



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO

PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO

CENTRO DE ENGENHARIAS

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

CAYSSA ÁGATHA DE CASTRO NASCIMENTO

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE LAJES
MACIÇAS DE FORMA MANUAL E COM AUXÍLIO DE SOFTWARE COMERCIAL**

MOSSORÓ – RN
2020

CAYSSA ÁGATHA DE CASTRO NASCIMENTO

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE LAJES
MACIÇAS DE FORMA MANUAL E COM AUXÍLIO DE SOFTWARE COMERCIAL**

Monografia apresentada à Universidade
Federal Rural do Semi-árido – UFERSA,
Centro de Engenharias para obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Francisco Rosendo Sobrinho, Prof.
Me.

MOSSORÓ – RN
2020

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

N244a Nascimento, Cayssa Ágatha de Castro.
ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE
LAJES MACIÇAS DE FORMA MANUAL E COM AUXÍLIO DE
SOFTWARE COMERCIAL / Cayssa Ágatha de Castro
Nascimento. - 2020.
108 f. : il.

Orientador: Francisco Rosendo Sobrinho.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2020.

1. Projeto estrutural. 2. Comparação. 3.
Eberick. I. Rosendo Sobrinho, Francisco , orient.
II. Título.

CAYSSA ÁGATHA DE CASTRO NASCIMENTO

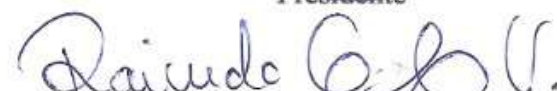
**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O DIMENSIONAMENTO DE LAJES
MACIÇAS DE FORMA MANUAL E COM AUXÍLIO DE SOFTWARE COMERCIAL**

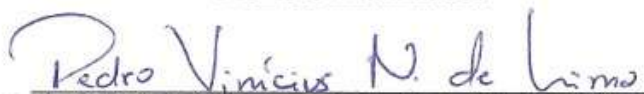
Monografia apresentada à Universidade
Federal Rural do Semi-árido – UFERSA,
Centro de Engenharias para obtenção do título
de Bacharela em Engenharia Civil.

Defendida em: 06/02/2020.

BANCA EXAMINADORA


Francisco Rosendo Sobrinho, Prof. Me. (UFERSA)
Presidente


Raimundo Gomes de Amorim Neto, Prof. Dr. (UFERSA)
Membro Examinador


Pedro Vinicius Nascimento de Lima, Prof. (UFERSA)
Membro Examinador

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à minha mãe, Maria Cleide, por ser o meu maior exemplo de força e por sempre torcer por mim, e ao meu pai, José Carlos, homem pelo qual nutro extrema admiração e que levo como inspiração de vida. Aos meus pais, meu muito obrigada por sempre me mostrarem a importância dos estudos e por terem feito tantos sacrifícios para que eu conquistasse esse diploma. Eu amo muito vocês!

Ao meu irmão, Cleydson Adler, por se fazer presente mesmo distante, sendo meu grande amigo e porto seguro nas dificuldades, além de ser um exemplo de dedicação e um motivo de orgulho para nossa família.

Ao meu namorado, Jorzel Alves, que foi meu parceiro em parte dessa batalha, enfrentando ao meu lado muitas dificuldades, sempre torcendo por mim e trazendo alegria mesmo nos dias ruins.

A todos as pessoas incríveis que a UFERSA trouxe para a minha vida, em especial à Andrea Soares, Maria Aliny, Ellen Sampaio, Caio Diniz, Daniel Viana, Valécio Duarte e Samuel Martins.

À ALPE Engenharia por ter sido meu estímulo durante a graduação, e aos muitos amigos que lá ganhei. Infelizmente não dá para citar o nome de todos, mas tenho muito orgulho de ter feito parte desse time.

Ao meu orientador, Francisco Rosendo, por toda a compreensão, paciência, incentivo e, principalmente, por ser um exemplo de professor.

Por fim, agradeço à todos os amigos, familiares e profissionais que não estão citados aqui, mas que foram importantes nessa jornada.

RESUMO

Com o advento da tecnologia computacional, os *softwares* surgiram como instrumentos de otimização de tempo e, até mesmo, de viabilização de resolução de problemas. Na engenharia civil não foi diferente já que atualmente existem uma grande variedade de programas computacionais na área, inclusive para elaboração de projetos estruturais, objeto de estudo desse trabalho. Apesar da importância desses *softwares*, por vezes pode-se ser colocada em questionamento a confiabilidade deles, tendo em vista a chance de distanciamento da realidade ou mesmo de dificuldades de utilização. Desse modo, ao se falar de projetos estruturais e dos riscos associados à eles, mostra-se necessário a constante comparação dos resultados de *softwares* com os obtidos através de procedimentos de cálculos descritos em normas técnicas. Isso para que se possa entender os pontos fortes e fracos do uso de programas, alertando os usuários dos cuidados a serem tomados, assim como também incentivando os desenvolvedores desses artifícios computacionais a sempre buscarem melhorias. Nessa linha de pensamento, no trabalho foram dimensionadas lajes maciças de um edifício residencial de dois modos, o primeiro sem uso de softwares específicos para cálculos estruturais, se baseando apenas em diretrizes encontradas em normas técnicas e na literatura, e o segundo com o uso do Eberick, conhecido programa comercial para elaboração de projetos de estruturas. Os resultados da análise estrutural e do dimensionamento foram comparados, afim se averiguar a compatibilidade entre eles, questionando-se a possibilidade do uso dos *softwares* contribuírem para super ou subdimensionamentos. Ao fim do trabalho foi averiguado que, de fato, existem algumas discrepâncias entre os procedimentos utilizados e que, na maior parte das análises, o uso do Eberick resultou em valores mais altos, o que pode refletir em estruturas superdimensionadas e construções mais onerosas.

Palavras-chave: Projeto estrutural; Comparação; Eberick.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental	15
Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto armado	15
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal do concreto armado para uma tolerância de execução de 10 mm	16
Tabela 4 - Valores estimados do módulo de elasticidade em função da classe do concreto considerando o granito como agregado graúdo	17
Tabela 5 - Resistência características de escoamento do aço	17
Tabela 6 - Espessuras mínimas de lajes maciças	18
Tabela 7 - Coeficientes de ponderação das resistências do concreto e do aço no ELU	23
Tabela 8 – Fatores de redução das cargas acidentais para o ELU e ELS	24
Tabela 9 - Momentos e reações para lajes armadas em uma direção	27
Tabela 10 - Coeficiente para cálculo da flecha	28
Tabela 11 - Deslocamentos limites	39
Tabela 12 - Valores do coeficiente função do tempo	41
Tabela 13 - Exigências quanto a abertura de fissuras	42
Tabela 14 - Valores mínimos para a taxa de aço	44
Tabela 15 - Características do projeto	51
Tabela 16 - Direção das armaduras das lajes do pavimento tipo e pavimento base da cobertura	52
Tabela 17 - Direção das armaduras das lajes do pavimento topo da cobertura	52
Tabela 18 - Direção das armaduras das lajes do pavimento topo da cobertura	52
Tabela 19 – Altura das lajes dos pavimentos tipo e pavimento base da cobertura	53
Tabela 20 - Altura das lajes do pavimento topo da cobertura	53
Tabela 21 - Altura das lajes do pavimento reservatório	53
Tabela 22 – Ações atuantes sobre as lajes do pavimento tipo	54
Tabela 23 – Ações atuantes sobre as lajes do pavimento base da cobertura (Continua)	54
Tabela 24 – Ações atuantes sobre as lajes do pavimento topo da cobertura	55
Tabela 25 – Ações atuantes sobre as lajes do pavimento reservatório	56
Tabela 26 – Combinações de ações para lajes do pavimento tipo	56
Tabela 27 – Combinações de ações para lajes do pavimento base cobertura	57
Tabela 28 – Combinações de ações para lajes do pavimento topo cobertura	57

Tabela 29 – Combinações de ações para lajes do pavimento reservatório.....	57
Tabela 30 - Flechas limites para as lajes dos pavimentos tipo	58
Tabela 31 - Flechas limites para as lajes do pavimento base cobertura	58
Tabela 32 - Flechas limites para as lajes do pavimento topo cobertura	58
Tabela 33 - Flechas limites para as lajes do pavimento reservatório	59
Tabela 34 - Flechas imediatas e diferidas para as lajes dos pavimentos tipo.....	59
Tabela 35 - Flechas imediatas e diferidas para as lajes do pavimento base cobertura.....	59
Tabela 36 - Flechas imediatas e diferidas para as lajes do pavimento topo cobertura	60
Tabela 37 - Flechas imediatas e diferidas para as lajes do pavimento reservatório	60
Tabela 38 – Espessuras otimizadas das lajes dos pavimentos tipo	61
Tabela 39 – Espessuras otimizadas das lajes do pavimento base cobertura.....	61
Tabela 40 – Espessuras otimizadas das lajes do pavimento topo cobertura (Continua)	61
Tabela 41 – Espessuras otimizadas das lajes do pavimento reservatório.....	62
Tabela 42 - Momentos nas lajes dos pavimentos tipo	62
Tabela 43 - Momentos nas lajes do pavimento base cobertura	63
Tabela 44 - Momentos nas lajes do pavimento topo cobertura	63
Tabela 45 - Momentos nas lajes do pavimento reservatório	63
Tabela 46 - Verificação da altura útil mínima das lajes dos pavimentos tipo	64
Tabela 47 - Verificação da altura útil mínima das lajes do pavimento base cobertura	64
Tabela 48 - Verificação da altura útil mínima das lajes do pavimento topo cobertura	64
Tabela 49 - Verificação da altura útil mínima das lajes do pavimento reservatório	65
Tabela 50 – Novos momentos e verificação da altura útil mínima para lajes L2 e L3	65
Tabela 51 – Compatibilização dos momentos negativos nas lajes dos pavimentos tipo.....	65
Tabela 52 – Compatibilização dos momentos negativos nas lajes do pavimento base cobertura	66
Tabela 53 – Compatibilização dos momentos negativos nas lajes do pavimento topo cobertura	66
Tabela 54 – Compatibilização dos momentos negativos nas lajes do pavimento reservatório	66
Tabela 55 – Área de aço para armaduras positivas na direção x das lajes dos pavimentos tipo	67
Tabela 56 – Área de aço para armaduras positivas na direção x das lajes do pavimento base cobertura	67
Tabela 57 – Área de aço para armaduras positivas na direção x das lajes do pavimento topo cobertura	68

Tabela 58 – Área de aço para armaduras positivas na direção x das lajes do pavimento reservatório	68
Tabela 59 – Área de aço para armaduras positivas na direção y das lajes dos pavimentos tipo	68
Tabela 60 – Área de aço para armaduras positivas na direção y das lajes do pavimento base cobertura (Continua).....	68
Tabela 61 – Área de aço para armaduras positivas na direção y das lajes do pavimento topo cobertura	69
Tabela 62 – Área de aço para armaduras positivas na direção y das lajes do pavimento reservatório	69
Tabela 63 – Área de aço para armaduras negativas das lajes dos pavimentos tipo.....	69
Tabela 64 – Área de aço para armaduras negativas das lajes do pavimento base cobertura....	70
Tabela 65 – Área de aço para armaduras negativas das lajes do pavimento topo cobertura....	70
Tabela 66 – Área de aço para armaduras negativas das lajes do pavimento reservatório	70
Tabela 67 – Esforços cortantes máximos nas lajes dos pavimentos tipo	71
Tabela 68 – Esforços cortantes máximos nas lajes do pavimento base cobertura	71
Tabela 69 – Esforços cortantes máximos nas lajes do pavimento topo cobertura	71
Tabela 70 – Esforços cortantes máximos nas lajes do pavimento reservatório	71
Tabela 71 – Verificação do esforço cortante para as lajes dos pavimentos tipo	72
Tabela 72 – Verificação do esforço cortante para as lajes do pavimento base cobertura	72
Tabela 73 – Verificação do esforço cortante para as lajes do pavimento topo cobertura (Continua).....	72
Tabela 74 – Verificação do esforço cortante para as lajes do pavimento reservatório	73
Tabela 75 - Comparação momentos positivos das lajes dos pavimentos tipo.....	83
Tabela 76 - Comparação momentos positivos das lajes do pavimento base cobertura (Continua).....	83
Tabela 77 - Comparação momentos positivos das lajes do pavimento topo cobertura.....	84
Tabela 78 - Comparação momentos positivos das lajes do pavimento reservatório	84
Tabela 79 - Comparação momentos negativos das lajes dos pavimentos tipo.....	85
Tabela 80 - Comparação momentos negativos das lajes do pavimento base cobertura.....	86
Tabela 81 - Comparação momentos negativos das lajes do pavimento topo cobertura.....	86
Tabela 82 - Comparação momentos negativos das lajes do pavimento reservatório	86
Tabela 83 - Comparação área de aço (armadura positivas) das lajes dos pavimentos tipo	87

Tabela 84 - Comparação área de aço (armadura positivas) das lajes do pavimentos base cobertura	88
Tabela 85 - Comparação área de aço (armadura positivas) das lajes do pavimento topo cobertura	88
Tabela 86 - Comparação área de aço (armadura positivas) das lajes do pavimento reservatório	88
Tabela 87 - Comparação área de aço (armadura negativa) das lajes dos pavimentos tipo.....	89
Tabela 88 - Comparação área de aço (armadura negativa) das lajes do pavimento base cobertura	89
Tabela 89 - Comparação área de aço (armadura negativa) das lajes do pavimento topo cobertura	90
Tabela 90 - Comparação área de aço (armadura negativa) das lajes do pavimento reservatório	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação de laje maciça	13
Figura 2 - Planta de fôrma	14
Figura 3 - Altura útil e espessura da laje	19
Figura 4 - Alvenaria sobre laje armada em duas direções	21
Figura 5 - Posição das alvenarias em laje armada em uma direção	21
Figura 6 - Tipos de vinculações de lajes	26
Figura 7 - Casos de vinculação de lajes armadas em uma direção e seus momentos fletores .	27
Figura 8 - Reações de apoios para casos de vinculação de lajes armadas em uma direção	27
Figura 9 - Charneiras plásticas para cálculo das reações nos apoios das lajes.....	30
Figura 10 - Compatibilização de momentos.....	33
Figura 11 - Domínios de deformação das seções no ELU para concretos até C50	35
Figura 12 - Planta baixa pavimento térreo.....	46
Figura 13 - Planta baixa pavimento tipo.....	47
Figura 14 - Corte transversal	47
Figura 15 - Elevação frontal do edifício	48
Figura 16 - Planta de fôrma pavimentos térreo, tipo e base cobertura	49
Figura 17 - Planta de fôrma pavimento topo cobertura	49
Figura 18 - Planta de fôrma pavimento base reservatório	50
Figura 19 - Planta de fôrma pavimento reservatório	50
Figura 20 - Criação de pavimentos no Eberick	73
Figura 21 - Configuração análise Eberick	74
Figura 22 - Configuração painéis de lajes Eberick.....	75
Figura 23 - Configurações dimensionamento Eberick	75
Figura 24 - Configuração limites dimensionamento Eberick.....	76
Figura 25 - Abas do Eberick.....	76
Figura 26 - Importar DWG no Eberick	77
Figura 27 - Desenho DWG inserido no Eberick.....	77
Figura 28 - Lançamento de lajes no Eberick	78
Figura 29 - Lançamento e vinculação da laje no Eberick.....	79
Figura 30 - Carga de paredes lançadas sobre a laje	79
Figura 31 - Lançamento das paredes no Eberick.....	80
Figura 32 - Planta baixa com estrutura lançada no Eberick	80

Figura 33 - Estrutura em 3D no Eberick.....	81
Figura 34 - Análise da estrutura no Eberick	81
Figura 35 - Processamento da análise estrutural no Eberick	82
Figura 36 - Resultados da análise estrutural e dimensionamento no Eberick	82
Figura 37 - Porcentagem de maiores momentos positivos em x	91
Figura 38 - Porcentagem de maiores momentos positivos em y	91
Figura 39 - Porcentagem de maiores momentos negativos	91
Figura 40 - Porcentagem de maiores áreas de aço positivas em x	92
Figura 41 - Porcentagem de maiores áreas de aço positivas em y	92
Figura 42 - Porcentagem de maiores áreas de aço negativas	93

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	10
1.1	OBJETIVOS	11
1.1.1	Objetivo Geral.....	11
1.1.2	Objetivos Específicos	11
2	REFERENCIAL TEÓRICO	12
2.1	CONCRETO ARMADO	12
2.2	ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO.....	12
2.3	LAJES MACIÇAS	13
2.4	ETAPAS DE UM PROJETO ESTRUTURAL DE LAJES MACIÇAS	13
2.4.1	Concepção Estrutural.....	13
2.4.1.1	Classe de agressividade ambiental.....	14
2.4.1.2	Qualidade do concreto	15
2.4.1.3	Cobrimento nominal das armaduras	16
2.4.1.4	Módulo de elasticidade	16
2.4.1.5	Tipo de aço	17
2.4.2	Pré-Dimensionamento	17
2.4.3	Ações atuantes.....	19
2.4.3.1	Ações permanentes	19
2.4.3.2	Ações variáveis.....	22
2.4.3.3	Combinação de ações	23
2.4.4	Análise estrutural.....	24
2.4.4.1	Lajes armadas em uma direção.....	26
2.4.4.2	Lajes armadas em duas direções.....	29
2.4.4.3	Compatibilização dos momentos fletores.....	32
2.4.5	Dimensionamento das armaduras.....	33
2.4.6	Verificações	37
2.4.6.1	Verificação ao cisalhamento – ELU	37
2.4.6.2	Verificação do estado-limite de deformações excessivas (ELS – DE).....	38
2.4.6.3	Verificação da abertura de fissuras (ELS – W)	42
2.4.7	Detalhamento das armaduras.....	42
2.4.7.1	Armadura máxima	43
2.4.7.2	Armadura mínima.....	43

3	METODOLOGIA.....	45
4	ESTUDO DE CASO	46
4.1	CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	46
4.2	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	48
4.2.1	Considerações para elaboração do projeto	51
4.3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	51
4.4	AÇÕES ATUANTES	53
4.5	ANÁLISE ESTRUTURAL E VERIFICAÇÃO DO ELS-DE	57
4.6	DIMENSIONAMENTO.....	66
4.7	VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO – ELU	70
4.8	IMPLEMENTAÇÃO NO EBERICK.....	73
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	83
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	94
	REFERÊNCIAS	95
	ANEXOS	97

1 INTRODUÇÃO

O engenheiro civil, assim como qualquer outro profissional, deve ter responsabilidade perante o produto que entrega à sociedade. Quando falamos de projetos de engenharia, em especial de projetos estruturais, o compromisso com a prudência fica ainda mais evidente, pois consegue-se facilmente imaginar as graves consequências que podem ser geradas por simples descuidos na elaboração de tais projetos.

O concreto armado é o material mais utilizado nas estruturas de construções civis brasileiras. Por essa razão, é imprescindível que um projetista estrutural entenda o funcionamento desse material quando componente de uma estrutura, conhecendo e compreendendo as normas técnicas e outras diretrizes de elaboração de um projeto estrutural em concreto armado. Tal procedimento, além de importante, acaba por ser também complexo, tendo em vista a quantidade de detalhes e conhecimentos englobados, o que torna o concebimento de um projeto estrutural um processo geralmente demorado.

Em contrapartida à atenção que deve-se ter na elaboração de um projeto estrutural, existe a competitividade do mercado da engenharia civil que, ao passar dos anos, se intensificou e promoveu a valorização da maior produtividade. Assim, foi necessário encontrar alternativas para solucionar a vagarosidade da elaboração de projetos, enxergando-se nos *softwares* uma possibilidade de acelerar esse processo.

Na atualidade, os *softwares* tornaram-se ferramentas indispensáveis para os projetistas estruturais, o que, apesar de ser positivo em muitos aspectos, também trouxe consequências negativas, como a falta de senso crítico, o excesso de confiança nos resultados mostrados pelos *softwares* e a comum ausência de conhecimento, por parte do projetista, dos métodos de análise utilizados pelos programas computacionais. Além disso, existem distinções entre os métodos utilizados na elaboração de projetos estruturais manualmente e através de *softwares*, o que resulta em diferenças nos resultados obtidos e, por vezes, pode fazer com que os projetos se tornem mais onerosos. Isso porque a diferença no método de cálculo de projetos estruturais tem influência direta nos resultados da análise estrutural, ou seja, nos esforços e deslocamentos resultantes das cargas aplicadas sobre a estrutura.

Ainda que sejam muitas as vantagens proporcionadas pelos programas de cálculo estrutural quando comparados a execução manual de projetos estruturais, a norma técnica de projetos de concreto armado, norma brasileira regulamentadora 6118 (NBR 6118), nada fala sobre a utilização desses artifícios. Este fato intensifica os cuidados que são necessários ter ao se utilizar tais ferramentas, haja vista que é indispensável que o engenheiro possua todo o

conhecimento teórico de engenharia preciso, assim como também compreenda o método de trabalho do *software*.

Entre os elementos estruturais existentes, serão aprofundados os conhecimentos sobre as lajes maciças, elementos estes que possuem todo o procedimento de dimensionamento prescrito por normas técnicas. Assim, nesse trabalho pretende-se explicar os métodos de cálculo estrutural utilizados no procedimento manual e no *software* Eberick, elaborando-se, com cada um deles, o projeto estrutural das lajes de um edifício. Com isso será possível comparar os resultados obtidos, podendo-se discutir sobre o questionamento de se o uso dos *softwares* são equivalentes a execução do projeto manualmente.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Comparar dois procedimentos distintos para análise e dimensionamento de lajes maciças em concreto armado, sendo eles o procedimento manual e o utilizado pelo *software* de projetos estruturais AltoQI Eberick.

1.1.2 Objetivos Específicos

- (i) Detalhar o processo de dimensionamento de lajes maciças;
- (ii) Explicar os métodos de análise utilizados para dimensionamento manual e pelo Eberick;
- (iii) Dimensionar as lajes pelos dois procedimentos distintos;
- (iv) Comparar os resultados da análise estrutural e dimensionamento das lajes.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONCRETO ARMADO

Segundo Azeredo (1997) o concreto é uma mistura de cimento, água e materiais inertes que endurece com o passar do tempo devido à hidratação do cimento. Na atualidade, esse material é um dos mais utilizados no mundo, tendo bastante aplicação na construção civil. Entretanto, apesar do concreto possuir boa resistência à esforços de compressão, não é recomendado utilizá-lo sozinho para soluções estruturais, pois Carvalho e Figueiredo Filho (2014) estimam que sua capacidade de resistência à tração é de cerca de 10% da de compressão.

Portanto, quando possui finalidade estrutural, geralmente se une o concreto com outro material que resista bem a tração, formando o que chamamos de concreto armado. Uma estrutura de concreto armado é uma ligação solidária de concreto com uma estrutura resistente à tração, que, em geral, é o aço (BOTELHO; MARCHETTI, 2013). Chiaverini (1982) define o aço como uma liga ferro-carbono, que contém de 0,008% à 2,11% de carbono, além de elementos residuais advindos de sua fabricação. Enquanto, Ferraz (2005) afirma que o aço possui excelentes propriedades mecânicas, dentre elas, uma boa resistência a tração e a flexão. Por essas razões, é bastante comum a sua utilização no concreto armado.

2.2 ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO ARMADO

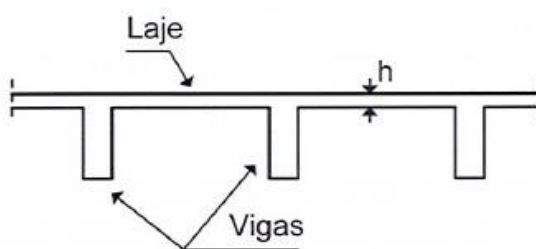
A estrutura é uma componente de elevada importância para uma construção, isso porque é através dos elementos estruturais que ocorre a transferência de cargas da edificação para o solo. “Elementos estruturais são peças, geralmente com uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais (vigas, lajes, pilares etc.), que compõem uma estrutura.” (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, p. 23).

