



ÂNGELO EMILIO GRITTI
LUCAS GOTARDO

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE LAJES PARA
UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

CURITIBA
2017



ÂNGELO EMILIO GRITTI
LUCAS GOTARDO

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE LAJES PARA
UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Pós-Graduação em Sistemas Estruturais em Concreto, Pós-Graduação *lato sensu*, do Instituto IDD como requisito parcial para a obtenção do Grau de Especialista em Estruturas em Concreto.

Orientador: Prof.º Msc. Kirke Andrew Wrubel
Moreira.

CURITIBA

2017

FOLHA DE APROVAÇÃO

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE LAJES PARA UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO

Por

ÂNGELO EMILIO GRITTI

LUCAS GOTARDO

TRABALHO APROVADO COMO REQUISITO PARCIAL PARA A OBTENÇÃO DO
TÍTULO DE ESPECIALISTA EM SISTEMAS ESTRUTURAIS EM CONCRETO DO
INSTITUTO IDD, PELA COMISSÃO FORMADA PELOS PROFESSORES A
SEGUIR MENCIONADOS.

Curitiba (PR) 27 de maio de 2017.

Kirke Andrew Wrubel Moreira, M. Sc.

Luiz Henrique Felipe Olavo, M. Sc.

Patrícia Ribeiro da Silva Brandão, M. Sc.

RESUMO

GRITTI A. E.; GOTARDO, L.: **TCC Estudo comparativo entre sistemas estruturais de lajes para um edifício em concreto armado. 2017.** 102f. Trabalho de Conclusão de Curso (Pós-Graduação *lato sensu*) – Instituto IDD, Curitiba, 2017.

Um edifício em concreto armado pode ser construído através de diferentes sistemas estruturais. Entre algumas variações podemos citar⁰, os sistemas construtivos das lajes, que dentre outras pode ser: maciça, nervurada retangular com formas em madeira, nervurada com cubetas plásticas, treliçadas com enchimento em EPS ou cerâmica, lisas, pré-moldadas e protendidas. Este trabalho comparou o dimensionamento de um edifício de 20 pavimentos utilizando os sistemas de lajes: maciça, treliçada unidirecional com enchimento em EPS, nervurada com enchimento de tijolos de 6 furos, nervurada lisa com cubetas plásticas e lisa maciça. O edifício foi projetado com o auxílio do software CAD/TQS, o qual apresenta resultados dos esforços e quantitativos de materiais da estrutura como um todo. O software obedece às prescrições da ABNT NBR 6118/2014. O trabalho comparou de cada versão: valores de quantitativo, valores de estabilidade global e deslocamento de topo. Na análise de resultados é recomendada a opção com menores valores de quantitativos e qual estrutura revelou os valores de estabilidade global mais apropriados. Através dos resultados obtidos ficou constatado que as opções maciça e lisa maciça foram as que obtiveram menores valores de deslocamento de topo e do coeficiente γ_z .

Palavras-chave: Lajes, concreto armado, estabilidade global, sistemas estruturais, software CAD/TQS.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Valores de coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.	20
Figura 2 - Esquema estrutural laje maciça.	21
Figura 3 - Esquema estrutural laje nervurada.	23
Figura 4 - Laje lisa nervurada com cubetas plásticas.....	24
Figura 5 - Laje nervurada com enchimento de blocos cerâmicos	24
Figura 6 - Esquema laje treliçada.....	26
Figura 7 - Laje treliçada com enchimento em cerâmica.	26
Figura 8 - Laje treliçada com enchimento em EPS.	27
Figura 9 - Estruturas para resistir esforços de punção.....	29
Figura 10: Edificação com laje lisa protendida maciça sem vigas de borda.....	31
Figura 11: Laje Lisa Nervurada	31
Figura 12 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	33
Figura 13: Classificação dos pilares quanto à situação em planta.	34
Figura 14 - Envoltória mínima com 2ª ordem.	40
Figura 15: Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).	43
Figura 16: Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas situadas em região com vento de baixa turbulência.....	44
Figura 17: : Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas situadas em região com vento de alta turbulência.....	45
Figura 18: Perspectiva Eletrônica da Edificação	52
Figura 19 Corte Esquemático CAD/TQS	53
Figura 20 Croqui Planta Baixa Pavimento Tipo.....	54
Figura 21 Orientação dos esforços de vento.....	56
Figura 22 Gerenciador do CAD/TQS.....	57
Figura 23 Dados do Edifício CAD/TQS	58
Figura 24 Modelador Estrutural CAD/TQS	58
Figura 25 Graus de Liberdade Grelha CAD/TQS	60
Figura 26 Momentos Fletores – Grelha CAD/TQS	61
Figura 27 Graus de Liberdade Pórtico Espacial CAD/TQS	62
Figura 28 Deslocamentos Laterais no Pórtico Espacial CAD/TQS	63
Figura 29 Modelo IV e Modelo VI CAD/TQS	64
Figura 30 Faixa de Esforços de um Pavimento CAD/TQS	65

Figura 31 Detalhamento viga e pilar CAD/TQS.....	66
Figura 32 Envoltória de esforço pilar.	66
Figura 33 Planta de fôrmas laje maciça.	69
Figura 34 Planta de fôrma pavimento tipo treliçada com enchimento em EPS.....	75
Figura 35 Planta de fôrma pavimento tipo nervurada com tijolos cerâmicos 6 furos.	80
Figura 36 Especificações técnicas fôrma ATEX 610.....	84
Figura 37 Planta de fôrmas pavimento tipo lisa com cubetas	85
Figura 38 Fôrmas pavimento tipo lisa maciça	91
Figura 39 Gráfico consumo de concreto (m ³).....	99
Figura 40 Gráfico consumo de aço (Kg).....	100
Figura 41 Gráfico taxa de aço (Kg/m ³)	101
Figura 42 Gráfico fôrmas (m ²)	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Casos de ventos e excentricidades	70
Tabela 2: Valores de γ_z	71
Tabela 3 Valores de deslocamento de topo	71
Tabela 4 Espessura média e taxas	72
Tabela 5 Consumo de Concreto e Fôrmas	72
Tabela 6 Consumo de aço por elemento (em Kg)	73
Tabela 7 Resumo de consumo e taxas	73
Tabela 8 Casos de ventos e excentricidades	76
Tabela 9 Valores de deslocamento de topo	76
Tabela 10 Valores de γ_z	76
Tabela 11 Espessura média e taxas	77
Tabela 12 Consumo de concreto e fôrmas	77
Tabela 13 Consumo de aço por elemento	78
Tabela 14 Resumo de consumo e taxas	78
Tabela 15 Consumo de enchimento de EPS	79
Tabela 16 Casos de vento e excentricidades	81
Tabela 17 Valores de γ_z	81
Tabela 18 : Valores de deslocamento de topo	81
Tabela 19 Espessura média e taxas	82
Tabela 20 Consumo de concreto e fôrmas	82
Tabela 21 Consumo de aço por elemento	83
Tabela 22 Resumo de consumo e taxas	83
Tabela 23 Consumo de enchimentos (tijolo de 6 furos 9x19x14 cm)	84
Tabela 24 Casos de vento e excentricidades	86
Tabela 25 Valores de γ_z (Modelo IV)	86
Tabela 26 Valores de γ_z (Modelo VI)	86
Tabela 27 Valores de deslocamento de topo (Modelo IV)	87
Tabela 28 Valores de deslocamento de topo (Modelo VI)	87
Tabela 29 Espessura média e taxas	88
Tabela 30 Consumo de concreto e fôrmas por elemento	89
Tabela 31 Consumo de aço por elemento (Kg)	89

Tabela 32 Resumo do consumo e taxas	90
Tabela 33 Resumo de fôrmas	90
Tabela 34 Casos de vento e excentricidades.....	92
Tabela 35 Valores de γ_z (Modelo IV)	92
Tabela 36 Valores de γ_z (Modelo VI)	92
Tabela 37 Valores de deslocamento de topo (Modelo IV).....	93
Tabela 38 Valores de deslocamento de topo (Modelo VI).....	93
Tabela 39 Espessura média e taxas	94
Tabela 40 Consumo de concreto e fôrmas por elemento.....	94
Tabela 41 Consumo de aço por elemento (Kg).....	95
Tabela 42 Resumo do consumo e taxas	95
Tabela 43 Comparação de coeficientes γ_z entre as opções	97
Tabela 44 Comparação entre os deslocamentos de topo das opções.....	98

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAD – Computer Aided Design

DXF – Drawing Exchange Format

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

PDF – Portable Document Format

TQS – Tecnologia e Qualidade em Sistemas

LISTA DE EQUAÇÕES

(1) Armadura mínima longitudinal de pilares	34
(2) Índice de Esbeltez de pilares	36
(3) Raio de Giração	36
(4) Índice de Esbeltez	36
(5) Momento total mínimo em pilares	38
(6) Curvatura na seção crítica em pilares	38
(7) Momento total máximo em pilares	39
(8) Rigidez Adimensional	39
(9) Equação $M_{sd,tot}$	39
(10) Pressão Dinâmica do Vento	42
(11) Velocidade Característica do Vento	42
(12) Força de Arrasto de Vento	47
(13) Parâmetro Alfa	49
(14) Coeficiente Gama-Z	51

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1.PROBLEMA DE PESQUISA	14
1.2.1. Objetivo Geral.....	14
1.2.2. Objetivos Específicos	14
1.3. HIPÓTESE	15
1.4. JUSTIFICATIVAS	15
1.4.1 Tecnológicas.....	15
1.4.2 Econômicas	15
1.4.3 Sociais	16
1.4.4 Ecológicas.....	16
1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1. LAJES.....	19
2.1.1.Lajes Maciças	19
2.1.2.Lajes Nervuradas.....	22
2.1.3.Lajes Trelaçadas.....	25
2.1.4.Lajes Lisas	28
2.3. PILARES	32
2.3.1.Classificação de Pilares	34
2.3.1.1. Classificação quanto à posição em planta.....	34
2.3.1.2. Classificação quanto ao índice de esbeltez	35
2.3.2.Tipos de Excentricidades	36
2.3.3.Método de Cálculo.....	36
2.3.4.Métodos de Cálculo de Efeitos de Segunda Ordem	37
2.3.4.1. Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada	37
2.3.4.2. Método do Pilar-Padrão com Rigidez κ Aproximada	38
2.3.4.3. Método do Pilar-Padrão Acoplado a Diagramas M, N, $1/r$	39
2.4.1.Determinação da Intensidade da Ação do Vento	41
2.4.2.Coefficiente de Arrasto	43

2.4.3. Estabilidade Global	47
2.4.3.1. Parâmetro de Instabilidade α	47
2.4.3.2. Coeficiente γ_z	49
2.4.3.3. Processo $P-\Delta$	51
3. METODOLOGIA	52
3.1. CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO	52
3.2. PARÂMETROS DE PROJETO DA EDIFICAÇÃO	54
3.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS	56
3.4. SOFTWARE CAD/TQS	57
3.4.1. Dados do edifício	57
3.4.2. Modelador Estrutural	58
3.4.3. Método de cálculo	59
3.4.3.1. Grelha TQS	59
3.4.3.2. Pórtico Espacial CAD/TQS	61
3.4.3.3. Modelo IV e VI	63
3.4.4. Dimensionamento	65
3.5. ANÁLISE COMPARATIVA	67
4. RESULTADOS OBTIDOS	68
4.1. OPÇÃO 1: LAJE MACIÇA	68
4.1.1. Valores de Estabilidade Global	69
4.1.2. Quantitativo	71
4.2. OPÇÃO 2: LAJE TRELIÇADA COM ENCHIMENTO EM EPS	74
4.2.1. Valores de Estabilidade Global	75
4.2.2. Quantitativo	77
4.3. OPÇÃO 3: LAJE NERVURADA	79
4.3.1. Valores de Estabilidade Global	80
4.3.2. Quantitativo	82
4.4. OPÇÃO 4: LAJE LISA NERVURADA	84
4.4.1. Valores de Estabilidade Global	85
4.4.2. Quantitativo	88

4.5. OPÇÃO 5: LISA MACIÇA.....	90
4.5.1. Valores de Estabilidade Global	92
4.5.2. Quantitativo	93
5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	96
5.1. COMPARAÇÃO DE ESTABILIDADE GLOBAL E DESLOCAMENTO DE TOPO.....	96
5.2. COMPARAÇÃO DE QUANTITATIVOS	98
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
REFERÊNCIAS	105

1. INTRODUÇÃO

Com o dos materiais utilizados na construção civil, associado ao desenvolvimento dos softwares de cálculo estrutural, tem-se obtido estruturas cada vez mais esbeltas e, por consequência, mais deformáveis. Este trabalho irá comparar o comportamento estrutural de diferentes tipos de lajes: maciças, nervuradas e lisas, dimensionadas para um mesmo edifício em concreto armado contendo 20 pavimentos, no intuito de apresentar e comparar quantitativos de materiais e valores de estabilidade global e deslocamento de topo que cada uma das diferentes soluções estruturais proporciona.

Para o dimensionamento do edifício será usado o software de cálculo estrutural CAD/TQS v.19.5 Plena. O software engloba todas as fases de um projeto estrutural como: lançamento da estrutura, análise estrutural e emissão de plantas. A análise estrutural do software é feita a partir dos processos de grelha e pórtico espacial, simulando com maior precisão os efeitos ocasionados na edificação em relação aos métodos aproximados.

Cada um dos 20 pavimentos-tipo do edifício em estudo possui área de 490 m², totalizando 9600 m². Serão simuladas 5 versões da mesma edificação, porém para cada sistema será modificada a tipologia construtiva das lajes, sendo elas: maciça, treliçada unidirecional com enchimento em EPS, nervurada com enchimento de tijolos de 6 furos, lisa nervurada com cubetas plásticas e lisa maciça.

O trabalho visa esclarecer diferenças quantitativas da estrutura quando da aplicação de diferentes tipos de lajes. Tempo de execução da obra, mão de obra, materiais não estruturais, praticidade dos métodos construtivos e demais variáveis existentes na execução não serão levadas em conta nas conclusões deste trabalho. Ainda, as lajes aqui mostradas possuem rigidez e distribuição de cargas diferentes, portanto, podem possuir diferentes índices de γ_z (gama-z) e deslocamento de topo. Busca-se desta maneira concluir qual dos 5 sistemas propostos fará com que a edificação estudada possua melhor comportamento estrutural nesses quesitos, e ainda, avaliar em quais pontos cada opção se destaca individualmente.

1.1. PROBLEMA DE PESQUISA

Quais as vantagens e desvantagens apresentadas por 05 diferentes sistemas construtivos para lajes, quando confrontados no cálculo de um mesmo edifício em concreto armado?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Apresentar as vantagens e desvantagens de 5 diferentes sistemas construtivos para lajes, propostos para a construção de um mesmo edifício, comparando os resultados de estabilidade global e quantitativos de concreto, aço e fôrmas obtidos através de um único software computacional.

1.2.2. Objetivos Específicos

- a) Dimensionar o edifício com diferentes sistemas estruturais de lajes com o auxílio do software estrutural CAD/TQS;
- b) Comparar as diferenças estruturais de cada laje a fim de obter uma melhor concepção estrutural de cada opção;
- c) Analisar comparativamente a quantidade de concreto utilizado em cada sistema, em metros cúbicos;
- d) Avaliar proporcionalmente a quantidade de aço empregado, em quilogramas;
- e) Conferir relativamente a quantidade de fôrmas, em metros quadrados;
- f) Confrontar os valores de estabilidade global e deslocamento de topo obtidos em cada tipologia;
- g) Mostrar as vantagens e desvantagens de cada método.

1.3. HIPÓTESE

Realizados os cálculos das 5 diferentes concepções estruturais e analisados os respectivos quantitativos materiais, bem como os valores de estabilidade global e deslocamento de topo, apresentaram diferenças significativas que possibilitaram a escolha de um sistema construtivo mais adequado para a tipologia de edifício proposto.

1.4. JUSTIFICATIVAS

1.4.1 Tecnológicas

Antes do surgimento dos softwares os projetos eram executados manualmente e os cálculos da mesma forma, ou realizados por calculadoras científicas. Esses procedimentos dispendiam muito tempo e havia pouca precisão, devido ao grande número de simplificações envolvidas em todo o processo, por considerar que os materiais empregados e a geometria dos elementos estruturais possuíam um comportamento linear.

Com o passar dos anos, surge a possibilidade de se construir estruturas cada vez mais esbeltas e arrojadas, porém o cálculo dessas estruturas se tornou cada vez mais complexo e refinado, exigindo dos engenheiros uma avaliação estrutural mais criteriosa.

Assim, tornou-se papel dos softwares auxiliar os profissionais de engenharia a executar uma análise completa da estrutura em um menor tempo, podendo com isso testar inúmeros modelos estruturais, até encontrar o mais adequado.

1.4.2 Econômicas

Os softwares proporcionam uma enorme economia de tempo para o projetista durante o dimensionamento e detalhamento da estrutura, agilizando

todo o processo de construção de uma edificação. Além disso, com o auxílio destas ferramentas é possível testar mais de um exemplo da mesma estrutura repetidas vezes, a fim de se chegar na opção que se mostra mais econômica e financeiramente viável.

1.4.3 Sociais

A qualificação da mão de obra, imprescindível para acompanhar os avanços nos procedimentos de execução das novas estruturas, impulsiona o setor público e privado a oferecer uma educação básica de qualidade e abrir novas formas de ensino tecnológico, com objetivo de suprir a demanda por projetos de edificações maiores e mais complexas.

1.4.4 Ecológicas

Com a possibilidade de se projetar estruturas com mais segurança e conforto, os elementos estruturais passam a ter seções geométricas reduzidas e com melhor desempenho às solicitações, logo, há uma redução na quantidade de resíduos sólidos gerados devido a economia no uso de materiais.

1.5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Este trabalho se classifica como uma pesquisa quantitativa, pois consiste em simular uma estrutura de um edifício com 20 pavimentos em concreto armado, variando-se o sistema construtivo das lajes em 05 maneiras diferentes, a fim de analisar e comparar os resultados de estabilidade global e os quantitativos de materiais obtidos.

O trabalho tem ainda o intuito de expor a importância de se testar os mais diversos sistemas construtivos dos elementos estruturais que compõem um edifício deste porte, avaliando e comparando os benefícios que individualmente cada sistema trará para o projeto como um todo.

Para que seja possível realizar tal avaliação, será usado um sistema computacional gráfico destinado à elaboração de projetos de estruturas de concreto armado, o software CAD/TQS.

A partir do lançamento de todos os dados pelo engenheiro projetista, isto é, da definição da posição e dimensão dos elementos estruturais, tais como pilares, vigas e lajes, bem como das ações que atuarão sobre a estrutura, como sobrecarga, vento, entre outras, o software gera e calcula modelos matemáticos compostos por grelhas e pórticos espaciais que simulam o comportamento de toda a estrutura e responde apresentando todos os esforços e deslocamentos gerados por consequência do lançamento.

A partir disso, pretende-se checar as vantagens e desvantagens que cada método construtivo trará para a estrutura e assim escolher a que se mostrar mais adequada.

1.6. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Neste item será feita a apresentação resumida acerca do conteúdo de cada capítulo, como se mostra no exemplo a seguir:

O **Capítulo 1** apresenta o problema de pesquisa e seus objetivos, geral e específicos, além das justificativas tecnológicas, econômicas, ecológicas e sociais.

O **Capítulo 2** apresenta a revisão bibliográfica como primeiro subitem os tipos de lajes empregadas no trabalho: maciça, treliçada unidirecional com enchimento em EPS, treliçada unidirecional com enchimento em cerâmica, nervurada com tijolos de 6 furos e lisa nervurada com cubetas plasticas. Em seguida revisa-se os principais assuntos de vigas e as prescrições da ABNT NBR 6118/2014. Por seguinte está o subitem de pilares o qual descreve os tipos de excentricidades, métodos de cálculo de esforços de segunda ordem. A ação do vento e estabilidade global está presente na revisão abordando os dois principais métodos de cálculo de efeitos de segunda ordem globais e $P-\Delta$. O software utilizado será o CAD/TQS e suas ferramentas de cálculo são explanados na revisão.

O **Capítulo 3** apresenta os materiais e métodos. É descrita a ferramenta computacional de cálculo, características da edificação a ser analisada, parâmetros de projeto da ABNT NBR 6118/2014 e ABNT NBR 6123/1988.

O **Capítulo 4** apresenta a análise de resultados obtidos de cada opção dimensionada da edificação, comparando consumos de aço, fôrmas e concreto. Uma segunda comparação é feita em relação à estabilidade global através de valores de deslocamento de topo e coeficiente γ_z (gama-z).

O **Capítulo 5** apresenta as considerações finais do trabalho, interpretando os resultados obtidos de cada versão e concluindo quais opções apresentaram os melhores resultados. de cada versão e concluindo quais opções apresentaram os melhores resultados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo serão revisados alguns assuntos teóricos referentes à ABNT NBR 6118/2014, assim como os parâmetros para se efetuar o dimensionamento de um edifício em concreto armado com o auxílio do software CAD/TQS.

2.1. LAJES

Segundo Araújo (2014) as lajes são elementos que possuem um comportamento estrutural como de placa, em que na maioria dos casos os esforços estão atuando perpendicularmente ao seu plano de maior dimensão. A partir disso as lajes têm como principal função estrutural receber as cargas acidentais e permanentes dos pisos acima dela e o seu peso próprio. O carregamento recebido por elas é transmitido para as vigas (com exceção das lajes lisas) e posteriormente aos pilares e as fundações. As lajes podem distribuir as ações horizontais na estrutura para os seus elementos de contorno com mesma intensidade atuando como diafragma rígido e também podem atuar como mesas colaborantes em vigas T.

Os pisos das edificações podem ser executados com diferentes tipos de lajes como maciça, nervuradas, pré-moldadas entre outras. Cada tipo de laje possui o seu método construtivo, limitações da geometria e carregamento. A definição da laje a ser utilizada depende de considerações econômicas, segurança, estruturais e arquitetônicas (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2010).

2.1.1. Lajes Maciças

Conforme Carvalho e Figueiredo (2010), as lajes maciças são placas de espessura uniforme apoiadas em seus contornos por vigas. Uma de suas características é que esse tipo de laje distribui suas reações em todas as vigas de seu contorno de acordo com sua geometria (método simplificado) ou de acordo com a sua geometria e rigidez dos elementos em que ela se apoia

(método de grelha). A laje maciça é constituída por concreto e armaduras de tração e compressão posicionadas em seu interior de acordo com suas solicitações.

A ABNT NBR 6118/2014 especifica as suas dimensões mínimas de acordo com os seguintes casos:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm lajes de piso em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suporte veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com mínimo de $\frac{L}{42}$ para lajes de piso biapoiadas e $\frac{L}{50}$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas (planas) e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

No dimensionamento de lajes em balanço, a NBR 6118/2014 determina ainda que os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado abaixo:

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 h$ h é a altura da lajes, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço quando de seu dimensionamento.										

Figura 1 - Valores de coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço.
Fonte: ABNT NBR 6118/2014, p. 73.

As principais vantagens das lajes maciças são:

- a) Mão de obra barata, por ser um dos sistemas mais antigos a ser utilizado;
- b) Facilidade no lançamento e adensamento do concreto;
- c) Tubulações podem se embutidas facilmente;
- d) Maior conforto acústico quando comparada aos outros tipos;
- e) Contribuição na estabilidade global do edifício.

As principais desvantagens das lajes maciças são:

- a) Alto consumo de fôrmas e escoramento;
- b) Grande consumo de aço e concreto;
- c) Peso próprio elevado;
- d) Recortes diminuem o aproveitamento de formas;
- e) Tempo de execução e desforma grandes;

Abaixo na figura 2, é mostrado esquematicamente os elementos de uma laje maciça em concreto armado.

