderência)}$$

$$\eta_3 = 1,00 \text{ (\phi < 32 mm)}$$

$$(l_b)_{MÁ} = \frac{(l_b)_{BOA}}{0,7} = \frac{33,36\phi}{0,7} = 47,66\phi$$

$$l_{b,nec}^{BOA} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10\phi \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Na tabela abaixo estão os valores correspondentes ao comprimento de ancoragem das barras tracionadas αl_b em função do diâmetro para o valor de $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, para boa e má aderências.

Tabela 8 - Comprimento de ancoragem l_b de barras tracionadas para $f_{ck} = 30$ MPa

fck (Mpa)	Boa Aderência		Má Aderência	
	sem gancho	com gancho	sem gancho	com gancho
30	33 ϕ	23 ϕ	48 ϕ	33 ϕ

Para o momento negativo de 93,8 kNm e para os positivos 90 kNm e 71,1 kNm, o comprimento de ancoragem necessário será calculado abaixo. Nota-se que a armadura usada no cálculo é a da armadura negativa, e isso é feito por simplificação.

$$l_{b,nec}^{MÁ} = \frac{1}{0,7} \times 23 \times 1,6 \text{ cm} \times \frac{4,88}{5,5} = 29,14 \text{ cm} \geq l_{b,min} \begin{cases} 0,3 \times 33,36 \times 1,0 / 0,7 \\ 10 \times 1 \\ 10 \text{ cm} \end{cases} = \begin{cases} 14,4 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow OK!$$

Para boa aderência:

$$l_{b,adot} \geq MÁX (l_{b,nec}^{MÁ}; (l_b)_{MÁ}) = (29,14 \text{ cm}; 47,66 \text{ cm}) = 47,66 \rightarrow 50 \text{ cm}$$

Para o momento positivo de 182,9 kNm, o comprimento de ancoragem necessário será:

$$l_{b,nec}^{BOA} = 23 \times 1,6 \text{ cm} \times \frac{10,03}{10,05} = 36,73 \text{ cm} \geq l_{b,min} \begin{cases} 0,3 \times 33,36 \times 1,6 \\ 10 \times 1 \\ 10 \text{ cm} \end{cases} = \begin{cases} 16,01 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow OK!$$

Para boa aderência:

$$l_{b,adot} \geq MÁX (l_{b,nec}^{BOA}; (l_b)_{BOA}) = (36,73 \text{ cm}; 53,38 \text{ cm}) = 53,38 \rightarrow 55 \text{ cm}$$

Abaixo está a figura da distribuição das barras no diagrama do momento fletor.

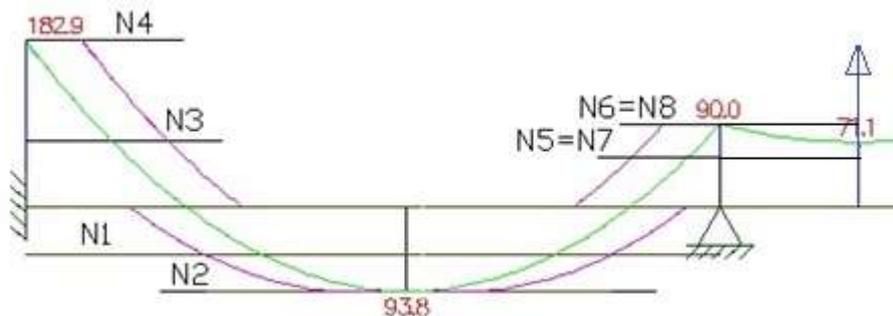


Figura 17 - Distribuição das barras pelo diagrama de um trecho da viga V6

➤ ARMADURAS INFERIORES PROLONGADAS ATÉ OS APOIOS
PELA NBR 6118:2007

Pela NBR 6118:2007, 1/3 a 1/4 da armadura inferior deve ser prolongada até os apoios da viga, dependendo dos valores dos momentos negativos nos apoios. Pode-se, na prática, prolongar 1/3 dessas armaduras.

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3} = \frac{4,88}{3} = 1,63 \text{ cm}^2 (3\phi 10 \text{ mm})$$

4.2.6. ARMADURA DE PELE

Coloca-se armadura de pele em vigas com $h > 60 \text{ cm}$. Esta é uma armadura longitudinal colocada em cada face lateral das vigas para evitar que apareçam fissuras na zona tracionada.

$$A_{s,pele} \geq 0,10\%. A_{c,alma} = 0,10\% \times 1330 = 1,33 \text{ cm}^2 (3\phi 8 \text{ mm})$$

$$A_{c,alma} = b_w \cdot h = 19 \times 70 = 1330 \text{ cm}^2$$

Afastamento entre as barras:

$$e \leq \begin{cases} d/3 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} = \begin{cases} 65/3 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \leq \begin{cases} 21,67 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

4.2.7. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DAS BARRAS LONGITUDINAIS

As armaduras devem ser dispostas convenientemente na seção transversal para facilitar a passagem do vibrador. Para que isso ocorra, a NBR 6118:2007 recomenda um espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais.