A NBR 6118/2014 define as lajes, ou placas de concreto, como elementos de superfície plana, submetidos principalmente à ações normais ao próprio plano. A função desse elemento é receber as cargas e transmiti-las para as vigas ou pilares, além de atuarem como pisos e coberturas dos edifícios. Apesar de desempenhar basicamente esse papel, as placas de concreto podem ser executadas de distintas maneiras, caracterizando-se diferentes tipos de lajes, como maciças, nervuradas e pré-fabricadas. Cada qual terão suas próprias peculiaridades, demandando cuidados e observações diferentes em seu processo de dimensionamento.

2.3 LAJES MACIÇAS

As lajes maciças são placas de espessura uniforme, apoiadas ao longo do seu contorno. (ARAÚJO, 2014). As lajes desse tipo possuem armaduras introduzidas em seu interior, e após isso, são preenchidas em sua totalidade por concreto. Na Figura 1 é possível ver uma representação em corte desta modalidade de laje.

Figura 1 - Representação de laje maciça



Fonte: Araújo (2014).

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) comentam que a distinção desse tipo de laje em relação à outras se dá pelo fato das lajes maciças distribuírem as reações para todas as vigas em seu contorno, além de também proporcionarem mais facilidade de execução no que se refere a inserção de tubulações antes da concretagem. Apesar disso, seu uso é mais comum apenas em grandes obras, devido o alto custo para execução.

2.4 ETAPAS DE UM PROJETO ESTRUTURAL DE LAJES MACIÇAS

Para conceber um estrutura é necessário que haja a elaboração de um projeto estrutural que, segundo Freitas et al. (2014) nada mais é do que o dimensionamento das estruturas que irão sustentar a edificação, transmitindo seus esforços ao terreno. Um projeto estrutural pode ser organizado em etapas, sendo elas: Concepção estrutural, pré-dimensionamento, determinação das ações atuantes, análise estrutural, dimensionamento, verificações e, por fim, o detalhamento.

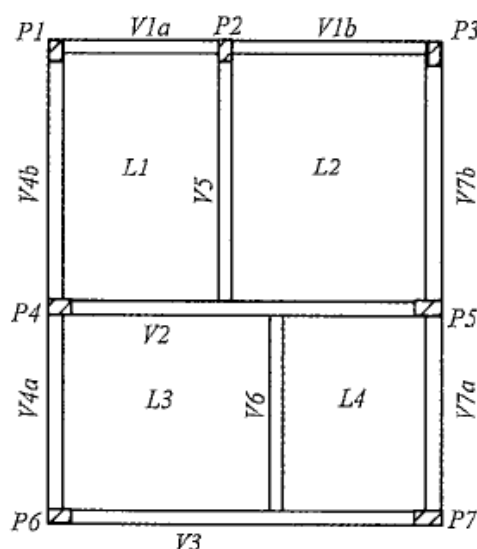
2.4.1 Concepção Estrutural

O projeto estrutural tem início no projeto arquitetônico, pois ele é fator determinante para a concepção estrutural. Para Kimura (2007) conceber uma estrutura é imaginar a solução

mais adequada para ela, prevendo seu comportamento e definindo posições e dimensões dos elementos estruturais.

O lançamento estrutural é iniciado pelos pilares, e Clímaco (2008) sugere que sejam levados em consideração diversos fatores como, por exemplo, o espaçamento entre os pilares, que deve-se estar entre 3 e 8 metros, e a preocupação com o projeto de fundações. A posição dos pilares determina a das vigas, pois elas deverão ser lançadas fazendo a ligação entre eles. Com pilares e vigas já posicionados, o arranjo das lajes fica definido por si só. A representação de uma planta de fôrma, contendo o lançamento de pilares, vigas e lajes, pode ser observada na Figura 2.

Figura 2 - Planta de fôrma



Fonte: Clímaco (2008).

Nessa fase do projeto, além do lançamento da estrutura, também são definidos os materiais e outras características, o que torna a concepção estrutural uma etapa de grande importância, pois é determinante para os passos seguintes.

2.4.1.1 Classe de agressividade ambiental

Desde o início da elaboração do projeto, é importante que se entenda como o ambiente no qual a estrutura estará inserida poderá influenciar na mesma, e quais os cuidados necessários. Assim, a NBR 6118/2014 afirma que deve-se determinar a classe de agressividade ambiental a partir da Tabela 1.

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito Forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptada da Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

2.4.1.2 Qualidade do concreto

A NBR 6118/2014 também estabelece as características adequadas para o concreto armado (fator água/cimento e classe do concreto), visando a sua durabilidade diante do tipo de agressividade ambiental. Na Tabela 2 dessa referida norma há um resumo dos parâmetros mínimos.

Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto armado

Concreto	Tipo	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	Concreto Armado	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
Classe do concreto (ANBT NBR 8953)	Concreto Armado	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$

Fonte: Adaptada da Tabela 7.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

A partir da Tabela 2, se estabelece a mínima classe do concreto que poderá ser utilizada no elemento estrutural. Esse valor refere-se a resistência característica a compressão (f_{ck}) à ser empregada.

2.4.1.3 Cobrimento nominal das armaduras

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) definem o cobrimento mínimo das armaduras como a menor distância entre uma face da peça e a camada de barra mais próxima dessa face, a qual tem finalidade de proteger o aço da ação corrosiva e do fogo. A NBR 6118/2014 informa que, para garantir o cobrimento mínimo, em projeto e na execução deve-se ser considerado o cobrimento nominal, definido como o cobrimento mínimo somado à tolerância de execução. Para uma tolerância de 10 mm, a norma define os cobrimentos nominais a partir da classe de agressividade ambiental e do tipo de componente estrutural, conforme mostrado na Tabela 3.

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal do concreto armado para uma tolerância de execução de 10 mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: Adaptada da Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118 (2014).

2.4.1.4 Módulo de elasticidade

A NBR 8522/2017 define que o módulo de deformação tangente inicial, ou módulo de elasticidade (E_{ci}), como um módulo de deformação quando se trabalha no regime elástico. Já o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) refere-se à uma propriedade do concreto cujo valor é o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação.

Na NBR 6118/2014 estima valores que podem ser adotados no projeto estrutural para o módulo de elasticidade e para o módulo de elasticidade secante, quando o agregado graúdo for o granito e quando não forem possíveis os ensaios, conforme mostrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores estimados do módulo de elasticidade em função da classe do concreto considerando o granito como agregado graúdo

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47

Fonte: Adaptada da Tabela 8.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

2.4.1.5 Tipo de aço

Segundo a NBR 7480/2007, a partir do valor característico da resistência ao escoamento, as barras de aço são classificadas em CA-25 ou CA-50, e os fios de aço em CA-60. A resistência característica ao escoamento (f_{yk}) está associada as classificações conforme mostrado na Tabela 5.

Tabela 5 - Resistência características de escoamento do aço

Categoria	Resistência característica de escoamento (MPa)
CA-25	250
CA-50	500
CA-60	600

Fonte: Adaptada da Tabela B.3 da ABNT NBR 7480 (2007).

A NBR 7480/2007 também estabelece detalhadamente as configurações geométricas das barras nervuradas (CA-50), barras lisas (CA-25) e dos fios (CA-60).

2.4.2 Pré-Dimensionamento

Melo (2013) afirma que o pré-dimensionamento serve para determinar dimensões iniciais dos elementos estruturais, o que geralmente é feito utilizando-se fórmulas empíricas sugeridas por autores. A indispensabilidade do pré-dimensionamento se dá, dentre outros fatores, pela necessidade de considerar a influência das cargas geradas pela estrutura sobre ela mesma. Dessa forma, só com o pré-dimensionamento é possível calcular as ações atuantes sobre a estrutura.

No pré-dimensionamento de lajes maciças é necessário definir apenas sua espessura, tendo em vista que suas outras dimensões já ficam estabelecidas a partir da concepção estrutural. Apesar de não dar instruções de como deve-se pré-dimensionar as lajes, a NBR 6118/2014 define os limites mínimos para a espessura de lajes maciças. Na Tabela 6, observa-se um resumo das instruções presentes na norma.

Tabela 6 - Espessuras mínimas de lajes maciças

Condição da Laje	Espessura mínima (cm)
Laje de cobertura não em balanço	7,0
Laje de piso não em balanço	8,0
Laje em balanço	10,0
Laje que suporte veículos de peso total menor ou igual a 30 kN	10,0
Laje que suporte veículos de peso total maior que 30 kN	12,0

Fonte: Adaptada do item 13.2.4.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

Clímaco (2008) define como altura útil a distância da fibra mais comprimida ao centro de gravidade da armadura principal. De acordo com Machado (2003), conforme citado por Pinheiro *et al.* (2010), lajes maciças com bordas engastadas ou apoiadas podem ser dimensionadas a partir da definição de sua altura útil, calculada conforme a Equação 1.

$$d_{est} = (2,5 - 0,1 \times n) \times l^* / 100 \quad (1)$$

onde:

d_{est} = altura útil estimada, em metros.

n = número de bordas engastadas.

l^* = menor valor entre o menor lado da laje (l_x) e 70% do maior lado da laje (l_y), em metros.

A partir do valor da altura útil determinado, consegue-se obter a espessura da laje, à depender da sua classificação. Para fins de cálculo, as lajes são classificadas em lajes em cruz, quando a razão entre l_y e l_x é inferior a 2, ou lajes armadas em uma direção, quando esse quociente é maior do que 2 (CLÍMACO, 2008). Assim, Carvalho e Figueiredo Filho (2014) afirmam que, caso a laje seja armada em cruz, a sua espessura pode ser calculada conforme a

Equação 2, e se ela for armada em uma direção, a partir da Equação 3 é determinada a sua altura. A Figura 3 pode ser utilizada para o entendimento das Equações 2 e 3.

$$h = d + c + \phi_l + \frac{\phi_l}{2} \quad (2)$$

$$h = d + c + \frac{\phi_l}{2} \quad (3)$$

Onde:

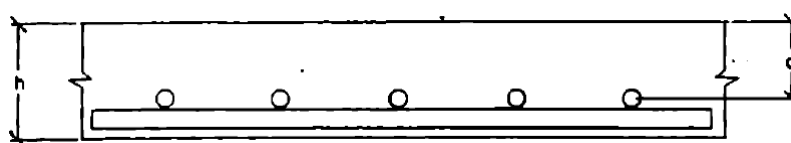
h = espessura da laje, em metros.

d = altura útil, em metros.

c = cobrimento, em metros.

ϕ_l = diâmetro da armadura longitudinal, em metros.

Figura 3 - Altura útil e espessura da laje



Fonte: Carvalho e Figueiredo (2014).

2.4.3 Ações atuantes

Diversos elementos geram carregamentos sobre a estrutura e essas ações devem ser consideradas na análise estrutural, pois seus efeitos podem agir em oposição à segurança da estrutura. A NBR 8681/2003 divide as ações em excepcionais, permanentes e variáveis. A primeira são as que têm baixa probabilidade de ocorrência e possuem duração extremamente curta, devendo ser considerada apenas no projeto de estruturas específicas. Os dois outros tipos de ações serão melhor detalhados nos tópicos seguintes.

2.4.3.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 6118/2014 as ações permanentes são aquelas que possuem valores aproximadamente constantes durante toda a vida útil da construção. As ações computadas como permanentes geralmente são: o peso próprio, as cargas geradas pelas alvenarias e o peso do revestimento.

O peso próprio diz respeito ao carregamento que a estrutura gera sobre ela mesma. Para estimá-lo podemos utilizar valores de referência para a massa específica do concreto armado, indicada na NBR 6120/2019, como 25 kN/m³. A partir da Equação 4, pode-se determinar um carregamento distribuído pela área da laje devido ao seu peso próprio.

$$g_{pp} = \gamma_{ca} \times h \quad (4)$$

onde:

g_{pp} = carga permanente devido ao peso próprio, em kN/m².

γ_{ca} = peso específico do concreto armado, em kN/m³.

h = espessura da laje, em metros.

As cargas advindas do peso da alvenaria também poderá ser obtida através da massa específica, a qual irá variar de acordo com o tipo de bloco utilizado. Para alvenarias de tijolo furado, a NBR 6120/2019 estima um peso específico aparente de 13 kN/m³. Porém, a forma como a ação gerada pelas alvenarias será contabilizada irá depender da direção da armadura da laje.

Araújo (2014) afirma que para lajes armadas em cruz, se a parede estiver afastada da região central, ou se existirem várias paredes distribuídas por toda a laje, o peso total da alvenaria poderá ser distribuído uniformemente pela área da laje, sendo esta carga calculada conforme a Equação 5. Na Figura 4 é possível ver a representação desse tipo de situação.

$$g_{alv} = \gamma_{alv} \times \frac{b_{alv} \times H_{alv} \times l_{alv}}{l_x \times l_y} \quad (5)$$

onde:

g_{alv} = carga permanente devido à alvenaria, em kN/m².

γ_{alv} = peso específico da alvenaria, em kN/m³.

b_{alv} = espessura da alvenaria, em metros.

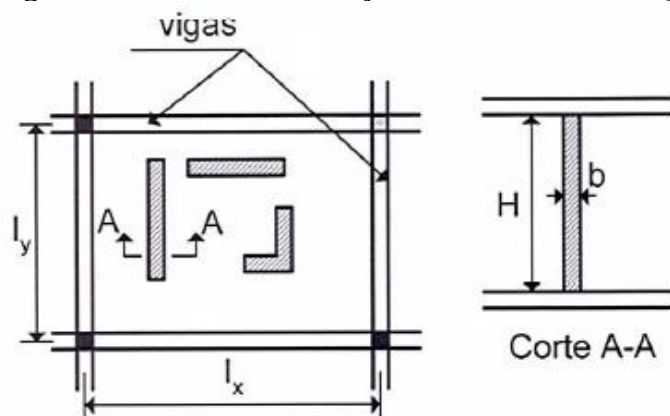
H_{alv} = altura da alvenaria, em metros.

l_{alv} = comprimento total da alvenaria sobre a laje, em metros.

l_x = menor vão da laje, em metros.

l_y = maior vão da laje, em metros

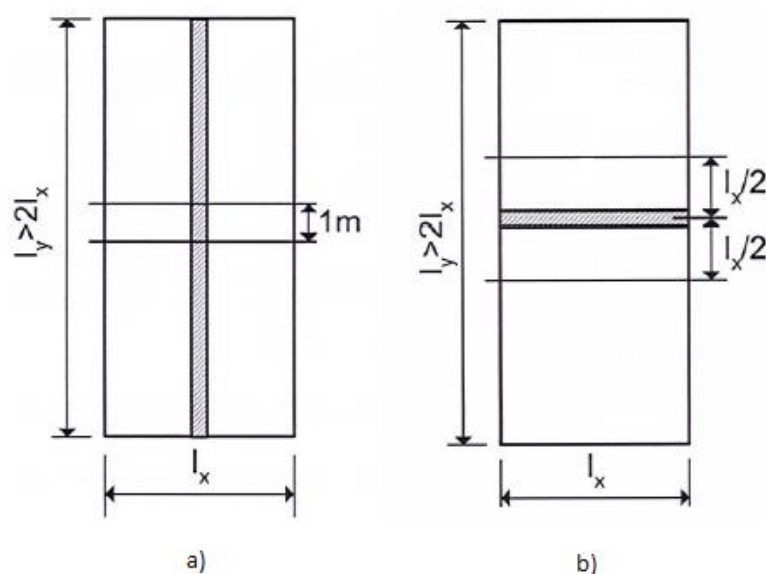
Figura 4 - Alvenaria sobre laje armada em duas direções



Fonte: Araújo (2014).

Já para lajes armadas em uma direção, duas posições podem ser consideradas para a avaliação dessa carga de alvenaria, paredes perpendiculares ao menor vão e paredes paralelas ao menor vão (CLÍMACO, 2008). A primeira situação está representada na Figura 5 (a), e a forma de calcular as ações da alvenaria sobre a laje, para uma parede de comprimento unitário, é mostrada na Equação 6. Já para as situações em que as paredes sejam paralelas ao menor vão, representação mostrada na Figura 5 (b), a carga deverá ser calculada conforme a Equação 7. Clímaco (2008) diz que, para esse cenário, a carga poderá ser considerada uniformemente distribuída em uma região de influência e Araújo (2014) informa que há necessidade de reforçar essa faixa próxima à alvenaria.

Figura 5 - Posição das alvenarias em laje armada em uma direção



Fonte: Adaptada de Araújo (2014).

$$g_{alv} = \gamma_{alv} \times b_{alv} \times H_{alv} \quad (6)$$

onde:

g_{alv} = carga permanente devido à alvenaria, em kN/m.

γ_{alv} = peso específico da alvenaria, em kN/m³.

b_{alv} = espessura da alvenaria, em metros.

H_{alv} = altura da alvenaria, em metros.

$$g_{alv} = 2 \times \frac{\gamma_{alv} \times b_{alv} \times H_{alv} \times l_{alv}}{l_x^2} \quad (7)$$

onde:

g_{alv} = carga permanente devido à alvenaria, em kN/m².

γ_{alv} = peso específico da alvenaria, em kN/m³.

b_{alv} = espessura da alvenaria, em metros.

H_{alv} = altura da alvenaria, em metros.

l_{alv} = comprimento total da alvenaria sobre a laje, em metros.

l_x = menor vão da laje, em metros.

Ainda como ação permanente também são computados os carregamentos provenientes dos revestimentos superiores e inferiores da laje. Segundo Clímaco (2008), para representar essa ação, é comum se adotar uma carga permanente adicional de 100 kgf/m², o equivalente a 1,0 kN/m².

2.4.3.2 Ações variáveis

A NBR 6118/2014 divide as ações variáveis em diretas e indiretas. As diretas são constituídas pelas cargas acidentais, as quais se referem a todas aquelas que podem atuar sobre a estrutura em função do uso.

Na NBR 6120/2019 são sugeridos os valores mínimos das cargas verticais para os mais diversos tipos de uso e ocupação. Para edifícios residenciais, é estimado um carregamento de 1,5 kN/m² para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro, enquanto para a despensa, área de serviço e lavanderia, a carga prevista é de 2,0 kN/m². Além disso, para terraços inacessíveis à pessoas, a norma prevê um carregamento de 0,5 kN/m².

2.4.3.3 Combinação de ações

As combinações das ações que têm probabilidade não desprezíveis de atuarem simultaneamente é o que define o carregamento a ser considerado sobre tal elemento estrutural. Entretanto, a combinação de ações a ser considerada está totalmente ligada ao estado-limite analisado.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) afirmam que os estados-limites analisados no cálculo de estruturas de concreto são os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS).

O estado limite último está relacionado ao colapso da estrutura, causa da paralisação de seu uso. As combinações últimas das ações podem ser: Normais, especiais ou excepcionais, sendo que as duas últimas são utilizadas para os casos em que existam, respectivamente, ações variáveis especiais e excepcionais. A NBR 8681/2003 define que as ações variáveis especiais, como as ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza especial, devem ser combinadas especificamente para cada situação especial considerada. Já as ações variáveis excepcionais são descritas pela NBR 8681/2003 como as provenientes de causas como explosões, incêndios e enchentes. Assim, consegue-se perceber que ambas as combinações não são tão comumente utilizadas, sendo a combinação normal a mais usual. Esta, segundo a NBR 6118/2014, consiste em uma combinação na qual são incluídas as ações permanentes e a principal das ações variáveis, com as demais ações variáveis tendo seus valores minorados por um fator ψ_0 . No ELU também são definidos coeficientes de ponderação das resistências do concreto e do aço de acordo com o tipo de combinação adotada, conforme a Tabela 7.

Tabela 7 - Coeficientes de ponderação das resistências do concreto e do aço no ELU

Combinações últimas utilizadas	Coeficiente de ponderação	
	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Adaptada da Tabela 12.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

Os estados limites de serviços são os que se relacionam com a durabilidade e aparência da edificação, assim como com o conforto dos usuários (CLÍMACO, 2008). A NBR 6118/2014 cita como estados limites de serviço para o concreto armado: Estado-limite de formação de

fissuras (ELS-F), estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W), estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF) e o estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE).

Araújo (2014) afirma que as combinações no ELS são classificadas em combinações quase permanentes, frequentes e raras, sendo apenas as duas primeiras utilizadas para estruturas de concreto armado. E, conforme o estabelecido na NBR 8681/2003, as combinações quase permanentes são as combinações que podem atuar em cerca da metade do período de vida da estrutura, enquanto as combinações frequentes são as que se repetem na ordem de 10^5 vezes em 50 anos ou que têm duração de cerca de 5% desse período. Ambas as combinações consistem na soma das cargas permanentes sem majoração, com as cargas variáveis minorada por um fator. Na Tabela 8, são mostrados os valores do fator de redução de combinação frequente (ψ_1) e o fator de redução da combinação quase permanente (ψ_2) além dos valores do fator de redução das cargas variáveis não principais no ELU (ψ_0).

Tabela 8 – Fatores de redução das cargas acidentais para o ELU e ELS

Ações		γ		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas Acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas.	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas.	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: Adaptada da Tabela 11.2 da ABNT NBR 6118 (2014).

2.4.4 Análise estrutural

Segundo o que consta na NBR 6118/2014 o objetivo da análise estrutural é a determinação dos efeitos das ações sobre uma estrutura, com o propósito de fazer verificações dos estados limites últimos e de serviço. Como consequência, a análise estrutural é uma das etapas mais importantes de um projeto.

Ainda de acordo com a NBR 6118/2014, a análise deve ser feita a partir da adoção de um modelo estrutural, o qual consiste na composição de elementos estruturais básicos, que formam sistemas estruturais capazes de representar de maneira clara os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura. Segundo Schaf (2018), cada tipo de modelo estrutural possui limitações específicas, sendo dever do projetista conhecê-las, fazendo uso adequado dos modelos.

A forma de análise estrutural das lajes irá variar entre as armadas em uma direção e as armadas em duas direções. Portanto, antes de mais nada, é importante definir de qual das duas formas as lajes serão armadas. Para definir isso, como já comentado no item 2.4.2, deverá ser calculado um coeficiente, conforme a Equação 8.

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (8)$$

onde:

l_x = menor vão da laje, em metros.

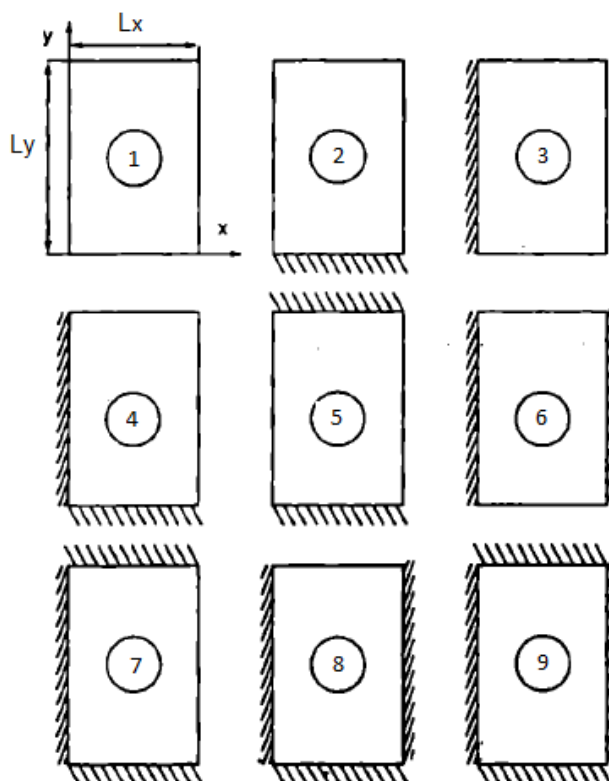
l_y = maior vão da laje, em metros.

Se o valor de λ for menor ou igual a 2, recomenda-se que a laje seja armada em duas direções, pois não há tanta discrepância entre as dimensões dos vãos e, assim, a laje se aproxima mais de um formato quadricular. Já se o λ tiver valor superior a 2, isso significa dizer que um dos vãos possui mais do que o dobro da dimensão do outro, recomendando-se que a laje seja armada apenas na direção paralela ao menor vão.

Além de definir a direção das armaduras, também é necessário se analisar as vinculações desses elementos. Tradicionalmente, as lajes são analisadas como elementos isolados, mesmo havendo continuidade entre elas. Porém, devido a influência das lajes sobre as outras, Araújo (2014) afirma que quando existir continuidade entre as lajes, admite-se engastamento perfeito nos bordos entre elas, enquanto nos bordos externos admite-se condição de apoio simples. Quando houver continuidade parcial, ou seja, parte do bordo é engastada, enquanto parte não é, como no caso da existência de lajes rebaixadas, ou mesmo, da inexistência das lajes, Araújo (2014) recomenda que se faça a divisão do comprimento engastado pelo comprimento total do bordo, classificando o vínculo como engaste perfeito se esse valor for igual ou superior a 2/3, e como apoio simples se for inferior a 2/3. A outra vinculação possível é considerar o bordo livre, que corresponde a situações em que a laje possua um bordo sem viga de sustentação.