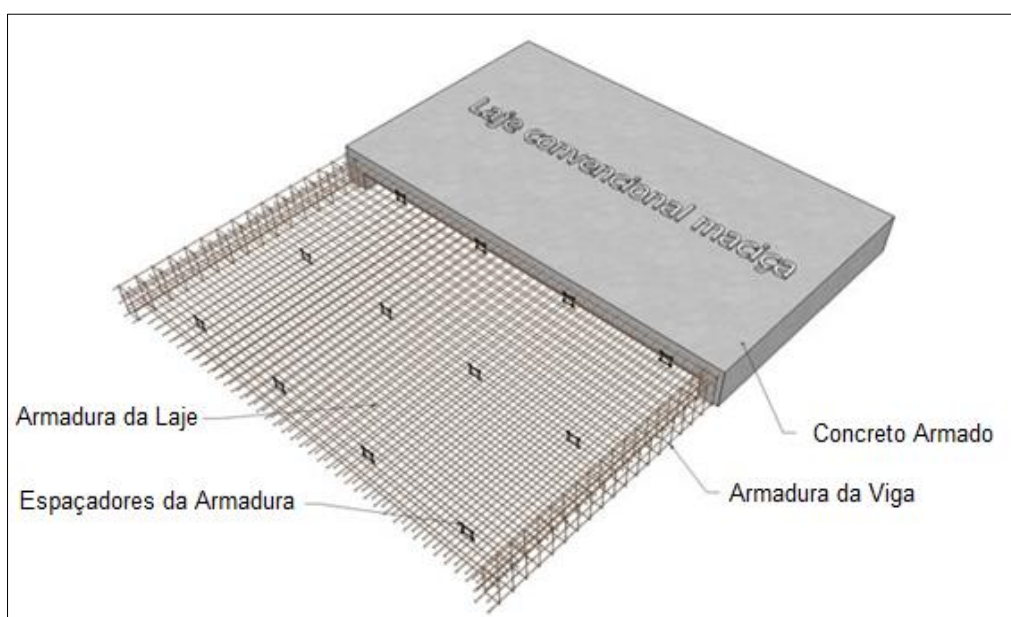


Figura 2 - Esquema estrutural laje maciça.
Fonte: VASCONCELLOS, 2004, p. 313.

2.1.2. Lajes Nervuradas

Araújo (2014), cita que em pavimentos de edifícios que possuem vãos muito grandes, o emprego de laje maciça pode ser desfavorável em virtude de seu elevado peso próprio. Uma forma de combater esse fator é a adoção de lajes nervuradas, que se caracterizam por nervuras transversais umas às outras na zona de tração e entre elas pode-se ser colocado um material inerte ou não.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2013) esses tipos de lajes são caracterizadas por serem moldadas no local da obra. Sua execução é similar à laje maciça, utilizam-se fôrmas de madeira para moldar sua geometria, porém sua execução é mais trabalhosa que a maciça devido às nervuras. Entre as nervuras pode-se introduzir algum material para se economizar fôrmas ou para as nervuras não fiquem aparentes. Existe no mercado cubetas plásticas com formato trapezoidal (possuem esse formato para facilitar a desforma) que podem substituir as fôrmas de madeira. As cubetas plásticas são produzidas por empresas especializadas e possuem diversas geometrias, se adequando a vários tipos de edificações.

As principais vantagens das lajes nervuradas são: (ARAÚJO, 2014).

- a) Permitem vencer grandes vãos, liberando espaços, o que é vantajoso em locais como garagens, onde os pilares além de dificultarem as manobras de veículos, ocupam regiões que serviriam as vagas;
- b) Podem ser construídas com a mesma tecnologia empregada em lajes maciças, diferentemente das lajes protendidas, que exigem técnicas específicas de execução;
- c) Tem grande versatilidade de aplicações, podendo ser utilizadas em pavimentos de edificações comerciais, residenciais, educacionais, hospitalares, garagens etc.;
- d) São também adequadas aos sistemas de lajes sem vigas, em que podem ser necessárias regiões maciças apenas nas regiões dos pilares, onde há grande concentração de tensões devido ao efeito de punção;

- e) Consomem menos concreto e aço que outros sistemas similares, diminuindo o peso próprio e aliviando as fundações;
- f) Pelas suas características (grande altura e pequeno peso próprio), podem suportar cargas mais elevadas que as demais.

As principais desvantagens das lajes nervuradas são:

- a) Dificuldade na passagem de tubulações;
- b) Demanda por alturas maiores no edifício por haver acréscimo em cada andar;
- c) Elevado preços do aluguel de cubetas plásticas;
- d) Presença de muitas regiões maciças se a arquitetura for muito recortada.

Abaixo na figura 3 encontra-se o corte esquemático de uma seção de laje nervurada em concreto armado.

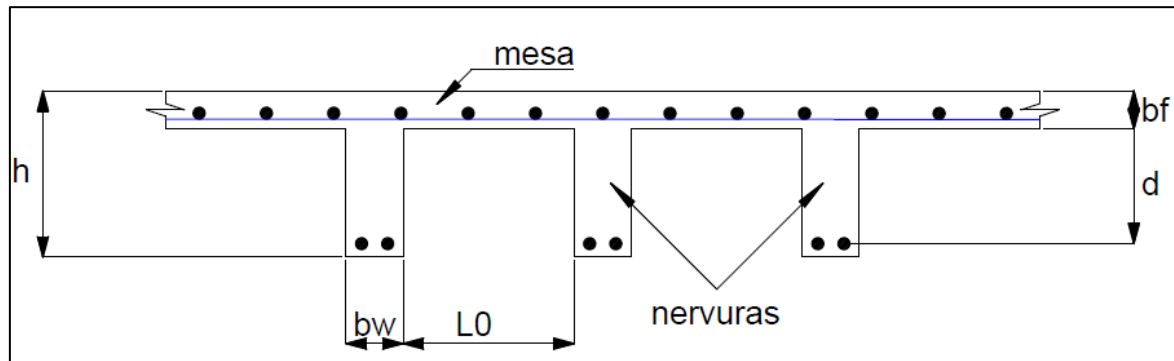


Figura 3 - Esquema estrutural laje nervurada.

Fonte: VASCONCELLOS, 2004, p. 352.

A seguir são mostrados dois exemplos de edificações que utilizaram o sistema de lajes lisas nervuradas com cubetas plásticas, figura 4 e na figura 5 uma laje nervurada com enchimento de blocos cerâmicos.



Figura 4 - Laje lisa nervurada com cubetas plásticas
Fonte: RO Engenharia, 2007. Arquivo



Figura 5 - Laje nervurada com enchimento de blocos cerâmicos
Fonte: FGS Construções, 2004.

2.1.3. Lajes Treliçadas

As lajes treliçadas, de acordo com Carvalho e Filho (2010), consistem em vigotas metálicas treliçadas, atuando como nervuras das lajes e encaixado entre elas utiliza-se um material de enchimento como EPS ou cerâmica, diferentemente das lajes nervuradas, o material de enchimento é obrigatório para a sua execução, pois atua como parte integrante da estrutura e também como fôrma. Uma das grandes vantagens desse sistema é a execução, que é muito facilitada por não precisar de fôrmas. Esse tipo de lajes é indicado para edificações de pequenos e médios vãos, empregados principalmente, em construções residenciais e comerciais de pequeno e médio porte (casas, sobrados, pequenos edifícios).

As principais vantagens das lajes treliçadas são: (CARVALHO e FILHO, 2010).

- a) Necessitam de pouco escoramento;
- b) Para a execução da concretagem não necessita de fôrmas, já que o elemento pré-moldado e o material de enchimento atuam como fôrma;
- c) Rapidez na execução devido aos materiais não serem produzidos na obra (exceto concreto da capa).

As principais desvantagens são:

- a) Dificuldade da execução de instalações prediais;
- b) Valores de deslocamentos transversais altos comparados aos outros tipos de lajes;
- c) Dificuldade de revestimento no caso de utilização de enchimentos de EPS.

A seguir na figura 6 é mostrado o corte esquemático de uma laje treliçada unidirecional.

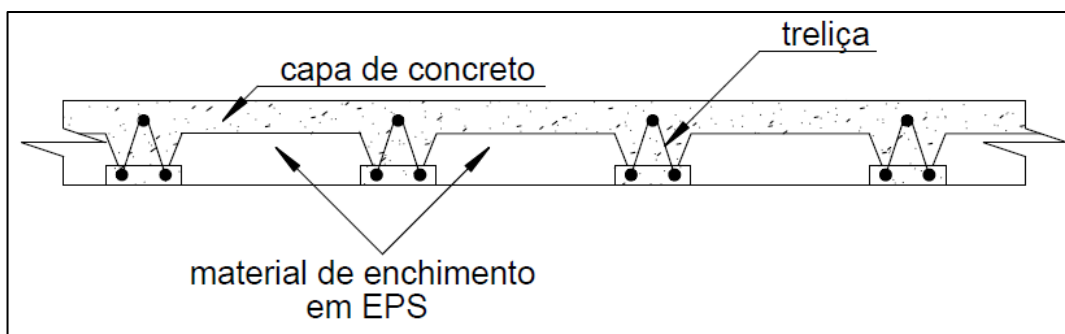


Figura 6 - Esquema laje treliçada
Fonte: VASCONCELLOS, 2004, p. 326.

A seguir são ilustrados dois exemplos dos sistemas construtivos das lajes treliçadas com enchimento em alvenaria figura 7 e com enchimento em EPS figura 8:



Figura 7 - Laje treliçada com enchimento em cerâmica.
Fonte: Concreviga: Pré-Fabricados de Concreto, 2006.



Figura 8 - Laje treliçada com enchimento em EPS.
Fonte: Concreviga: Pré-Fabricados de Concreto, 2006.

As lajes treliçadas perante norma também são classificadas como nervuradas, essa divisão foi feita para ficar mais didática a sua explanação, portanto elas seguem as mesmas prescrições para as lajes nervuradas segundo a ABNT NBR 6118/2014, que são:

A espessura da mesa ou capa de concreto, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $\frac{1}{15}$ da distância entre as faces das nervuras L_0 e não menor que 4 cm.

O valor mínimo absoluto da espessura da mesa dever ser de 5 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Para tubulações com diâmetro maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima de $4\text{ cm} + \phi$, ou $4\text{ cm} + 2\phi$ no caso de haver cruzamento destas tubulações. A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm.

Nervuras com espessura menor que 8 cm não podem conter armadura de compressão. Para o projeto de lajes nervuradas. Devem ser obedecidas as seguintes condições:

- a) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de lajes;
- b) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e largura média das nervuras for maior que 12 cm.
- c) Para as lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maiores que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se seus limites mínimos de espessura.

2.1.4. Lajes Lisas

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), nos sistemas tradicionais de maneira mais simples as lajes se apoiam em vigas e estas nos pilares. Nos sistemas de lajes sem vigas, estas são eliminadas, de modo que as lajes se apoiam diretamente sobre os pilares, devendo estar rigidamente ligadas a eles. Desse modo as ações são aplicadas às lajes e transmitidas aos pilares e posteriormente para as fundações.

Os autores ainda afirmam que na ligação laje pilar existe uma força cortante de grande intensidade que provoca altas tensões de cisalhamento e pode causar ruína da laje, caracterizada pelo fenômeno de punção. A punção ocorre devido a uma força agir em uma pequena área. É o que ocorre em lajes sem vigas em que a reação de apoio do pilar é aplicada diretamente à laje, esse problema pode ser agravado quando há transferência de momentos fletores da laje para o pilar, no caso de pilares de extremidade e de canto. Para diminuir essas tensões e evitar a possibilidade de ruptura por puncionamento, pode-se engrossar a seção da laje mais solicitada. Esse engrossamento pode ser da forma de capitel, *drop-panel* ou os dois associados (no caso de lajes maciças). Em lajes nervuradas se executa uma região maciça na seção da laje solicitada

a tensões de cisalhamento elevadas (CARVALHO E PINHEIRO, 2013). Essa região maciça está ilustrada na figura 9 a seguir.

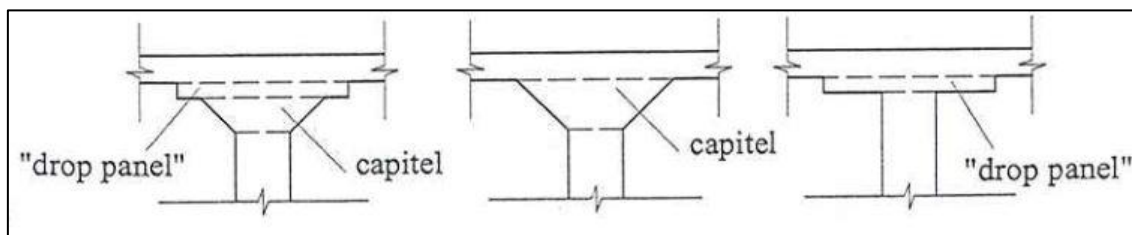


Figura 9 - Estruturas para resistir esforços de punção.

Fonte: CARVALHO; PINHEIRO. 2013, p. 81.

As principais vantagens das lajes lisas são: (CARVALHO E PINHEIRO, 2013).

- a) Ampla liberdade na definição dos cômodos e facilita quando ocorrer reformas ou modificações futuras;
- b) Simplificação das formas e do cimbramento;
- c) Simplificação de armaduras;
- d) Simplificação da concretagem;
- e) Simplificação das instalações prediais.

As principais desvantagens das lajes lisas são:

- a) Existência de esforços de punção em ligações lajes pilares;
- b) Maiores deslocamentos transversais das lajes;
- c) Menor eficiência no quesito estabilidade global;
- d) Maior consumo de concreto e aço.

Quando as lajes lisas são maciças as recomendações são as mesmas para lajes maciças convencionais. Como Carvalho e Pinheiro (2013) afirmam, para lajes nervuradas algumas recomendações devem ser feitas. Na região próxima aos pilares se executa uma região maciça de concreto, para combater esforços de punção. Devido a esse tipo de laje não possuir vigas, a sua instabilidade global é maior, devido à inexistência de pórticos para combater ações horizontais. Para combater isso se executa vigas-faixa, que são regiões maciças

de mesma espessura da laje com armaduras concentradas, criando o efeito de pórtico juntamente com os pilares. Com isso a estrutura fica mais enrijecida, em relação a esforços provenientes de vento, empuxo etc. em lajes maciças as vigas-faixas também são utilizadas para enrijecer a estrutura.

Ainda, segundo Carvalho e Pinheiro (2013), em alguns casos apenas vigas faixa não tornam a estrutura suficientemente rígida para os esforços laterais, quando isso ocorre projeta-se vigas nas bordas da estrutura. Embora isso possa acarretar a perda de algumas vantagens já citadas desse sistema, essa ação melhora o comportamento de outros aspectos também como:

- a) Os pilares externos são mais susceptíveis de sofrer punção em razão da menor área de contato com a laje e vigas colocadas nas bordas evitam esse problema tanto para pilares posicionados nas bordas quanto nos cantos do pavimento;
- b) As bordas externas dos painéis apresentam grandes deslocamentos transversais, além de que eles são mais perceptíveis, e as vigas de borda também reduzem esse inconveniente;
- c) Vigas de borda (não invertidas) ajudam a evitar a propagação de fogo em caso de incêndios.

Para melhor entendimento são ilustrados a seguir exemplos de edificações em construção utilizando-se dos modelos de laje lisa protendida figura 10 e lisa nervurada figura 11:



Figura 10: Edificação com laje lisa protendida maciça sem vigas de borda.
Fonte: ProCalc Estruturas, 2004. Arquivo.



Figura 11: Laje Lisa Nervurada
Fonte: ProCalc Estruturas, 2006. Arquivo.

2.2. VIGAS

A respeito das vigas, Araújo (2014) dispõe que estas são elementos que possuem seção longitudinal muito maior que a transversal e recebem cargas lineares, portanto, para efeito de cálculo são tratadas como elementos lineares também. Suas cargas geralmente vêm da reação das lajes e de seu peso próprio. Trata-se do elemento que serve de apoio para as lajes e também formam seu contorno. São responsáveis em transferir as cargas aplicadas a elas para os pilares ou outras vigas no caso de apoios indiretos.

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014 a largura mínima da seção transversal das vigas é igual a 12 cm e de vigas-parede 15 cm. Em casos excepcionais pode-se diminuir a largura mínima para 10 cm respeitando as seguintes condições:

- a) Limites de fissuração e deformação para as combinações previstas pela ABNT NBR 6118/2014;
- b) Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos pela ABNT NBR 6118/2014;
- c) Lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931/2004.

2.3. PILARES

Ao discorrer sobre os pilares, Araújo (2014) afirma ser um elemento estrutural geralmente vertical (em alguns casos inclinado) que recebe ações predominantemente de compressão, podendo estar submetido à compressão normal ou oblíqua. São elementos de grande importância estrutural, pois recebem cargas das vigas ou lajes e as conduzem às fundações. Além da compressão os pilares recebem momentos fletores, provenientes da ligação com as vigas ou de ações horizontais.

Ainda, Kimura (2007) expõe que pelo fato de estarem submetidos predominantemente à compressão, os pilares estão sujeitos à flambagem, que é um fenômeno de deformação da estrutura e influi nos esforços internos (não-linearidade geométrica). Devido à flambagem surge um efeito de segunda ordem no pilar que gera um momento adicional no elemento.

Como traz a ABNT NBR 6118/2014, os pilares devem possuir área mínima da seção transversal de 360 cm² e não devem possuir dimensão menor que 19 cm, porém, pode-se diminuir essa dimensão para 14 cm no mínimo, contanto que os esforços solicitantes sejam majorados pelo coeficiente γ_n , como mostra a figura 12 abaixo:

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Figura 12 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.
Fonte: ABNT NBR 6118/2014, p.73.

A Norma ainda determina que as armaduras mínimas longitudinais nos pilares devem seguir a seguinte equação 1:

$$A_{s,\min} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (1)$$

Onde:

N_d = Valor da Força Normal de Cálculo majorada pelo coeficiente γ_f ;

A_c = Área de concreto da seção do pilar;

f_{yd} = Resistência de Escoamento do aço minorada pelo coeficiente γ_s .

Por fim, a referida Norma define que a armadura máxima deve ser de 8% da seção do pilar e deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de traspasse.

2.3.1. Classificação de Pilares

Os pilares podem ser classificados de acordo com a sua posição em planta ou de acordo com o seu índice de esbeltez. O índice de esbeltez que irá definir o método de cálculo satisfatório para situação em questão. (ABNT NBR 6118/2014)

2.3.1.1. Classificação quanto à posição em planta

Segundo Araújo 2014, os pilares podem ser classificados em: centrais, de extremidade ou de canto. Essa posição define como as excentricidades do carregamento vertical em relação à seção deverão ser consideradas e o tipo de solicitação a que ele estará submetido (compressão simples, flexão composta normal ou flexão composta oblíqua). Abaixo está a figura 13 ilustrando essa classificação:

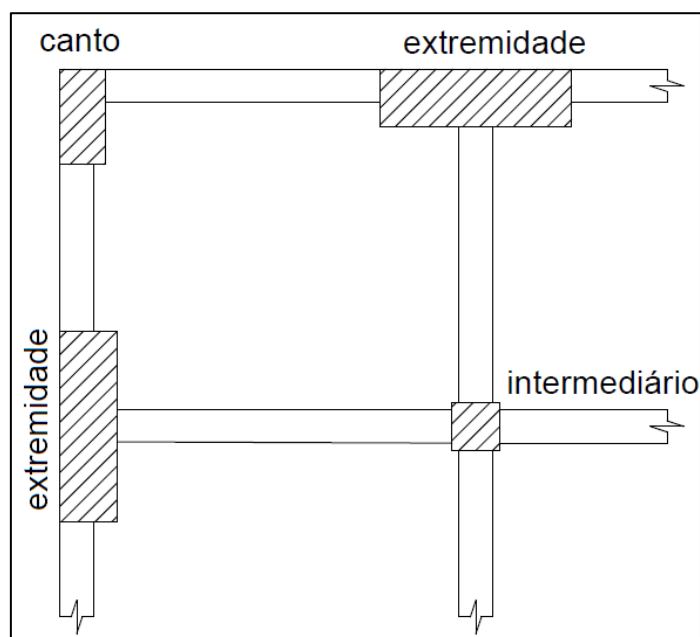


Figura 13: Classificação dos pilares quanto à situação em planta.
Fonte: ARAÚJO, 2014. p.55.

2.3.1.2. Classificação quanto ao índice de esbeltez

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014 O índice de esbeltez, representado pela letra λ é um parâmetro que classifica o pilar de acordo com a relação de seu pé-direito com a geometria da seção é obtido pela equação 2:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (2)$$

sendo:

l_e = comprimento de flambagem nas direções x ou y, depende das condições de apoio (engastado, rotulado, apoiado);

i = raio de giração em x ou y, e é obtido pela expressão 3:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (3)$$

Sendo:

I = Momento de Inércia em x ou y

A = Área da seção transversal.

A ABNT NBR 6118/2014 classifica os pilares de acordo com o intervalo em que se encontra o seu λ . Essa classificação ocorre da seguinte forma:

a) Pilares Curtos: ($\lambda < \lambda_1$) sendo λ_1 obtido pela equação 4:

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h})}{\alpha_b} \quad \begin{cases} \leq 90 \\ \geq 35 \end{cases} \quad (4)$$

Onde:

e_1 = excentricidade relativa a primeira ordem;

α_b = coeficiente em função da vinculação das extremidades do pilar;

h = altura da seção transversal em x ou y.

b) Pilares Medianamente Esbeltos:

$$(\lambda_1 < \lambda \leq 90); \quad (5)$$

c) Pilares Esbeltos:

$$(90 < \lambda \leq 140); \quad (6)$$

d) Pilares Muito Esbeltos:

$$(140 < \lambda \leq 200); \quad (7)$$

A ABNT NBR 6118/2014 não recomenda o dimensionamento de pilares com índice de esbeltez superior a 200.

2.3.2. Tipos de Excentricidades

. De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, a força normal que atua na seção dos pilares pode estar aplicada em seu centro geométrico ou a uma certa distância desse centro geométrico. A essa distância é o que se dá o nome de excentricidade. Essas excentricidades podem ser de diversos tipos e causadas por fatores diferentes. Elas podem ser classificadas como: inicial, fôrma e acidental, segunda ordem e fluência. As duas últimas dependem do índice de esbeltez do pilar, nos métodos de cálculo será comentado esses dois tipos de excentricidades.

2.3.3. Método de Cálculo

Os pilares são calculados de acordo com os ábacos de Venturini e Rodrigues (1996) para esforços de flexão e compressão. Quando os pilares forem classificados como curtos, isto é $(\lambda < \lambda_1)$, os efeitos de segunda ordem

são desprezados, porém quando os pilares possuírem ($\lambda > 90$) esses efeitos de devem ser levados em conta. De acordo com o índice de esbeltez do pilar a ABNT NBR 6118/2014 estabelece diversos métodos de cálculo.

2.3.4. Métodos de Cálculo de Efeitos de Segunda Ordem

Nesse item serão descritos os métodos de cálculo dos efeitos de segunda ordem previstos na ABNT NBR 6118/2014.

2.3.4.1. Método do Pilar-Padrão com Curvatura Aproximada

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014 esse método pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura da seção crítica. O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela expressão 8 a seguir:

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (8)$$

Sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada (6):

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\vartheta + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (9)$$

Onde:

$$\vartheta = \frac{N_d}{(A_c f_{cd})}$$

H = Altura da seção na direção considerada;

ϑ = força normal adimensional;

2.3.4.2. Método do Pilar-Padrão com Rigidez κ Aproximada

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014 esse método pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo do eixo. A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da rigidez. O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de primeira ordem pela expressão 10:

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120\kappa/\vartheta}} \geq M_{1d,A} \quad (10)$$

Para o valor da rigidez adimensional κ pode ser utilizada a expressão aproximada 11:

$$\kappa_{approx} = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{h N_d} \right) \vartheta \quad (11)$$

Em um processo de dimensionamento, toma-se $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$. Em um processo de verificação, onde a armadura é conhecida, $M_{Rd,tot}$ é o momento resistente calculado com essa armadura e com $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$. O processo acima, em um caso de dimensionamento, recai na equação (9) dada abaixo:

$$a. M_{Sd,tot}^2 + b. M_{Sd,tot} + c = 0 \quad (12)$$

Onde:

$$a = 5. h$$

$$b = h^2. N_d - \frac{N_d. l_e^2}{320} - 5. h. \alpha_b. M_{1d,A}$$

$$c = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A}$$

$$M_{Sd,tot} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

2.3.4.3. Método do Pilar-Padrão Acoplado a Diagramas M, N, 1/r

Os dois processos de cálculo (Métodos do pilar padrão com curvatura aproximada e método do pilar padrão com rigidez κ aproximada) são aproximados. Esse método ainda considera a não-linearidade de forma aproximada seguindo a mesma formulação de pilar-padrão dos métodos anteriores. O cálculo da não-linearidade geométrica ocorre utilizando valores da seção crítica obtidos pelos diagramas M, N e 1/r sendo mais exato que os demais. Por ser um método iterativo torna-se inviável realiza-lo sem o auxílio de ferramentas computacionais.