Direção horizontal:

$$e_H = \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 1,2 * D_{m\acute{a}x} \end{cases}$$

Direção vertical:

$$e_H = \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 0,5 * D_{m\acute{a}x} \end{cases}$$

$$D_{m\acute{a}x} = 19 \text{ mm (brita 1)}$$

O espaçamento horizontal entre as barras longitudinais pode ser calculado através da equação:

$$e_H = \frac{b - n * \phi - 2 * c - 2\phi_e}{n - 1}$$

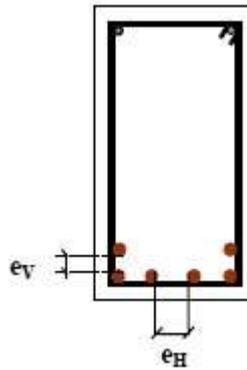


Figura 18 - Espaçamentos entre as barras longitudinais

Tabela 9 - Tabela de Ferros

N	Qtde	Φ (mm)	c (cm)
1	4	10	725
2	3	10	430
3	3	16	245
4	2	16	165
5	4	10	525
6	2	10	480
7	4	10	525
8	2	10	480
9	5	10	280
10	64	8	170
11	6	8	830

5. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS

5.1. ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE LAJES PELO CAD/TQS E PELA NBR 6118:2007

Ao se comparar os resultados obtidos pelos cálculos manuais com os extraídos do programa CAD/TQS, chega-se à conclusão que apesar do detalhamento das armaduras negativas ser um pouco confuso no programa, ele se assemelha com o detalhamento elaborado manualmente. Abaixo está apresentada uma tabela comparativa das armações tanto negativas quanto positivas.

Tabela 10 - Comparação das armaduras negativas

Armadura Negativa		
Laje	MANUAL	CAD/TQS
L1 = L2	$\phi 6,3$ c/15	$\phi 6,3$ c/12,5
L4	$\phi 8$ c/20	$\phi 6,3$ c/15

Tabela 11 - Comparação das armaduras positivas

Armadura Positiva				
Laje	MANUAL		CAD/TQS	
	m_x	m_y	m_x	m_y
L1 = L2	$\phi 10$ c/15	$\phi 10$ c/15	$\phi 12,5$ c/20	$\phi 10$ c/20
L4	$\phi 8$ c/ 20	$\phi 8$ c/ 20	$\phi 8$ c/20	$\phi 6,3$ c/15

5.2. ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PELO CAD/TQS E O DESENVOLVIDO MANUALMENTE

Ao se comparar os resultados obtidos com os cálculos manuais com os resultados extraídos do programa CAD/TQS, chega-se à conclusão que a armação da viga V6 está semelhante nos dois casos. Abaixo está apresentada uma tabela comparativa das armações da viga V6.

Tabela 12 - Comparação da armação da viga V6

N	NBR 6118	Área (cm ²)	CAD/TQS	Área (cm ²)
N1-N2	7φ10	5,5	3φ16	6,03
N3-N4	5φ16	10,05	2φ12,5 + 2φ6,3	3,08
N5-N6	6φ10	4,71	2φ16	4,02
N7-N8	6φ10	4,71	2φ16	4,02
N9	5φ10	3,93	3φ10	2,36
N10	64φ8	32,17	70φ6,3	21,82
N11	6φ8	3,02	10φ6,3	3,12

6. CONCLUSÃO

Ao se comparar os resultados encontrados no programa CAD/TQS com os obtidos manualmente segundo a norma NBR 6118:2007, no tocante ao cálculo, dimensionamento e detalhamento de lajes e vigas, observa-se que o programa apresenta resultados próximos dos manuais e razoavelmente coerentes.

Na parte inicial de modelagem das lajes foi detectado um problema quando da determinação das condições de contorno. No tocante às especificações das armaduras das lajes, o sistema CAD-TQS apresenta de inicial uma armação bastante detalhada por trecho, otimizando, mas o executor deve melhorar o detalhamento da armação para que se tenha mais clareza e melhore a sua visualização. Nas demais situações, os resultados mostraram-se satisfatórios.

Ao final da análise das lajes e vigas e da comparação dos resultados, pode-se concluir que o programa CAD/TQS é confiável. É importante salientar, entretanto, que o engenheiro deve sempre fazer uma análise criteriosa e detalhada dos resultados obtidos, verificando sempre a compatibilidade com a norma brasileira, uma vez que na utilização de qualquer programa computacional as possíveis fontes de erro são inúmeras, mas a responsabilidade é única e exclusiva do engenheiro projetista.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro. 2007

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6120: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro. 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro. 1988.

DIAZ, B.E., Tabelas de dimensionamento com bloco retangular de tensões, Rio de Janeiro, Escola Politécnica da UFRJ, 2002.

FTOOL Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Tecgraf - Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica (2012).

LONGO, H.I – Lançamento das Estruturas de Edificações, Escola Politécnica, UFRJ, 2011.

LONGO, H.I – Lajes Maciças de Edificações de Concreto Armado, Escola Politécnica, UFRJ, 2012.

LONGO, H.I – Modelagem das Estruturas de Edificações, Escola Politécnica, UFRJ, 2008.

LONGO, H.I – Pré-Dimensionamento das Estruturas de Edificações, Escola Politécnica, UFRJ, 2013.

LONGO, H.I – Vigas de Edifícios de Concreto Armado, Escola Politécnica, UFRJ, 2011.

PIMENTEL F. R. Verificação dos Resultados do Programa CAD/TQS para Pilares e Estabilidade Global. Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014.

SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado I. Rio de Janeiro. 2014.

SANTOS, S.H.C – Apostila de Detalhamento de Estruturas de Concreto Armado. Rio de Janeiro. 2013.

TQS INFORMÁTICA LTDA, Sistemas CAD/TQS para Windows, Versão 13.8.1, São Paulo, 2013.