Usualmente utiliza-se uma linha simples para representação de bordos simplesmente apoiados, e uma hachura para simbolizar as bordas engastadas. Considerando-se essas duas possibilidades de vinculação, na Figura 6 têm-se ss nove modos possíveis de alternância das vinculações para uma laje.

Figura 6 - Tipos de vinculações de lajes

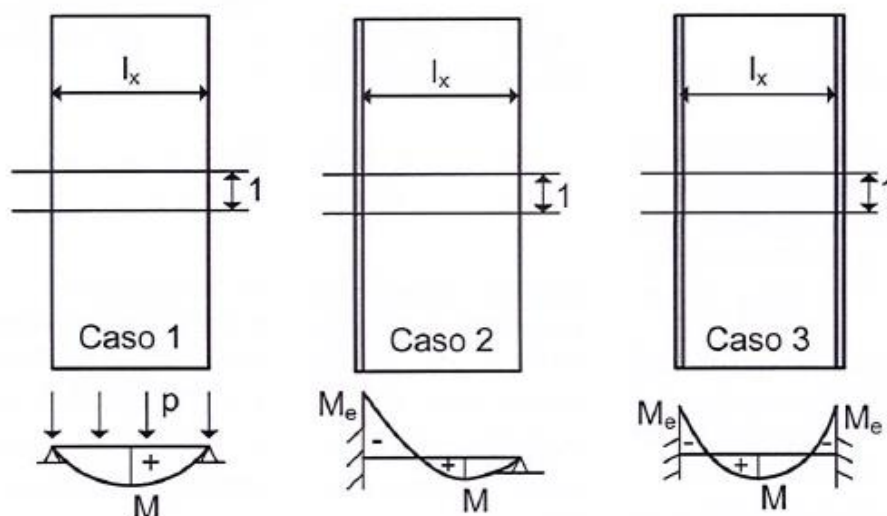


Fonte: Adaptada de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

2.4.4.1 Lajes armadas em uma direção

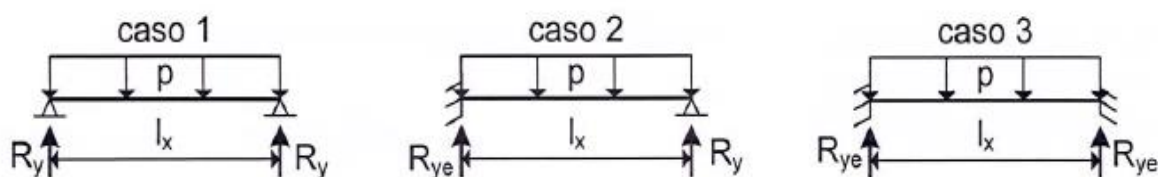
Para as lajes armadas em uma direção, os momentos fletores são calculados para faixas de largura unitária paralelas ao menor lado, como se fossem vigas apoiadas nos bordos de maior dimensão (CLÍMACO, 2008). Considerando-se os dois tipos de vínculos, engaste perfeito e apoio simples, são três as possibilidades de vinculação para uma laje: biapoiada (Caso 1), engaste-apoio (Caso 2) e biengastada (Caso 3), conforme mostrado na Figura 7, onde também estão representados os momentos máximos positivos (M) e os momentos máximos negativos (M_e). Já na Figura 8 estão sendo representadas as reações de apoio para cada um dos três casos.

Figura 7 - Casos de vinculação de lajes armadas em uma direção e seus momentos fletores



Fonte: Adaptada de Araújo(2014).

Figura 8 - Reações de apoios para casos de vinculação de lajes armadas em uma direção



Fonte: Adaptada de Araújo(2014).

Para cada um dos casos, Araújo (2014) define as equações necessárias para o cálculo dos momentos e reações. Para melhor organização, tais equações serão mostradas na Tabela 9.

Tabela 9 - Momentos e reações para lajes armadas em uma direção

Vinculação	M	M _e	R _y	R _{ye}
Caso 1	$\frac{P \times l_x^2}{8}$	-	$\frac{P \times l_x}{2}$	-
Caso 2	$\frac{P \times l_x^2}{14,22}$	$-\frac{P \times l_x^2}{8}$	$\frac{3 \times P \times l_x}{8}$	$\frac{5 \times P \times l_x}{8}$
Caso 3	$\frac{P \times l_x^2}{24}$	$-\frac{P \times l_x^2}{12}$	-	$\frac{P \times l_x}{2}$

Fonte: Adaptada de Araújo(2014).

onde:

P = carga, em kN/m².

l_x = menor vão da laje, em metros.

M = momento fletor positivo máximo, em kN*m.

M_e = momento fletor negativo máximo, em kN*m.

R_y = reação no apoio simples, em kN.

R_{ye} = reação no engaste, em kN.

Para o cálculo das flechas no centro das lajes, Araújo (2014) sugere a Equação 9, a qual apresenta um coeficiente k que depende das condições de apoio da laje, e que o valor deve ser adotado conforme mostrado na Tabela 10.

$$\delta = \frac{k}{384} \times \frac{P \times l_x^4}{D} \quad (9)$$

onde:

δ = Flecha no centro, em metros.

k = coeficiente relacionado as condições de apoio, mostrado na Tabela 10.

P = carga, em kN/m².

l_x = menor vão da laje, em metros.

D = rigidez à flexão da laje, calculada conforme a Equação 10.

$$D = \frac{E_{cs} \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad (10)$$

onde:

E_{cs} = módulo de elasticidade secante, em kN/m².

h = espessura da laje, em metros.

ν = coeficiente de Poisson, adotado como 0,2.

Tabela 10 - Coeficiente para cálculo da flecha

Caso	k
1	5
2	2
3	1

Fonte: Adaptada de Araújo(2014).

2.4.4.2 Lajes armadas em duas direções

Para a análise estrutural das lajes armadas em cruz, o método de cálculo utilizado será a teoria de flexão de placas na qual, segundo Werner e Vargas (2013), são feitas as seguintes considerações: As cargas geradas pelas lajes são uniformemente distribuídas às vigas; As vigas são consideradas rígidas, não havendo transferência de momento torsor, e os contornos devem ser apoiados ou engastados.

Segundo Araújo (2014), a solução dos problemas na teoria de flexão de placas é determinada através da resolução de uma equação diferencial de quarta ordem (Equação 11) por meio das condições de contorno.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x, y)}{D} \quad (11)$$

onde:

w = deslocamento vertical.

x, y = coordenadas de um ponto genérico da placa.

p = intensidade da carga atuante.

D = rigidez à flexão, calculada conforme a Equação 10.

Através do uso das séries de Fourier, Claude Louis Marie Henri Navier (1768 – 1830) e Paul Pierre Lévy (1785 – 1836) encontraram soluções para a equação diferencial geral das placas (Equação 11). Entretanto, para a resolução dessas equações, e consequente análise estrutural da placa, são necessários complexos cálculos matemáticos. Apesar disso, Carvalho e Figueiredo Filho (2014) afirmam que esse processo de cálculo é bastante adequado para a confecção de quadros, que facilmente possibilitam determinar os momentos fletores e os deslocamentos máximos, a partir das condições de vinculação e da geometria da laje. As tabelas de Bares são exemplos dos quadros citados, pois por meio delas é possível a determinação dos coeficientes μ_x , μ'_x , μ_y e μ'_y , através da verificação do caso de vinculação (Figura 6) e do valor de λ (Equação 8). As tabelas utilizadas para a determinação de tais coeficientes foram elaboradas por Bares (1972) e constam nos Anexos A, B e C.

Definidos tais coeficientes, determinam-se os momentos positivos e negativos em ambas as direções através das Equações 12, 13, 14 e 15.

$$m_x = \mu_x \times \frac{P \times l_x^2}{100} \quad (12)$$

$$m_y = \mu_y \times \frac{P \times l_x^2}{100} \quad (13)$$

$$x_x = \mu'_x \times \frac{P \times l_x^2}{100} \quad (14)$$

$$x_y = \mu'_y \times \frac{P \times l_x^2}{100} \quad (15)$$

onde:

μ_x, μ'_x, μ_y e μ'_y = coeficientes obtidos através da tabela de Bares.

P = carga aplicada na laje, em kN/m².

l_x = menor vão da laje, em metros.

m_x = momento máximo positivo na direção x, em kN×m.

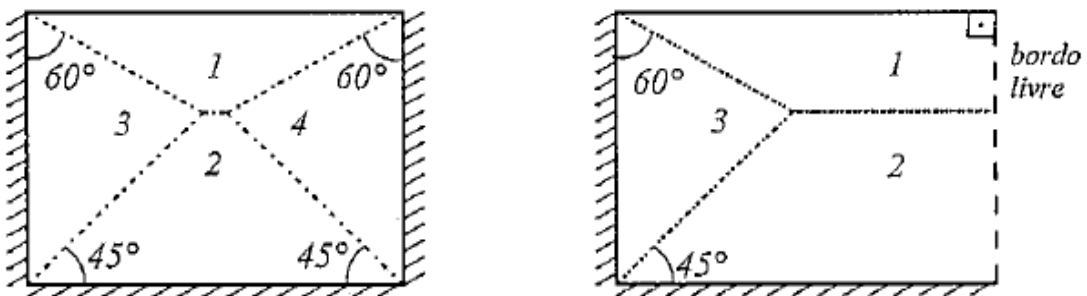
m_y = momento máximo positivo na direção y, em kN×m.

x_x = momento máximo negativo na direção x, em kN×m.

x_y = momento máximo negativo na direção y, em kN×m.

Para a determinação das reações de apoio das lajes retangulares sobre as vigas, nas condições de carregamentos uniformes, a NBR6118/2014 diz que pode ser estimada a reação em cada apoio através das cargas atuantes nos triângulos ou trapézios formados por meio das charneiras plásticas. Segundo Clímaco (2008), nesse método procede-se dividindo as lajes em áreas de influência por meio de retas inclinadas a partir dos vértices, com angulação de 45° entre apoios iguais, 60° a partir do engaste entre engaste e apoio simples, e de 90° a partir do apoio se houver um bordo livre. Na Figura 9 podemos ver uma representação dessa divisão de áreas.

Figura 9 - Charneiras plásticas para cálculo das reações nos apoios das lajes



Fonte: Adaptada de Clímaco (2008).

O valor da carga sobre a viga será calculado multiplicando-se a área de influência encontrada pela carga total atuante sobre a laje. Carvalho e Figueiredo Filho (2014) afirmam que, para um caso geral, a carga sobre a viga pode ser calculada conforme a Equação 16.

$$P_{viga} = k \times l_x \times P \quad (16)$$

onde:

P_{viga} = carga atuante sobre viga, em kN/m.

l_x = menor vão da laje, em metros.

P = carga total atuante sobre a laje, em kN/m².

k = coeficiente tabelado por L.M. Pinheiro (Anexos E,F e G) e determinado a partir do caso de vinculação e do λ .

Assim, variando-se a direção e o tipo de apoio, as reações nas vigas geradas pelas lajes podem ser determinada por meio das Equações 17, 18, 19 e 20.

$$q_x = k_x \times P \times \frac{l_x}{10} \quad (17)$$

$$q_y = k_y \times P \times \frac{l_x}{10} \quad (18)$$

$$q'_x = k'_x \times P \times \frac{l_x}{10} \quad (19)$$

$$q'_y = k'_y \times P \times \frac{l_x}{10} \quad (20)$$

onde:

q_x = Reações nas vigas perpendiculares ao eixo x em bordas simplesmente apoiadas, em kN/m.

q_y = Reações nas vigas perpendiculares ao eixo y em bordas simplesmente apoiadas, em kN/m.

q'_x = Reações nas vigas perpendiculares ao eixo x em bordas engastadas, em kN/m.

q'_y = Reações nas vigas perpendiculares ao eixo y em bordas engastadas, em kN/m.

l_x = menor vão da laje, em metros.

P = carga total atuante sobre a laje, em kN/m².

k_x , k_y , k'_x e k'_y = coeficientes tabelados (Anexos E, F e G).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o cálculo da flecha (deslocamento transversal máximo) para lajes com carregamento uniforme e para as condições mostradas na Figura 6, é feito a partir da Equação 21.

$$\delta = \frac{P \times l_x^4 \times \alpha}{E_{cs} \times h^3 \times 100} \quad (21)$$

onde:

δ = Flecha elástica, em metros.

l_x = menor vão da laje, em metros.

P = carga total atuante sobre a laje, em kN/m².

E_{cs} = módulo de elasticidade secante, em kN/m².

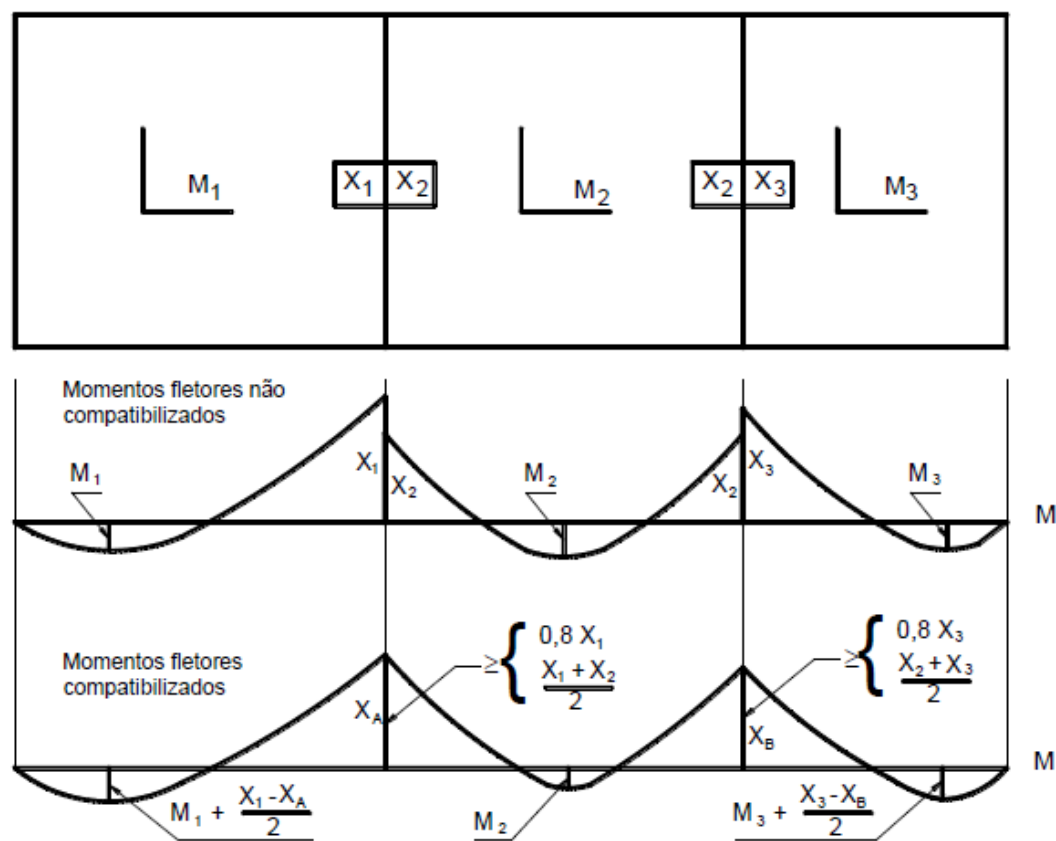
h = espessura da laje, em metros.

α = coeficiente tabelado por Bares (1972) e consta no Anexo D.

2.4.4.3 Compatibilização dos momentos fletores

Como as lajes são analisadas isoladamente, após a determinação dos esforços atuantes sobre elas é importante perceber que nos bordos de encontro entre as lajes haverá discrepância de momentos negativos. A favor da segurança e simplificando esse processo, a NBR 6118 (2014) sugere a adoção do maior valor de momento negativo, ao invés de se fazer o equilíbrio entre eles. Porém, Carvalho e Figueiredo Filho (2014) informam que, usualmente, se considera o maior valor entre a média dos dois momentos e 80% do maior momento negativo. Na Figura 10 é possível ver uma comparação do diagrama de momento fletor antes e após a compatibilização.

Figura 10 - Compatibilização de momentos



Fonte: Bastos (2015).

Clímaco (2008) afirma que deverá ser feita a compatibilização também dos momentos positivos quando houverem grandes diferenças, acima de 25%, entre os vãos.

2.4.5 Dimensionamento das armaduras

O dimensionamento tem o propósito de garantir que a estrutura suporte as cargas as quais estará submetida sem vir a ruína. Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) essa etapa da elaboração de um projeto estrutural pode ser entendida como a comprovação de que uma seção previamente conhecida (forma, dimensões e quantidade de armadura) é capaz de resistir as piores solicitações que pode vir a suportar, ou ainda como o cálculo de todos os parâmetros de uma seção não definida completamente, afim de que suporte os maiores esforços aos quais estará sujeita.

Segundo Hilário e Oliveira Junior (2019), não é comum a utilização de armaduras de compressão em lajes maciças e, portanto, o dimensionamento desse tipo de laje refere-se ao cálculo da área necessária para as armaduras de tração.

As hipóteses básicas de cálculo para elementos sujeitos a solicitações normais no estado limite último (ELU) são as seguintes:

- a) As seções transversais permanecem planas após as deformações de flexão, até à ruptura da peça. Essa hipótese, conhecida como de Bernoulli, é plenamente válida quando se despreza o efeito do empenamento da seção, proveniente das tensões tangenciais originadas da força cortante.
- b) A deformação das barras da armadura passiva, em tração ou compressão, é a mesma do concreto em seu entorno.
- c) As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, são desprezadas, obrigatoriamente, no ELU.
- d) A distribuição de tensões de compressão no concreto faz-se pelo diagrama parábola-retângulo. Esse diagrama pode ser substituído pelo diagrama retangular simplificado, com altura $y = 0,8 x$. Essa substituição tem por base duas constatações, de demonstração simples pela Mecânica dos Sólidos; as resultantes de compressão, R_{cc} , obtidas dos dois diagramas são iguais; a posição da resultante é virtualmente a mesma, o que garante o mesmo braço de alavanca, z , essencial para se obter o mesmo binário resistente nos dois diagramas.
- e) A tensão nas armaduras de aço deve ser obtida a partir dos diagramas de cálculo $\sigma - \varepsilon$.
- f) O alongamento máximo do aço da armadura de tração é de 10‰, para evitar deformações plásticas excessivas da peça no ELU.
- g) O encurtamento de ruptura do concreto é de 2‰, na compressão simples, e de 3,5‰, na flexão simples.

(CLÍMACO, 2008, p.184-185, apud ABNT, 2014, p. 120-121),

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014) o dimensionamento é feito no estado limite último de ruína, pois o objetivo é dimensionar estruturas de maneira econômica, devendo se verificar as condições de serviço posteriormente. Para se projetar uma estrutura nesse estado, é importante entender sobre os modos de ruptura, ou seja, os domínios de deformações. Clímaco (2008) define que no domínio 1 as tensões são apenas de tração e o rompimento ocorre pelo aço, que alcança seu alongamento máximo de 10‰, enquanto no domínio 2 a peça está submetida à flexão mas o rompimento, assim como no 1, é pelo alongamento máximo do aço. No domínio 3 a ruptura ocorre com o escoamento do aço e, simultaneamente, esmagamento do concreto à compressão com o encurtamento máximo de 3,5‰, e no domínio 4 a ruptura também é por flexão, mas sem ocorrer o escoamento do aço (CLÍMACO, 2008). Por último o domínio 5 que, segundo Clímaco (2005), apresenta apenas tensões de compressão e ocorre devido a compressão do concreto com pequena excentricidade. Na Figura 11 podemos observar um diagrama representativo dos domínios citados.

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto (minorada pelo coeficiente de ponderação adequado), em kN/m².

O método a ser utilizado para encontrar a área de aço será o com o uso dos coeficientes adimensionais do momento fletor, do braço de alavanca e da área de aço. A escolha pelas fórmulas adimensionais se dá pelas vantagens associadas a elas. Carvalho e Figueiredo Filho (2014) recomendam que, sempre que possível, sejam utilizadas as fórmulas adimensionais, pois estas facilitam o emprego de variados sistemas de unidades, assim como permitem a utilização de quadros e gráficos. Para o cálculo dos coeficientes adimensionais são utilizadas as Equações 23, 24 e 25.

$$k_{MD} = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \quad (23)$$

$$k_x = 1,25 - 1,9174 \times \sqrt{0,425 - k_{MD}} \quad (24)$$

$$k_z = 1 - 0,4 \times k_x \quad (25)$$

onde:

k_{MD} = coeficiente adimensional do momento de cálculo.

M_d = momento solicitante de cálculo, em kN×m.

b_w = largura da laje, em metros.

d = altura útil da laje, em metros.

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em kN/m².

k_x = coeficiente adimensional da posição da linha neutra.

k_z = coeficiente adimensional do braço de alavanca.

A NBR 6118/2014 estabelece que razão entre a altura da linha neutra (x) e a altura útil da laje (d) para concretos com f_{ck} igual ou inferior a 50 MPa deve ser menor ou igual a 0,45 (ABNT, 2014). Tal quociente é, justamente, o coeficiente k_x e, portanto, deve-se atentar para que o valor dele obedeça a restrição da norma. Caso isso ocorra, e estando estabelecidos os coeficientes adimensionais, pode-se calcular a área de aço através da Equação 26.

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \times d \times f_s} \quad (26)$$

onde:

A_s = área de aço, em cm^2/m .

M_d = momento solicitante de cálculo, em $\text{kN}\times\text{m}$.

d = altura útil da laje, em metros.

f_s = resistência de cálculo do aço, em kN/cm^2 .

2.4.6 Verificações

Após o dimensionamento é necessário que sejam feitas verificações para constatar se as seções definidas no dimensionamento são suficientes para garantir que nenhum elemento da estrutura atinja os estados limites últimos e de serviço.

2.4.6.1 Verificação ao cisalhamento – ELU

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o comportamento das lajes em relação aos esforços cortantes difere muito do das vigas, pois elas possuem resistência significativa a esse tipo de esforço fazendo com que, geralmente, apenas o concreto seja suficiente para resisti-los.

Entretanto, mesmo ciente de que os esforços cisalhantes comumente não possuem tanta influência nas lajes, é necessário verificar essa indagação. A NRB 6118/2014 afirma que as lajes maciças podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços cortantes quando ocorrer o mostrado na Equação 27.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (27)$$

onde:

V_{sd} = Esforço cortante solicitante de cálculo.

V_{Rd1} = Esforço cortante resistente de cálculo.

Sendo que a NBR 6118/2014 define que o esforço cortante resistente de cálculo pode ser dado pela Equação 28.

$$V_{Rd1} = \tau_{rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1) \times b_w \times d \quad (28)$$

onde:

τ_{rd} = tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento, calculada conforme a Equação 29.

k = coeficiente igual a 1 para elementos em 50% da armadura inferior não chega até o apoio, e igual a $|1,6 - d|$, não menor que 1, para os demais casos.

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d}$, com valor máximo de 0,02.

b_w = largura mínima da seção ao longo da altura útil.

A_{s1} = Área de armadura de tração, em cm².

d = altura útil, em centímetros.

$$\tau_{rd} = 0.0375 \times f_{ck}^{2/3} \quad (29)$$

onde:

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

Também deve-se fazer a verificação da compressão diagonal do concreto (bielas comprimidas) comparando o cortante solicitante de cálculo V_{sd} com a resistência V_{Rd2} , calculada como mostra a Equação 30.

$$V_{Rd2} = 0,5 \times \alpha_{v1} \times f_{cd} \times b_w \times 0,9 \times d \quad (30)$$

onde:

$\alpha_{v1} = (0,7 - \frac{f_{ck}}{200})$, com valor máximo de 0,5.

f_{cd} = resistência de cálculo de concreto.

b_w = largura da laje.

d = altura útil da laje.

2.4.6.2 Verificação do estado-limite de deformações excessivas (ELS – DE)

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), na verificação do ELS-DE devem ser analisadas as combinações de ações empregadas, os limites de deformações, as características geométricas das seções e ao efeito da fluência do concreto.