O Método do Pilar-Padrão Acoplado a Diagramas M, N, 1/r deve ser realizado para pilares com $\lambda \leq 140$. Quando $\lambda > 90$ torna-se obrigatório a consideração dos efeitos de fluência como a excentricidade de fluência (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2013).

2.3.4.4. Método Geral

O método geral é obrigatório no caso de pilares com $\lambda > 140$. Trata-se de um método na análise não linear, de segunda ordem efetuada com a discretização adequada da barra, considerando a relação momento-curvatura real, em cada seção e considerando a não-linearidade geométrica de maneira não aproximada.

Depois de obtidos os momentos de primeira e segunda ordem em cada direção, deve ser verificada para cada seção se a composição de momentos solicitantes fica dentro da envoltória de momentos resistentes para a armadura escolhida. Essa verificação pode ser realizada em apenas três seções: nas extremidades e em um ponto intermediário onde se admite atuar concomitantemente os

momentos $M_{d,tot}$ nas duas direções. A seguir está a envoltória de momentos mínimos ilustrada na figura 14.

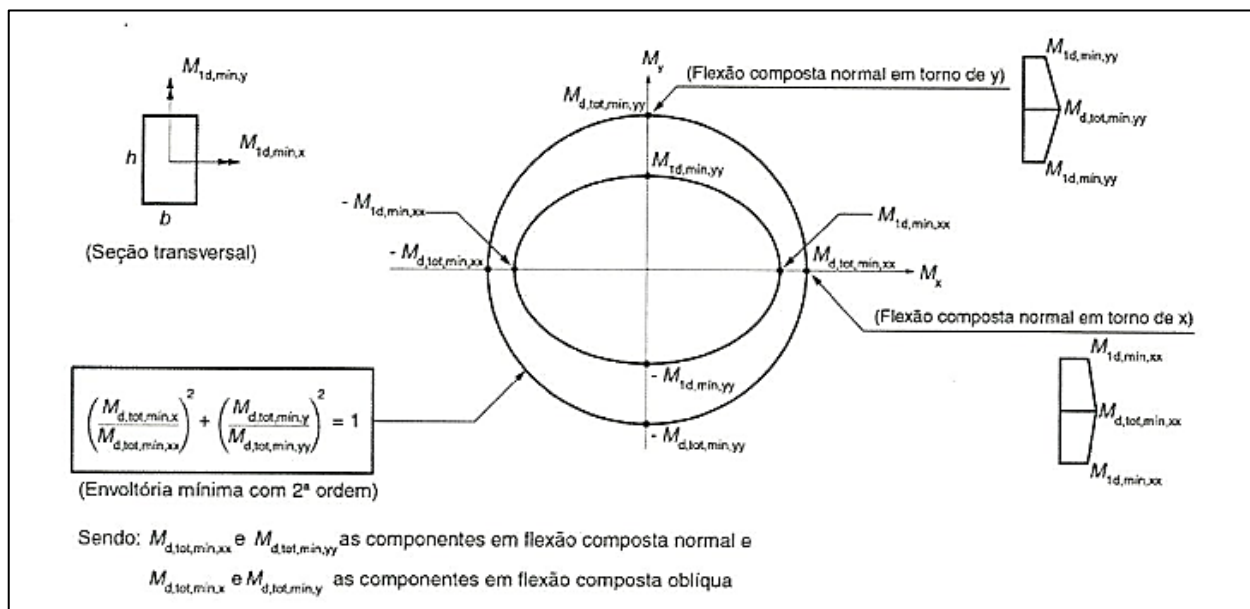


Figura 14 - Envoltória mínima com 2ª ordem.

Fonte: ABNT NBR 6118/2014. p. 102

2.4. AÇÃO DO VENTO E ESTABILIDADE GLOBAL

Segundo Carvalho e Figueiredo (2013), as estruturas estão sempre sujeitas a ações laterais, decorrente principalmente, pela ação do vento. No caso de estruturas de grande altura ou que possuem relação entre altura e maior dimensão horizontal muito grande, estes efeitos se tornam mais importantes e podem inclusive desencadear situações de instabilidade do edifício.

Ainda, de acordo com Carvalho e Figueiredo (2013), as ações laterais aplicadas nas estruturas de concreto armado desencadeiam efeitos de segunda ordem maiores do que os efeitos provocados pelas ações verticais. Esses efeitos de segunda ordem influem no valor dos esforços sofridos na estrutura, quando alterarem consideravelmente os esforços de primeira ordem eles devem ser considerados no cálculo.

A ABNT NBR 6118/2014 regulamenta que quando os esforços de segunda ordem forem menores do que 10% dos esforços de primeira ordem, eles podem ser desprezados devido à sua baixa magnitude.

2.4.1. Determinação da Intensidade da Ação do Vento

A determinação dos esforços dos ventos que agem na estrutura depende de uma série de fatores meteorológicos e possuem um comportamento aleatório.

Para a determinação de sua intensidade é usada valores medidos experimentalmente e tratados estatisticamente (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2013).

A ABNT NBR 6123/1988 permite determinar a intensidade da força do vento através de regras simplificadas.

Antes de determinar a intensidade do vento, deve-se definir alguns conceitos importantes. Inicialmente se destaca que o vento sempre atua perpendicularmente à superfície que obstrui sua passagem.

A classificação do vento atingindo uma edificação acontece da seguinte maneira:

- a) Barlavento: região de onde sopra o vento, em relação à edificação (região atingida diretamente pelo vento);
- b) Sotavento: região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação;
- c) Sobrepressão: pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo);
- d) Sucção: pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo).

Esses esforços devem ser considerados concentrados ao nível de cada laje. O primeiro passo para a determinação da ação do vento é calcular a pressão de obstrução q_{vento} causada pela pressão dinâmica do vento em (N/m^2), correspondente à velocidade característica V_k (m/s), que é a velocidade utilizada em projeto, em condições normais de temperatura ($14^{\circ}C$) e pressão de (1 atm) e pode ser determinada pela expressão 13 a seguir:

$$q_{vento} = 0,613.V_k^2 \quad (13)$$

Essa velocidade característica é obtida através de valores de referência medidos próximos a região em que a edificação será construída.

Para se obter esse valor deve-se analisar os parâmetros em função do tipo de terreno (plano, em aclive, morro, etc.), da altura da edificação, da rugosidade do terreno (tipo e altura dos obstáculos na vizinhança) e da finalidade da edificação (residencial, industrial, hospital, comércio, etc.) a expressão 14 é para velocidade característica do vento é a seguinte:

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

Onde:

V_0 = Velocidade básica do vento;

S_1 = Fator topográfico;

S_2 = Fator de rugosidade do terreno (dimensões e altura da edificação);

S_3 = Fator estatístico.

A velocidade básica do vento é obtida através de um gráfico de curvas de isopletras no território brasileiro, em que se considera as seguintes situações:

- a) Velocidade básica de uma rajada em 3 segundos;
- b) Período de retorno de 50 anos;
- c) Probabilidade de 63% de ser excedida pelo menos uma vez no período de retorno de 50 anos;
- d) Altura de 10 m;
- e) Terreno plano, em campo aberto e sem obstruções.

A seguir está a figura 15 ilustrando o mapa das isopletras do Brasil.

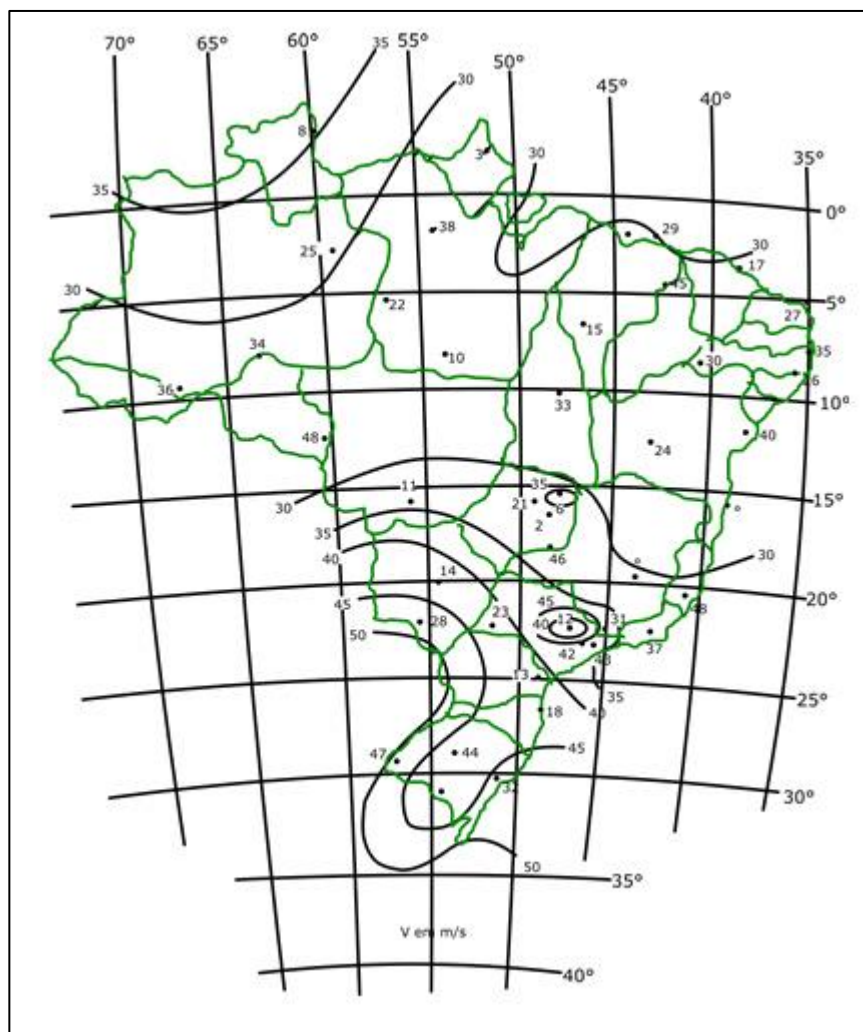


Figura 15: Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).

Fonte: ABNT NBR 6123/1988

O fator S_1 é obtido de acordo com as características topográficas do terreno. O fator S_2 depende da rugosidade do terreno e também das dimensões da edificação e o fator S_3 depende do tipo de utilização da edificação. A descrição completa da obtenção dos fatores S_1 , S_2 e S_3 pode ser encontrada na ABNT NBR 6123/1988.

2.4.2. Coeficiente de Arrasto

De acordo com a ABNT NBR 6123/1988 o coeficiente de arrasto é um coeficiente adimensional que serve para a avaliação da força global na estrutura. Seu valor pode variar de 0,7 a 2,2 e depende da geometria da edificação. O valor do C_a é obtido em função das relações $\frac{h}{l_1}$ e $\frac{l_1}{l_2}$ em que h é a altura da edificação

acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral, l_1 é a largura da edificação (dimensão horizontal perpendicular à direção do vento) e l_2 é a profundidade da edificação (dimensão na direção do vento). Através dos ábacos a seguir e das relações apresentadas se obtém o valor do coeficiente de arrasto para direção desejada. A seguir na figura 16 está apresentado o abáco para o cálculo dos coeficientes de arrasto para ventos com baixa turbulência.

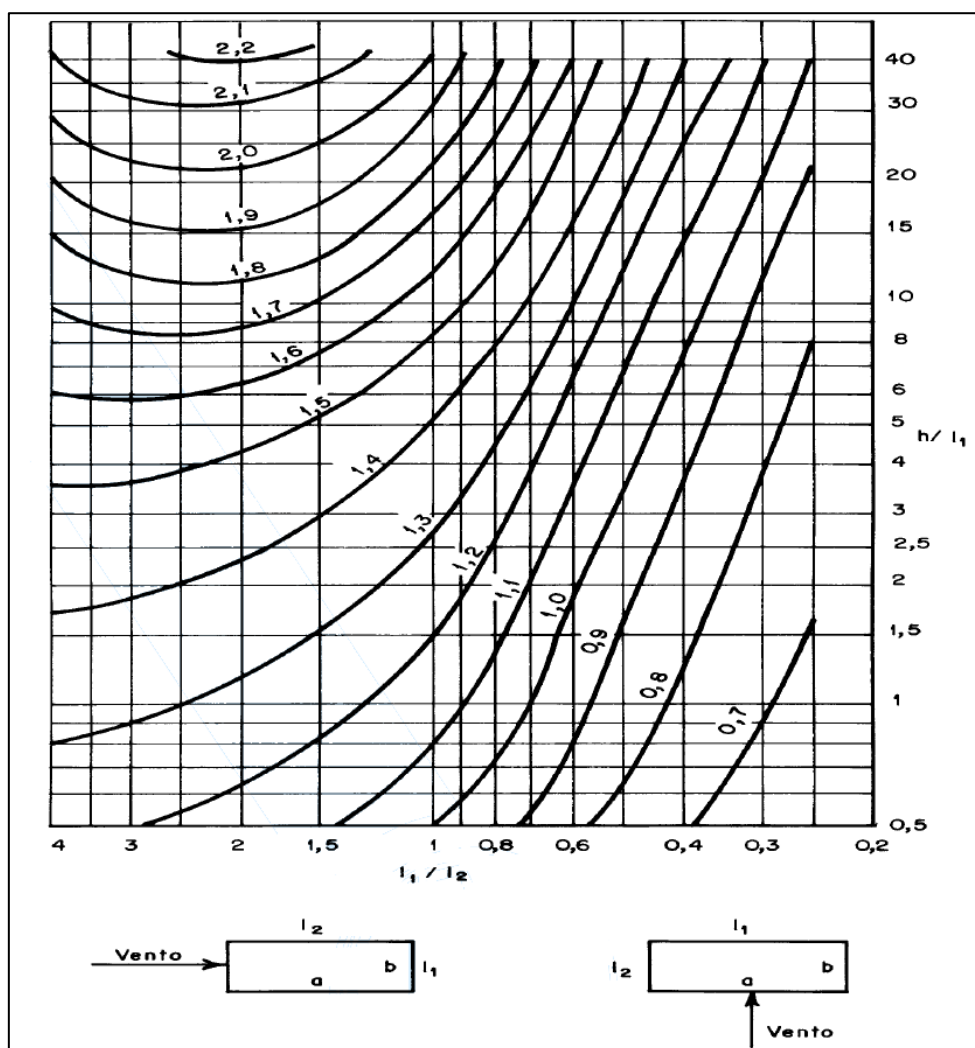


Figura 16: Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas situadas em região com vento de baixa turbulência.

Fonte: ABNT NBR 6123/1988

De acordo com a ABNT NBR 6123/1988 uma edificação pode ser considerada em zona de vento de alta turbulência (caracterizada para grandes cidades, categorias IV e V, em que geralmente há diminuição no coeficiente, pois a sucção a sotavento é reduzido), quando sua altura não excede duas

vezes a altura média das edificações da vizinhança, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

- a) 500 m para uma edificação de até 40 m de altura;
- b) 1.000 m para uma edificação de até 55 m de altura;
- c) 2.000 m para uma edificação de até 70 m de altura;
- d) 3.000 m para uma edificação de até 80 m de altura.

. A seguir na figura 17 está apresentado o abáco para o cálculo dos coeficientes de arrasto para ventos com alta turbulência.

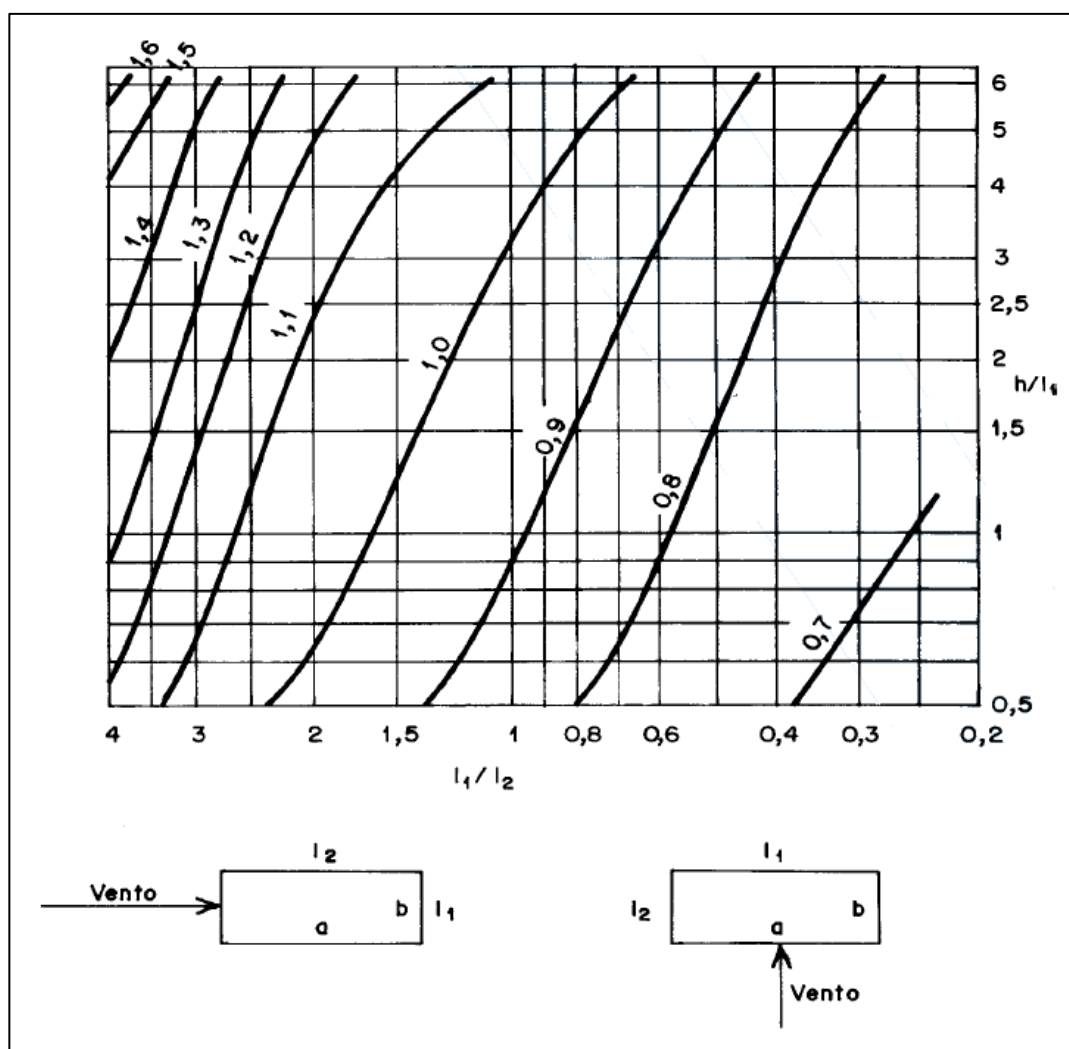


Figura 17: : Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas situadas em região com vento de alta turbulência
Fonte: ABNT NBR 6123/1988.

A determinação da força do vento que atua na superfície de uma edificação é obtida através da expressão 15:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (15)$$

Onde:

F_a = Força de arrasto;

C_a = Coeficiente de arrasto;

q = Pressão dinâmica do vento;

A_e = Área de influência em que a força atua.

2.4.2.1. Excentricidades das forças de arrasto

A ABNT NBR 6123/1988 define que devem ser considerados, quando for o caso, os efeitos de excentricidades da força de arrasto. Para o caso de edificações paralelepípedicas, o projeto deve levar em conta:

- a) As forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, de acordo com as especificações da norma ABNT NBR 6123/1988;
- b) As excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. Os esforços de torção daí oriundos são calculados considerando estas forças agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico:
 - Edificações sem efeitos de vizinhança:
 $e_a = 0,075.a$ e $e_b = 0,075.b$
 - Edificações com efeitos de vizinhança:
 $e_a = 0,15.a$ e $e_b = 0,15.b$

Sendo e_a medido na direção do lado maior, a , e e_b medido na direção do lado menor b . Os efeitos de vizinhança serão considerados somente até a altura

do topo das edificações situadas nas proximidades, dentro de um círculo de diâmetro igual à altura da edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação, b , adotando-se o menor deste dois valores.

2.4.3. Estabilidade Global

Segundo Carvalho e Pinheiro (2013), a estabilidade global da estrutura está ligada à capacidade da estrutura resistir aos esforços de segunda ordem, provocados principalmente pela ação de esforços provenientes do vento. Os elementos estruturais de um edifício (lajes, vigas e pilares) têm como função resistir a ações verticais e às ações horizontais. Antes da utilização de ferramentas computacionais os elementos da estrutura eram divididos em: estruturas contraventadas, as quais são responsáveis para resistir apenas esforços verticais, e estruturas de contraventamento, responsáveis por resistir esforços verticais e esforços laterais.

Conforme Kimura (2007), as estruturas de contraventamento devem possuir rigidez mais elevadas para resistir os esforços de vento. Com o auxílio de ferramentas computacionais calculando a estrutura por um pórtico espacial, pode-se calcular a contribuição dos outros elementos da estrutura em relação a esforços laterais. Para avaliar os esforços de segunda ordem existem parâmetros que classificam a estrutura e calculam valores desses esforços como o parâmetro α , γ_z e $P-\Delta$. Para efeito de cálculo quando os esforços de segunda ordem forem inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem, desprezam-se os esforços de segunda ordem globais, porém os esforços de segunda ordem locais e localizados devem ser considerados, como indica a ABNT NBR 6118/2014.

2.4.3.1. Parâmetro de Instabilidade α

Araújo (2014), explica que o parâmetro de instabilidade α serve para classificar a estrutura como de nós fixos, esforços de segunda ordem inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem, ou de nós móveis em que os esforços de segunda ordem são maiores que 10% dos esforços de primeira ordem e

devem ser considerados no cálculo. O parâmetro de instabilidade α apenas classifica a estrutura com sendo de nós móveis ou de nós fixos e não fornece valores dos esforços de segunda ordem globais na estrutura.

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014 uma estrutura reticulada poderá ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que α_1 definido pelas expressões 16:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{N_k / (E_{cs} \cdot I_c)}$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 2,1 \cdot n \quad \text{se } n \leq 3 \quad (16)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n \geq 4$$

Onde:

n = número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} = altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

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

O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares, desconsiderando as armaduras. A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

- a) Calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob ação do carregamento horizontal na direção considerada;

- b) Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014 a valor-limite de $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$.

2.4.3.2. Coeficiente γ_z

Kimura (2007) mostra que o coeficiente γ_z é um parâmetro que avalia a estabilidade global de um edifício de concreto armado de forma simples, rápida e bastante eficiente, porém ela só pode ser utilizada em edificações com no mínimo 4 andares e a inércia dos pilares deve se manter constante por toda a estrutura. Sua formulação foi inteiramente deduzida e criada por engenheiros brasileiros (Eng.º Augusto Carlos Vasconcelos e Eng.º Mário Franco).

Carvalho e Pinheiro (2013) escrevem que quando uma estrutura é considerada de nós fixos ela pode ser analisada através da teoria de primeira ordem e apenas os efeitos de segunda ordem locais devem ser computados no cálculo. O fato de a estrutura ser classificada de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de segunda ordem, porém a estrutura sempre é calculada como deslocável sob a ação das forças horizontais. Para uma estrutura ser classificada de nós fixos o seu valor de γ_z deve ser inferior 1,1.

Os mesmos autores avaliam ainda que na análise estrutural de estruturas de nós moveis, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos de não linearidade geométrica e da não linearidade física, e no dimensionamento devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos globais e locais de segunda ordem. Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de segunda ordem consiste na avaliação dos esforços finais (primeira e segunda ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerado por $0,95\gamma_z$. Estruturas de nós móveis possuem

coeficiente de γ_z superior a 1,1 e inferior a 1,3. Estruturas com γ_z superior a 1,3 são muito instáveis e devem ser evitadas além de que esse processo não é válido para elas.