A NBR 6118/2014 define deslocamentos-limites como valores utilizados na verificação em serviço do ELS-DE, classificando esses deslocamentos em quatro grupos: aceitabilidade sensorial, efeitos específicos, efeitos em elementos estruturais e em elementos não estruturais. Na Tabela 11 estão os limites estabelecidos pelas normas para a aceitabilidade sensorial e para os elementos não estruturais, levando-se em consideração a razão da limitação.

Tabela 11 - Deslocamentos limites

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total (Combinação quase permanente)	1/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	1/350
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	1/500 e 10 mm e $q=0,0017$ rad

Fonte: Adaptada da Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118 (2014).

É importante enfatizar que, conforme dito por Carvalho e Figueiredo (2014), as deformações limites citadas na Tabela 11 já incluem as deformações sofridas pelas vigas e, portanto, o limite da flecha da laje deve ser inferior a 2/3 do limite descrito na norma.

Na análise do estado-limite de deformações excessivas é importante se fazer a avaliação de em qual estágio o concreto se encontra. Clímaco (2008) define os estádios como fases bem definidas no comportamento de uma viga, submetida a um ensaio de flexão, mediante o crescimento do carregamento aplicado até o elemento alcançar a ruptura. São três os estádios de tensão, e Micali (2010) define o estágio I como a fase inicial, na qual o concreto ainda resiste as tensões de tração, é válida a lei de Hooke e cujo fim ocorre quando a seção transversal sofre fissuração. Já o estágio II corresponde à fase em que o concreto esgota sua resistência à tração, passando as tensões normais de tração a ser absorvidas apenas pela armadura e, apesar da peça já estar fissurada, o aço e o concreto ainda se apresentam com comportamento elástico (CLÍMACO, 2008). O terceiro e último estágio, chamado de estágio III, é aquele no qual, segundo Micali (2010) a zona comprimida se encontra com comportamento plástico, e o concreto sofreu ruptura.

A verificação do estágio em que se encontra o elemento se dá a partir da comparação do momento atuante sobre a laje, obtido na análise estrutural, com o momento de fissuração que, segundo a NBR 6118/2014, é dado pela Equação 31.

$$Mr = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{Y_t} \quad (31)$$

onde:

α = coeficiente que depende da seção, sendo 1,2 para seções T ou duplo T, 1,3 para seções I ou T invertido e 1,5 para seções retangulares.

f_{ct} = resistência à tração direta do concreto.

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto.

Y_t = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

A NBR 6118/2014 recomenda que o momento atuante a ser comparado com o momento de fissuração seja o máximo momento positivo, entretanto de acordo com Carvalho (1994) e Branson (1968), citados por Carvalho e Figueiredo Filho (2014), é melhor se utilizar o máximo momento negativo da laje.

Caso o momento atuante possua valor superior ao momento de fissuração, isso irá significar que o elemento não está mais no estágio I. Se o contrário ocorrer, o elemento estará no estágio I e, segundo Clímaco (2008), o momento de inércia considerado do elemento poderá ser o momento de inércia da seção bruta do concreto, ou seja, sem considerar a fissuração. Nos outros estádios, que não o I, é necessário o cálculo do momento de inércia da seção fissurada, a partir do qual se calculará o momento de inércia equivalente, considerando o efeito da fissuração.

Apesar da relevância da verificação do estágio de tensão do concreto, Araújo (2014) afirma que na verificação do estado limite de deformações excessivas para lajes maciças as flechas podem ser calculadas admitindo-se que toda a laje esteja no estágio I. Clímaco (2008) diz que essa premissa é justificável devido, geralmente, as espessuras das lajes serem definidas a partir do maior momento fletor, que comumente são os negativos, o que resulta em lajes com boa capacidade de resistência à flexão.

Com a rigidez a ser adotada definida, a determinação da flecha imediata, ou instantânea, para lajes armadas em uma direção pode ser feita através do modelo simplificado de Branson para flecha imediata, com a Equação 32. Já para as lajes armadas em cruz, Carvalho e Figueiredo Filho (2014) afirmam que a flecha instantânea pode ser calculada conforme a Equação 21, acessível no tópico 2.4.4.2.

$$\delta_i = \frac{k}{384} \times \frac{P \times l_x^4}{E_{cs} \times I_{eq}} \quad (32)$$

onde:

δ_i = Flecha imediata, em metros.

k = coeficiente relacionado as condições de apoio, mostrado na Tabela 10.

P = carga definida por uma combinação, em kN/m².

l_x = menor vão da laje, em metros.

E_{cs} = módulo de elasticidade secante, em kN/m².

I_{eq} = Inércia equivalente, em m⁴.

Segundo a NBR 6118/2014 é necessário se avaliar a flecha diferida oriundas das cargas de longa duração e da fluência do concreto. Sendo fluência o fenômeno em que surgem deformações em um corpo com o passar do tempo, quando submetido a tensão constante (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014). A NBR 6118/2014 estabelece que a flecha devido à fluência pode ser obtida multiplicando-se a flecha imediata por um fator, conforme mostrado na Equação 33.

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50 \times \rho'} \quad (33)$$

onde:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w \times d} \quad (34)$$

A'_s = Área da armadura de compressão.

b_w = largura mínima da seção ao longo da altura útil.

d = altura útil, em centímetros.

ξ = coeficiente função do tempo, conforme a Tabela 12.

t = tempo, em meses, no qual se deseja o valor da flecha diferida.

t_0 = tempo, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração.:

Tabela 12 - Valores do coeficiente função do tempo

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

Fonte: Adaptada da Tabela 17.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

A flecha diferida no tempo infinito será calculada, por fim, conforme a expressão mostrada na Equação 35. Esse valor deverá ser comparado com os valores de deslocamento-limites mostrados anteriormente.

$$\delta_{t,\infty} = \delta_i \times (1 + \alpha_f) \quad (35)$$

onde:

$\delta_{t,\infty}$ = Flecha no tempo infinito.

δ_i = Flecha imediata.

α_f = coeficiente obtido com a Equação 33.

2.4.6.3 Verificação da abertura de fissuras (ELS – W)

A fissuração excessiva de um elemento de concreto armado pode comprometer significativamente sua durabilidade, pois aumenta os riscos de degradação rápida do concreto superficial e da armadura (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014). Assim, a verificação da abertura de fissuras consiste em verificar se elas estão dentro dos limites, de modo a não gerar impactos negativos no que diz respeito ao serviço e a durabilidade. A NBR 6118/2014 associa o limite de abertura de fissuras com o tipo de concreto e a classe de agressividade ambiental, conforme mostrado na Tabela 13.

Tabela 13 - Exigências quanto a abertura de fissuras

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviços a utilizar
Concreto Armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação Frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

Fonte: Adaptada da Tabela 13.4 da ABNT NBR 6118 (2014).

Estabelecidos os limites máximos de abertura de fissuras para cada situação, a norma NBR 6118/2014 fornece uma equação para o cálculo da abertura de fissura causada no elemento, e o valor obtido deve ser comparado com o limite para se verificar a adequação a esse estado limite. Entretanto, Araújo (2014) afirma que a abertura de fissura é maior, quanto maior seja o diâmetro das barras da armadura utilizada e, assim, geralmente não é necessário verificar o estado de fissuração das lajes maciças dos edifícios, pois as barras utilizadas são de pequenos diâmetros. Dessa forma, nesse trabalho não será feita essa verificação para as lajes analisadas.

2.4.7 Detalhamento das armaduras

A última etapa de um projeto estrutural é o detalhamento, procedimento no qual é preciso especificar os diâmetros das armaduras necessárias para combater os esforços, especificando sua forma e tamanho (CARMO, 2001). O detalhamento é o que permite que o projeto possa ser, de fato, colocado em prática.

A NBR 6118/2014 fornece diversos parâmetros que devem ser cumpridos para se ter um detalhamento que garanta segurança e executabilidade da armadura dimensionada. Podemos citar como exemplo de parâmetros os espaçamentos mínimos e máximos definidos em norma. Porém, por não ser o foco desse trabalho, não será discutido sobre muitos dos critérios levados em conta no processo de detalhamento, se restringindo apenas a explicação dos procedimentos necessários para a definição das armaduras máximas e mínimas.

2.4.7.1 Armadura máxima

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a especificação de valores máximos de armadura decorre da importância de assegurar as condições de ductilidade e o espaço de validade dos ensaios que deram origem às prescrições de funcionamento do conjunto aço-concreto. A ABNT NBR 6118/2014 define que a soma das armaduras de flexão (tração e compressão) não podem ter valor superior a 4% da área de concreto da seção em regiões fora da zona de emenda, e de 8% nessas regiões de trapasse.

2.4.7.2 Armadura mínima

“A armadura mínima deve ser colocada para evitar rupturas bruscas (frágeis) da seção, pois o aço faz com que ela apresente uma deformação razoável antes de entrar em ruína. Também é útil para absorver pequenos esforços não considerados no cálculo.” (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014)

Segundo a ABNT NBR 6118/2014, as armaduras negativas e positivas para lajes armadas em uma direção devem obedecer a Equação 36, enquanto as armaduras positivas para lajes armadas em duas direções e as armaduras negativas de bordas sem continuidade devem obedecer a Equação 37. A taxa de aço é calculada conforme a Equação 38.

$$\rho_s \geq \rho_{\min} \quad (36)$$

$$\rho_s \geq 0,67 \times \rho_{\min} \quad (37)$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_w \times h} \quad (38)$$

onde:

ρ_s = taxa de armadura.

ρ_{min} = taxa mínima de armadura, definida na Tabela 14 para o aço CA-50 em função da forma da seção e da resistência do concreto.

A_s = área de aço.

b_w = largura da laje.

h = espessura da laje.

Tabela 14 - Valores mínimos para a taxa de aço

Forma da seção	Valores de ρ_{min} (%)								
	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219

Fonte: Adaptada da Tabela 17.3 da ABNT NBR 6118 (2014).

3 METODOLOGIA

O trabalho é de caráter comparativo e tem como objeto de estudo a elaboração de um projeto estrutural em concreto armado utilizando-se o procedimento manual e um *software* de projetos estruturais. As bases comparativas entre eles serão os procedimentos necessários para os dimensionamentos em cada um dos dois procedimentos, assim como também os resultados quantitativos obtidos na análise estrutural (esforços e deformações) e no dimensionamento (área de aço).

O procedimento de dimensionamento manual, na realidade, se refere ao sem o uso de *softwares* específicos para cálculos estruturais. Entretanto, para uma maior praticidade, foi utilizado o Microsoft Excel® para a construção de planilhas, otimizando o processo e conferindo uma maior organização e dinamização. Nesse procedimento manual, foram utilizadas os modelos estruturais, teorias, equações e tabelas comentados no referencial teórico desse trabalho.

O *software* de cálculo estrutural escolhido para a realização do dimensionamento foi o Eberick versão 2020. O Eberick é um *software* desenvolvido pela AltoQI Tecnologia em Informática Ltda, empresa fundada em 1989. Martins et al (2019) afirma que o Eberick é um dos *softwares* de cálculo estrutural de maior destaque no mercado brasileiro.

Para o dimensionamento de lajes, o Eberick utiliza o método de analogia de grelhas, o qual consiste na divisão da laje em vigas ortogonais e a consequente análise do painel por completo, integrando lajes e vigas em uma mesma estrutura (ALTOQI, 2016). Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) utilizando-se a analogia de grelhas junto de um programa computacional consegue-se resolver edifícios com grandes dimensões, contornos não regulares, vazios internos e lajes com e sem vigas. O dimensionamento dos elementos estruturais pelo Eberick é feito de acordo com a NBR 6118/2014 pelo método dos estados limites últimos. Mariano (2015) diz que no Eberick o dimensionamento das lajes é feito utilizando-se as combinações últimas e, a partir destas, consegue-se determinar os esforços máximos.

Entretanto é importante lembrar que, assim como qualquer outro *software* semelhante, o Eberick deve ser configurado inicialmente de acordo com a situação e com as escolhas do projetista, definindo-se, por exemplo, as propriedades dos materiais e as configurações de dimensionamento e de detalhamento.

4 ESTUDO DE CASO

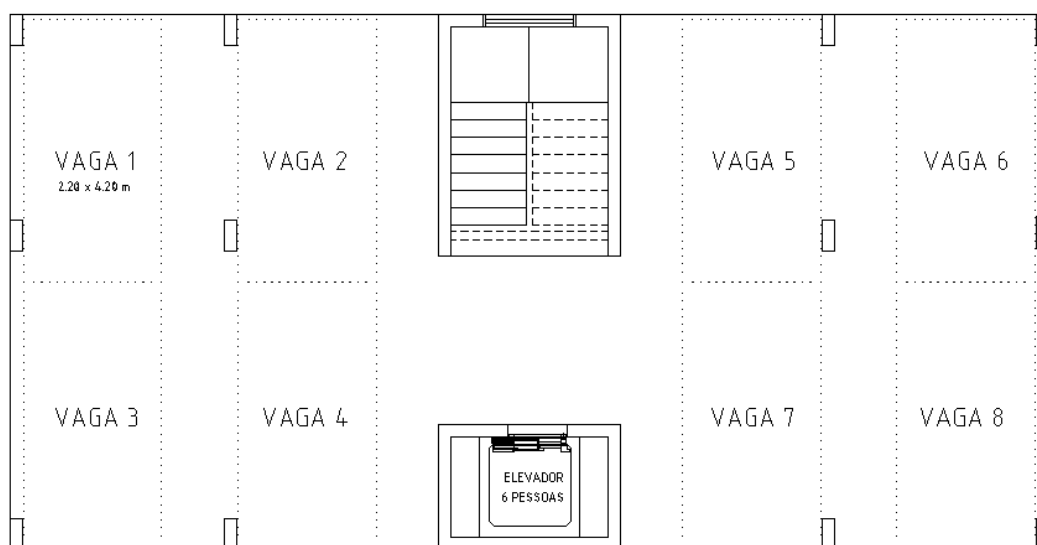
Nos dois procedimentos de elaboração do projeto estrutural, o edifício e as condições admitidas serão as mesmas, os quais estão descritos nos tópicos seguintes.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

A estrutura à ser projetada será a de um edifício residencial de três pavimentos construído em concreto armado. Será feito o dimensionamento das lajes pelos dois diferentes meios tendo-se, porém, definida a mesma concepção estrutural para todos, isso para que a comparação entre eles possa fazer sentido. Além disso, o pré-dimensionamento da estrutura também será igual para os três procedimentos.

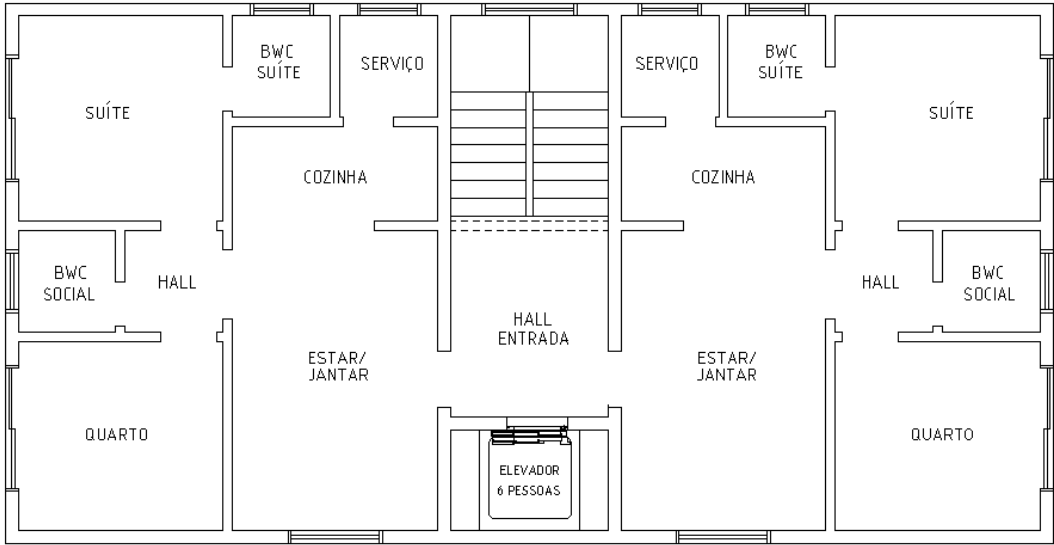
O projeto arquitetônico que serviu de base para a elaboração do projeto estrutural foi elaborado pela autora a partir de um modelo encontrado no site aditivocad.com. As plantas baixas do térreo e pavimento tipo estão mostradas, respectivamente, nas Figuras 12 e 13. Nelas pode-se reparar que o pavimento térreo é uma garagem, enquanto o pavimento tipo é de ocupação residencial. Já nas Figuras 14 e 15 é possível observar, respectivamente, um corte transversal da edificação e a sua elevação frontal. Na Figura 14 também são mostrados os níveis das lajes e os nomes que foram associados a eles, e nota-se que o pé esquerdo do edifício possui 3,06 metros.

Figura 12 - Planta baixa pavimento térreo



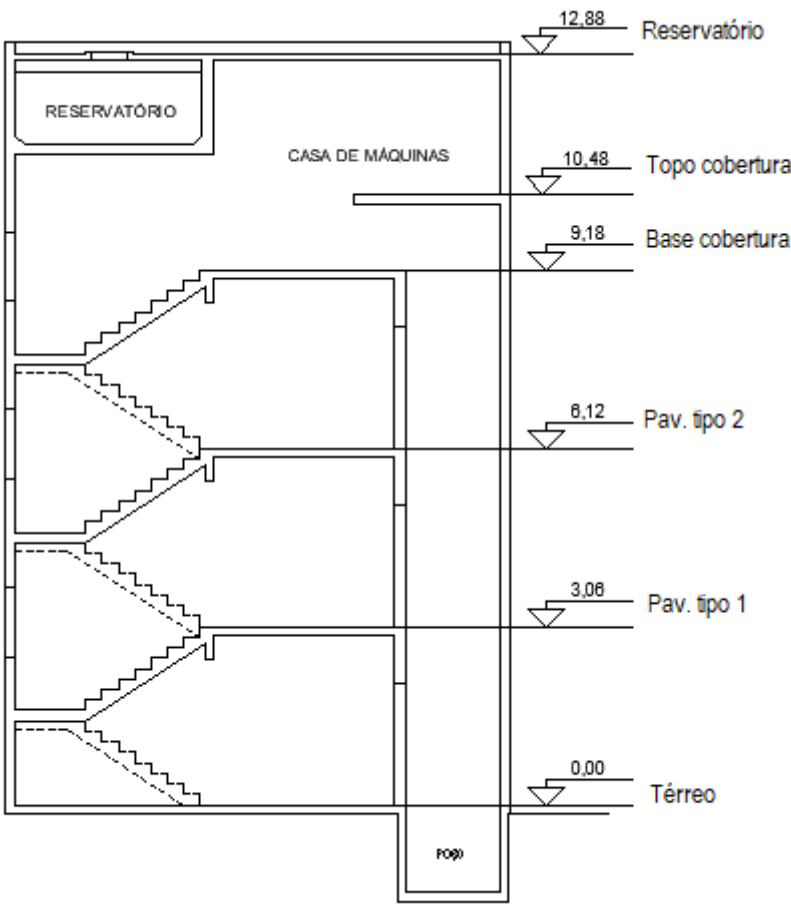
Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 13 - Planta baixa pavimento tipo



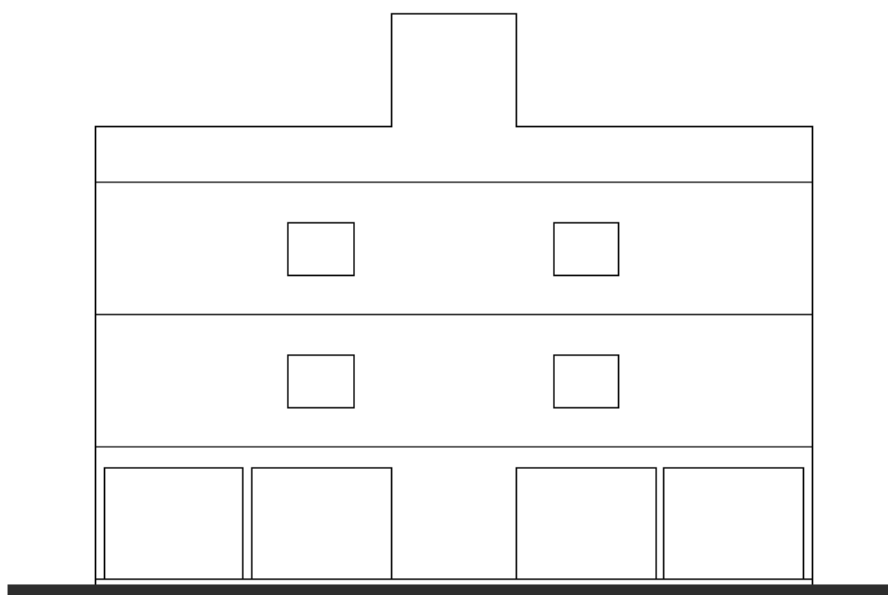
Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 14 - Corte transversal



Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 15 - Elevação frontal do edifício



Fonte: Autoria própria (2020).

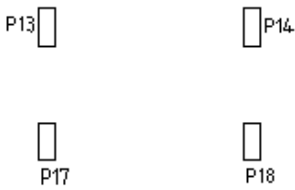
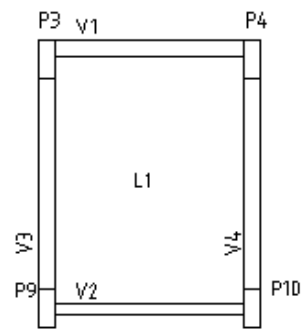
As dimensões externas do edifício são 8,55 m de largura e 16,00 m de comprimento, totalizando uma área de 141,93 m² por pavimento.

4.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Como já comentado, para os dois procedimentos de análise e dimensionamento, a concepção estrutural será a mesma. A definição da posição de pilares, vigas e lajes foi feita buscando-se a melhor adequação a arquitetura e as premissas estabelecidas no item 2.4.1.

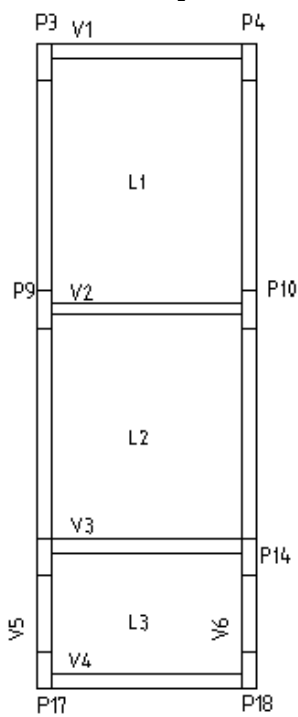
Nas Figuras 16, 17, 18 e 19 são mostradas as plantas de fôrmas dos pavimentos. Nesse trabalho não será dimensionada a laje L9 do pavimento topo cobertura, visualizado na Figura 17, e também a laje L1 da base do reservatório, mostrada na Figura 18.

Figura 18 - Planta de fôrma pavimento base reservatório



Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 19 - Planta de fôrma pavimento reservatório



Fonte: Autoria própria (2020).

4.2.1 Considerações para elaboração do projeto

Foi admitido que o ambiente onde a edificação estará inserida é urbano, no qual há uma agressividade moderada do meio e, portanto, a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) é a II. De acordo com a Tabela 2, para a CAA II o concreto deve possuir relação água/cimento máxima de 0,6 e a classe do concreto deve ser, no mínimo, a C25. Assim, adotou-se a classe C25, admitindo-se, portanto, que a resistência característica do concreto à compressão é de 25 MPa.

Também a partir da CAA II, define-se, a partir da Tabela 3, que o cobrimento nominal das armaduras da laje deve ser de, no mínimo, 25mm. O módulo de elasticidade secante é obtido na Tabela 4 em função da classe do concreto e, para a classe C25, fica definido que o módulo de elasticidade secante considerado será de 24 GPa. Por fim, o tipo de aço utilizado nas armaduras será o CA-50, o qual, conforme a Tabela 5, possui resistência ao escoamento de 500 MPa. Na Tabela 15 temos um resumo dos dados adquiridos nessa etapa.

Tabela 15 - Características do projeto

Classe de Agressividade Ambiental	II
Relação água/cimento	0,60
Classe do concreto	C25 ($f_{ck} = 25$ MPa)
Cobrimento nominal mínimo	25 mm
Módulo de elasticidade secante (E_{cs})	24 Gpa
Tipo do aço	CA-50

Fonte: Autoria própria (2020).

4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Antes do pré-dimensionamento é necessário definir a forma como a laje será armada, se em uma ou duas direções. Nas Tabelas 16, 17 e 18 são mostradas, respectivamente, a direção das armaduras das lajes dos pavimentos tipo/base da cobertura, pavimento topo da cobertura e pavimento reservatório.

Tabela 16 - Direção das armaduras das lajes do pavimento tipo e pavimento base da cobertura

ID	l_x (m)	l_y (m)	λ	Direção das armaduras
L1	3,43	3,43	1,00	2 direções
L2	3,43	3,43	1,00	2 direções
L3	3,43	3,43	1,00	2 direções
L4	3,43	3,43	1,00	2 direções
L5	3,43	4,93	1,44	2 direções
L6	3,43	4,93	1,44	2 direções
L7	2,70	3,13	1,16	2 direções
L8	3,43	4,93	1,44	2 direções
L9	3,43	4,93	1,44	2 direções

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 17 - Direção das armaduras das lajes do pavimento topo da cobertura

ID	l_x (m)	l_y (m)	λ	Direção das armaduras
L1	3,43	3,43	1,00	2 direções
L2	3,43	3,43	1,00	2 direções
L3	3,43	3,43	1,00	2 direções
L4	3,43	3,43	1,00	2 direções
L5	3,43	4,93	1,44	2 direções
L6	3,43	4,93	1,44	2 direções
L7	3,43	4,93	1,44	2 direções
L8	3,43	4,93	1,44	2 direções
L9	-	-	-	-
L10	1,80	2,70	1,50	2 direções

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 18 - Direção das armaduras das lajes do pavimento topo da cobertura

ID	l_x (m)	l_y (m)	λ	Direção das armaduras
L1	2,70	3,43	1,27	2 direções
L2	2,70	3,13	1,16	2 direções
L3	1,80	2,70	1,50	2 direções

Fonte: Autoria própria (2020).

Observa-se, portanto, que todas as lajes analisadas serão armadas em duas direções. Adotando-se uma bitola inicial de 8mm, pode-se calcular a altura útil estimada com a Equação 1, estimar a espessura da laje por meio da Equação 2 e, por fim, adotar uma espessura para as lajes. Nas Tabelas 19, 20 e 21 estão organizados os valores necessários para o pré-dimensionamento e a altura adotada, para todos os pavimentos. Note que, visando-se uma maior viabilidade na execução das lajes, foi evitada uma variabilidade muito grande de espessuras fazendo-se uma padronização das alturas.

Tabela 19 – Altura das lajes dos pavimentos tipo e pavimento base da cobertura

ID	Quant. de bordas engastadas (n)	l^* (m)	d_{est} (m)	h_{est} (m)	h (m)
L1	2	2,40	0,06	0,10	0,10
L2	2	2,40	0,06	0,10	0,10
L3	2	2,40	0,06	0,10	0,10
L4	2	2,40	0,06	0,10	0,10
L5	2	3,43	0,08	0,12	0,12
L6	2	3,43	0,08	0,12	0,12
L7	2	2,19	0,05	0,09	0,10
L8	2	3,43	0,08	0,12	0,12
L9	2	3,43	0,08	0,12	0,12

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 20 - Altura das lajes do pavimento topo da cobertura

ID	Quant. de bordas engastadas (n)	l^* (m)	d_{est} (m)	h_{est} (m)	h (m)
L1	2	2,40	0,06	0,09	0,10
L2	2	2,40	0,06	0,09	0,10
L3	2	2,40	0,06	0,09	0,10
L4	2	2,40	0,06	0,09	0,10
L5	2	3,43	0,08	0,12	0,12
L6	2	3,43	0,08	0,12	0,12
L7	2	3,43	0,08	0,12	0,12
L8	2	3,43	0,08	0,12	0,12
L10	3	1,80	0,04	0,08	0,08

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 21 - Altura das lajes do pavimento reservatório

ID	Quant. de bordas engastadas (n)	l^* (m)	d_{est} (m)	h_{est} (m)	h (m)
L1	1	2,40	0,06	0,09	0,10
L2	2	2,19	0,05	0,09	0,10
L3	1	1,80	0,04	0,08	0,10

Fonte: Autoria própria (2020).

4.4 AÇÕES ATUANTES

As ações que atuam sobre as lajes, tanto de cargas permanentes como de variáveis, foram estimadas e estão mostradas nas Tabelas 22, 23, 24 e 25. O peso próprio foi calculado admitindo-se o peso específico do concreto armado como 25,0 kN/m³, e a carga devido o revestimento foi fixa de 1,0 kN/m². Para o cálculo das ações causadas pela alvenaria foi contabilizado o comprimento das paredes sobre as lajes, caso existissem, considerando o peso

específico de 13 kN/m³, espessura de 15 cm e altura fixa de 2,80m. No cálculo da carga acidental foi verificado os cômodos que estão sobre as lajes e, para o caso da existência de mais de um tipo de cômodo, a favor da segurança foi adotado o que tivesse maior carga acidental associada.

Tabela 22 – Ações atuantes sobre as lajes do pavimento tipo

ID	h (m)	Cargas permanentes				Carga variável	
		Peso próprio (kN/m ²)	Peso do revest. (kN/m ²)	Comp. de parede sobre a laje (m)	Peso da alvenaria (kN/m ²)	Tipo de cômodo	Acidental (kN/m ²)
L1	0,10	2,50	1,00	-	-	Dormitório	1,50
L2	0,10	2,50	1,00	4,98	2,31	Serviço	2,00
L3	0,10	2,50	1,00	4,98	2,31	Serviço	2,00
L4	0,10	2,50	1,00	-	-	Dormitório	1,50
L5	0,12	3,00	1,00	4,00	1,29	Dormitório	1,50
L6	0,12	3,00	1,00	-	-	Sala	1,50
L7	0,10	2,50	1,00	-	-	Sala	1,50
L8	0,12	3,00	1,00	-	-	Sala	1,50
L9	0,12	3,00	1,00	4,00	1,29	Dormitório	1,50

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 23 – Ações atuantes sobre as lajes do pavimento base da cobertura (Continua)

ID	h (m)	Cargas permanentes				Carga variável	
		Peso próprio (kN/m ²)	Peso do revest. (kN/m ²)	Comp. de parede sobre a laje (m)	Peso da alvenaria (kN/m ²)	Tipo de cômodo	Acidental (kN/m ²)
L1	0,10	2,50	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L2	0,10	2,50	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L3	0,10	2,50	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L4	0,10	2,50	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L5	0,12	3,00	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L6	0,12	3,00	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L7	0,10	2,50	1,00	-	-	Serviço	2,00

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 23 – Ações atuantes sobre as lajes do pavimento base da cobertura (Conclusão)

ID	h (m)	Cargas permanentes				Carga variável	
		Peso próprio (kN/m ²)	Peso do revest. (kN/m ²)	Comp. de parede sobre a laje (m)	Peso da alvenaria (kN/m ²)	Tipo de cômodo	Acidental (kN/m ²)
L8	0,12	3,00	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L9	0,12	3,00	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 24 – Ações atuantes sobre as lajes do pavimento topo da cobertura

ID	h (m)	Cargas permanentes				Carga variável	
		Peso próprio (kN/m ²)	Peso do revest. (kN/m ²)	Comp. de parede sobre a laje (m)	Peso da alvenaria (kN/m ²)	Tipo de cômodo	Acidental (kN/m ²)
L1	0,10	2,50	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L2	0,10	2,50	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L3	0,10	2,50	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L4	0,10	2,50	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L5	0,12	3,00	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L6	0,12	3,00	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L7	0,12	3,00	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L8	0,12	3,00	1,00	-	-	Forro (sem acesso)	0,50
L10	0,08	2,00	1,00	-	-	Serviço	2,00

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 25 – Ações atuantes sobre as lajes do pavimento reservatório

ID	h (m)	Cargas permanentes				Carga variável	
		Peso próprio (kN/m ²)	Peso do revest. (kN/m ²)	Comp. de parede sobre a laje (m)	Peso da alvenaria (kN/m ²)	Tipo de cômodo	Acidental (kN/m ²)
L1	0,10	2,50	1,00	0,00	0,00	Forro (sem acesso)	0,50
L2	0,10	2,50	1,00	0,00	0,00	Forro (sem acesso)	0,50
L3	0,10	2,50	1,00	0,00	0,00	Forro (sem acesso)	0,50

Fonte: Autoria própria (2020).

Após o cálculo de todas as ações atuantes sobre cada uma das lajes, foram feitas as combinações de ações para os estados limites a serem verificados. Para a combinação normal, utilizada no estado limite último, o coeficiente de ponderação adotado foi de 1,4, de acordo com a Tabela 7. Já para a combinação quase permanente, utilizada para o estado limite de serviço de deformações excessiva, o coeficiente de redução das cargas acidentais (ψ_2) adotado foi de 0,3, conforme a Tabela 8. Foi feita, também, uma combinação de ações para a verificação do deslocamento-limite das alvenarias, considerando-se todos os deslocamentos após a construção da parede (cargas permanentes) seguindo o prescrito na Tabela 11. As combinações de ações estão expostas nas Tabelas 26, 27, 28 e 29.

Tabela 26 – Combinações de ações para lajes do pavimento tipo

ID	Combinação normal – ELU (kN/m ²)	Combinação quase permanente – ELS (kN/m ²)	Combinação alvenaria – ELS (kN/m ²)
L1	7,00	3,95	-
L2	10,93	6,41	5,81
L3	10,93	6,41	5,81
L4	7,00	3,95	-
L5	9,51	5,74	5,29
L6	7,70	4,45	-
L7	7,00	3,95	-
L8	7,70	4,45	-
L9	9,51	5,74	5,29

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 27 – Combinações de ações para lajes do pavimento base cobertura

ID	Combinação normal – ELU (kN/m ²)	Combinação quase permanente – ELS (kN/m ²)
L1	5,60	3,65
L2	5,60	3,65
L3	5,60	3,65
L4	5,60	3,65
L5	6,30	4,15
L6	6,30	4,15
L7	7,70	4,10
L8	6,30	4,15
L9	6,30	4,15

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 28 – Combinações de ações para lajes do pavimento topo cobertura

ID	Combinação normal – ELU (kN/m ²)	Combinação quase permanente – ELS (kN/m ²)
L1	5,60	3,65
L2	5,60	3,65
L3	5,60	3,65
L4	5,60	3,65
L5	6,30	4,15
L6	6,30	4,15
L7	6,30	4,15
L8	6,30	4,15
L10	7,00	3,60

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 29 – Combinações de ações para lajes do pavimento reservatório

ID	Combinação normal – ELU (kN/m ²)	Combinação quase permanente – ELS (kN/m ²)
L1	5,60	3,65
L2	5,60	3,65
L3	5,60	3,65

Fonte: Autoria própria (2020).

4.5 ANÁLISE ESTRUTURAL E VERIFICAÇÃO DO ELS-DE

Com o objetivo de otimizar a espessura da laje, optou-se por fazer a verificação do estado limite de deformação excessiva juntamente da análise estrutural, comparando os valores de flechas limites com as flechas calculadas. Nas Tabelas 30, 31, 32 e 33 mostra-se as flechas

limites para a Combinação Quase Permanente (CQP), para a carga acidental e a deformação das paredes, para as lajes que suportam alvenarias.

Tabela 30 - Flechas limites para as lajes dos pavimentos tipo

ID	l_x (m)	Flechas limites (m)		
		CQP	Acidental	Alvenaria
L1	3,43	0,00915	0,00653	-
L2	3,43	0,00915	0,00653	0,0046
L3	3,43	0,00915	0,00653	0,0046
L4	3,43	0,00915	0,00653	-
L5	3,43	0,00915	0,00653	0,0046
L6	3,43	0,00915	0,00653	-
L7	2,70	0,00720	0,00514	-
L8	3,43	0,00915	0,00653	-
L9	3,43	0,00915	0,00653	0,0046

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 31 - Flechas limites para as lajes do pavimento base cobertura

ID	l_x (m)	Flechas limites (m)	
		CQP	Acidental
L1	3,43	0,00915	0,00653
L2	3,43	0,00915	0,00653
L3	3,43	0,00915	0,00653
L4	3,43	0,00915	0,00653
L5	3,43	0,00915	0,00653
L6	3,43	0,00915	0,00653
L7	2,70	0,00720	0,00514
L8	3,43	0,00915	0,00653
L9	3,43	0,00915	0,00653

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 32 - Flechas limites para as lajes do pavimento topo cobertura

ID	l_x (m)	Flechas limites (m)	
		CQP	Acidental
L1	3,43	0,00915	0,00653
L2	3,43	0,00915	0,00653
L3	3,43	0,00915	0,00653
L4	3,43	0,00915	0,00653
L5	3,43	0,00915	0,00653
L6	3,43	0,00915	0,00653
L7	3,43	0,00915	0,00653
L8	3,43	0,00915	0,00653
L10	1,80	0,00480	0,00343

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 33 - Flechas limites para as lajes do pavimento reservatório

ID	l_x (m)	Flechas limites (m)	
		CQP	Acidental
L1	2,70	0,00720	0,00514
L2	2,70	0,00720	0,00514
L3	1,80	0,00480	0,00343

Fonte: Autoria própria (2020).

Definidas as flechas limites, foram calculadas as flechas imediatas. Para isso, foram estabelecidos os casos de vinculação (Figura 6), o coeficiente λ (Equação 8) com o valor arredondado, o coeficiente α (Anexo D) e, a partir da Equação 21, encontrou-se as flechas imediatas para as três combinações de ações anteriormente citadas. A partir daí calculou-se as flechas diferidas, para consideração do efeito da fluência do concreto, com t_0 igual a 1 mês e t maior que 70 meses, consultando-se o valor do fator de tempo na Tabela 12. Com esses valores, utilizando-se a Equação 35, se encontrou a flecha diferida também para as três combinação de ações. O procedimento aqui descrito está detalhado nas Tabelas 34, 35, 36 e 37.

Tabela 34 - Flechas imediatas e diferidas para as lajes dos pavimentos tipo

ID	Caso	λ	α	Flechas imediatas (m)			Flechas diferidas (m)		
				CQP	Acid.	Alv.	CQP	Acid.	Alv.
L1	4	1,00	2,42	0,00055	0,00021	-	0,00127	0,00048	
L2	4	1,00	2,42	0,00089	0,00028	0,00081	0,00207	0,00065	0,00187
L3	4	1,00	2,42	0,00089	0,00028	0,00081	0,00207	0,00065	0,00187
L4	4	1,00	2,42	0,00055	0,00021		0,00127	0,00048	
L5	4	1,45	4,23	0,00081	0,00021	0,00074	0,00187	0,00049	0,00173
L6	4	1,45	4,23	0,00063	0,00021	-	0,00145	0,00049	
L7	6	1,20	2,56	0,00022	0,00008	-	0,00052	0,00020	
L8	4	1,45	4,23	0,00063	0,00021	-	0,00145	0,00049	
L9	4	1,45	4,23	0,00081	0,00021	0,00074	0,00187	0,00049	0,00173

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 35 - Flechas imediatas e diferidas para as lajes do pavimento base cobertura

ID	Caso	λ	α	Flechas imediatas (m)		Flechas diferidas (m)	
				CQP	Acid.	CQP	Acid.
L1	4	1,00	2,42	0,00051	0,00007	0,00118	0,00016
L2	4	1,00	2,42	0,00051	0,00007	0,00118	0,00016
L3	4	1,00	2,42	0,00051	0,00007	0,00118	0,00016
L4	4	1,00	2,42	0,00051	0,00007	0,00118	0,00016
L5	4	1,45	4,23	0,00058	0,00007	0,00135	0,00016
L6	4	1,45	4,23	0,00058	0,00007	0,00135	0,00016
L7	6	1,20	2,56	0,00023	0,00011	0,00054	0,00026
L8	4	1,45	4,23	0,00058	0,00007	0,00135	0,00016
L9	4	1,45	4,23	0,00058	0,00007	0,00135	0,00016

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 36 - Flechas imediatas e diferidas para as lajes do pavimento topo cobertura

ID	Caso	λ	α	Flechas imediatas (m)		Flechas diferidas (m)	
				CQP	Acid.	CQP	Acid.
L1	4	1,00	2,42	0,00051	0,00007	0,00118	0,00016
L2	4	1,00	2,42	0,00051	0,00007	0,00118	0,00016
L3	4	1,00	2,42	0,00051	0,00007	0,00118	0,00016
L4	4	1,00	2,42	0,00051	0,00007	0,00118	0,00016
L5	4	1,45	4,23	0,00058	0,00007	0,00135	0,00016
L6	4	1,45	4,23	0,00058	0,00007	0,00135	0,00016
L7	4	1,45	4,23	0,00058	0,00007	0,00135	0,00016
L8	4	1,45	4,23	0,00058	0,00007	0,00135	0,00016
L10	7	1,50	3,91	0,00012	0,00007	0,00028	0,00015

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 37 - Flechas imediatas e diferidas para as lajes do pavimento reservatório

ID	Caso	λ	α	Flechas imediatas (m)		Flechas diferidas (m)	
				CQP	Acid.	CQP	Acid.
L1	2	1,30	5,77	0,00046	0,00006	0,00108	0,00015
L2	5	1,20	1,2	0,00010	0,00001	0,00022	0,00003
L3	3	1,50	4,92	0,00008	0,00001	0,00018	0,00002

Fonte: Autoria própria (2020).

Fazendo-se a comparação das flechas diferidas das lajes com as flechas limites, é possível notar que existe uma discrepância relevante entre os valores, como podemos citar da laje L1 do pavimento topo cobertura, a qual tem flecha limite para a combinação quase permanente de cerca de 9,10 mm, mas a flecha diferida está com apenas 0,51 mm. Dessa maneira, podemos fazer a otimização das espessuras das lajes fazendo o procedimento reverso, ou seja, supondo que a flecha diferida seja a flecha limite, e encontrando a altura da laje para atender a tal suposição, atentando-se as espessuras mínimas de lajes maciças estabelecidas na Tabela 6. Utilizaremos como referência a flecha diferida para a combinação quase permanente, pois é a combinação com maior intensidade de cargas. Assim, consegue-se garantir a verificação do ELS-DE, lembrando que não é necessário considerar a fissuração. Nas tabelas 38, 39, 40 e 41 estão os valores obtidos nesse processo.

Tabela 38 – Espessuras otimizadas das lajes dos pavimentos tipo

ID	Espessura inicial (m)	Espessura otimizada (m)	Espessura adotada (m)
L1	0,100	0,063	0,080
L2	0,100	0,073	0,080
L3	0,100	0,073	0,080
L4	0,100	0,063	0,080
L5	0,120	0,084	0,100
L6	0,120	0,078	0,080
L7	0,100	0,050	0,080
L8	0,120	0,078	0,080
L9	0,120	0,084	0,100

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 39 – Espessuras otimizadas das lajes do pavimento base cobertura

ID	Espessura inicial (m)	Espessura otimizada (m)	Espessura adotada (m)
L1	0,100	0,058	0,080
L2	0,100	0,058	0,080
L3	0,100	0,058	0,080
L4	0,100	0,058	0,080
L5	0,120	0,073	0,080
L6	0,120	0,073	0,080
L7	0,100	0,052	0,080
L8	0,120	0,073	0,080
L9	0,120	0,073	0,080

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 40 – Espessuras otimizadas das lajes do pavimento topo cobertura (Continua)

ID	Espessura inicial (m)	Espessura otimizada (m)	Espessura adotada (m)
L1	0,100	0,058	0,080
L2	0,100	0,058	0,080
L3	0,100	0,058	0,080

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 40 – Espessuras otimizadas das lajes do pavimento topo cobertura (Conclusão)

ID	Espessura inicial (m)	Espessura otimizada (m)	Espessura adotada (m)
L4	0,100	0,058	0,080
L5	0,120	0,073	0,080
L6	0,120	0,073	0,080
L7	0,120	0,073	0,080
L8	0,120	0,073	0,080
L10	0,080	0,039	0,080

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 41 – Espessuras otimizadas das lajes do pavimento reservatório

ID	Espessura inicial (m)	Espessura otimizada (m)	Espessura adotada (m)
L1	0,100	0,061	0,080
L2	0,100	0,036	0,080
L3	0,100	0,039	0,080

Fonte: Autoria própria (2020).

Com as novas espessuras definidas, é necessário recalcular as cargas atuantes sobre a laje, pois o peso próprio irá mudar. Com o novo carregamento total (permanentes + variáveis), pode se calcular os momentos máximos positivos e negativos, em x e em y, a partir das Equações 12, 13, 14 e 15. Nas Tabelas 42, 43, 44 e 45 observa-se os valores calculados.

Tabela 42 - Momentos nas lajes dos pavimentos tipo

ID	Carregamento total (kN/m ²)	μ_x	μ_y	μ'_x	μ'_y	m_x (kN×m)	m_y (kN×m)	x_x (kN×m)	x_y (kN×m)
L1	4,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,49	1,49	3,70	3,70
L2	7,31	2,81	2,81	6,99	6,99	2,42	2,42	6,01	6,01
L3	7,31	2,81	2,81	6,99	6,99	2,42	2,42	6,01	6,01
L4	4,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,49	1,49	3,70	3,70
L5	6,29	4,66	2,54	10,41	8,00	3,45	1,88	7,71	5,92
L6	4,50	4,66	2,54	10,41	8,00	2,47	1,34	5,51	4,24
L7	4,50	3,63	1,80	7,70	0,00	1,19	0,59	2,53	0,00
L8	4,50	4,66	2,54	10,41	8,00	2,47	1,34	5,51	4,24
L9	6,29	4,66	2,54	10,41	8,00	3,45	1,88	7,71	5,92

Fonte: Autoria própria (2020)

Tabela 43 - Momentos nas lajes do pavimento base cobertura

ID	Carregamento total (kN/m ²)	μ_x	μ_y	μ'_x	μ'_y	m_x (kN×m)	m_y (kN×m)	X_x (kN×m)	X_y (kN×m)
L1	3,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,16	1,16	2,88	2,88
L2	3,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,16	1,16	2,88	2,88
L3	3,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,16	1,16	2,88	2,88
L4	3,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,16	1,16	2,88	2,88
L5	3,50	4,66	2,54	10,41	8,00	1,92	1,05	4,29	3,29
L6	3,50	4,66	2,54	10,41	8,00	1,92	1,05	4,29	3,29
L7	5,00	3,63	1,80	7,70	0,00	1,32	0,66	2,81	0,00
L8	3,50	4,66	2,54	10,41	8,00	1,92	1,05	4,29	3,29
L9	3,50	4,66	2,54	10,41	8,00	1,92	1,05	4,29	3,29

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 44 - Momentos nas lajes do pavimento topo cobertura

ID	Carregamento total (kN/m ²)	μ_x	μ_y	μ'_x	μ'_y	m_x (kN×m)	m_y (kN×m)	X_x (kN×m)	X_y (kN×m)
L1	3,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,16	1,16	2,88	2,88
L2	3,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,16	1,16	2,88	2,88
L3	3,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,16	1,16	2,88	2,88
L4	3,50	2,81	2,81	6,99	6,99	1,16	1,16	2,88	2,88
L5	3,50	4,66	2,54	10,41	8,00	1,92	1,05	4,29	3,29
L6	3,50	4,66	2,54	10,41	8,00	1,92	1,05	4,29	3,29
L7	3,50	4,66	2,54	10,41	8,00	1,92	1,05	4,29	3,29
L8	3,50	4,66	2,54	10,41	8,00	1,92	1,05	4,29	3,29
L10	5,00	4,32	2,63	9,44	7,91	0,70	0,43	1,53	1,28

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 45 - Momentos nas lajes do pavimento reservatório

ID	Carregamento total (kN/m ²)	μ_x	μ_y	μ'_x	μ'_y	m_x (kN×m)	m_y (kN×m)	X_x (kN×m)	X_y (kN×m)
L1	3,50	5,25	4,15	0,00	10,41	1,34	1,06	0,00	2,66
L2	3,50	3,38	3,70	0,00	8,65	0,86	0,94	0,00	2,21
L3	3,50	5,77	2,12	11,27	0,00	0,65	0,24	1,28	0,00

Fonte: Autoria própria (2020).