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014 Para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores:

- a) Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c$
- b) Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$ para $A_{s'} \neq A_s$ e
 $(EI)_{sec} = 0,5I_c$ para $A_{s'} = A_s$
- c) Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$

Onde:

I_c é o momento de inércia da seção bruta do concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto.

Para o cálculo do coeficiente γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão 17:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (14)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação consideradas, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de

cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

2.4.3.3. Processo $P-\Delta$

Quando se requer um cálculo mais preciso dos efeitos de segunda ordem, Teixeira (2008) cita sobre o método chamado $P-\Delta$. O autor diz que em edifícios altos é fundamental considerar os efeitos causados pelos deslocamentos, pois são bastante significativos. O peso próprio e as sobrecargas geram momentos de segunda ordem, os quais causam deslocamentos adicionais. Este fenômeno traduz o processo $P-\Delta$, que corresponde a um acréscimo de momentos resultantes da deformação da estrutura (deslocamento horizontal), que em consequência altera o ponto de aplicação das cargas verticais.

De maneira mais simplificada, $P-\Delta$ é um processo de análise não-linear geométrica que relaciona a carga axial P com o deslocamento horizontal Δ (TEIXEIRA, 2008).

Há diversos métodos que calculam este processo, o método de Carga Lateral Fictícia é um deles e é o utilizado no software de cálculo estrutural CAD/TQS, que será utilizado neste trabalho (ZUMAETA, 2011).

3. METODOLOGIA

Nesse capítulo irá informar as características da edificação estudada, análises que serão feitas e software utilizado para se obter os resultados de quantitativos.

3.1. CARACTERÍSTICAS DA EDIFICAÇÃO

Neste trabalho será desenvolvido um estudo comparativo de sistemas estruturais em lajes maciças, treliçadas unidirecionais com enchimento em EPS, nervuradas com enchimento de tijolos de 6 furos, lisa nervurada com cubetas plásticas e lisa maciça. O edifício possui 20 pavimentos tipo compostos por 490 m² de área cada, totalizando uma área de 9800 m². Abaixo está a figura 18 com a perspectiva eletrônica da edificação.



Figura 18: Perspectiva Eletrônica da Edificação

Abaixo está um corte esquemático de toda a edificação. O pé-direito de todos os pavimentos é de 2,80 m, totalizando uma altura de 56 m da edificação.

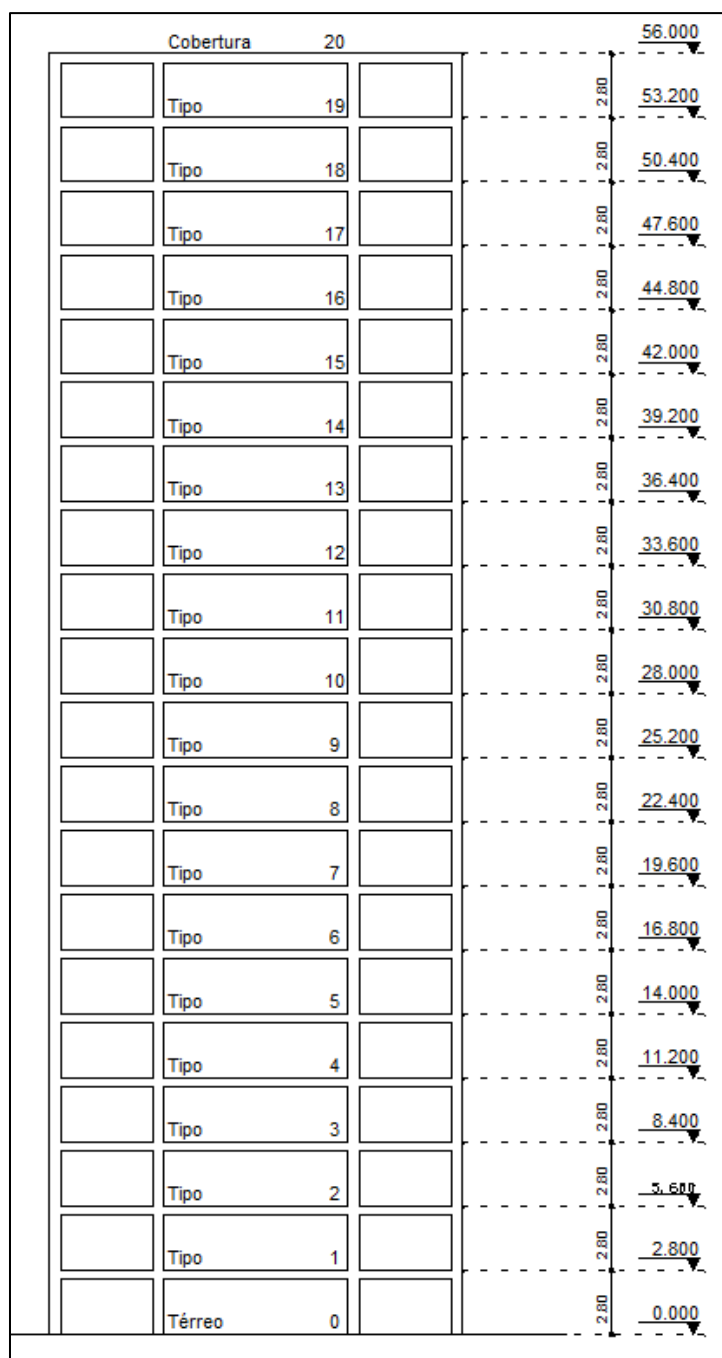


Figura 19 Corte Esquemático CAD/TQS

Como já comentado, a edificação possui 20 pavimentos tipo, cada andar possui 4 apartamentos espelhados nos dois eixos. A seguir está um croqui da planta baixa do pavimento tipo.

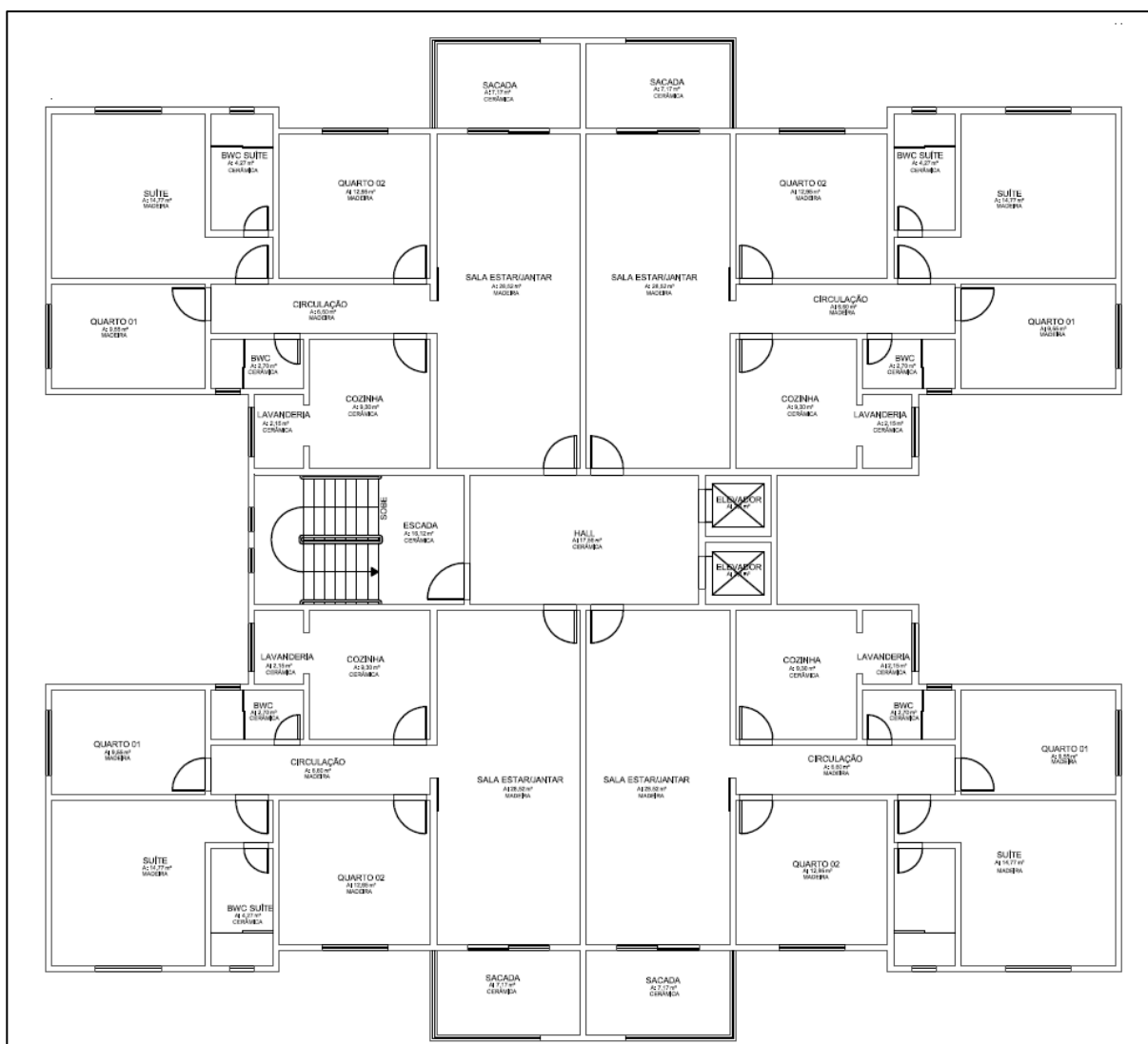


Figura 20 Croqui Planta Baixa Pavimento Tipo

3.2. PARÂMETROS DE PROJETO DA EDIFICAÇÃO

A edificação foi simulada como sendo localizada na cidade de Cascavel – PR. A classe de agressividade utilizada foi II (Moderada Urbana), fator $\alpha_e = 1,2$, devido aos agregados da região serem de origem de basalto, fato esse que está

especificado na ABNT NBR 6118/2014 em seu item 8.2.8. O concreto utilizado no projeto foi de 30 Mpa, pois de acordo com a NBR 6118/2014 no item 7.4.7.6, que concretos com classe de resistência superior ao mínimo exigido, podem ter seu cobrimento reduzido em 5 mm. Essa redução resulta em um dimensionamento mais eficiente e econômico para pilares. O método de cálculo para estabilidade global foi o P- Δ .

- a) Velocidade básica de vento = 48 m/s;
- b) Fator topográfico $S_1 = 1,0$
- c) Rugosidade do terreno, dimensões das edificações e altura sobre o terreno:
 - Fator S_2 : conforme a localização da edificação foi considerada a categoria III para rugosidade do terreno. Considerando que o edifício pertence à classe B, pois a maior dimensão está entre 20 e 50 m;
 - Fator S_3 : devido ser uma edificação residencial $S_3 = 1,0$ e grupo 2;
- d) Coeficiente de Arrasto: serão determinados 12 coeficientes de arrasto, 4 deles foram considerados centrados em cada face da edificação. Os outros 8 coeficientes serão considerados com excentricidades de +7.5% e -7,5% em cada face da edificação de acordo com a ABNT NBR 6123/1988. Cada caso de coeficiente de arrasto é inserido manualmente no software CAD/TQS pelo projetista. Abaixo está A figura 21 com a orientação dos esforços de ventos em relação à edificação.

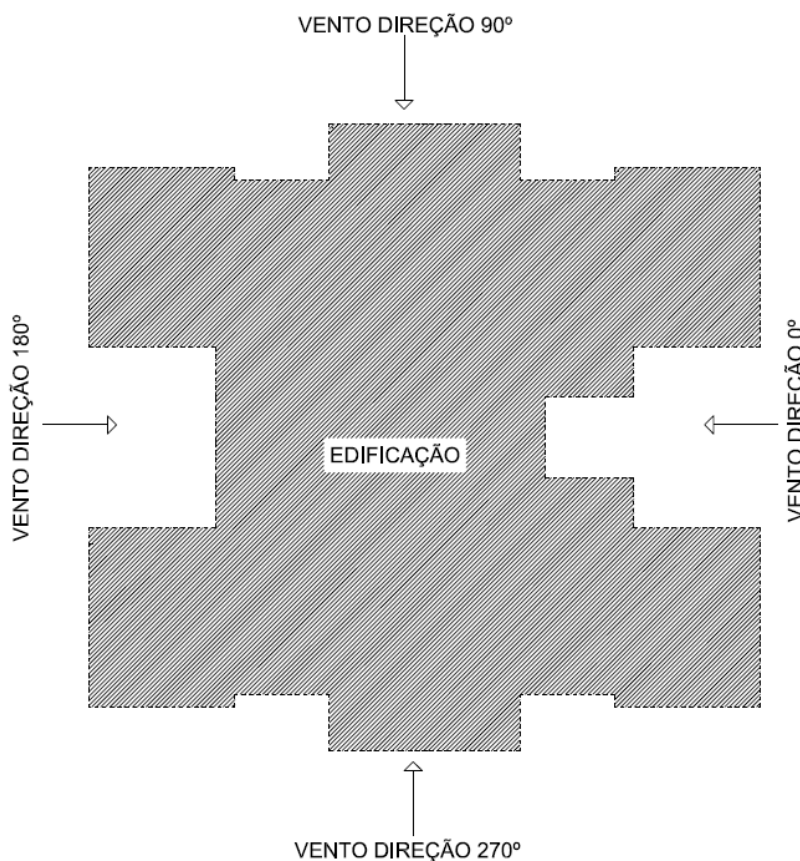


Figura 21 Orientação dos esforços de vento

3.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS

Os sistemas estruturais comparados serão:

- a) Sistema estrutural convencional com lajes maciças, vigas e pilares;
- b) Sistema estrutural convencional, com laje treliçada unidirecional com enchimento em EPS apoiada em vigas e pilares
- c) Sistema estrutural convencional, com lajes nervuradas retangulares com enchimento com tijolos de 6 furos, vigas e pilares;
- d) Sistema estrutural de laje lisa nervurada com cubetas plásticas Atex 610 apoiadas diretamente em pilares.
- e) Sistema estrutural de laje lisa maciça apoiadas diretamente em pilares.

3.4. SOFTWARE CAD/TQS

O software utilizado para se realizar esse trabalho será o CAD/TQS v.19.5 Plena. O CAD/TQS é um software brasileiro produzido pela TQS Informática LTDA que fica localizada na cidade de São Paulo – SP. O TQS contempla todas as etapas de um projeto estrutural como: lançamento da estrutura, definição de cargas, análise estrutural, dimensionamento de elementos e também geração de plantas. Abaixo se apresenta na figura 22 está a tela inicial do programa.

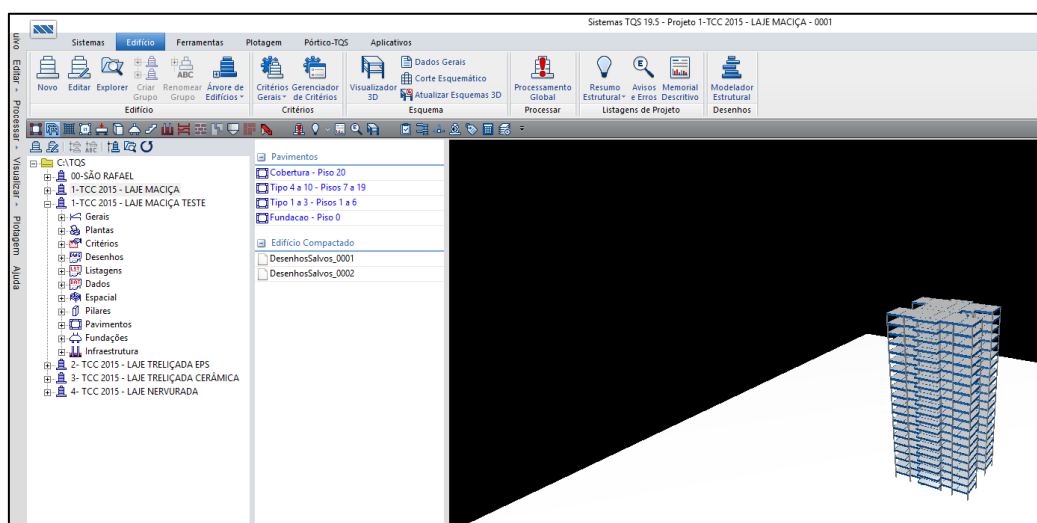


Figura 22 Gerenciador do CAD/TQS

3.4.1. Dados do edifício

Ao abrir a tela do gerenciador do software clica-se na aba edifício, em seguida na aba novo, nessa nova aba serão inseridos os dados do edifício como pé-direito, classes de agressividade, norma utilizada, velocidade do vento, processo de cálculo de estabilidade global entre outros, abaixo segue uma imagem desta aba:

Figura 23 Dados do Edifício CAD/TQS

3.4.2. Modelador Estrutural

É no modelador estrutural que se lança toda a estrutura (lajes, vigas, pilares, fundações) e que também se insere a arquitetura, cargas de alvenaria, acidentais, empuxo etc. O modelador possibilita engastar parcialmente lajes entre si, ou articular pilares, fundações, tudo a critério do projetista. Abaixo uma imagem do modelador estrutural.

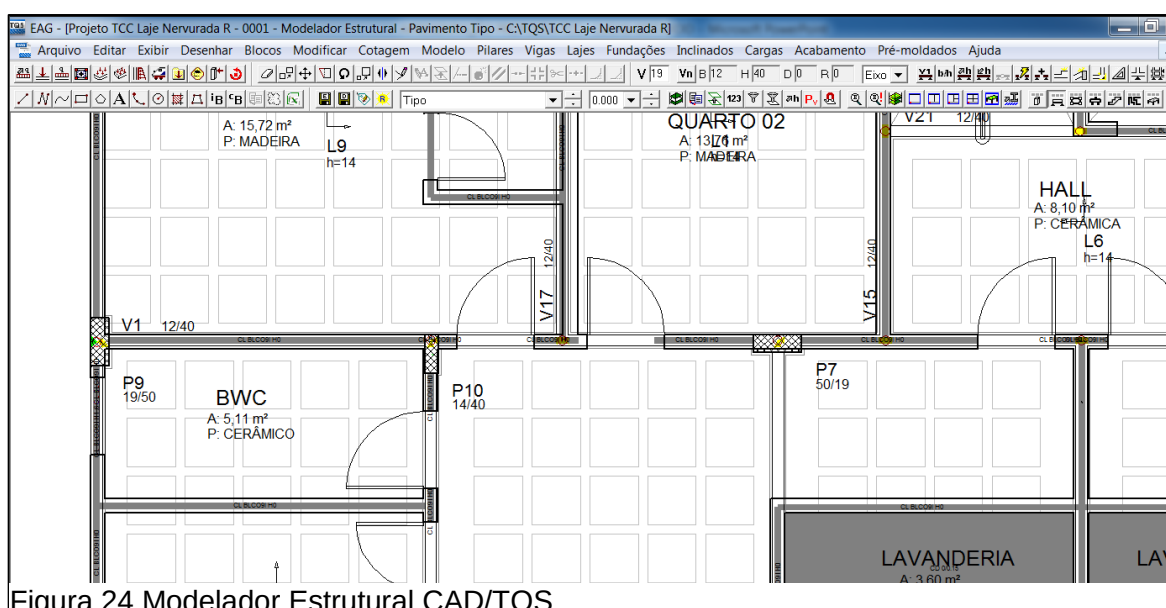


Figura 24 Modelador Estrutural CAD/TQS

3.4.3. Método de cálculo

O CAD/TQS possui um método de cálculo baseado no de grelha equivalente e de pórtico espacial, a forma de como os esforços são transmitidos, irá influir em como a estrutura é dimensionada e varia de acordo com o modelo de cálculo. O software possui vários modelos de cálculo, neste trabalho será dado enfoque apenas nos Modelos IV e VI.

Primeiramente irá se explicar como funcionam as principais ferramentas de cálculo do programa, a grelha e o pórtico e em seguida irá se mostrar as diferenças entre os Modelos IV e VI.

3.4.3.1. Grelha TQS

O CAD/TQS possui três tipos diferentes de grelhas: grelha de lajes planas, grelha de lajes nervuradas e grelha somente de vigas. O modelo de grelha de lajes planas é direcionado para análise de pavimentos que não possuem nervuras, como por exemplo, lajes maciças, nesse modelo as lajes e as vigas são discretizadas em barras contendo informações referentes a sua rigidez. O modelo de grelha de lajes nervuradas é direcionado para análise de pavimentos que possuem nervuras, como por exemplo: lajes nervuradas e lajes treliçadas, nesse caso as nervuras e as vigas são discretizadas em barras como no modelo de lajes planas. O modelo de lajes somente de vigas é direcionado para a análise do pavimento que não possuem lajes, como por exemplo, a fundação com as vigas baldrame. (CAD/TQS, 2014).

A grelha CAD/TQS tem como base o modelo clássico de grelha, isto é, um modelo composto por elementos lineares (barras), conectados por nós que possuem 3 graus de liberdade, ilustrados na Figura 19. As barras representam todo o conjunto de vigas e lajes que formam a estrutura do pavimento. Os Pilares são considerados apoios. Abaixo está a figura 25 exemplificando os graus de liberdade da grelha CAD/TQS (CAD/TQS – 2014).

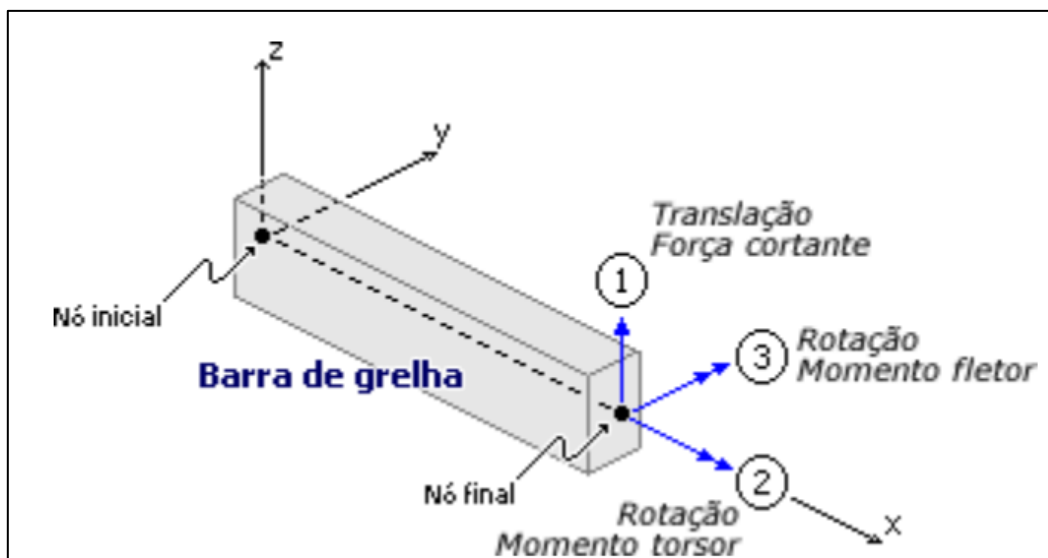


Figura 25 Graus de Liberdade Grelha CAD/TQS

Com a grelha CAD/TQS pode-se obter resultados em lajes e vigas de deformações, momentos fletores, momentos torsores e esforços cortantes. Para um cálculo mais refinado das deformações proveniente das alvenarias e fissuração do pavimento, existe o programa grelha não-linear que considera a não-linearidade física iterativamente podendo-se obter resultados com maior precisão. Por poder reproduzir apenas 3 graus de liberdades a grelha CAD/TQS não tem a capacidade de avaliar esforços laterais, provenientes do vento, por exemplo, para isso existe o Pórtico CAD/TQS. Abaixo apresenta a figura da grelha linear.