Com esses momentos, define-se a altura útil mínima necessária a partir da Equação 22, na qual adotou-se como momento de cálculo o maior momento entre todos os atuantes sobre a laje. Essas alturas úteis mínimas foram comparadas com as alturas úteis das lajes, verificando se a espessura, inicialmente pré-dimensionada e depois otimizada, atendia aos valores mínimos. Nas lajes que não atenderam a altura útil mínima, foi estipulada uma espessura maior, e calculada a nova altura útil para essa espessura. Uma observação a se fazer é que, como as notas espessuras adotadas são superiores as outras, logo a verificação do ELS-DE feita anteriormente

continua sendo válida. As Tabelas 46, 47, 48 e 49 mostram os valores decorrentes desse procedimento.

Tabela 46 - Verificação da altura útil mínima das lajes dos pavimentos tipo

ID	h _{inicial} (m)	d _{inicial} (m)	d _{min} (m)	Verificação	h _{nova} (m)	d _{nova} (m)
L1	0,080	0,043	0,034	ok	0,080	0,043
L2	0,080	0,043	0,043	Erro	0,100	0,071
L3	0,080	0,043	0,043	Erro	0,100	0,071
L4	0,080	0,043	0,034	ok	0,080	0,043
L5	0,100	0,063	0,049	ok	0,100	0,063
L6	0,080	0,043	0,042	ok	0,080	0,043
L7	0,080	0,043	0,028	ok	0,080	0,043
L8	0,080	0,043	0,042	ok	0,080	0,043
L9	0,100	0,063	0,049	ok	0,100	0,063

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 47 - Verificação da altura útil mínima das lajes do pavimento base cobertura

ID	h _{inicial} (m)	d _{inicial} (m)	d _{min} (m)	Verificação	h _{nova} (m)	d _{nova} (m)
L1	0,080	0,043	0,030	ok	0,080	0,043
L2	0,080	0,043	0,030	ok	0,080	0,043
L3	0,080	0,043	0,030	ok	0,080	0,043
L4	0,080	0,043	0,030	ok	0,080	0,043
L5	0,080	0,043	0,037	ok	0,080	0,043
L6	0,080	0,043	0,037	ok	0,080	0,043
L7	0,080	0,043	0,030	ok	0,080	0,043
L8	0,080	0,043	0,037	ok	0,080	0,043
L9	0,080	0,043	0,037	ok	0,080	0,043

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 48 - Verificação da altura útil mínima das lajes do pavimento topo cobertura

ID	h _{inicial} (m)	d _{inicial} (m)	d _{min} (m)	Verificação	h _{nova} (m)	d _{nova} (m)
L1	0,080	0,043	0,030	ok	0,080	0,043
L2	0,080	0,043	0,030	ok	0,080	0,043
L3	0,080	0,043	0,030	ok	0,080	0,043
L4	0,080	0,043	0,030	ok	0,080	0,043
L5	0,080	0,043	0,037	ok	0,080	0,043
L6	0,080	0,043	0,037	ok	0,080	0,043
L7	0,080	0,043	0,037	ok	0,080	0,043
L8	0,080	0,043	0,037	ok	0,080	0,043
L10	0,080	0,043	0,022	ok	0,080	0,043

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 49 - Verificação da altura útil mínima das lajes do pavimento reservatório

ID	h _{inicial} (m)	d _{inicial} (m)	d _{min} (m)	Verificação	h _{nova} (m)	d _{nova} (m)
L1	0,080	0,043	0,029	ok	0,080	0,043
L2	0,080	0,043	0,026	ok	0,080	0,043
L3	0,080	0,043	0,020	ok	0,080	0,043

Fonte: Autoria própria (2020).

Para as lajes em que foi preciso modificar a espessura, apenas as lajes L2 e L3 dos pavimentos tipo, foi recalculada as ações atuantes, tendo-se em vista a mudança do peso próprio. Após isso foram recalculados os momentos e a altura útil mínima, para uma nova verificação.

Tabela 50 – Novos momentos e verificação da altura útil mínima para lajes L2 e L3

ID	Carregamento total (kN/m ²)	m _x (kN×m/m)	m _y (kN×m/m)	x _x (kN×m/m)	x _y (kN×m/m)	d _{min} (m)	Verificação
L2	7,81	2,58	2,58	6,42	6,42	0,045	ok
L3	7,81	2,58	2,58	6,42	6,42	0,045	ok

Fonte: Autoria própria (2020).

Após todos esses cálculos consegue-se garantir a verificação do ELU e a verificação do ELS-DE. Porém, é necessário fazer a compatibilização dos momentos negativos. Optou-se por não fazer a compatibilização dos momentos positivos, tendo em vista não haver grande discrepância entre os vãos das lajes. Nas Tabelas 51, 52, 53 e 54, mostra-se os momentos compatibilizados.

Tabela 51 – Compatibilização dos momentos negativos nas lajes dos pavimentos tipo

1ª Laje	2ª Laje	Momento 1ª laje (kN×m/m)	Momento 2ª laje (kN×m/m)	Média	80% do maior	Momento compatibilizado (kN×m/m)
L1	L2	3,70	6,42	5,06	5,14	5,14
L1	L5	3,70	5,92	4,81	4,74	4,81
L2	L6	6,42	4,24	5,33	5,14	5,33
L5	L6	7,71	5,51	6,61	6,16	6,61
L6	L7	-	2,53	2,53	2,02	2,53
L7	L8	2,53	-	2,53	2,02	2,53
L3	L4	6,42	3,70	5,06	5,14	5,14
L3	L8	6,42	4,24	5,33	5,14	5,33
L4	L9	3,70	5,92	4,81	4,74	4,81
L8	L9	5,51	7,71	6,61	6,16	6,61

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 52 – Compatibilização dos momentos negativos nas lajes do pavimento base cobertura

1ª Laje	2ª Laje	Momento 1ª laje (kN×m/m)	Momento 2ª laje (kN×m/m)	Média	80% do maior	Momento compatibilizado (kN×m/m)
L1	L2	2,88	2,88	2,88	2,30	2,88
L1	L5	2,88	3,29	3,09	2,64	3,09
L2	L6	2,88	3,29	3,09	2,64	3,09
L5	L6	4,29	4,29	4,29	3,43	4,29
L6	L7	-	2,81	2,81	2,25	2,81
L7	L8	2,81	-	2,81	2,25	2,81
L3	L4	2,88	2,88	2,88	2,30	2,88
L3	L8	2,88	3,29	3,09	2,64	3,09
L4	L9	2,88	3,29	3,09	2,64	3,09
L8	L9	4,29	4,29	4,29	3,43	4,29

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 53 – Compatibilização dos momentos negativos nas lajes do pavimento topo cobertura

1ª Laje	2ª Laje	Momento 1ª laje (kN×m/m)	Momento 2ª laje (kN×m/m)	Média	80% do maior	Momento compatibilizado
L1	L2	2,88	2,88	2,88	2,30	2,88
L1	L5	2,88	3,29	3,09	2,64	3,09
L2	L6	2,88	3,29	3,09	2,64	3,09
L5	L6	2,88	4,29	3,58	3,43	3,58
L6	L10	-	1,28	1,28	1,03	1,28
L10	L7	1,28	-	1,28	1,03	1,28
L3	L4	2,88	2,88	2,88	2,30	2,88
L3	L7	2,88	3,29	3,09	2,64	3,09
L4	L8	2,88	3,29	3,09	2,64	3,09
L7	L8	4,29	4,29	4,29	3,43	4,29

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 54 – Compatibilização dos momentos negativos nas lajes do pavimento reservatório

1ª Laje	2ª Laje	Momento 1ª laje (kN×m/m)	Momento 2ª laje (kN×m/m)	Média	80% do maior	Momento compatibilizado (kN×m/m)
L1	L2	2,66	2,21	2,43	2,12	2,43
L2	L3	2,21	1,28	1,74	1,77	1,77

Fonte: Autoria própria (2020).

4.6 DIMENSIONAMENTO

Calculados os momentos característicos e definidas as espessuras das lajes, é possível dimensionar as armaduras de aço. Os coeficientes adimensionais foram determinados conforme as Equações 23, 24 e 25. Também foi verificado o domínio, através do valor dos coeficientes e

de acordo com as propriedades do aço CA-50, para determinar qual a tensão de resistência do aço a ser considerada. Foram calculadas as armaduras mínimas e máximas, de acordo com as Equações 36 e 37, para comparação com as condições impostas pela norma. Para o cálculo da área de aço mínima para as armaduras negativa, no caso de lajes com espessuras diferentes, foi considerada a maior entre elas, a favor da segurança.

Nas Tabelas 55, 56, 57 e 58 estão mostrados os cálculos da área de aço das armaduras positivas na direção x, enquanto nas Tabelas 59, 60, 61 e 62 estão os das armaduras positivas na direção y. As áreas de aço das armaduras negativas estão nas Tabelas 63, 64, 65 e 66.

Tabela 55 – Área de aço para armaduras positivas na direção x das lajes dos pavimentos tipo

ID	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L1	0,063	0,096	0,961	2	50	1,16	0,81	32,00	1,16
L2	0,040	0,061	0,976	2	50	1,20	1,01	40,00	1,20
L3	0,040	0,061	0,976	2	50	1,20	1,01	40,00	1,20
L4	0,063	0,096	0,961	2	50	1,16	0,81	32,00	1,16
L5	0,068	0,105	0,958	2	50	1,84	1,01	40,00	1,84
L6	0,105	0,165	0,934	2	50	1,98	0,81	32,00	1,98
L7	0,050	0,077	0,969	2	50	0,92	0,81	32,00	0,92
L8	0,105	0,165	0,934	2	50	1,98	0,81	32,00	1,98
L9	0,068	0,105	0,958	2	50	1,84	1,01	40,00	1,84

Fonte: Autoria própria (2020)

Tabela 56 – Área de aço para armaduras positivas na direção x das lajes do pavimento base cobertura

ID	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L1	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L2	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L3	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L4	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L5	0,081	0,126	0,950	2	50	1,51	0,81	32,00	1,51
L6	0,081	0,126	0,950	2	50	1,51	0,81	32,00	1,51
L7	0,056	0,085	0,966	2	50	1,03	0,81	32,00	1,03
L8	0,081	0,126	0,950	2	50	1,51	0,81	32,00	1,51
L9	0,081	0,126	0,950	2	50	1,51	0,81	32,00	1,51

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 57 – Área de aço para armaduras positivas na direção x das lajes do pavimento topo cobertura

ID	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L1	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L2	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L3	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L4	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L5	0,081	0,126	0,950	2	50	1,51	0,81	32,00	1,51
L6	0,081	0,126	0,950	2	50	1,51	0,81	32,00	1,51
L7	0,081	0,126	0,950	2	50	1,51	0,81	32,00	1,51
L8	0,081	0,126	0,950	2	50	1,51	0,81	32,00	1,51
L10	0,030	0,044	0,982	2	50	0,53	0,81	32,00	0,81

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 58 – Área de aço para armaduras positivas na direção x das lajes do pavimento reservatório

ID	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L1	0,057	0,087	0,965	2	50	1,04	0,81	32,00	1,04
L2	0,037	0,055	0,978	2	50	0,66	0,81	32,00	0,81
L3	0,028	0,041	0,983	2	50	0,50	0,81	32,00	0,81

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 59 – Área de aço para armaduras positivas na direção y das lajes dos pavimentos tipo

ID	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L1	0,063	0,096	0,961	2	50	1,16	0,81	32,00	1,16
L2	0,040	0,061	0,976	2	50	1,20	1,01	40,00	1,20
L3	0,040	0,061	0,976	2	50	1,20	1,01	40,00	1,20
L4	0,063	0,096	0,961	2	50	1,16	0,81	32,00	1,16
L5	0,037	0,056	0,978	2	50	0,98	1,01	40,00	1,01
L6	0,057	0,087	0,965	2	50	1,04	0,81	32,00	1,04
L7	0,025	0,037	0,985	2	50	0,45	0,81	32,00	0,81
L8	0,057	0,087	0,965	2	50	1,04	0,81	32,00	1,04
L9	0,037	0,056	0,978	2	50	0,98	1,01	40,00	1,01

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 60 – Área de aço para armaduras positivas na direção y das lajes do pavimento base cobertura (Continua)

ID	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L1	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L2	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L3	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L4	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L5	0,044	0,067	0,973	2	50	0,80	0,81	32,00	0,81
L6	0,044	0,067	0,973	2	50	0,80	0,81	32,00	0,81

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 60 – Área de aço para armaduras positivas na direção y das lajes do pavimento base cobertura (Conclusão)

ID	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L7	0,028	0,042	0,983	2	50	0,50	0,81	32,00	0,81
L8	0,044	0,067	0,973	2	50	0,80	0,81	32,00	0,81
L9	0,044	0,067	0,973	2	50	0,80	0,81	32,00	0,81

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 61 – Área de aço para armaduras positivas na direção y das lajes do pavimento topo cobertura

ID	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L1	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L2	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L3	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L4	0,049	0,074	0,970	2	50	0,89	0,81	32,00	0,89
L5	0,044	0,067	0,973	2	50	0,80	0,81	32,00	0,81
L6	0,044	0,067	0,973	2	50	0,80	0,81	32,00	0,81
L7	0,044	0,067	0,973	2	50	0,80	0,81	32,00	0,81
L8	0,044	0,067	0,973	2	50	0,80	0,81	32,00	0,81
L10	0,018	0,027	0,989	2	50	0,32	0,81	32,00	0,81

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 62 – Área de aço para armaduras positivas na direção y das lajes do pavimento reservatório

ID	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L1	0,045	0,068	0,973	2	50	0,82	0,81	32,00	0,82
L2	0,040	0,060	0,976	2	50	0,72	0,81	32,00	0,81
L3	0,010	0,015	0,994	2	50	0,18	0,81	32,00	0,81

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 63 – Área de aço para armaduras negativas das lajes dos pavimentos tipo

1ª e 2ª Laje	K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm ²)	A _s calc. (cm ² /m)	A _s mín (cm ² /m)	A _s máx (cm ² /m)	A _s adot. (cm ² /m)
L1 L2	0,063	0,096	0,961	2	50	2,15	1,50	40,00	2,15
L1 L5	0,059	0,090	0,964	2	50	2,01	1,50	40,00	2,01
L2 L6	0,065	0,100	0,960	2	50	2,23	1,50	40,00	2,23
L5 L6	0,081	0,125	0,950	2	50	2,80	1,50	40,00	2,80
L6 L7	0,054	0,082	0,967	2	50	1,83	1,20	32,00	1,83
L7 L8	0,054	0,082	0,967	2	50	1,83	1,20	32,00	1,83
L3 L4	0,063	0,096	0,961	2	50	2,15	1,50	40,00	2,15
L3 L8	0,065	0,100	0,960	2	50	2,23	1,50	40,00	2,23
L4 L9	0,059	0,090	0,964	2	50	2,01	1,50	40,00	2,01
L8 L9	0,081	0,125	0,950	2	50	2,80	1,50	40,00	2,80

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 64 – Área de aço para armaduras negativas das lajes do pavimento base cobertura

1ª e 2ª Laje		K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm²)	A _s calc. (cm²/m)	A _s mín (cm²/m)	A _s máx (cm²/m)	A _s adot. (cm²/m)
L1	L2	0,035	0,053	0,979	2	50	1,18	1,20	32,00	1,20
L1	L5	0,038	0,057	0,977	2	50	1,27	1,20	32,00	1,27
L2	L6	0,038	0,057	0,977	2	50	1,27	1,20	32,00	1,27
L5	L6	0,053	0,080	0,968	2	50	1,78	1,20	32,00	1,78
L6	L7	0,043	0,066	0,974	2	50	1,47	1,20	32,00	1,47
L7	L8	0,043	0,066	0,974	2	50	1,47	1,20	32,00	1,47
L3	L4	0,035	0,053	0,979	2	50	1,18	1,20	32,00	1,20
L3	L8	0,038	0,057	0,977	2	50	1,27	1,20	32,00	1,27
L4	L9	0,038	0,057	0,977	2	50	1,27	1,20	32,00	1,27
L8	L9	0,053	0,080	0,968	2	50	1,78	1,20	32,00	1,78

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 65 – Área de aço para armaduras negativas das lajes do pavimento topo cobertura

1ª e 2ª Laje		K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm²)	A _s calc. (cm²/m)	A _s mín (cm²/m)	A _s máx (cm²/m)	A _s adot. (cm²/m)
L1	L2	0,035	0,053	0,979	2	50	1,18	1,20	32,00	1,20
L1	L5	0,038	0,057	0,977	2	50	1,27	1,20	32,00	1,27
L2	L6	0,038	0,057	0,977	2	50	1,27	1,20	32,00	1,27
L5	L6	0,044	0,066	0,973	2	50	1,48	1,20	32,00	1,48
L6	L10	0,042	0,063	0,975	2	50	1,42	1,20	32,00	1,42
L10	L7	0,042	0,063	0,975	2	50	1,42	1,20	32,00	1,42
L3	L4	0,035	0,053	0,979	2	50	1,18	1,20	32,00	1,20
L3	L8	0,038	0,057	0,977	2	50	1,27	1,20	32,00	1,27
L4	L9	0,038	0,057	0,977	2	50	1,27	1,20	32,00	1,27
L8	L9	0,053	0,080	0,968	2	50	1,78	1,20	32,00	1,78

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 66 – Área de aço para armaduras negativas das lajes do pavimento reservatório

1ª e 2ª Laje		K _{MD}	K _X	K _Z	Dom	f _s (kN/cm²)	A _s calc. (cm²/m)	A _s mín (cm²/m)	A _s máx (cm²/m)	A _s adot. (cm²/m)
L1	L2	0,1031	0,1621	0,9351	2	50	1,05	1,20	32,00	1,20
L1	L5	0,0749	0,1154	0,9538	2	50	0,75	1,20	32,00	1,20

Fonte: Autoria própria (2020).

4.7 VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO – ELU

Os esforços cisalhantes foram calculados de acordo com as Equações 17, 18, 19 e 20.

Nas Tabelas 67, 68, 69 e 70 estão mostrados os valores.

Tabela 67 – Esforços cortantes máximos nas lajes dos pavimentos tipo

ID	K _x	K _y	K' _x	K' _y	q _x (kN/m)	q _y (kN/m)	q' _x (kN/m)	q' _y (kN/m)
L1	1,83	1,83	3,17	3,17	2,82	2,82	4,89	4,89
L2	1,83	1,83	3,17	3,17	4,90	4,90	8,49	8,49
L3	1,83	1,83	3,17	3,17	4,90	4,90	8,49	8,49
L4	1,83	1,83	3,17	3,17	2,82	2,82	4,89	4,89
L5	2,40	1,83	4,15	3,17	5,18	3,95	8,96	6,84
L6	2,40	1,83	4,15	3,17	3,70	2,82	6,41	4,89
L7	0,00	3,56	1,44	0,00	0,00	4,33	1,75	0,00
L8	2,40	1,83	4,15	3,17	3,70	2,82	6,41	4,89
L9	2,40	1,83	4,15	3,17	5,18	3,95	8,96	6,84

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 68 – Esforços cortantes máximos nas lajes do pavimento base cobertura

ID	K _x	K _y	K' _x	K' _y	q _x (kN/m)	q _y (kN/m)	q' _x (kN/m)	q' _y (kN/m)
L1	1,83	1,83	3,17	3,17	2,20	2,20	3,81	3,81
L2	1,83	1,83	3,17	3,17	2,20	2,20	3,81	3,81
L3	1,83	1,83	3,17	3,17	2,20	2,20	3,81	3,81
L4	1,83	1,83	3,17	3,17	2,20	2,20	3,81	3,81
L5	2,40	1,83	4,15	3,17	2,88	2,20	4,98	3,81
L6	2,40	1,83	4,15	3,17	2,88	2,20	4,98	3,81
L7	0,00	3,56	1,44	0,00	0,00	4,81	1,94	0,00
L8	2,40	1,83	4,15	3,17	2,88	2,20	4,98	3,81
L9	2,40	1,83	4,15	3,17	2,88	2,20	4,98	3,81

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 69 – Esforços cortantes máximos nas lajes do pavimento topo cobertura

ID	K _x	K _y	K' _x	K' _y	q _x (kN/m)	q _y (kN/m)	q' _x (kN/m)	q' _y (kN/m)
L1	1,83	1,83	3,17	3,17	2,20	2,20	3,81	3,81
L2	1,83	1,83	3,17	3,17	2,20	2,20	3,81	3,81
L3	1,83	1,83	3,17	3,17	2,20	2,20	3,81	3,81
L4	1,83	1,83	3,17	3,17	2,20	2,20	3,81	3,81
L5	2,40	1,83	4,15	3,17	2,88	2,20	4,98	3,81
L6	2,40	1,83	4,15	3,17	2,88	2,20	4,98	3,81
L7	2,40	1,83	4,15	3,17	2,88	2,20	4,98	3,81
L8	2,40	1,83	4,15	3,17	2,88	2,20	4,98	3,81
L10	2,11	0,00	3,66	3,17	1,90	0,00	3,29	2,85

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 70 – Esforços cortantes máximos nas lajes do pavimento reservatório

ID	K _x	K _y	K' _x	K' _y	q _x (kN/m)	q _y (kN/m)	q' _x (kN/m)	q' _y (kN/m)
L1	2,38	2,49	0,00	4,32	2,25	2,35	0,00	4,08
L2	1,73	0,00	0,00	3,92	1,63	0,00	0,00	3,70
L3	2,77	1,83	4,79	0,00	1,75	1,15	3,02	0,00

Fonte: Autoria própria (2020).

Depois de encontrado as reações geradas nas vigas de apoio, foi calculado o esforço cortante solicitante de cálculo. Para isso, foi escolhido o maior carregamento dentre todos os encontrados, multiplicando-o pelo coeficiente majorador (1,4). Encontrando-se o cortante solicitante, foi calculado os resistentes V_{Rd1} e V_{Rd2} a partir das Equações 28 e 30 para, respectivamente, verificar se é possível dispensar as armaduras transversais e verificar a compressão diagonal do concreto. A área de aço utilizada no cálculo do V_{Rd1} foi a que estivesse combatendo o esforço cortante de maior intensidade. Nas Tabelas 71, 72, 73 e 74 é possível ver as verificações.

Tabela 71 – Verificação do esforço cortante para as lajes dos pavimentos tipo

ID	V_{sd} (kN)	A_s (cm ² /m)	ρ	k	V_{Rd1} (kN)	α_{v1}	V_{Rd2} (kN)	Verificação
L1	4,89	2,01	0,0047	1,56	29,77	0,50	172,77	Ok
L2	8,49	2,23	0,0031	1,53	46,15	0,50	285,27	Ok
L3	8,49	2,23	0,0031	1,53	46,15	0,50	285,27	Ok
L4	4,89	2,01	0,0047	1,56	29,77	0,50	172,77	Ok
L5	8,96	2,01	0,0032	1,54	41,21	0,50	253,13	Ok
L6	6,41	2,23	0,0052	1,56	30,22	0,50	172,77	Ok
L7	4,33	0,92	0,0021	1,56	27,60	0,50	172,77	Ok
L8	6,41	2,23	0,0052	1,56	30,22	0,50	172,77	Ok
L9	8,96	2,01	0,0032	1,54	41,21	0,50	253,13	Ok

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 72 – Verificação do esforço cortante para as lajes do pavimento base cobertura

ID	V_{sd} (kN)	A_s (cm ² /m)	ρ	k	V_{Rd1} (kN)	α_{v1}	V_{Rd2} (kN)	Verificação
L1	3,81	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L2	3,81	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L3	3,81	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L4	3,81	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L5	4,98	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L6	4,98	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L7	4,81	1,03	0,0024	1,56	27,81	0,50	172,77	Ok
L8	4,98	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L9	4,98	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 73 – Verificação do esforço cortante para as lajes do pavimento topo cobertura
(Continua)

ID	V_{sd} (kN)	A_s (cm ² /m)	ρ	k	V_{Rd1} (kN)	α_{v1}	V_{Rd2} (kN)	Verificação
L1	3,81	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L2	3,81	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L3	3,81	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 73 – Verificação do esforço cortante para as lajes do pavimento topo cobertura
(Conclusão)

ID	V _{sd} (kN)	A _s (cm ² /m)	ρ	k	V _{Rd1} (kN)	α _{v1}	V _{Rd2} (kN)	Verificação
L4	3,81	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L5	4,98	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L6	4,98	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L7	4,98	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L8	4,98	1,27	0,0030	1,56	28,30	0,50	172,77	Ok
L10	3,29	1,42	0,0033	1,56	28,59	0,50	172,77	Ok

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 74 – Verificação do esforço cortante para as lajes do pavimento reservatório

ID	V _{sd} (kN)	A _s (cm ² /m)	ρ	k	V _{Rd1} (kN)	α _{v1}	V _{Rd2} (kN)	Verificação
L1	4,08	1,20	0,0028	1,56	28,16	0,50	172,77	Ok
L2	3,70	1,20	0,0028	1,56	28,16	0,50	172,77	Ok
L3	3,02	1,20	0,0028	1,56	28,16	0,50	172,77	Ok

Fonte: Autoria própria (2020).

4.8 IMPLEMENTAÇÃO NO EBERICK

Para a elaboração do projeto no Eberick, é necessário criar uma nova edificação e, o primeiro passo sugerido pelo *software* é a definição dos pavimentos, suas alturas e o número de repetições, caso existam. Na Figura 20 é mostrada a janela do aplicativo onde são definidos os pavimentos.

Figura 20 - Criação de pavimentos no Eberick

Novo projeto (passo 2 de 2)

Pavimentos

Pavimento	Repetições	Altura (cm)	Nível (cm)
RESERVATORIO	1	240.00	1288.00
TOPO COBERTURA	1	130.00	1048.00
BASE COBERTURA	1	306.00	918.00
TIPO	2	306.00	612.00
TERREO	1	120.00	0.00

Nível do solo (cm): 0.00

<< Voltar OK Cancelar Ajuda

Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

É essencial que, antes de qualquer procedimento, o usuário defina as configurações desejadas para tal projeto. Deve-se atentar para todos os detalhes de cada etapa do cálculo estrutural, definindo-se os parâmetros que serão considerados pelo *software*. Nas Figuras 21 e 22 são mostradas as janelas configuradas para a análise estrutural, enquanto nas Figura 23 e 24 pode-se observar definições relacionadas ao dimensionamento.

Figura 21 - Configuração análise Eberick

Análise

Geral Redução no engaste para nós semirrígidos: 15 % Redução na torção para os pilares: 0 % Redução na torção para as vigas: 85 % Aumento na rigidez axial dos pilares: 1 ... ☐ Salvar automaticamente o projeto após o processamento		Não linearidade geométrica ☒ Utilizar o processo P-Delta Número máximo de iterações: 10 Precisão mínima: 1 % Combinação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A ...	
Ligação viga-pilar ☐ Flexibilizar ligação com pilar equivalente Aplicar para relação h/b maior que: 5 ...		Imperfeições globais Tipo de estrutura: Estruturas usuais Combinação vertical característica: G1+G2+Q+A ...	
Não linearidade física Rigidez das vigas: 1 Ec.Ic Rigidez dos pilares: 1 Ec.Ic Rigidez das lajes: 1 Ec.Ic		Processo ☒ Grelhas + pórtico espacial ☐ Modelo integrado Painéis de lajes... Modelo da fundação... Modelo ELS... Avançado...	
OK Cancelar Ajuda			

Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Figura 22 - Configuração painéis de lajes Eberick

Painéis de lajes

Espaçamento das faixas Lajes maciças 50 cm Número mínimo de faixas em uma direção 4 Capitéis 15 cm Regiões maciças 15 cm Vigas de fundação 20 cm Paredes 50 cm		Grelha não linear Continuidades Redistribuição máxima 15 % Aplicar para taxas de armadura maiores que 0.3 % Demais Casos Redistribuição máxima 25 % Aplicar para taxas de armadura maiores que 0.5 % Nº máximo de iterações 10	
Aberturas Dispensar de tratar como aberturas os furos que atendam simultaneamente Dimensão máxima 20 cm Distância entre furos maior que ☐ L/2 ☒ 40 40 cm ☐ Distância do apoio maior que L/4		Paredes Concentrar armadura no topo / base para tração superior a 10 tf Região de interesse 15 % h Coeficiente de empuxo 0.5	
Modelo para dimensionamento ☒ Simplificado ☐ Completo		Escadas Modelo para análise ☒ Pavimentos independentes ☐ Projeto inteiro ☒ Desconsiderar o pilar para distância menor que 20 cm	
Pilar Distância mínima para considerar pilar dentro da laje 20 cm			
OK Cancelar Ajuda			

Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Figura 23 - Configurações dimensionamento Eberick

Dimensionamento [Lajes]

Armadura positiva Comprimento mínimo do trecho 100 cm Espaçamento máximo Principal 20 cm Secundária 25 cm		Armadura das continuidades Diâmetro mínimo 6.3 cm Espaçamento máximo 20 cm	
Ancoragem Momento positivo mínimo a ser considerado na ancoragem 100 Kgf.m Tração mínima a ser considerada na ancoragem 100 Kgf/m ☐ Permitir ancoragem na laje adjacente		Cisalhamento ☒ Dispensar verificação ao cisalhamento Espaçamento múltiplo 1.0 cm Espaçamento mínimo 5 cm Espaçamento máximo ☒ Definido por norma ☐ Adotar 50 % d	
Aberturas ☒ Dispensar armadura de reforço em aberturas circulares ☒ Permitir abertura interceptando nervura em laje pré-fabricada		Limites... Coeficientes... Nervuras... Regiões... Punção... Radier...	
OK Cancelar Ajuda			

Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Figura 24 - Configuração limites dimensionamento Eberick

Limites

Relação máxima entre altura e CG da armadura %

Taxa de armadura máxima %

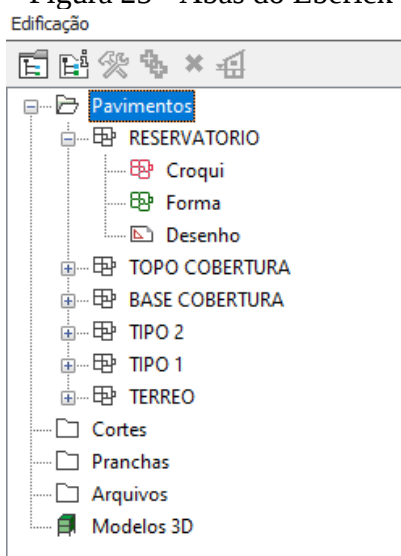
Espaçamento múltiplo ▾

Espaçamento mínimo cm

Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

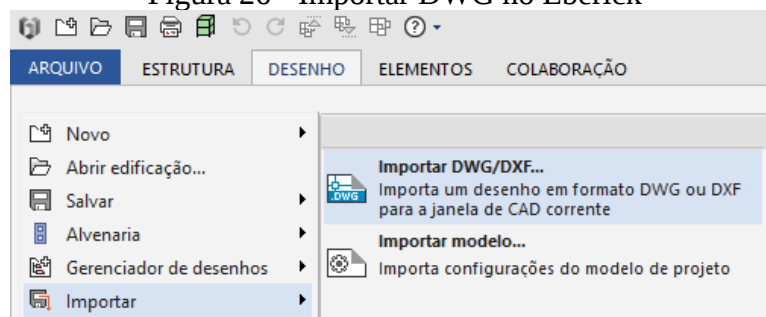
Feitas as configurações e criada a edificação, o Eberick disponibiliza um menu onde aparecem pastas para cada pavimento criado. As abas disponíveis são as de nome croqui, forma e desenho, conforme mostrado na Figura 25. Na aba desenho é possível importar um desenho no formato DWG, como é possível ver na Figura 26.

Figura 25 - Abas do Eberick



Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

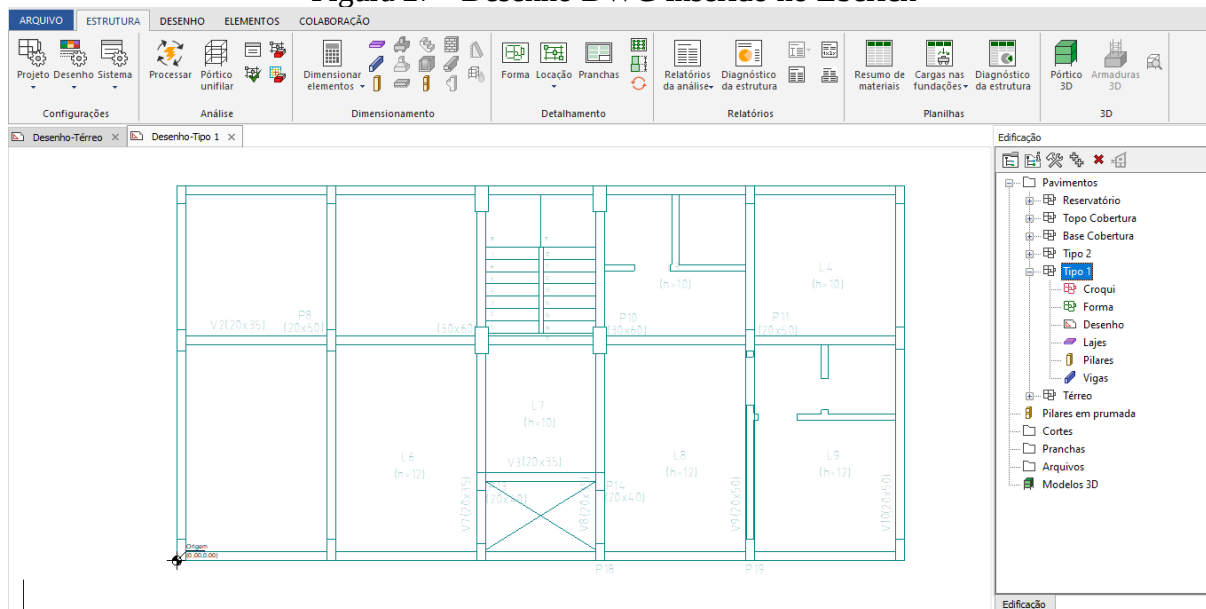
Figura 26 - Importar DWG no Eberick



Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Como pode-se ver na Figura 27, o desenho importado poderá ser visto na aba “desenho”, na qual é possível alterar a planta, posicioná-la, entre outras funções. Mesmo o objetivo do trabalho sendo o de dimensionar apenas lajes, no Eberick o lançamento da estrutura deverá se iniciar pelos pilares, em seguida as vigas e, só quando houver uma região limitada para tal, poderão ser lançadas as lajes. O lançamento estrutural deverá ser feito na aba “croqui”. Na Figura 28 se vê a interface disponibilizada para o lançamento das lajes, na qual é possível informar o tipo de laje, as cargas, o ambiente, a espessura, entre outras informações.

Figura 27 - Desenho DWG inserido no Eberick



Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Figura 28 - Lançamento de lajes no Eberick

Laje

Nome Tipo Grelha...

Ambiente

Cargas

Grupo

Acidental kgf/m² Revestimento kgf/m²

Extra kgf/m²

Temperatura e retração °C

Vigota protendida

Tipo ...

Arranjo Altura

Enchimento

Tipo

Dimensão ...

Seção

Espessura cm Elevação cm

ec cm

ee cm

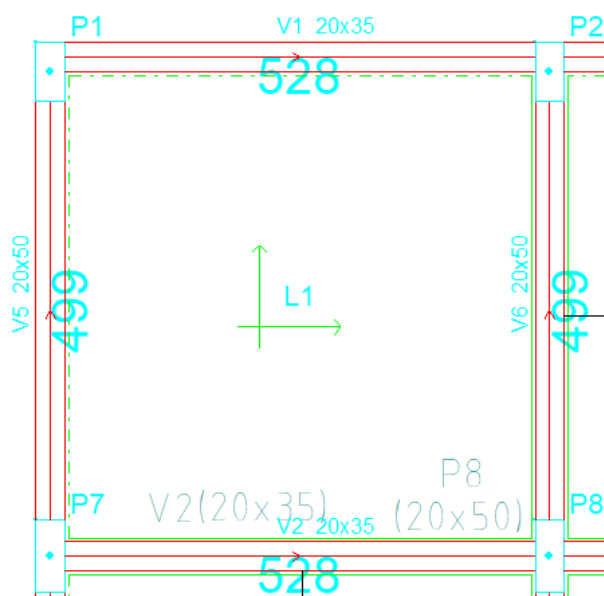
enx cm

eny cm

Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Na Figura 29 é possível ver pilares, vigas e lajes já lançados. Sobre as vigas, apenas por conveniência, foram inseridas as cargas da alvenaria. É interessante se observar, ainda na Figura 25, que foram definidas as vinculações das lajes nas vigas de seu contorno, de modo que a linha pontilhada representa apoio simples, enquanto a linha contínua simboliza engastamento.

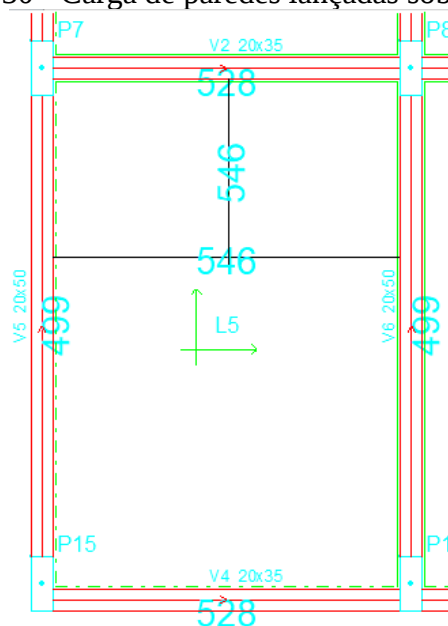
Figura 29 - Lançamento e vinculação da laje no Eberick



Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Nas lajes que possuem paredes sobre elas, foram inseridos carregamentos lineares no perímetro das paredes, conforme nota-se na Figura 30. Para inserir a carga da parede, o Eberick disponibiliza uma interface na qual é possível definir a altura da parede, selecionar o tipo de bloco utilizado na alvenaria ou o próprio usuário pode definir as espessuras e o peso específico. A interface citada é mostrada na Figura 31.

Figura 30 - Carga de paredes lançadas sobre a laje



Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Figura 31 - Lançamento das paredes no Eberick

Carga linear

Cargas

☒ Parede 156.00 kgf/m Editar... Remover

☐ Adicional 100 kgf/m

Lançar

☒ definindo dois pontos

☐ selecionando barras

OK Cancelar Desenho... Ajuda

Parede

Dimensões

Grupo Bloco cerâmico vazado(19cm + 2 x 4)

Altura 280 cm Espessura 23 cm

Carga 554.40 kgf/m Peso 860.87 kgf/m²

Aberturas

Inserir

Editar

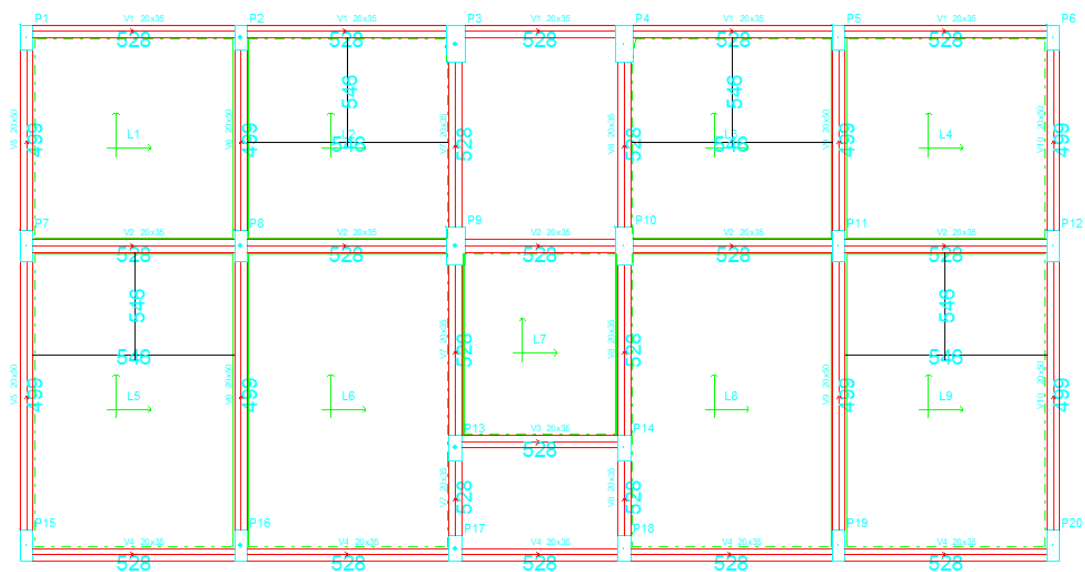
Excluir

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

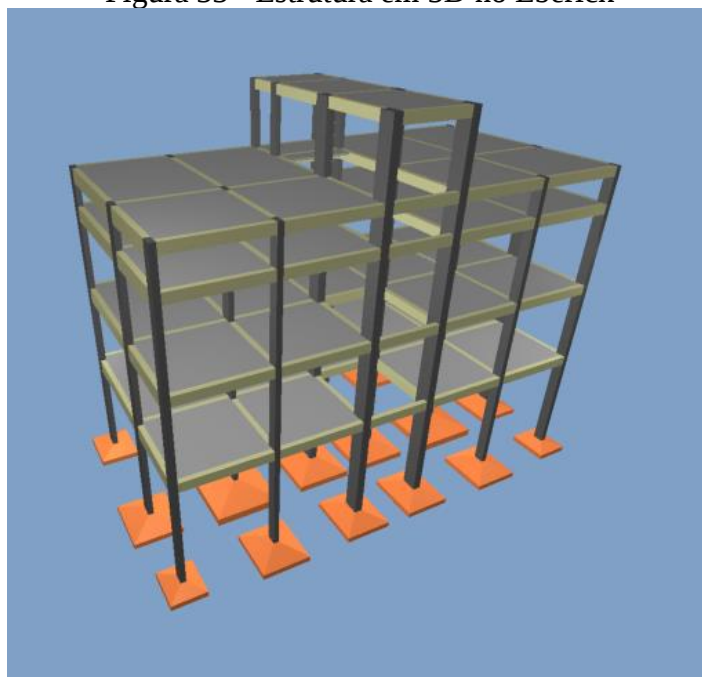
Fazendo-se o lançamento de toda a estrutura e das cargas aplicadas nelas, têm-se a planta conforme mostrada na Figura 32. O Eberick também disponibiliza a visualização da estrutura lançada em três dimensões (FIGURA 33).

Figura 32 - Planta baixa com estrutura lançada no Eberick



Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Figura 33 - Estrutura em 3D no Eberick



Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Para o cálculo estrutural deve ser selecionado o comando “Processar”, o que irá disponibilizar uma interface em que pode-se configurar o que é desejado, como mostrado na Figura 34. Confirmado o que se deseja, o Eberick inicia o processamento e mostra o progresso como é possível ver na Figura 35.

Figura 34 - Análise da estrutura no Eberick

Análise da estrutura

Análise

☒ **Análise estática linear**

Dimensionamento

☒ **Dimensionamento dos elementos**

☒ Dimensionar todos os elementos

☐ Dimensionar elementos selecionados ...

Verificações no estado-limite de serviço

☒ **Determinação das flechas no pórtico**

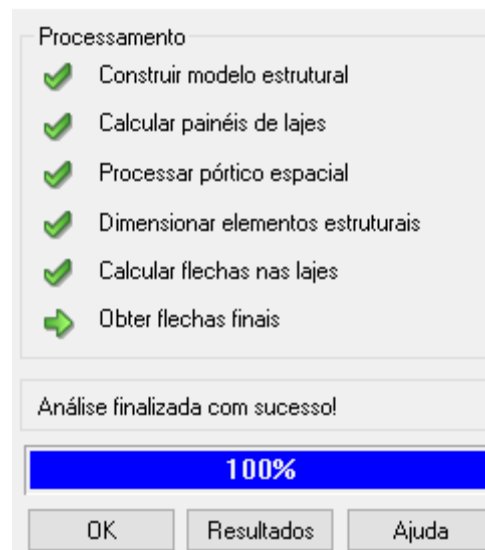
☒ **Determinação das flechas nas lajes**

OK Cancelar Configurar... Ajuda

Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Figura 35 - Processamento da análise estrutural no Eberick

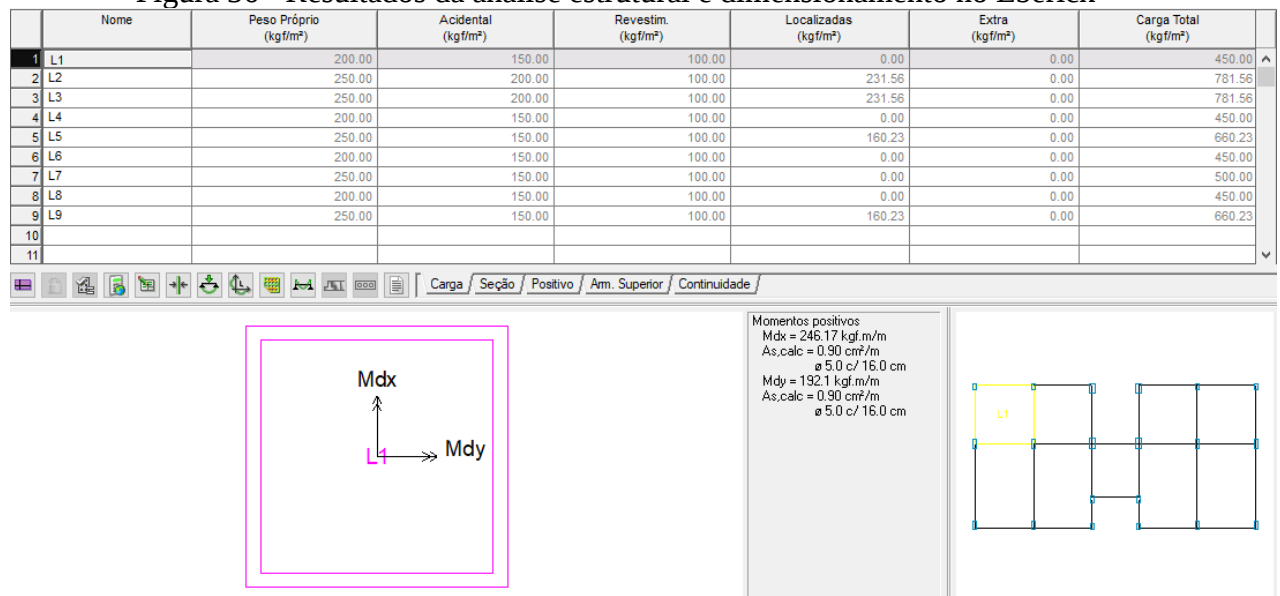
Análise Estática Linear



Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

Por fim, é disponibilizada uma interface (Figura 36) na qual se vê todos os resultados da análise estrutural e dimensionamento das lajes.

Figura 36 - Resultados da análise estrutural e dimensionamento no Eberick



Fonte: Print screen da aplicação no Eberick (2020).

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Serão comparados os momentos e as áreas de aço encontrados na análise estrutural e dimensionamento feitos de forma manual e com o uso do Eberick. Na Tabela 75 estão os momentos positivos em x e em y para as lajes dos pavimentos tipo.

Tabela 75 - Comparação momentos positivos das lajes dos pavimentos tipo

ID	Momentos em x (kN×m/m)			Momentos em y (kN×m/m)		
	Manual	Eberick	Manual/Eberick	Manual	Eberick	Manual/Eberick
L1	2,08	2,46	0,85	2,08	1,92	1,08
L2	3,61	6,36	0,57	3,61	6,04	0,60
L3	3,61	6,36	0,57	3,61	6,04	0,60
L4	2,08	2,46	0,85	2,08	1,92	1,08
L5	4,83	7,08	0,68	2,63	5,07	0,52
L6	3,45	3,97	0,87	1,88	1,68	1,12
L7	1,67	2,04	0,82	0,83	1,17	0,71
L8	3,45	3,97	0,87	1,88	1,68	1,12
L9	4,83	7,08	0,68	2,63	5,07	0,52

Fonte: Autoria própria (2020).