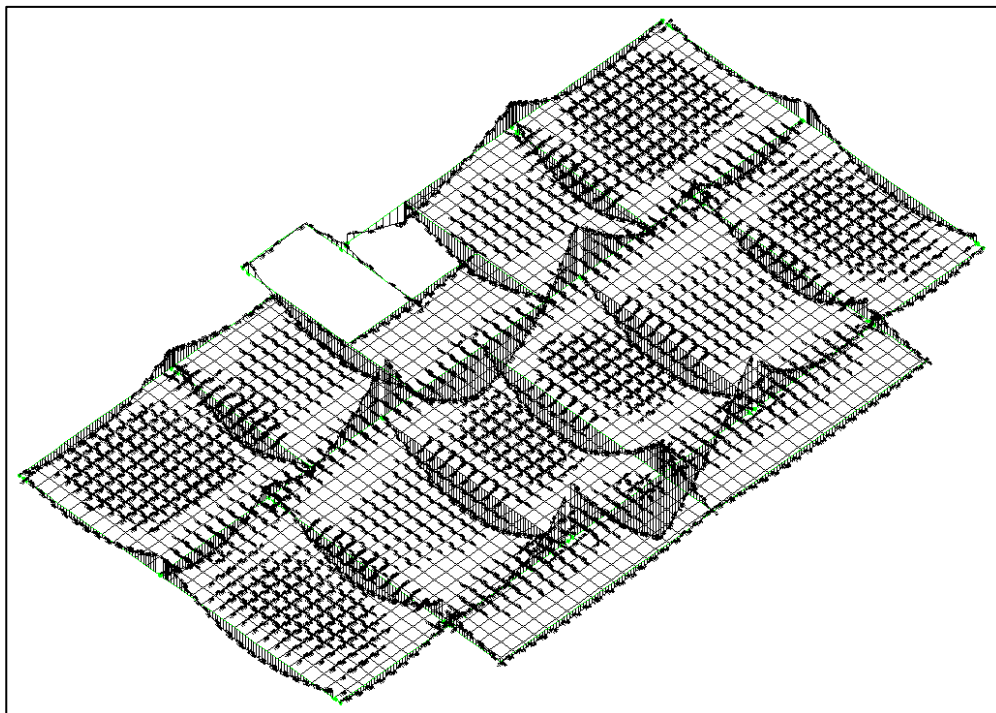


Figura 26 Momentos Fletores – Grelha CAD/TQS

3.4.3.2. Pórtico Espacial CAD/TQS

O pórtico espacial CAD/TQS tem como base o modelo clássico de pórtico espacial, isto é, um modelo tridimensional composto por elementos lineares (barras), conectadas por nós que possuem 6 graus de liberdade, ilustrados na Figura 20. As barras são discretizados de modo análogo ao da grelha. As barras representam todo o conjunto de pilares e vigas que formam a estrutura do edifício. As lajes são consideradas diafragmas rígidos (Modelo IV) (CAD/TQS – 2014).

A seguir está a figura 27 representando os graus de liberdade do pórtico espacial.

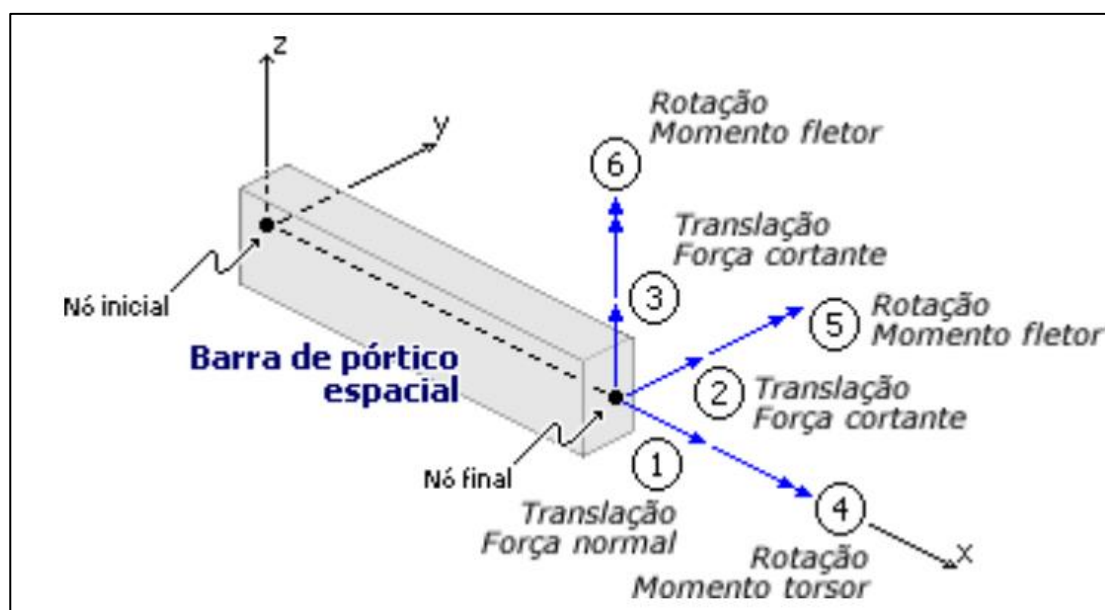


Figura 27 Graus de Liberdade Pórtico Espacial CAD/TQS

Assim como a grelha com o pórtico pode-se obter todos os esforços sofridos pela estrutura. Existem dois tipos de pórticos, o pórtico ELU (Estado Limite Ultimo) que se calculam os esforços para o dimensionamento das vigas, pilares e elementos de fundação. Através desse modelo que se faz a verificação da estabilidade global do edifício. O pórtico ELS (Estado Limite de Serviço) calcula os deslocamentos horizontais entre pisos no topo do edifício. Basicamente o que diferencia os dois modelos é o nível de rigidez dos elementos. No pórtico ELU considera-se a não-linearidade física dos elementos de vigas e pilares de forma aproximada. No pórtico ELS, por sua vez, considera-se a rigidez integral dos elementos (CAD/TQS – 2014).

A seguir ilustrada a figura 28 com o pórtico espacial CAD/TQS.

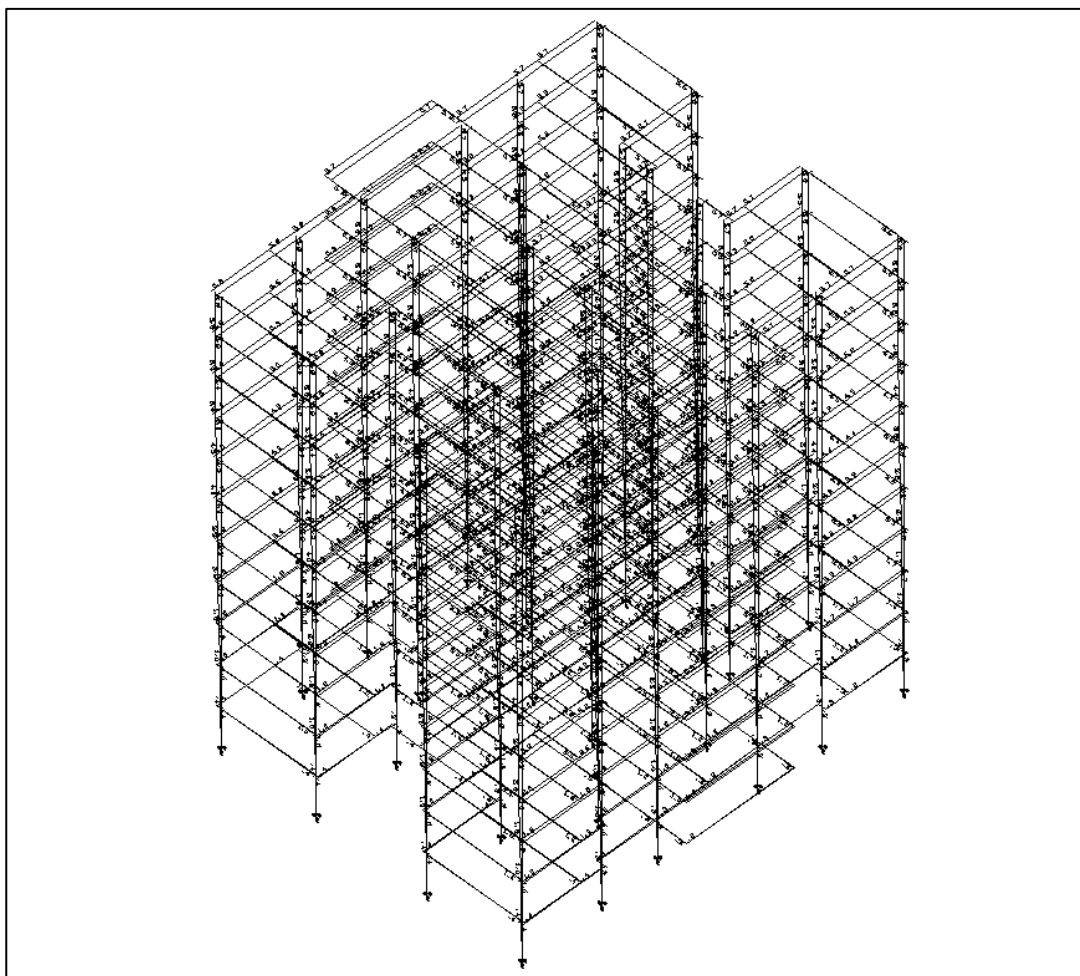


Figura 28 Deslocamentos Laterais no Pórtico Espacial CAD/TQS

3.4.3.3. Modelo IV e VI

O CAD/TQS possui dois principais modelos de discretização da estrutura, O Modelo IV e VI. O modelo IV é calculado com a grelha e o pórtico espacial separadamente, isto é, o dimensionamento das lajes é obtido a partir da grelha, o das vigas pelo pórtico e pela grelha, os pilares por sua vez apenas pelo pórtico. Para a análise de estabilidade global este modelo majora a rigidez das vigas laterais, para simular o efeito de diafragma rígido das lajes. Estudos elaborados pela TQS Informática concluem que o Modelo IV apresenta resultados satisfatórios em edifícios que possuem sistemas de contraventamento constituídos por pórticos ou núcleos de concreto e lajes com rigidez à flexão com

valores pequenos. Essas edificações quando modeladas utilizando o Modelo VI apresentaram resultados praticamente idênticos com os obtidos utilizando o Modelo IV. Comprovando que o modelo VI só é necessário quando a estrutura possui lajes com elevada rigidez.

O modelo VI, integra o pórtico espacial junto com a grelha, nesse caso pode-se simular de forma mais precisa o comportamento da laje perante aos esforços laterais, diferentemente do modelo IV que considera esses efeitos de forma aproximada.

Nesse mesmo estudo foi comparado estruturas com lajes com rigidez a flexão elevada, foi constado diferenças significativas nos valores de deslocamentos de topo e estabilidade global dessas estruturas, confirmando que o uso do Modelo VI nessas situações é aconselhável. A seguir estão figuras dos pórticos do modelo IV e modelo VI

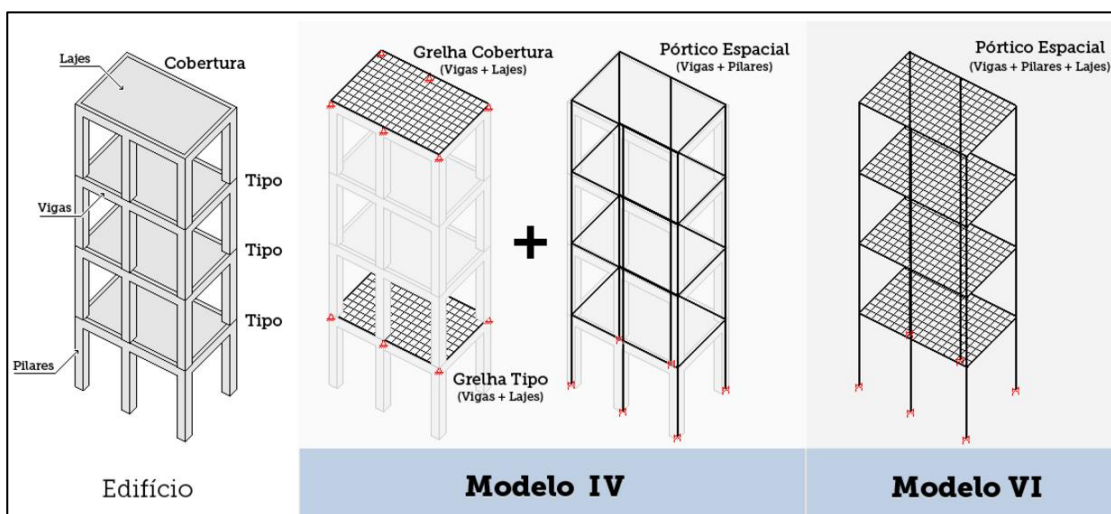


Figura 29 Modelo IV e Modelo VI CAD/TQS

Portanto nos casos em que os resultados entre modelos IV e VI praticamente não diferem, o modelo IV se torna mais vantajoso, pois reduz consideravelmente o tempo de processamento da estrutura pelo software.

3.4.4. Dimensionamento

O dimensionamento dos elementos é obtido através dos esforços provenientes da grelha ou do pórtico espacial. O CAD/TQS gera desenhos com as armaduras necessárias e em todos os elementos apresenta um recurso de edição de armaduras.

No caso das lajes pode-se visualizar o diagrama de momentos fletores do pavimento e também faixas de esforços que possuem mesma armadura. O projetista tem liberdade para alterar os resultados obtidos do software da maneira que ele julgar necessário. Abaixo uma figura de um pavimento mostrando os as faixas de esforços.

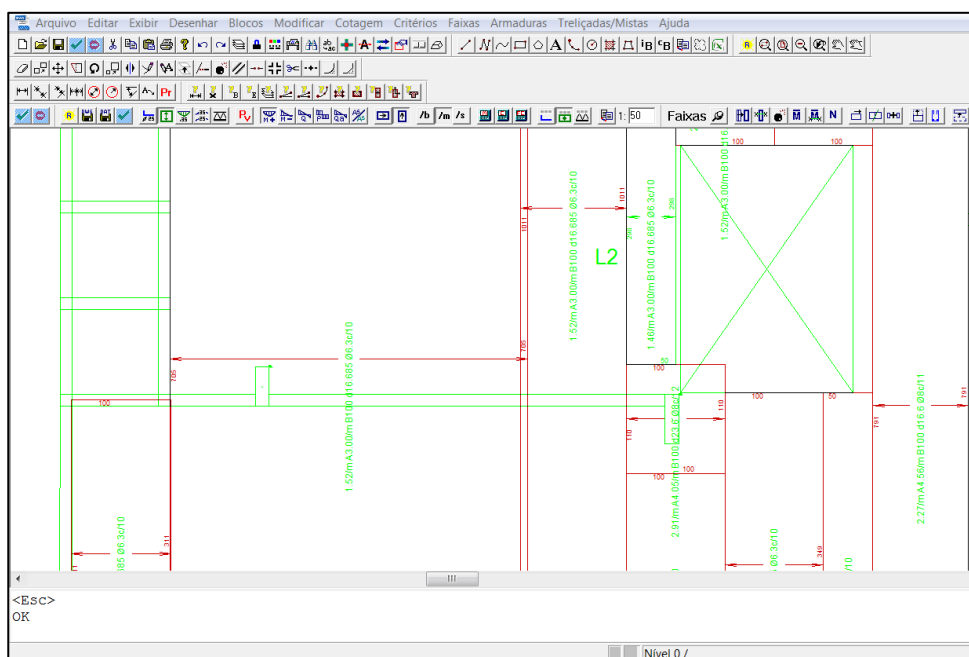


Figura 30 Faixa de Esforços de um Pavimento CAD/TQS

Com as vigas o funcionamento é similar o software disponibiliza um visualizador em que o projetista pode editar as armaduras como achar necessário e também visualizar os diagramas da viga.

Os pilares possuem vários métodos de cálculo, citados anteriormente na revisão bibliográfica, o programa informa os esforços, armaduras, taxas de

armaduras e métodos de cálculo do pilar. Assim como as lajes e as vigas, os pilares também possuem um visualizador em que se podem editar seus dados, neste editor podem-se verificar os momentos da seção atual, modificar armaduras, verifica-lo por outro método de cálculo de excentricidades de segunda ordem e também visualizar as envoltórias de cada combinação dos momentos atuantes nele. Abaixo a Figura 31 mostra o detalhamento de uma viga um pilar e a figura 32 a envoltória de seus momentos solicitantes e resistentes:

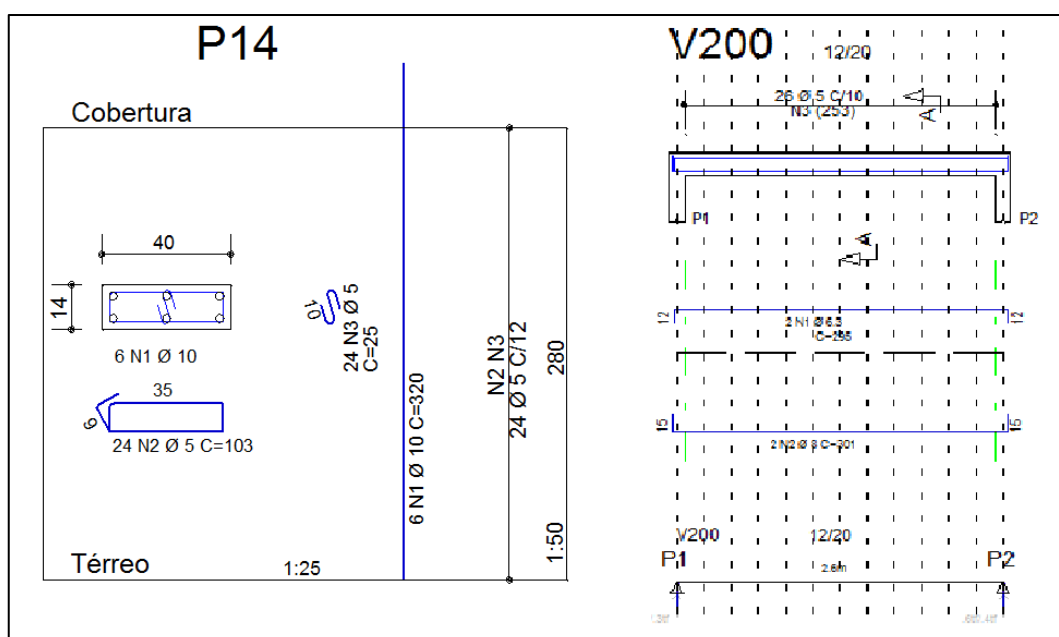


Figura 32 Detalhamento viga e pilar CAD/TQS.

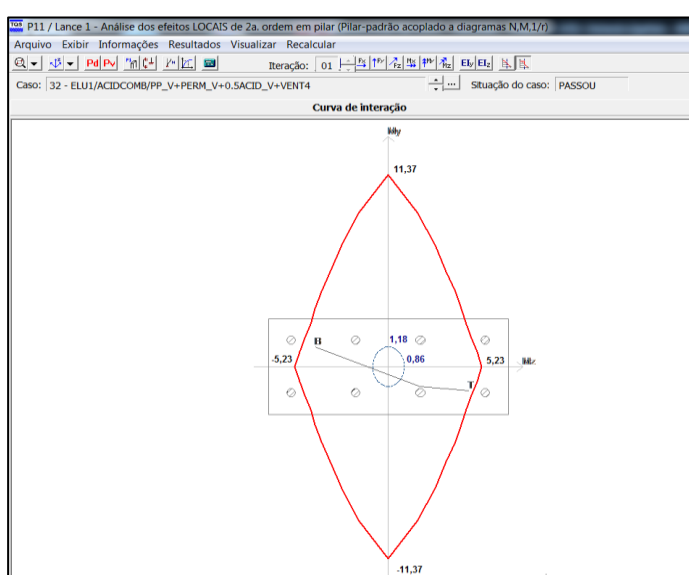


Figura 31 Envoltória de Esforço em Pilar

3.5. ANÁLISE COMPARATIVA

Será comparado entre as opções o quantitativo de materiais da estrutura (aço, concreto e fôrmas); valores de deslocamento de topo provenientes do vento e valores de estabilidade global. Essa comparação será feita através de tabelas e gráficos.

Todas as opções serão modeladas de acordo com os limites estabelecidos em situações ELU e ELS das normas NBR 6118/2014, NBR 6123/1988 e com as cargas de acordo com a NBR 6120/1980.

4. RESULTADOS OBTIDOS

Este capítulo apresenta os resultados obtidos em cada opção proposta. Mostrando seus quantitativos e também valores de deslocamento de topo e valores de γ_z . Em cada opção será apresentado uma planta do pavimento tipo 1 a 4. Cabe salientar que no decorrer deste trabalho várias concepções estruturais foram testadas em todas as opções, as plantas apresentadas foram as que obtiveram melhor desempenho no ponto de vista técnico e econômico.

4.1. OPÇÃO 1: LAJE MACIÇA

As lajes maciças foram projetadas com 11 cm em regiões com esforços mais intensos e com 9 cm em regiões com esforços menores.

Foi analisado durante este trabalho que a laje maciça possui menores valores de deformações transversais, quando a relação entre vãos se aproxima de 2, comparada às opções treliçadas e nervurada. A laje maciça pôde vencer vãos maiores que essas opções, porém as vigas ficaram sobrecarregadas e com armadura muito densa, dificultando sua execução. Por isso, sua concepção não diferiu muito das opções treliçadas e nervurada, entretanto o edifício obteve valores menores do coeficiente γ_z o que o torna mais rígido perante as ações laterais. A seguir, na figura 33 está croqui da planta de formas do pavimento tipo 4 a 10.

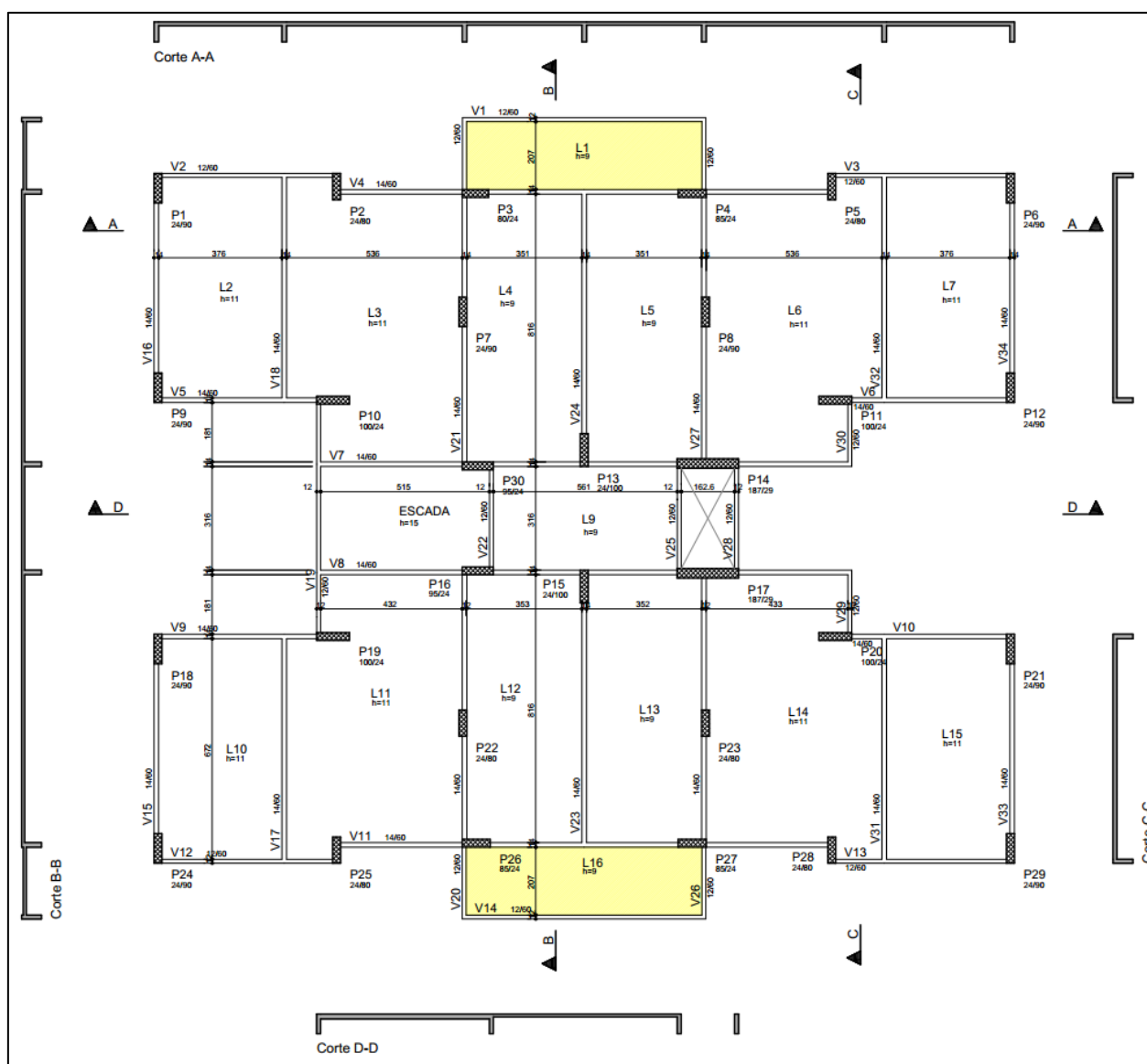


Figura 33 Planta de fôrmas laje maciça.

4.1.1. Valores de Estabilidade Global

O edifício foi calculado pelo modelo IV, por apresentar vários pórticos compostos por vigas e pilares que foram suficientes para dar estabilidade à estrutura. As lajes foram consideradas como diafragmas rígidos. Os casos de vento ficaram definidos de acordo com a tabela a seguir:

Tabela 1: Casos de ventos e excentricidades.

CASO	PREFIXO	TÍTULO	DIREÇÃO	EXCENTRICIDADE
5	VENT1	VENTO (1)	90°	0
6	VENT2	VENTO (2)	90°	-0,075
7	VENT3	VENTO (3)	90°	0,075
8	VENT4	VENTO (4)	180°	0
9	VENT5	VENTO (5)	180°	-0,075
10	VENT6	VENTO (6)	180°	0,075
11	VENT7	VENTO (7)	0°	0
12	VENT8	VENTO (8)	0°	-0,075
13	VENT9	VENTO (9)	0°	0,075
14	VENT10	VENTO (10)	270°	0
15	VENT11	VENTO (11)	270°	-0,075
16	VENT12	VENTO (12)	270°	0,075

Serão apresentadas nesse capítulo apenas as combinações provenientes de carregamentos simples do vento para o coeficiente γ_z e também os deslocamentos de topo do edifício, estes representam de forma aproximada os valores de estabilidade global do edifício e por apresentarem poucas combinações facilitam a comparação dos resultados.

Lembrando que o edifício foi calculado pelo processo P- Δ em todas as opções, os coeficientes γ_z servem apenas como referências comparativas e não irão influir no dimensionamento. Segue abaixo as Tabelas 2 e 3 com valores de γ_z e deslocamento de topo.

Tabela 2: Valores de γ_z

CASO	γ_z
5	1,129
6	1,128
7	1,130
8	1,122
9	1,122
10	1,122
11	1,122
12	1,122
13	1,122
14	1,129
15	1,130
16	1,128

Tabela 3 Valores de deslocamento de topo

CASO	DESLOCAMENTO RELATIVO
5	H/2409
6	H/2053
7	H/1957
8	H/3060
9	H/2526
10	H/2548
11	H/3060
12	H/2548
13	H/2526
14	H/2409
15	H/1957
16	H/2053

4.1.2. Quantitativo

Nesse item serão informados os índices, taxas e consumos de materiais. Serão informados primeiramente a espessura média de cada pavimento que consiste na espessura do pavimento contabilizando, vigas, lajes e pilares. Esse valor de espessura média serve de referência para futuros orçamentos da obra por pavimento. Em seguida são informadas taxas de aço e fôrmas por concreto, que servem para estimar de forma aproximada a quantidade desses materiais. Os demais itens apresentados são autoexplicativos.

Tabela 4 Espessura média e taxas

Índices	
Espessura média (m)	0,177
Taxa de formas (m ² /m ²)	1,90
Taxa de aço (kg/m ²)	19,60
Taxa de aço (kg/m ³)	111,60

Esses índices e taxas servirão posteriormente para realizar a comparação de quantitativo entre as versões. Abaixo na tabela 5 está o consumo de concreto e fôrmas por pavimento e separado por elementos.

Tabela 5 Consumo de Concreto e Fôrmas

Pavimento	Concreto (m ³)			Fôrmas (m ²)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	19.9	18.5	46.5	202.1	267.2	446.1
Tipo 15 a 19	99.4	92.5	232.5	1010.5	1336.2	2230.7
Tipo 10 a 14	99.4	92.5	232.5	1010.5	1336.2	2230.7
Tipo 5 a 9	99.4	92.5	232.5	1010.5	1336.2	2230.7
Tipo 1 a 4	87.1	73.8	185.7	845.4	1066.1	1782.2
TOTAL	405.0	369.8	929.6	4079.0	5342.0	8920.5

Da mesma forma na tabela 6 é informado o consumo de aço por pavimento e por elementos.

Tabela 6 Consumo de aço por elemento (em Kg)

Pavimento	Aço (KG)		
	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	1060.2	1368.9	3798.4
Tipo 15 a 19	5804.7	11073.0	18992.2
Tipo 10 a 14	5834.3	18423.0	18992.2
Tipo 5 a 9	8835.1	23812.9	18992.2
Tipo 1 a 4	17331.4	20667.4	15193.8
TOTAL	38865.7	75345.1	75968.8

Na tabela 7 abaixo é apresentado um resumo das tabelas anteriores, mostrando o consumo de concreto, fôrmas, aço e taxas por pavimento.

Tabela 7 Resumo de consumo e taxas

Pavimento	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m3)	Taxa (m3/m ²)	Consumo (m2)	Taxa (m2/m ²)	Consumo (kg)	Taxa (kg/m ²)	Taxa (kg/m ³)
Cobertura	84.9	0.18	915.5	1.9	6227.5	12.9	73.4
Tipo 15 a 19	424.3	0.18	4577.5	1.9	35869.9	14.8	84.5
Tipo 10 a 14	424.3	0.18	4577.5	1.9	43249.5	17.9	101.9
Tipo 5 a 9	424.3	0.18	4577.5	1.9	51640.2	21.3	121.7
Tipo 1 a 4	346.6	0.18	3693.6	1.9	53192.5	27.5	153.5
TOTAL	1704.4	0.18	18341.5	1.9	190179.6	19.6	111.6

4.2. OPÇÃO 2: LAJE TRELIÇADA COM ENCHIMENTO EM EPS

Esse tipo de laje foi dimensionada com enchimento de EPS com dimensões de 40x120 cm e altura de 8 cm e peso específico de $0,018 \text{ tf/m}^3$. A capa de concreto utilizada foi de 4 cm, totalizando uma espessura da laje de 12 cm. Foi analisado que as lajes treliçadas possuem deslocamentos transversais superiores aos da maciça, nervurada e lisa.

Nas lajes treliçadas as vigas paralelas às nervuras praticamente não recebem carregamento, porém as vigas transversais às nervuras recebem grande parte desse carregamento ocasionando grandes deformações dessas vigas. Foi analisado quando as lajes treliçadas apresentam relação entre as dimensões dos vãos próximo a 2, isto é, a maior dimensão transversal às nervuras, as lajes apresentaram bons valores de deformação que se aproximaram muito com os da opção maciça. Em função da arquitetura, a concepção não mudou muito, pois exigiu lajes com essa geometria. Um problema deste tipo de laje são os altos momentos negativos nos apoios. Por serem lajes que possuem apenas 4 cm de capa de concreto, dificultando a consideração de engastamento total entre elas .

A solução foi diminuir o coeficiente de engastamento entre as lajes, mas isso gerou momentos fletores positivos no meio do vão maiores e também maiores deformações, porém estes valores de deformação ficaram dentro dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118/2014. Abaixo na figura 34 está a planta de formas do pavimento tipo 4 a 10.

4.2.1. Valores de Estabilidade Global

O cálculo da estabilidade global foi análogo ao citado na opção 1 : laje maciça no item 6.1.1. abaixo estão às tabelas dos casos com as direções dos ventos e suas excentricidades, a tabela com os valores de γ_z e os valores de deslocamento de topo do edifício em cada caso.

Tabela 8 Casos de ventos e excentricidades

CASO	PREFIXO	TÍTULO	DIREÇÃO	EXCENTRICIDADE
5	VENT1	VENTO (1)	90°	0
6	VENT2	VENTO (2)	90°	-0,075
7	VENT3	VENTO (3)	90°	0,075
8	VENT4	VENTO (4)	180°	0
9	VENT5	VENTO (5)	180°	-0,075
10	VENT6	VENTO (6)	180°	0,075
11	VENT7	VENTO (7)	0°	0
12	VENT8	VENTO (8)	0°	-0,075
13	VENT9	VENTO (9)	0°	0,075
14	VENT10	VENTO(10)	270°	0
15	VENT11	VENTO(11)	270°	-0,075
16	VENT12	VENTO(12)	270°	0,075

Segue abaixo as Tabelas 9 e 10 com valores de y_z e deslocamento de topo.

Tabela 9 Valores de deslocamento de topo

CASO	DESLOCAMENTO RELATIVO
5	H/2131
6	H/1795
7	H/1706
8	H/2368
9	H/1985
10	H/1975
11	H/2368
12	H/1975
13	H/1985
14	H/2131
15	H/1706
16	H/1795

Tabela 10 Valores de y_z

CASO	y_z
5	1,141
6	1,140
7	1,142
8	1,148
9	1,148
10	1,148
11	1,148
12	1,148
13	1,148
14	1,141
15	1,142
16	1,140

4.2.2. Quantitativo

Nesse item serão informados os índices, taxas e consumos de materiais desta opção de laje.

Tabela 11 Espessura média e taxas

Índices	
Espessura média (m)	0,143
Taxa de formas (m ² /m ²)	1,100
Taxa de aço (kg/m ²)	14,70
Taxa de aço (kg/m ³)	107,85

Esses índices e taxas servirão posteriormente para realizar a comparação de quantitativo entre as versões. Abaixo na tabela 12 está o consumo de concreto e fôrmas por pavimento e separado por elementos.

Tabela 12 Consumo de concreto e fôrmas

Pavimento	Concreto (m ³)			Fôrmas (m ²)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	20.2	19.6	25.7	204.6	280.1	0.0
Tipo 15 a 19	100.9	102.4	144.6	1023.1	1456.3	80.4
Tipo 10 a 14	100.9	102.4	144.6	1023.1	1456.3	80.4
Tipo 5 a 9	100.9	102.4	144.6	1023.1	1456.3	80.4
Tipo 1 a 4	87.6	81.6	115.5	849.9	1159.4	64.3
TOTAL	410.4	408.5	575.0	4123.8	5808.4	305.5

Da mesma forma na tabela 13 é informado o consumo de aço por pavimento e por elementos.

Tabela 13 Consumo de aço por elemento

Pavimento	Aço (kg)		
	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	1058.9	1625.7	741.0
Tipo 15 a 19	5776.8	13551.4	8246.0
Tipo 10 a 14	5776.8	20324.7	8246.0
Tipo 5 a 9	7609.9	25106.8	8246.0
Tipo 1 a 4	16982.2	20047.0	7010.0
TOTAL	37204.5	80655.6	32490.9

Na tabela 14 abaixo é apresentado um resumo das tabelas anteriores, mostrando o consumo de concreto, fôrmas, aço e taxas por pavimento.

Tabela 14 Resumo de consumo e taxas

Pavimento	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m3)	Taxa (m3/m2)	Consumo (m2)	Taxa (m2/m2)	Consumo (kg)	Taxa (kg/m2)	Taxa (kg/m3)
Cobertura	65.5	0.13	484.7	1.0	3425.6	7.1	52.3
Tipo 15 a 19	347.9	0.14	2559.8	1.1	27574.3	10.8	79.3
Tipo 10 a 14	347.9	0.14	2559.8	1.1	34347.5	13.4	98.7
Tipo 5 a 9	347.9	0.14	2559.8	1.1	40962.7	16.00	117.8
Tipo 1 a 4	284.7	0.15	2073.6	1.1	44033.2	21.2	154.7
TOTAL	1393.9	0.14	10237.7	1.1	150343.3	14.7	107.85

A seguir na tabela 15 é informado o número de enchimentos de EPS com dimensões de 8 cm de altura 33 cm de largura e 120 cm de comprimento, necessários para a execução do edifício.

Tabela 15 Consumo de enchimento de EPS

Pavimento	EPS Unidirecional H08/40/120
Cobertura	805
Tipo 15 a 19	3525
Tipo 10 a 14	3525
Tipo 5 a 9	3525
Tipo 1 a 4	2820
TOTAL	14200

4.3. OPÇÃO 3: LAJE NERVURADA

Esse tipo de laje possui sua execução similar á maciça, onde se executa com fôrmas de madeira o seu assoalho. O que difere, é o posicionamento de dois tijolos de 6 furos colocados justapostos fazendo papel de enchimento, os dois tijolos ficam espaçados dos outros 10 cm em todas as direções, a única função do tijolo é de reduzir o consumo de concreto aliviando o peso próprio da estrutura. O comportamento estrutural desse tipo de laje é de nervurada bidirecional. Comparada à maciça, essa opção apresenta deslocamentos transversais maiores em vãos de mesma metragem, em contrapartida seu peso próprio diminui pela presença dos tijolos como já citado anteriormente. Os enchimentos da laje possuem dimensões de 14x19 cm, como são colocados justapostos o enchimento entre as nervuras fica com dimensões de 28x19 cm e altura de 9 cm e peso específico de $1,3 \text{ tf/m}^3$ e uma capa de concreto de 4 cm totalizando uma espessura de 13 cm da laje, com nervuras bidirecionais de 10 cm. A seguir na figura 35 está a planta de formas do pavimento tipo 4 a 10.

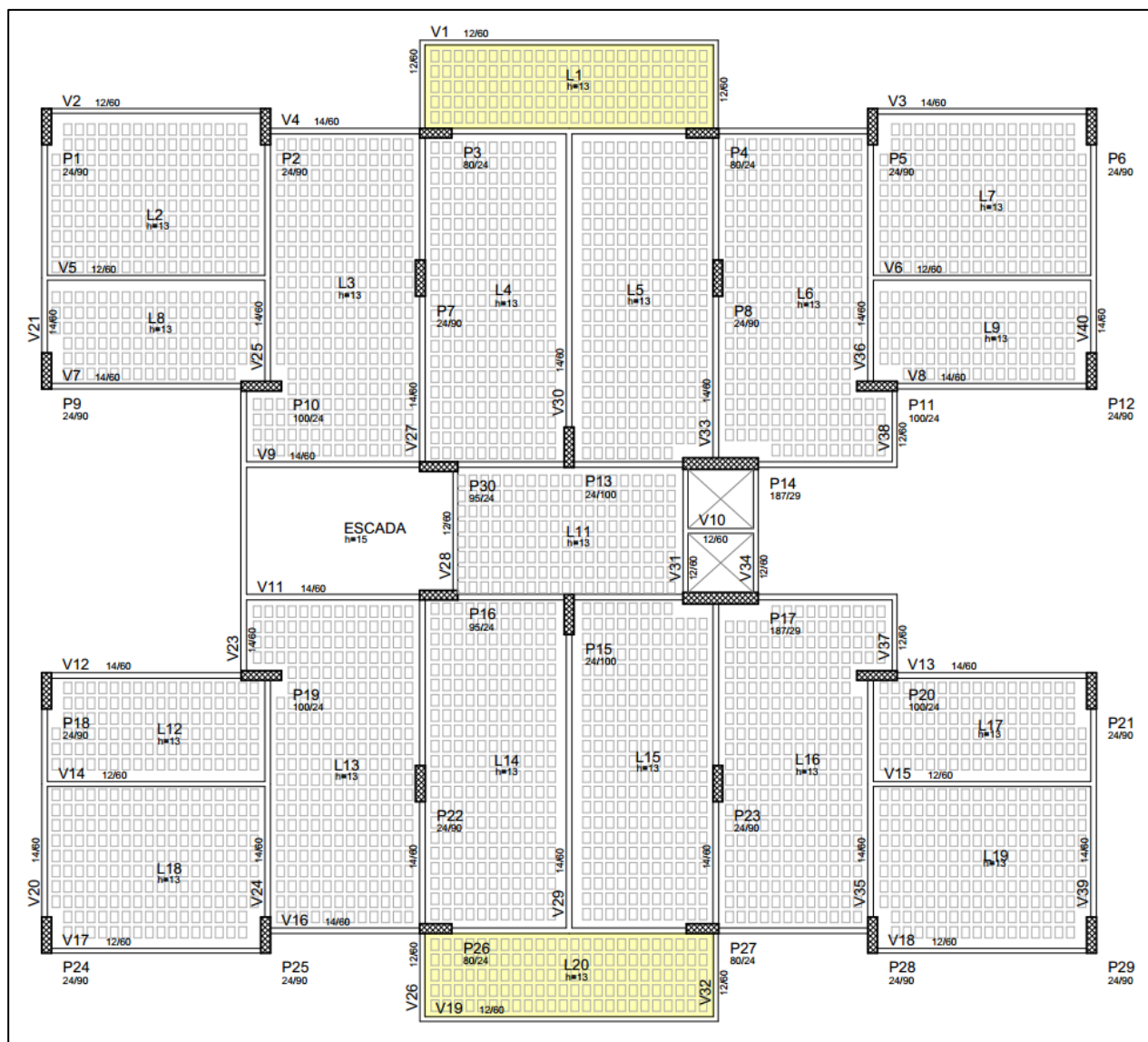


Figura 35 Planta de fôrma pavimento tipo nervurada com tijolos cerâmicos 6 furos

4.3.1. Valores de Estabilidade Global

O modelo de cálculo e apresentação das tabelas é análogo ao das outras opções já mostradas anteriormente (Modelo IV). Abaixo as tabelas dos casos dos ventos com suas excentricidades e os valores de γ_z para cada caso e deslocamentos no topo do edifício.

Tabela 16 Casos de vento e excentricidades

CASO	PREFIXO	TÍTULO	DIREÇÃO	EXCENTRICIDADE
5	VENT1	VENTO (1)	90°	0
6	VENT2	VENTO (2)	90°	-0,075
7	VENT3	VENTO (3)	90°	0,075
8	VENT4	VENTO (4)	180°	0
9	VENT5	VENTO (5)	180°	-0,075
10	VENT6	VENTO (6)	180°	0,075
11	VENT7	VENTO (7)	0°	0
12	VENT8	VENTO (8)	0°	-0,075
13	VENT9	VENTO (9)	0°	0,075
14	VENT10	VENTO (10)	270°	0
15	VENT11	VENTO (11)	270°	-0,075
16	VENT12	VENTO (12)	270°	0,075

Segue abaixo as Tabelas 17 e 18 com valores de γ_z e deslocamento de topo.

Tabela 17 Valores de γ_z

CASO	γ_z
5	1,142
6	1,141
7	1,143
8	1,149
9	1,149
10	1,149
11	1,149
12	1,149
13	1,149
14	1,149
15	1,143
16	1,141

Tabela 18 : Valores de deslocamento de topo

CASO	DESLOCAMENTO RELATIVO
5	H/2265
6	H/1912
7	H/1817
8	H/2560
9	H/2143
10	H/2133
11	H/2560
12	H/2133
13	H/2143
14	H/2265
15	H/1817
16	H/1912

4.3.2. Quantitativo

Nesse item serão informados os índices, taxas e consumos de materiais desta opção de laje.

Tabela 19 Espessura média e taxas

Índices	
Espessura média (m)	0,169
Taxa de formas (m ² /m ²)	2,0
Taxa de aço (kg/m ²)	16,90
Taxa de aço (kg/m ³)	99,80

Esses índices e taxas servirão posteriormente para realizar a comparação de quantitativo entre as versões. Abaixo na tabela 20 está o consumo de concreto e fôrmas por pavimento e separado por elementos.

Tabela 20 Consumo de concreto e fôrmas

Pavimento	Concreto (m ³)			Fôrmas (m ²)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	20.2	19.3	41.0	204.6	272.0	449.5
Tipo 15 a 19	100.9	100.2	195.3	1023.1	1409.9	2138.2
Tipo 10 a 14	100.9	100.2	195.3	1023.1	1409.9	2138.2
Tipo 5 a 9	100.9	100.2	195.3	1023.1	1409.9	2138.2
Tipo 1 a 4	87.6	79.7	155.9	849.9	1126.4	1708.7
TOTAL	410.4	399.6	782.7	4123.8	5628.1	8572.7

Da mesma forma na tabela 21 é informado o consumo de aço por pavimento e por elementos.

Tabela 21 Consumo de aço por elemento

Pavimento	Aço (kg)		
	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	1066.8	1239.6	2114.0
Tipo 15 a 19	5859.0	11299.9	10569.9
Tipo 10 a 14	5978.4	18271.3	10569.9
Tipo 5 a 9	9687.6	23739.3	10569.9
Tipo 1 a 4	20263.9	19277.5	8455.9
TOTAL	42855.7	73827.6	42279.6

Na tabela 22 abaixo é apresentado um resumo das tabelas anteriores, mostrando o consumo de concreto, fôrmas, aço e taxas por pavimento.

Tabela 22 Resumo de consumo e taxas

Pavimento	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m3)	Taxa (m3/m2)	Consumo (m2)	Taxa (m2/m2)	Consumo (kg)	Taxa (kg/m2)	Taxa (kg/m3)
Cobertura	80.4	0.16	926.2	1.9	4420.4	9.0	55.0
Tipo 15 a 19	396.3	0.17	4571.2	2.0	27728.8	11.8	70.0
Tipo 10 a 14	396.3	0.17	4571.2	2.0	34819.6	14.9	87.9
Tipo 5 a 9	396.3	0.17	4571.2	2.0	43996.8	18.8	111.0
Tipo 1 a 4	323.3	0.17	3685.0	2.0	47997.3	25.6	148.5
TOTAL	1592.7	0.17	18324.7	2.0	158962.9	16.9	99.8

A seguir na tabela 23 é informado o número de enchimentos de tijolos de 6 furos com dimensões de 14 cm de altura 9 cm de largura e 19 cm de comprimento, necessários para a execução do edifício.

Tabela 23 Consumo de enchimentos (tijolo de 6 furos 9x19x14 cm)

Pavimento	Enchimentos
	14 x 19
Cobertura	7286
Tipo 15 a 19	34540
Tipo 10 a 14	34540
Tipo 5 a 9	34540
Tipo 1 a 4	27672
TOTAL	138578

4.4. OPÇÃO 4: LAJE LISA NERVURADA

Este tipo de laje foi que apresentou menores deslocamentos transversais comparados às outras opções. Embora as vigas-faixa são projetadas principalmente para auxiliarem na estabilidade global, neste caso tiveram que ser projetadas para combater deslocamentos transversais também. A laje foi projetada com cubetas Atex 610 Capa 5.0 H 21.0 essa fôrma possui dimensões médias de 51,4x51,4 cm e nervura média de 9,6 cm. A cubeta possui 21 cm de altura e a capa de concreto possui 5 cm totalizando 26 cm de espessura da laje. Abaixo está a imagem com as especificações técnicas da fôrma. A seguir na figura 36 está a imagem do catalogo do fabricante, as dimensões e valores da fôrma para capa de concreto (espessura de lâmina) para 5cm, 7,5cm e 10cm. Para a edificação em questão será usada capa de 5 cm.

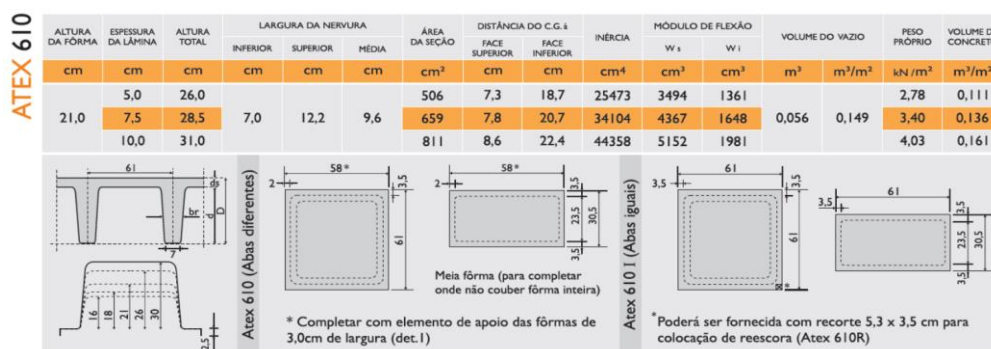


Figura 36 Especificações técnicas fôrma ATEX 610

A seguir na figura 37 está a planta de fôrmas do pavimento tipo 1 a 4:

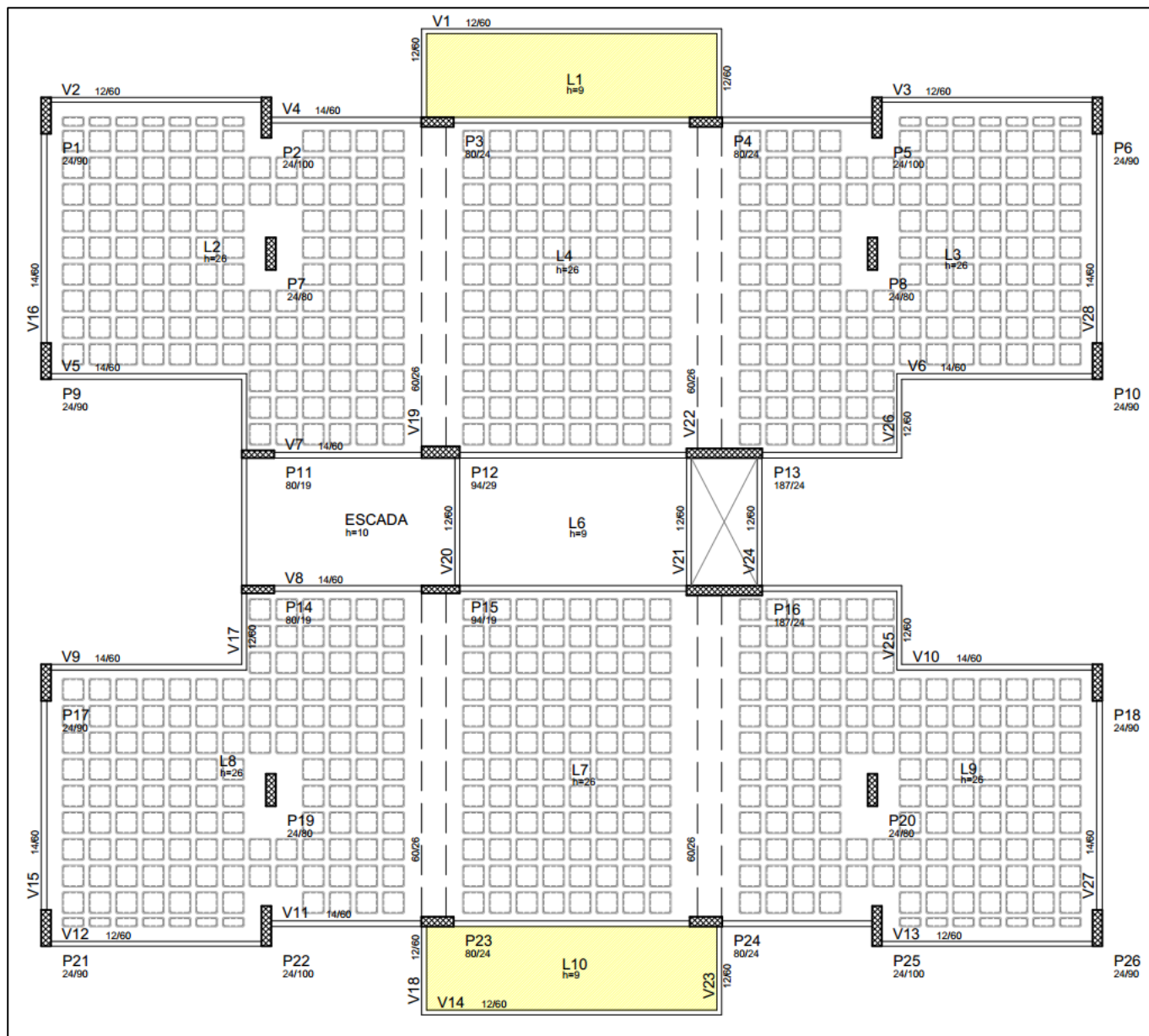


Figura 37 Planta de fôrmas pavimento tipo lisa com cubetas

4.4.1. Valores de Estabilidade Global

Diferentemente das outras opções esse tipo de laje foi projetado utilizando os modelos IV e VI, devido a ter poucas vigas nos pavimentos o edifício

apresentou valores muito elevados de γ_z , P- Δ e deslocamento de topo, por isso se recorreu ao modelo VI para computar no cálculo a influência das lajes na estabilidade global. Os resultados dos dois modelos estão nas tabelas a seguir.

Tabela 24 Casos de vento e excentricidades

CASO	PREFIXO	TÍTULO	DIREÇÃO	EXCENTRICIDADE
5	VENT1	VENTO (1)	90°	0
6	VENT2	VENTO (2)	90°	-0,075
7	VENT3	VENTO (3)	90°	0,075
8	VENT4	VENTO (4)	180°	0
9	VENT5	VENTO (5)	180°	-0,075
10	VENT6	VENTO (6)	180°	0,075
11	VENT7	VENTO (7)	0°	0
12	VENT8	VENTO (8)	0°	-0,075
13	VENT9	VENTO (9)	0°	0,075
14	VENT10	VENTO (10)	270°	0
15	VENT11	VENTO (11)	270°	-0,075
16	VENT12	VENTO (12)	270°	0,075

Abaixo nas tabelas 25 e 26 estão os valores dos coeficientes γ_z para o Modelo IV e VI respectivamente.

Tabela 25 Valores de γ_z (Modelo IV)

CASO	γ_z
5	1,392
6	1,392
7	1,392
8	1,182
9	1,182
10	1,182
11	1,182
12	1,182
13	1,182
14	1,392
15	1,392
16	1,392

Tabela 26 Valores de γ_z (Modelo VI)

CASO	γ_z
5	1,219
6	1,122
7	1,219
8	1,152
9	1,152
10	1,152
11	1,152
12	1,152
13	1,152
14	1,219
15	1,219
16	1,220

Com essa comparação pode-se perceber a diferença de valores nas direções 90° e 270°, que não apresentam pórticos para combater esforços laterais. No modelo IV a rigidez da laje não é levada em conta para combater os esforços de vento ela apenas é considerada como diafragma rígido. No modelo VI essa rigidez é considerada e pôde-se notar valores de γ_z bem menores e mais condizentes com a realidade. Nesse caso o modelo VI é aconselhável para o projeto. Pois simula com maior precisão o que ocorre na pratica com a edificação. Nas direções 0° e 180° pode-se notar que os valores de γ_z diferiram pouco, isso ocorre, pois essa direção apresenta vários pórticos compostos por vigas e pilares que já são capazes de combater os esforços de segunda ordem gerados pelo vento e as lajes pouco influem nesse caso. Nas tabelas 27 e 28 é apresentado os valores de deslocamento de topo nos Modelos IV e VI respectivamente

Tabela 27 Valores de deslocamento de topo (Modelo IV)

CASO	DESLOCAMENTO RELATIVO
5	H/1097
6	H/979
7	H/997
8	H/2324
9	H/1958
10	H/1953
11	H/2324
12	H/1953
13	H/1958
14	H/1097
15	H/997
16	H/979

Tabela 28 Valores de deslocamento de topo (Modelo VI)

CASO	DESLOCAMENTO RELATIVO
5	H/2440
6	H/2123
7	H/2246
8	H/4315
9	H/3618
10	H/3677
11	H/3618
12	H/1677
13	H/3618
14	H/2440
15	H/2246
16	H/2123

No deslocamento de topo do edifício também fica evidente a importância de se considerar a laje resistindo a esforços laterais. Os deslocamentos de topo nas direções 90° e 270° diferiram muito dos valores obtidos com o modelo VI, os

valores utilizando o modelo IV ficaram até fora dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118/2014, que é H/1700.

Devido a esses resultados foi analisado que edifícios com lajes lisas devem ter suas lajes consideradas para o cálculo de sua estabilidade global. O dimensionamento utilizando o Modelo IV foi desconsiderado nesse trabalho, os valores apresentados a seguir e nas análises dos resultados são todos obtidos a partir do Modelo VI.

Cabe destacar que, caso a estrutura estivesse dentro dos parâmetros de norma, não haveria nenhum problema em simula-la utilizando o Modelo IV, pois ela estaria a favor da segurança. A contribuição das lajes na estabilidade global de edifícios pode ser desprezada na maioria dos casos. Apenas quando ela possui grande rigidez a flexão ela pode alterar significativamente esses valores.

4.4.2. Quantitativo

Nesse item serão informados os índices, taxas e consumos de materiais desta opção de laje.

Tabela 29 Espessura média e taxas

Índices	
Espessura média (m)	0,22
Taxa de formas (m ² /m ²)	0,90
Taxa de aço (kg/m ²)	22,00
Taxa de aço (kg/m ³)	104,00

Esses índices e taxas servirão posteriormente para realizar a comparação de quantitativo entre as versões. Abaixo na tabela 30 está o consumo de concreto e fôrmas por pavimento e separado por elementos.

Tabela 30 Consumo de concreto e fôrmas por elemento

Pavimento	Concreto (m3)			Fôrmas (m2)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	18.2	16.8	66.4	177.9	183.9	69.5
Tipo 15 a 19	90.8	86.7	312.7	889.3	945.0	237.3
Tipo 10 a 14	90.8	86.7	312.7	889.3	945.0	237.3
Tipo 5 a 9	92.9	86.5	312.6	903.3	942.5	237.3
Tipo 1 a 4	99.5	68.0	248.8	841.3	739.9	189.8
TOTAL	392.1	344.8	1253.1	3701.0	3756.4	971.1

Da mesma forma na tabela 31 é informado o consumo de aço por pavimento e por elementos.

Tabela 31 Consumo de aço por elemento (Kg)

Pavimento	Aço (kg)		
	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	1154.1	2058.2	4023.2
Tipo 15 a 19	6412.2	15102.2	20115.8
Tipo 10 a 14	6730.5	21987.0	20115.8
Tipo 5 a 9	10482.6	25620.8	20115.8
Tipo 1 a 4	17641.5	19377.3	16092.7
TOTAL	42421.0	84145.4	80463.3

Na tabela 32 abaixo é apresentado um resumo das tabelas anteriores, mostrando o consumo de concreto, fôrmas, aço e taxas por pavimento.

Tabela 32 Resumo do consumo e taxas

Pavimento	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m3)	Taxa (m3/m ²)	Consumo (m2)	Taxa (m2/m ²)	Consumo (kg)	Taxa (kg/m ²)	Taxa (kg/m ³)
Cobertura	101.4	0.20	431.2	0.9	7235.5	14.6	71.4
Tipo 15 a 19	490.2	0.21	2071.6	0.9	41630.2	17.8	84.9
Tipo 10 a 14	490.2	0.21	2071.6	0.9	48833.3	20.8	99.6
Tipo 5 a 9	492.0	0.21	2083.1	0.9	56219.2	24.0	114.3
Tipo 1 a 4	416.2	0.22	1771.0	0.9	53111.5	28.3	127.6
TOTAL	1990.0	0.21	8428.5	0.9	207029.7	22.0	104.0

A seguir na tabela 33 é informado o número de fôrmas de cubetas, necessários para a execução do edifício.

Tabela 33 Resumo de fôrmas

Pavimento	Enchimentos	
	51.4x 20.9	51.4x 51.4
Cobertura	40	684
Tipo 15 a 19	200	3420
Tipo 10 a 14	200	3420
Tipo 5 a 9	200	3420
Tipo 1 a 4	160	2736
TOTAL	800	13680

4.5. OPÇÃO 5: LISA MACIÇA

Este tipo de laje comporta-se estruturalmente de maneira similar a opção 4. Ela constitui em lajes lisa maciças com 20 cm de espessura. Os valores de

deslocamentos transversais ficaram muito próximos da opção 4, porém ficaram com os seus valores um pouco menores. Na estabilidade global este tipo de laje ficou com valores mais favoráveis em relação a opção 4. A seguir na figura 38 está a planta de fôrmas:

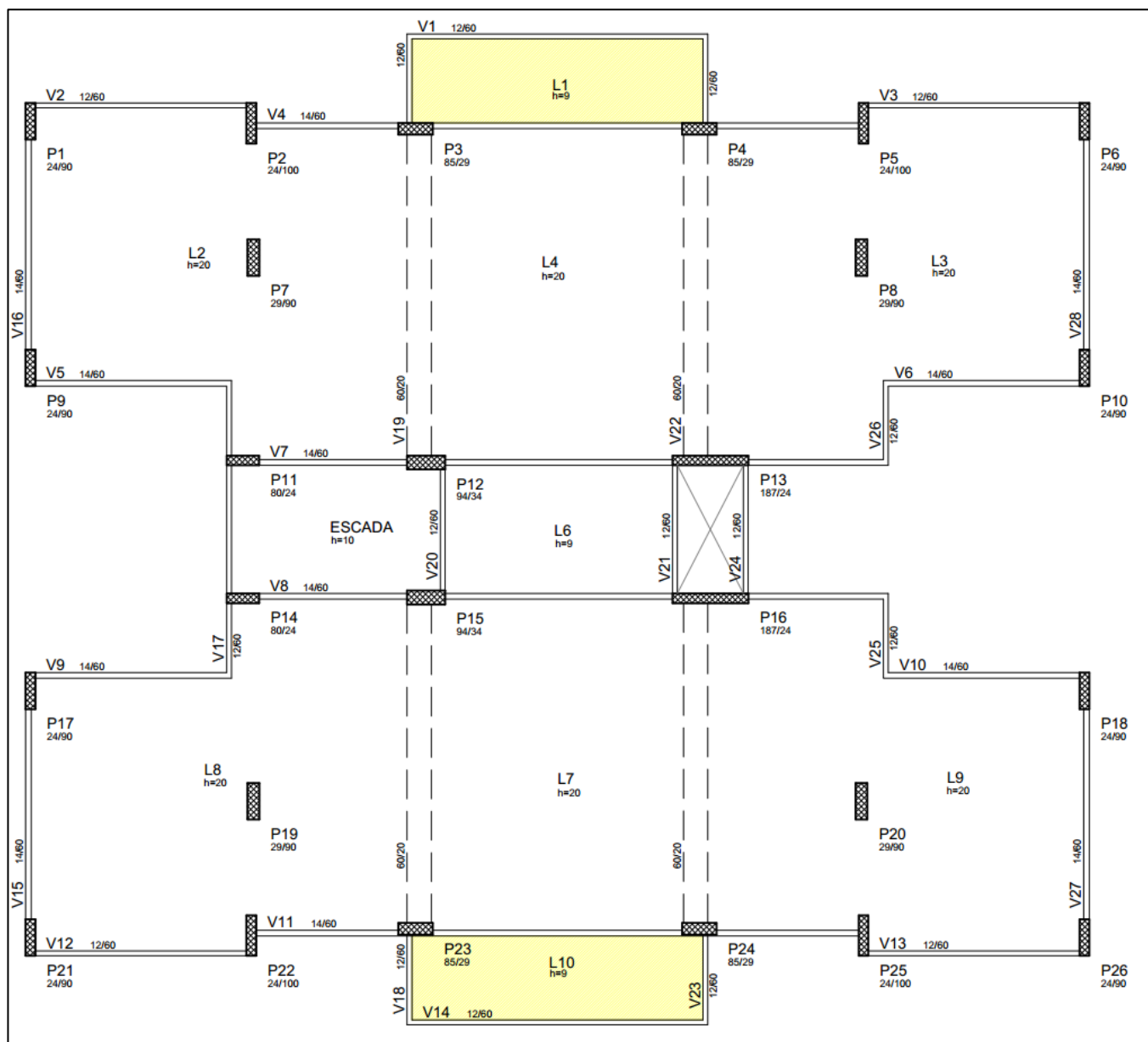


Figura 38 Fôrmas pavimento tipo laje maciça

4.5.1. Valores de Estabilidade Global

Assim como na opção 4, esta opção foi projetada utilizando os modelos IV e VI, devido a possuir os comportamentos estruturais análogos a esta. A seguir é apresentado os resultados dos dois modelos.

Tabela 34 Casos de vento e excentricidades

CASO	PREFIXO	TÍTULO	DIREÇÃO	EXCENTRICIDADE
5	VENT1	VENTO (1)	90°	0
6	VENT2	VENTO (2)	90°	-0,075
7	VENT3	VENTO (3)	90°	0,075
8	VENT4	VENTO (4)	180°	0
9	VENT5	VENTO (5)	180°	-0,075
10	VENT6	VENTO (6)	180°	0,075
11	VENT7	VENTO (7)	0°	0
12	VENT8	VENTO (8)	0°	-0,075
13	VENT9	VENTO (9)	0°	0,075
14	VENT10	VENTO (10)	270°	0
15	VENT11	VENTO (11)	270°	-0,075
16	VENT12	VENTO (12)	270°	0,075

Abaixo nas tabelas 35 e 36 estão os valores do coeficientes γ_z para o Modelo IV e VI respectivamente.

Tabela 35 Valores de γ_z (Modelo IV)

CASO	γ_z
5	1,341
6	1,341
7	1,342
8	1,162
9	1,162
10	1,163
11	1,162
12	1,163
13	1,162
14	1,341
15	1,342
16	1,341

Tabela 36 Valores de γ_z (Modelo VI)

CASO	γ_z
5	1,190
6	1,190
7	1,190
8	1,118
9	1,119
10	1,118
11	1,118
12	1,118
13	1,119
14	1,190
15	1,190
16	1,190

Pode-se perceber novamente que no caso de lajes lisas, a consideração da rigidez das lajes na estabilidade global, fazem uma grande diferença. Os valores de γ_z , ficaram com valores extremamente elevados, tornando o edifício mais instável do que realmente é. . Nas tabelas 37 e 38 é apresentado os valores de deslocamento de topo nos Modelos IV e VI respectivamente.

Tabela 37 Valores de deslocamento de topo (Modelo IV)

CASO	DESLOCAMENTO RELATIVO
5	H/1248
6	H/1122
7	H/1129
8	H/2829
9	H/2383
10	H/2374
11	H/2829
12	H/2374
13	H/2383
14	H/1248
15	H/1129
16	H/1122

Tabela 38 Valores de deslocamento de topo (Modelo VI)

CASO	DESLOCAMENTO RELATIVO
5	H/2440
6	H/2123
7	H/2246
8	H/4315
9	H/3618
10	H/3677
11	H/3618
12	H/3677
13	H/3618
14	H/2440
15	H/2446
16	H/2123

Com o deslocamento de topo o comportamento é semelhante aos valores de γ_z . Grande parte dos valores de deslocamento de topo do Modelo IV ficaram fora dos limites estabelecidos pela NBR 6118/2014.

4.5.2. Quantitativo

Nesse item serão informados os índices, taxas e consumos de materiais desta opção de laje.

Tabela 39 Espessura média e taxas

Índices	
Espessura média (m)	0,24
Taxa de formas (m ² /m ²)	1,70
Taxa de aço (kg/m ²)	31,20
Taxa de aço (kg/m ³)	127,40

Esses índices e taxas servirão posteriormente para realizar a comparação de quantitativo entre as versões. Abaixo na tabela 40 está o consumo de concreto e fôrmas por pavimento e separado por elementos.

Tabela 40 Consumo de concreto e fôrmas por elemento

Pavimento	Concreto (m ³)			Fôrmas (m ²)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	18.2	15.7	82.7	177.9	190.9	451.7
Tipo 15 a 19	90.8	81.0	396.2	889.3	981.1	2111.7
Tipo 10 a 14	90.8	81.0	396.2	889.3	981.1	2111.7
Tipo 5 a 9	92.9	80.8	396.1	903.3	978.5	2111.2
Tipo 1 a 4	99.5	63.5	315.9	841.3	767.9	1684.1
TOTAL	392.1	322.1	1587.3	3701.0	3899.4	8470.4

Da mesma forma na tabela 41 é informado o consumo de aço por pavimento e por elementos.

Tabela 41 Consumo de aço por elemento (Kg)

Pavimento	Aço (kg)		
	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	1170.0	2612.6	7401.6
Tipo 15 a 19	6425.0	18275.5	37008.2
Tipo 10 a 14	6908.1	25281.2	37008.2
Tipo 5 a 9	12379.2	30000.6	37008.2
Tipo 1 a 4	21270.3	20894.3	29606.5
TOTAL	48152.6	97064.2	148032.7

Na tabela 42 abaixo é apresentado um resumo das tabelas anteriores, mostrando o consumo de concreto, fôrmas, aço e taxas por pavimento.

Tabela 42 Resumo do consumo e taxas

Pavimento	Concreto		Fôrmas		Aço		
	Consumo (m3)	Taxa (m3/m2)	Consumo (m2)	Taxa (m2/m2)	Consumo (kg)	Taxa (kg/m2)	Taxa (kg/m3)
Cobertura	116.5	0.23	820.4	1.7	11184.2	22.5	96.0
Tipo 15 a 19	568.0	0.24	3982.1	1.7	61708.6	26.3	108.6
Tipo 10 a 14	568.0	0.24	3982.1	1.7	69197.5	29.5	121.8
Tipo 5 a 9	569.9	0.24	3993.0	1.7	79388.0	33.9	139.3
Tipo 1 a 4	478.9	0.26	3293.3	1.8	71771.2	38.3	149.9
TOTAL	2301.4	0.24	16070.9	1.7	293249.5	31.2	127.4

5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo será feita a comparação dos resultados da estabilidade global das opções e dos seus quantitativos.

Será feita a comparação dos valores de γ_z e de deslocamento de topo, através dos resultados poderá observar com opção ficou mais rígida e qual mais flexível, perante os esforços causados.

Posteriormente será comparado os valores de concreto, aço e fôrmas das opções e também as suas taxas. Através dos resultados poderá ser observado qual das opções possui menores valores de quantitativo.

5.1. COMPARAÇÃO DE ESTABILIDADE GLOBAL E DESLOCAMENTO DE TOPO

Nesse capítulo irá se comparar os coeficientes γ_z e deslocamento de topo de cada opção.

Em relação à opção 1 Maciça, apresentou resultados superiores as opções 2 e 3, 2,6% e 2,7% devido sua laje possuir maior rigidez, distribuir as reações nas vigas de forma mais homogênea e por apresentar o comportamento de mesa colaborante nas vigas do pórtico, deixando-os mais rígidos.

A opção 5 Lisa Maciça apenas apresentou resultados dentro dos limites da ABNT NBR 6118/2014 quando foi considerada a rigidez da laje no cálculo, nas direções 0° e 180° ela apresentou os melhores valores com 0,3% abaixo da opção 1 Maciça. Isso acontece devido essa região existirem as vigas de borda e as vigas que dividem os apartamentos do hall, criando pórticos que auxiliaram na sua rigidez. Na direção 90° e 270° a opção apresenta apenas as vigas de borda formando pórticos, sendo a maior parte do esforço resistido pela laje. O comportamento da opção 4 Lisa Nervurada é análogo a opção 5, porém por ela não possuir o efeito de mesa colaborante ela teve valores nas direções 0° e 180° 3,4% acima da opção 5 e nas direções 90° e 270° 2,9% também.

carregamento nas vigas transversais as nervuras, pela planta de formas pode-se observar que a maioria das lajes estão nessas direções. Devido à essa

Problemas relacionados à estabilidade global podem levar a estrutura ao colapso. Nesse trabalho todas as opções ficaram dentro dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118/2014.

Cabe ressaltar que no dimensionamento das opções a estrutura foi considerada engastada no solo, o que não acontece na prática. O correto seria estabelecer coeficientes de rigidez do solo, necessitando um estudo detalhado de um profissional da área de geotecnia. Com estes dados o projetista estrutural deverá recalcular a estrutura, portanto valores de γ_z , $P-\Delta$ e deslocamento de topo podem se alterar e a estrutura deverá ser toda redimensionada para ficar dentro dos limites estabelecidos pelas normas vigentes.

Nas tabelas 43 e 44 abaixo será apresentado os valores do coeficiente γ_z e deslocamento de topo das opções.

Tabela 43 Comparação de coeficientes γ_z entre as opções

DIR.	EXC.	γ_z Opção 1: MACIÇA	γ_z Opção 2: TRELILADA	γ_z Opção: NERVURADA	γ_z Opção 4: LISA NERVURADA	γ_z Opção 5: LISA MACIÇA
90°	0	1,129	1,141	1,142	1,219	1,19
90°	0,075	1,128	1,14	1,141	1,22	1,19
90°	-0,075	1,13	1,142	1,143	1,219	1,19
180°	0	1,122	1,148	1,149	1,152	1,118
180°	0,075	1,122	1,148	1,149	1,152	1,119
180°	-0,075	1,122	1,148	1,149	1,152	1,118
0°	0	1,122	1,148	1,149	1,152	1,118
0°	0,075	1,122	1,148	1,149	1,152	1,118
0°	-0,075	1,122	1,148	1,149	1,152	1,119
270°	0	1,129	1,141	1,142	1,219	1,19
270°	0,075	1,13	1,142	1,143	1,219	1,19
270°	-0,075	1,128	1,14	1,141	1,22	1,19

Na tabela comparando os deslocamentos de topo das opções, as conclusões obtidas através dos valores do coeficiente γ_z , são válidas. Isso ocorre devido os comportamentos de rigidez e deformabilidade. Quanto menor o γ_z em uma direção, menor será o seu deslocamento de topo e quanto maior o γ_z em uma direção,

maior será o seu deslocamento de topo. Abaixo está a tabela 44 ilustrando os resultados em cada direção.

Tabela 44 Comparação entre os deslocamentos de topo das opções

DIR.	DESLOCAMENTO RELATIVO: OPÇÃO 1 MACIÇA	DESLOCAMENTO RELATIVO: OPÇÃO 2 TRELIÇADA	DESLOCAMENTO RELATIVO: OPÇÃO 3 NERUVRADA	DESLOCAMENTO RELATIVO: OPÇÃO 4 LISA NERVURADA	DESLOCAMENTO RELATIVO: OPÇÃO 5 LISA MACIÇA
90°	H/2409	H/2131	H/2265	H/2072	H/2440
90°	H/2053	H/1795	H/1912	H/1797	H/2123
90°	H/1957	H/1706	H/1817	H/1880	H/2246
180°	H/3060	H/2368	H/2560	H/3223	H/4315
180°	H/2526	H/1985	H/2143	H/2750	H/3618
180°	H/2548	H/1975	H/2133	H/2761	H/3677
0°	H/3060	H/2368	H/2560	H/3223	H/3618
0°	H/2548	H/1975	H/2133	H/2761	H/3677
0°	H/2526	H/1985	H/2143	H/2750	H/3618
270°	H/2409	H/2131	H/2265	H/2072	H/2440
270°	H/1957	H/1706	H/1817	H/1880	H/2246
270°	H/2053	H/1795	H/1912	H/1797	H/2123

Através das análises de estabilidade global pode-se concluir que lajes maciças possuem um comportamento superior às opções treliçadas e nervurada com enchimento de tijolos de 6 furos. As lajes lisa nervurada com cubetas e lisa maciça apresentam valores superiores às demais, porém, apenas quando sua rigidez é considerada no cálculo e está associada a pórticos.

A opção 5 possui valores de rigidez superiores a opção 4, devido ao fenômeno de mesa colaborante.

5.2. COMPARAÇÃO DE QUANTITATIVOS

A seguir será apresentado os gráficos de consumo de concreto, aço, taxa de aço e fôrmas das opções estudadas. O primeiro gráfico apresentado ilustra o consumo de concreto para cada opção, em metros cúbicos:

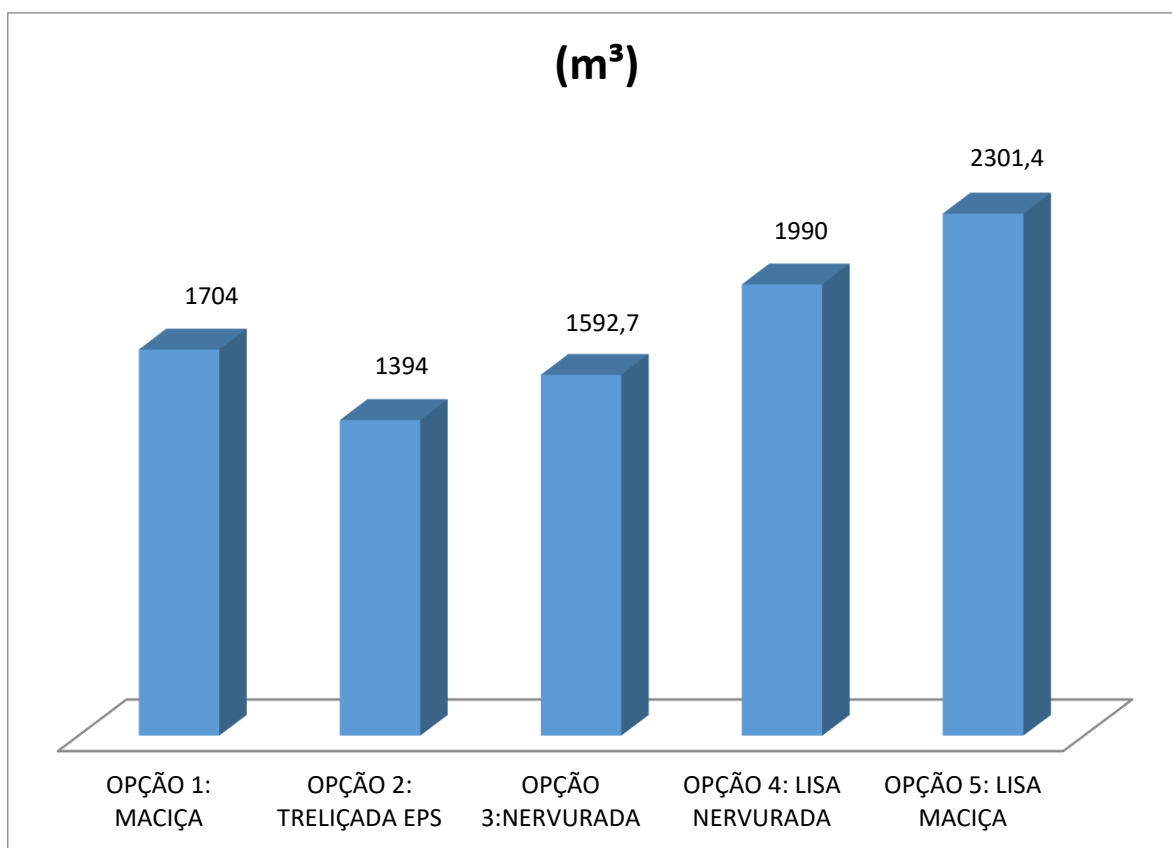


Figura 39 Gráfico consumo de concreto (m³)

Mesmo não possuindo vigas a opção 5 Lisa Maciça apresentou elevado volume de concreto devido a sua grande espessura, 26% a mais que a opção 1. A opção 3 Nervurada com tijolo de 6 furos apresentou um consumo de concreto ligeiramente inferior a opção 1 Maciça 6,5%, uma diferença muito pequena, considerando o método de execução mais trabalhoso do que comparado com a opção 1. A opção 2 Trelçada mostrou os melhores desempenhos nesse quesito, pois apresentam uma camada de apenas 4 cm de concreto em suas lajes com valores 39% abaixo da opção 5, opção com maior consumo.

A seguir será apresentado na figura 40 o gráfico do consumo de aço, para cada opção:

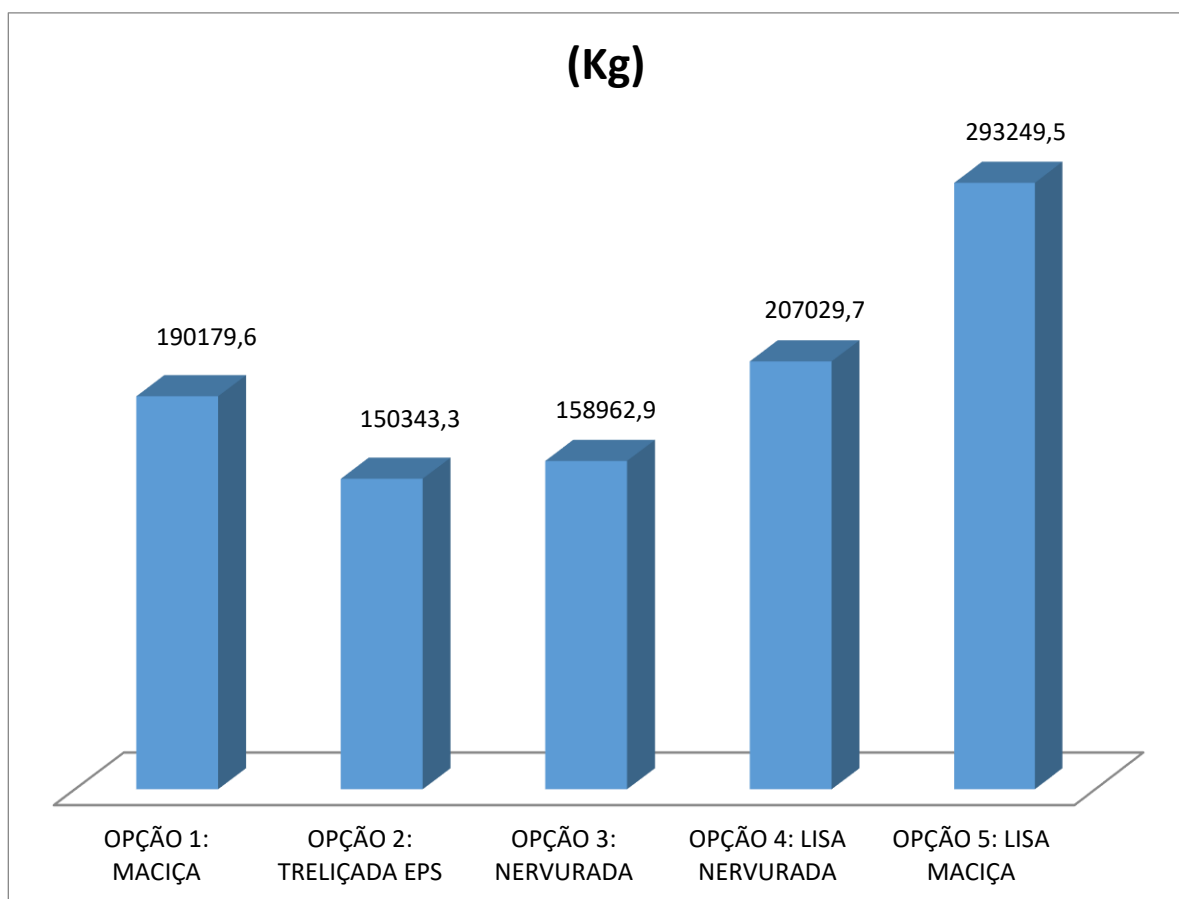


Figura 40 Gráfico consumo de aço (Kg)

A opção 5 possui uma armadura muito densa, comprova-se através desse gráfico, já que apresentou maiores valores de consumo de aço, cerca de 49% a mais que a opção 2, que foi a que obteve menor consumo.. A opção 3 apresentou um consumo de aço menor do que a opção 1, cerca de 16%, nesse quesito ela também se mostrou mais eficaz, porém assim como no consumo de concreto, essa diferença não foi muito significativa, sendo necessário avaliar o seu processo construtivo para avaliar a opção mais vantajosa. A opção treliçada foi a que obteve menores valores de consumo de aço, pois suas armaduras ,treliças, são unidirecionais, diferentemente dos demais casos. Fica demonstrado que as lajes treliçadas opção 2 possuem certa vantagem em relação às outras opções em relação ao consumo de aço.

Em seguida será apresentado na figura 41 o gráfico taxa de aço, que pode comprovar a situação das opções 5, pois foi a que obteve maior taxa.

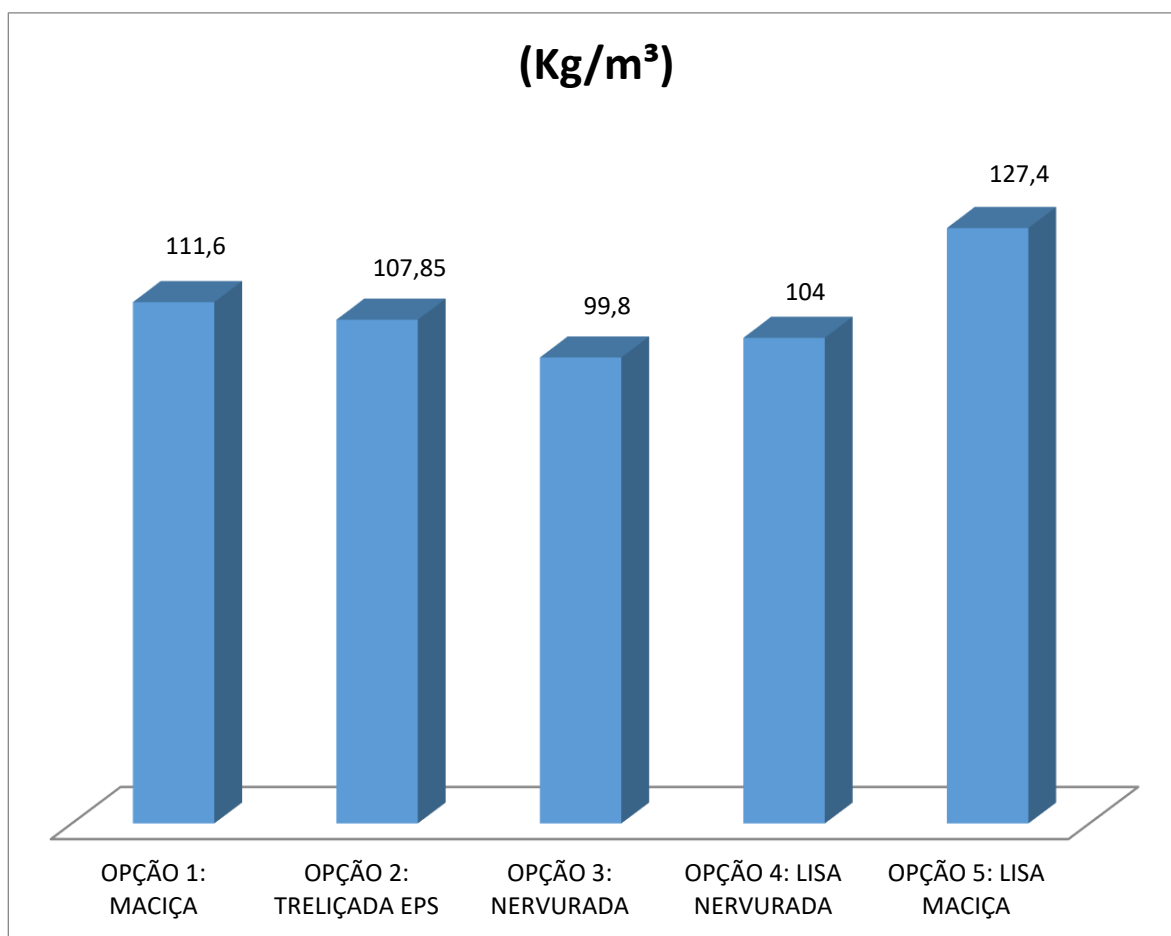


Figura 41 Gráfico taxa de aço (Kg/m³)

Pode-se admitir que a opção 5 é a que possui armadura mais densa. Já a opção 3 foi a que obteve a menor taxa de aço seguida pela opção 4, devido ao fato de serem nervuradas. A opção 2, que nos gráficos anteriores apresentou índices mais baixos frente às outras opções, possui uma taxa de aço razoavelmente elevada, devido ao pouco volume de concreto dessa opção. Com isso pode-se observar que as lajes maciças possuem uma armadura mais densa. As opções nervuradas possuem uma armadura com menos densidade, devido ao fato de haver nervuras. Comprovando que as lajes nervuradas possuem consumo de aço e concreto menor que opções maciças.

A seguir na figura 42 será apresentado o gráfico de consumo de fôrmas de madeira:

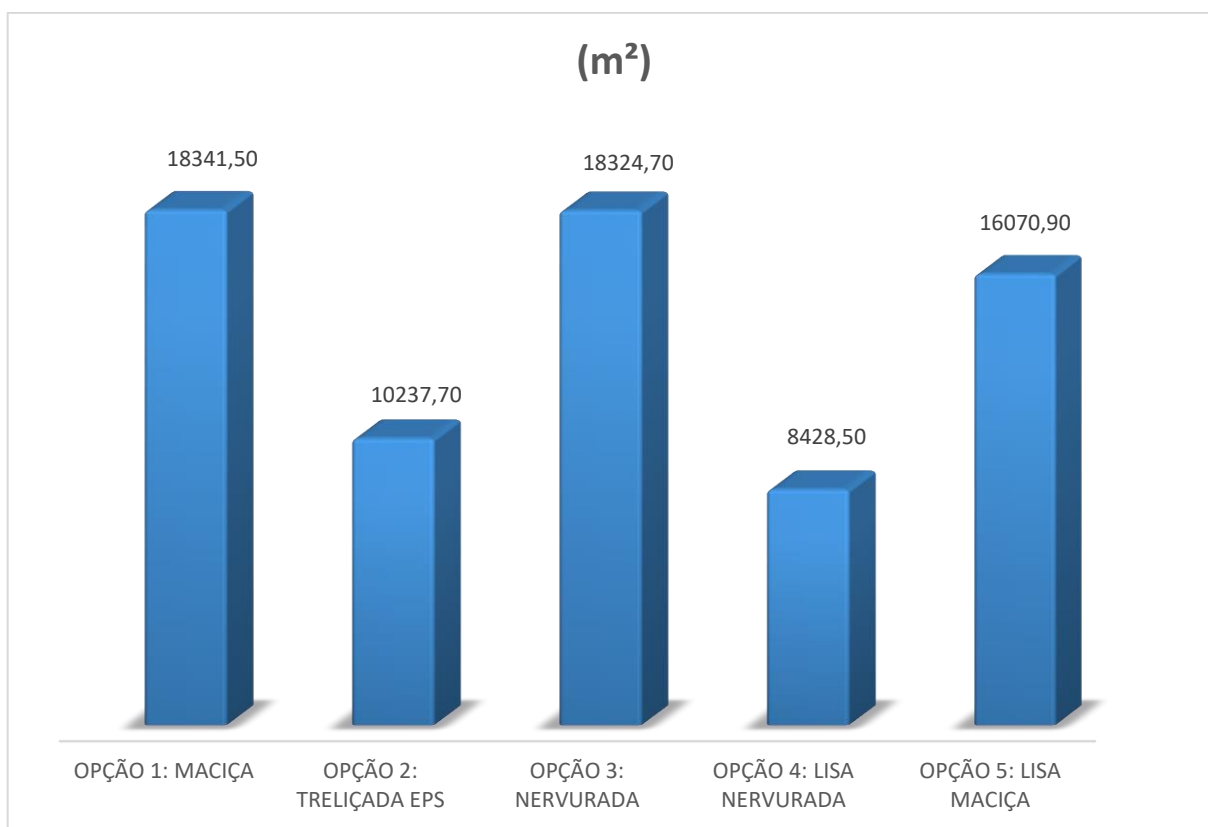


Figura 42 Gráfico fôrmas (m²)

Observa-se nesse gráfico, que as opções 1 e 3 possuem grande volume de fôrmas de madeira, com valores 54% superiores do que a opção 4, com menor consumo. As opções 2 e 4 se mostraram mais vantajosas nesse quesito pelo fato de possuírem fôrmas praticamente apenas na região de vigas e pilares, sem necessidade de executar a instalação de fôrmas nos fundos das lajes. A opção 5 se mostra vantajosa em relação a opção 1 do ponto de vista construtivo, devido não possuir muitas vigas, apenas em suas extremidades

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pôde-se apontar com este trabalho as diferenças de concepções estruturais de cada opção. Do ponto de vista estrutural, todas as opções atingiram os requisitos e respeitaram os limites estabelecidos ABNT NBR 6118/2014. As opções maciça e lisa nervurada apresentaram menores valores de deformações e flechas, possibilitando executar vãos maiores.

Através da comparação de quantitativos ficou evidenciado que a opção lisa maciça exibiu maiores consumos de concreto e aço.

Ainda, por meio dos valores de quantitativo da estrutura, concluiu-se que a opção treliçada com enchimento em EPS se mostrou mais vantajosa neste ponto, porém sem contemplar variáveis como: valores de materiais, tempo de execução, mão de obra, planejamento e outras possíveis variáveis que ocorram na execução de uma edificação deste porte.

A comparação entre a estabilidade global e o deslocamento de topo possibilitou analisar as diferenças estruturais de cada opção. Aqui, a opção maciça foi que apresentou os melhores resultados. Vale destacar que a opção lisa nervurada e lisa maciça apresentaram grandes diferenças de valores quando dimensionadas no Modelo IV (não considerando sua rigidez) e no Modelo VI (considerando sua rigidez). Sem a consideração da rigidez da laje a esforços laterais, as opções obtiveram valores de deslocamento de topo nas direções de 90° e 270° acima dos valores estabelecidos pela ABNT NBR 6118/2014.

Nas opções 1, 2 e 3 foi utilizado o Modelo IV para cálculo, devido suas lajes não possuírem grande rigidez a flexão. Os resultados obtidos com esse modelo foram satisfatórios e se aproximam muito da realidade, de forma que utilizar o modelo VI nesses casos não iria alterar significativamente os resultados.

Devido as opções 4 e 5, possuírem lajes com grande rigidez a flexão, poucos pórticos e não terem núcleos de concreto, optou-se por considerar essa rigidez para a estabilidade global, utilizando para isso o modelo VI. A decisão de qual modelo utilizar fica a critério do projetista, porém em sistemas de lajes sem vigas é recomendado a utilização do modelo VI e também em casos de lajes com grande espessura. Utilizar o modelo IV nesses casos não é errôneo, pois o

dimensionamento ficaria a favor da segurança, mas para a estrutura ficar dentro dos limites de norma, necessitará de pilares mais robustos ou núcleos de concreto para enrijecê-la, o que consequentemente acabará encarecendo a estrutura.

Este trabalho não contemplou algumas variáveis durante a execução de uma edificação, portanto, como sugestão para trabalhos futuros ponderamos:

- Avaliar através dos resultados quantitativos as variáveis restantes que existem e de fato comparar qual solução seria a mais vantajosa para execução do edifício em estudo;
- Analisar criteriosamente o tempo de montagem de vigas e lajes nos diferentes sistemas;
- Fazer uma comparação de custos em cada uma das opções estudadas;
- Realizar um levantamento das maiores dificuldades de execução que cada sistema construtivo apresenta.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de Concreto Armado**. Vol. I, II, III e IV. Editora Dunas, Porto Alegre, RS, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

_____. **NBR 6123**: Força devidas ao vento em edificações – Elaboração. Rio de Janeiro, RJ, 1988.

_____. **NBR 7480**: Barra e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado – Elaboração. Rio de Janeiro, RJ, 1996.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento – Elaboração. Rio de Janeiro, RJ, 1996.

BARBOZA, M. R. **Concepção e Análise de Estruturas de Edifícios em Concreto Armado**. 166p. Relatório de Iniciação Científica – Faculdade de Engenharia – Universidade Estadual Paulista – Bauru, São Paulo, 2008.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3ª ed. São Carlos: EdUFSCAR, 2010.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, Libânio M. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado - Volume 2**. 2ªed. São Paulo: PINI, 2013.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Manual 3 CAD/TQS – Dominando os Sistemas CAD/TQS – Análise Estrutural** – TQS Informática Ltda., São Paulo, SP, 2014.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, SP, 2007. Apostila. Universidade de São Paulo - USP.

TEIXEIRA, A. M. C. **Análise dos efeitos de segunda ordem de estruturas de edifícios de betão armado – Avaliação da aplicação em Projecto das metodologias preconizadas no ec2**. 2008,159 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas)- Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2008.

KIMURA, Alio. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado – Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo, SP, PINI, 2007.

ZUMAETA MONCAYO, W. J. (2011). **Análise de segunda ordem global em edifício com estrutura de concreto armado**. 221p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.