Analisando-se a Tabela 75, é possível reparar que em quase todas as lajes os valores foram próximos, sendo que, na direção x, em 100% da lajes desse pavimento o Eberick apresentou valores superiores, e em y essa porcentagem foi de 55,56%. Uma observação de bastante relevância a se fazer é em relação as lajes L2, L3, L5 e L9, nas quais os momentos calculados pelo *software* deram significativamente maiores do que os calculados manualmente. Essas lajes são as que possuem alvenarias sobre elas, ou seja, essa discrepância de valores pode estar associada à diferentes considerações na determinação da influência desses tipos de carregamento sobre a laje, sendo provável que o Eberick superestime essas cargas. Nas Tabelas 76, 77 e 78 estão os momentos positivos, em x e em y, para os outros três pavimentos.

Tabela 76 - Comparação momentos positivos das lajes do pavimento base cobertura
(Continua)

ID	Momentos em x (kN×m/m)			Momentos em y (kN×m/m)		
	Manual	Eberick	Manual/Eberick	Manual	Eberick	Manual/Eberick
L1	1,62	1,94	0,84	1,62	1,65	0,98
L2	1,62	1,81	0,89	1,62	1,67	0,97
L3	1,62	1,81	0,89	1,62	1,67	0,97
L4	1,62	1,94	0,84	1,62	1,65	0,98
L5	2,69	3,17	0,85	1,46	1,31	1,12

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 76- Comparação momentos positivos das lajes do pavimento base cobertura
(Conclusão)

ID	Momentos em x (kN×m/m)			Momentos em y (kN×m/m)		
	Manual	Eberick	Manual/Eberick	Manual	Eberick	Manual/Eberick
L6	2,69	3,22	0,83	1,46	1,32	1,11
L7	1,85	2,30	0,81	0,92	1,29	0,71
L8	2,69	3,22	0,83	1,46	1,32	1,11
L9	2,69	3,17	0,85	1,46	1,31	1,12

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 77 - Comparação momentos positivos das lajes do pavimento topo cobertura

ID	Momentos em x (kN×m/m)			Momentos em y (kN×m/m)		
	Manual	Eberick	Manual/Eberick	Manual	Eberick	Manual/Eberick
L1	1,62	1,92	0,84	1,62	1,66	0,98
L2	1,62	1,83	0,89	1,62	1,68	0,96
L3	1,62	1,83	0,89	1,62	1,68	0,96
L4	1,62	1,92	0,84	1,62	1,66	0,98
L5	2,69	3,20	0,84	1,46	1,35	1,08
L6	2,69	2,56	1,05	1,46	1,30	1,13
L7	2,69	2,56	1,05	1,46	1,30	1,13
L8	2,69	3,20	0,84	1,46	1,35	1,08
L10	0,98	1,23	0,80	0,60	0,67	0,89

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 78 - Comparação momentos positivos das lajes do pavimento reservatório

ID	Momentos em x (kN×m/m)			Momentos em y (kN×m/m)		
	Manual	Eberick	Manual/Eberick	Manual	Eberick	Manual/Eberick
L1	1,88	2,04	0,92	1,48	1,59	0,93
L2	1,21	1,21	1,00	1,32	1,30	1,02
L3	0,92	1,00	0,92	0,34	0,49	0,69

Fonte: Autoria própria (2020).

Comparados aos momentos positivos das lajes dos pavimentos tipo, as diferenças dos esforços calculados para outros três níveis foram inferiores. Além disso, pela não existência de alvenaria sobre as lajes, assim como também pelas cargas atuantes serem inferiores, pois quase todas são lajes de cobertura, os valores do Eberick se aproximaram bem mais dos calculados manualmente e ainda, em um maior número de lajes, a intensidade dos momentos calculados manualmente foram maiores.

Para o pavimento base cobertura, os momentos positivos em x calculados pelo Eberick foram maiores em 100% das lajes, enquanto em y esse valor foi de 55,56%, porcentagens iguais as do pavimento tipo. Para as lajes do pavimento topo cobertura em 77,78% das lajes, os momentos positivos em x foram maiores quando calculados pelo Eberick, e em y ocorreu o

mesmo em 55,56% das lajes. No pavimento reservatório as mesmas porcentagens foram de 66,67% para as duas direções.

É importante destacar que, em lajes perfeitamente quadradas, como por exemplo a laje L1 do pavimento base cobertura, mesmo os valores do comprimento do vão na direção x e y sendo iguais, os momentos calculados pelo Eberick para essa laje nas duas direções são distintos, enquanto manualmente eles são iguais. Esse fato fez com que na comparação entre os dois métodos, em algumas lajes, para uma direção os momentos calculados no *software* fossem bem maiores que os calculados manualmente, enquanto na outra direção essa diferença foi menor, ou mesmo os determinados manualmente acabaram por se sobressair. Com isso, pode-se perceber a diferença na forma de consideração dos vãos efetivos das lajes quando analisadas manualmente, e quando analisadas por *software*, além de verificar a influência dessa distinção,

Nas Tabelas 79, 80, 81 e 82 estão mostrados os momentos negativos para os quatro tipos de pavimentos da edificação.

Tabela 79 - Comparação momentos negativos das lajes dos pavimentos tipo

Lajes		Manual (kN×m/m)	Eberick (kN×m/m)	Manual/Eberick
L1	L2	7,19	10,42	0,69
L1	L5	6,74	8,20	0,82
L2	L6	7,46	7,71	0,97
L5	L6	9,25	10,34	0,89
L6	L7	3,54	2,70	1,31
L7	L8	3,54	2,70	1,31
L3	L4	7,19	10,42	0,69
L3	L8	7,46	7,71	0,97
L4	L9	6,74	8,20	0,82
L8	L9	9,25	10,34	0,89

Fonte: Autoria própria (2020).

É interessante reparar que, para o pavimento tipo, assim como nos momentos positivos, nos momentos negativos as lajes portadoras de alvenaria (L2, L3, L5 e L9) tiveram seus esforços determinados pelo Eberick com valores bem superiores aos calculados manualmente. Ou seja, a diferença na consideração das cargas de alvenaria por parte do Eberick, acaba por gerar influência em todas as armaduras da laje.

Além disso, é possível perceber que, ainda para os pavimentos tipo, os valores encontrados no *software* foram superiores em 80% das situações, o contrário só ocorrendo para as armaduras negativas da laje L7. É importante enfatizar que no encontro entre as lajes L7 e L6, assim como no das lajes L7 e L8, a continuidade entre elas foi considerada apenas para o

cálculo da laje L7. Isso porque o comprimento da região comum as lajes não representa mais de 2/3 do comprimento do bordo das lajes L6 e L8. Cientes disso, a diferença entre os momentos negativos calculados pelo Eberick e manualmente para a laje L7 deve possuir relação com essa característica desse elemento pois provavelmente tenham sido feitas considerações diferentes nos dois métodos de análise.

Tabela 80 - Comparação momentos negativos das lajes do pavimento base cobertura

Lajes		Manual (kN×m/m)	Eberick (kN×m/m)	Manual/Eberick
L1	L2	4,03	4,17	0,97
L1	L5	4,32	4,00	1,08
L2	L6	4,32	4,15	1,04
L5	L6	6,00	5,78	1,04
L6	L7	3,93	2,78	1,41
L7	L8	3,93	2,78	1,41
L3	L4	4,03	4,17	0,97
L3	L8	4,32	4,15	1,04
L4	L9	4,32	4,00	1,08
L8	L9	6,00	5,78	1,04

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 81 - Comparação momentos negativos das lajes do pavimento topo cobertura

Lajes		Manual (kN×m/m)	Eberick (kN×m/m)	Manual/Eberick
L1	L2	4,03	4,16	0,97
L1	L5	4,32	4,05	1,07
L2	L6	4,32	3,78	1,14
L5	L6	5,02	5,56	0,90
L6	L10	1,79	1,72	1,04
L10	L7	1,79	1,72	1,04
L3	L4	4,03	4,17	0,97
L3	L7	4,32	3,78	1,14
L4	L8	4,32	4,05	1,07
L7	L8	6,00	5,56	1,08

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 82 - Comparação momentos negativos das lajes do pavimento reservatório

Lajes		Manual (kN×m/m)	Eberick (kN×m/m)	Manual/Eberick
L1	L2	3,40	3,57	0,95
L2	L3	2,47	2,51	0,98

Fonte: Autoria própria (2020).

Comparando-se os outros três pavimentos, com momentos mostrados nas Tabelas 80, 81 e 82, pode-se perceber que em apenas 31,82% das lajes os momentos negativos foram maiores quando calculados pelo Eberick. Essa diferença significativa de porcentagens em relação aos momentos positivos provavelmente possui relação com o método de análise utilizado pelo Eberick, o da analogia de grelhas, método esse que considera a influência da rigidez das vigas sobre as lajes. Assim, como para calcular as lajes no Eberick foi preciso lançar toda a estrutura (vigas e pilares), o *software* certamente considerou a ação das vigas sobre as lajes. Nessas situações, como a rigidez das vigas à torção é baixa, é gerada uma redução nos momentos negativos calculados nas lajes, além de um aumento nos positivos.

São mostradas na Tabelas 83 a comparação da área de aço calculadas para as armaduras positivas nos pavimentos tipo.

Tabela 83 - Comparação área de aço (armadura positivas) das lajes dos pavimentos tipo

ID	A _s em x (cm ² /m)			A _s em y (cm ² /m)		
	Manual	Eberick	Manual/Eberick	Manual	Eberick	Manual/Eberick
L1	1,16	0,90	1,29	1,16	0,90	1,29
L2	1,20	1,63	0,74	1,20	2,02	0,59
L3	1,20	1,63	0,74	1,20	2,02	0,59
L4	1,16	0,90	1,29	1,16	0,90	1,29
L5	1,84	2,21	0,83	1,01	1,71	0,59
L6	1,98	1,38	1,43	1,04	0,90	1,16
L7	0,92	0,90	1,02	0,81	0,90	0,90
L8	1,98	1,38	1,43	1,04	0,90	1,16
L9	1,84	2,21	0,83	1,01	1,71	0,59

Fonte: Autoria própria (2020).

Mesmo os momentos positivos atuantes nas lajes dos pavimentos tipo tendo sido bem maiores quando calculados no Eberick, isso não repercutiu igualmente para as áreas de aço. Nesse pavimento, o Eberick calculou armaduras positivas na direção x maiores do que as determinadas manualmente em 44,44% das lajes, e em y em 55,56% delas. O que levanta um questionamento sobre o porquê de, mesmo os momentos sendo superiores, algumas áreas de aço não foram, tendo em vista que essas duas grandezas são diretamente proporcionais. Nas Tabelas 84, 85 e 86 estão comparadas as armaduras positivas para as lajes dos outros três tipo de pavimentos.

Tabela 84 - Comparação área de aço (armadura positivas) das lajes do pavimentos base cobertura

ID	A _s em x (cm ² /m)			A _s em y (cm ² /m)		
	Manual	Eberick	Manual/Eberick	Manual	Eberick	Manual/Eberick
L1	0,89	0,90	0,99	0,89	0,90	0,99
L2	0,89	0,90	0,99	0,89	0,90	0,99
L3	0,89	0,90	0,99	0,89	0,90	0,99
L4	0,89	0,90	0,99	0,89	0,90	0,99
L5	1,51	1,10	1,38	0,81	0,90	0,90
L6	1,51	1,11	1,36	0,81	0,90	0,90
L7	1,03	0,90	1,14	0,81	0,90	0,90
L8	1,51	1,11	1,36	0,81	0,90	0,90
L9	1,51	1,10	1,38	0,81	0,90	0,90

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 85 - Comparação área de aço (armadura positivas) das lajes do pavimento topo cobertura

ID	A _s em x (cm ² /m)			A _s em y (cm ² /m)		
	Manual	Eberick	Manual/Eberick	Manual	Eberick	Manual/Eberick
L1	0,89	0,90	0,99	0,89	0,90	0,99
L2	0,89	0,90	0,99	0,89	0,90	0,99
L3	0,89	0,90	0,99	0,89	0,90	0,99
L4	0,89	0,90	0,99	0,89	0,90	0,99
L5	1,51	1,10	1,38	0,81	0,90	0,90
L6	1,51	0,90	1,68	0,81	0,90	0,90
L7	1,51	0,90	1,68	0,81	0,90	0,90
L8	1,51	1,10	1,38	0,81	0,90	0,90
L10	0,81	0,90	0,90	0,81	0,90	0,90

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 86 - Comparação área de aço (armadura positivas) das lajes do pavimento reservatório

ID	A _s em x (cm ² /m)			A _s em y (cm ² /m)		
	Manual	Eberick	Manual/Eberick	Manual	Eberick	Manual/Eberick
L1	1,04	0,90	1,15	0,82	0,90	0,91
L2	0,81	0,90	0,90	0,81	0,90	0,90
L3	0,81	0,90	0,90	0,81	0,90	0,90

Fonte: Autoria própria (2020).

Por serem lajes de cobertura, elas ficaram com áreas de aço bem próximas, ou mesmo iguais as mínimas. Entretanto, é interessante perceber que a menor área de aço adotada pelo Eberick é de 0,90 cm²/m, enquanto manualmente foi verificado que, seguindo as indicações da NBR 6118/2014, para as lajes de espessura igual a 8 cm, o valor mínimo de armadura positiva é de 0,81 cm²/m. Mesmo a diferença sendo sutil, talvez isso viesse à influenciar nas áreas efetivas e, considerando-se a quantidade de lajes a serem executadas, causar um significativo aumento no consumo de aço.

Para as armaduras positivas na direção x das lajes mostradas nas Tabelas 84, 85 e 86, a área de aço foi maior no Eberick em apenas 47,62% das lajes. Porém, para a direção y, essa mesma porcentagem foi de 100%, apesar de muito próximos. Na Tabelas 87 são mostradas as armaduras negativas para os pavimentos tipo.

Tabela 87 - Comparação área de aço (armadura negativa) das lajes dos pavimentos tipo

Lajes		Manual (cm ² /m)	Eberick (cm ² /m)	Manual/Eberick
L1	L2	2,15	4,89	0,44
L1	L5	2,01	3,72	0,54
L2	L6	2,23	3,41	0,66
L5	L6	2,80	4,85	0,58
L6	L7	1,20	1,20	1,00
L7	L8	1,20	1,20	1,00
L3	L4	2,15	4,89	0,44
L3	L8	2,23	3,41	0,66
L4	L9	2,01	3,72	0,54
L8	L9	2,80	4,85	0,58

Fonte: Autoria própria (2020).

Para os pavimentos tipo, a diferença entre as áreas de aço foram bem significativas, como podemos observar no bordo entre as lajes L1 e L2, na qual o Eberick estimou uma armadura maior do que o dobro da calculada manualmente. Assim, para esse pavimento, as áreas de aço calculadas no *software* foram maiores ou iguais às calculas manualmente em 100% das lajes. A mesma porcentagem valeu para as lajes dos outros pavimentos, mostradas nas Tabelas 88, 89 e 90.

Tabela 88 - Comparação área de aço (armadura negativa) das lajes do pavimento base cobertura

Lajes		Manual (cm ² /m)	Eberick (cm ² /m)	Manual/Eberick
L1	L2	1,20	1,77	0,68
L1	L5	1,27	1,69	0,75
L2	L6	1,27	1,76	0,72
L5	L6	1,78	2,49	0,72
L6	L7	1,20	1,20	1,00
L7	L8	1,20	1,20	1,00
L3	L4	1,20	1,77	0,68
L3	L8	1,27	1,76	0,72
L4	L9	1,27	1,69	0,75
L8	L9	1,78	2,49	0,72

Fonte: Autoria própria (2020).

Tabela 89 - Comparação área de aço (armadura negativa) das lajes do pavimento topo cobertura

Lajes		Manual (cm ² /m)	Eberick (cm ² /m)	Manual/Eberick
L1	L2	1,20	1,76	0,68
L1	L5	1,27	1,71	0,74
L2	L6	1,27	1,59	0,80
L5	L6	1,48	2,39	0,62
L6	L10	1,20	1,20	1,00
L10	L7	1,20	1,20	1,00
L3	L4	1,20	1,76	0,68
L3	L7	1,27	1,59	0,80
L4	L8	1,27	1,71	0,74
L7	L8	1,78	2,39	0,75

Fonte: Autoria própria (2020).

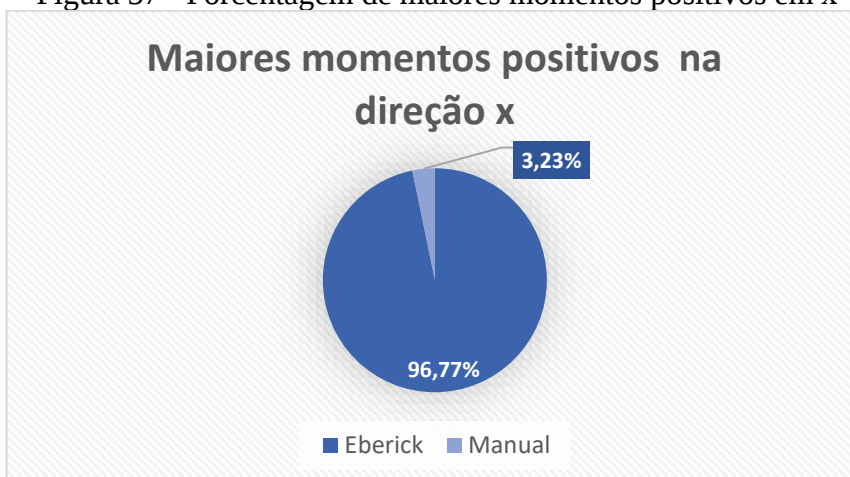
Tabela 90 - Comparação área de aço (armadura negativa) das lajes do pavimento reservatório

Lajes		Manual (cm ² /m)	Eberick (cm ² /m)	Manual/Eberick
L1	L2	1,20	1,50	0,80
L2	L3	1,20	1,20	1,00

Fonte: Autoria própria (2020).

Feitas as comparações, pode-se constatar que, conforme representado na Figura 37, o Eberick apresentou momentos positivos na direção x maiores do que os determinados manualmente em 93,3% das lajes, e em média os momentos positivos do Eberick nessa direção foram maiores 0,60 kN×m/m. Para os momentos positivos na direção y, o *software* calculou momentos maiores em 56,7% das lajes (Figura 38), e em média os momentos calculados por ele foram 0,31 kN×m/m superiores aos calculados manualmente. Para os momentos negativos, os momentos calculados manualmente foram superiores em 53,1% das lajes (Figura 39), porém, ainda assim, os momentos do Eberick foram, em média, 0,18 kN×m/m maiores.

Figura 37 - Porcentagem de maiores momentos positivos em x



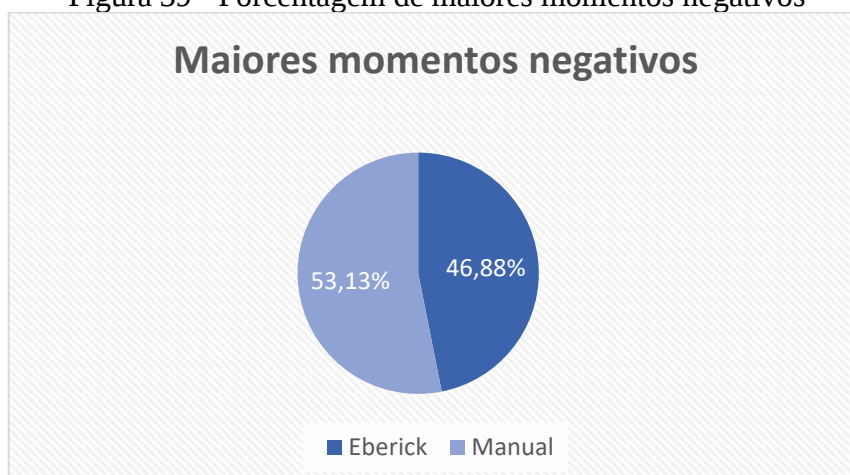
Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 38 - Porcentagem de maiores momentos positivos em y



Fonte: Autoria própria (2020).

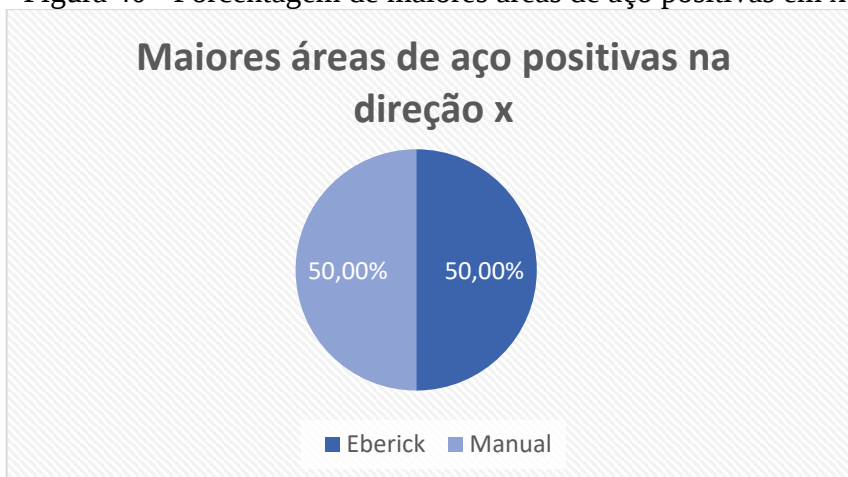
Figura 39 - Porcentagem de maiores momentos negativos



Fonte: Autoria própria (2020).

Comparando-se as áreas de aço, para as armaduras positivas na direção x, a porcentagem ficou igualmente dividida como é possível ver na Figura 40, sendo 50,0% das lajes com área de aço maior quando calculadas pelo Eberick, e as outras 50,0% quando calculadas manualmente. Além disso, para essa comparação, ao contrário de todas as outras, em média a área de aço determinada manualmente foi maior 0,12 cm²/m do que as calculadas pelo *software*. Porém, para a armadura positiva em y, novamente, o Eberick teve valores superiores na maior quantidade de lajes (Figura 41), o correspondente à 86,7%, e com valores em média maiores 0,12 cm²/m. Igualmente ocorreu para a comparação das armaduras negativas, onde as áreas de aço calculadas no *software* foram superiores, ou iguais, em 100% das lajes (FIGURA 42), e em média maiores 0,75 cm²/m.

Figura 40 - Porcentagem de maiores áreas de aço positivas em x



Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 41 - Porcentagem de maiores áreas de aço positivas em y



Fonte: Autoria própria (2020).

Figura 42 - Porcentagem de maiores áreas de aço negativas



Fonte: Autoria própria (2020).

É importante enfatizar que as áreas comparadas são as áreas de cálculo, e não as áreas efetivas, tendo em vista que não foi feito o detalhamento das lajes. Desse modo, calculando-se as áreas efetivas para ambos os procedimentos de dimensionamento, poderia ocorrer das diferenças diminuírem ou, até mesmo, aumentarem.

Eram esperadas diferenças entre os resultados encontrados, pois como explicado, os modelos de análises são distintos e, além disso, pelo fato do Eberick ser um *software* que busca otimizar o custoso processo de projetar estruturas sem abrir mão da segurança, é compreensível que os esforços encontrados nele estejam a favor da segurança.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No referido trabalho foi abordado como a escolha dos procedimentos de dimensionamento e as considerações adotadas no modelo estrutural podem gerar diferentes resultados. Esse fato chama atenção para a importância da conscientização de que é necessário conhecer o programa que está sendo utilizado no desenvolvimento de um projeto, pois é o que permite a compreensão e capacidade de distinção entre o que são consequências do método de cálculo adotado e o que são falhas.

Comparando-se os resultados do dimensionamento, é notável que o procedimento manual provavelmente sairia menos oneroso do que o Eberick. Entretanto, outros fatores devem ser discutidos quando for ser escolhido uma maneira de elaborar um projeto estrutural. O Eberick traz muita praticidade para a análise da estrutura, com uma interface dinâmica e que permite o fácil entendimento dos seus comandos, assim as etapas do projeto acabam tomando bem menos tempo para sua realização. O dimensionamento manual, entretanto, é bastante trabalhoso e com muitos detalhes que podem vir a causar erros. Portanto, a maior consideração a se fazer nesse trabalho é que, independente do método utilizado, o importante é que o projetista entenda completamente o que está fazendo e tenha a responsabilidade para isso.

Como sugestão para trabalhos futuros: Fazer o detalhamento das armaduras da laje, para se ter mais precisão na comparação; Dimensionar as lajes também com um *software* que utilize outro método de análise, como o método dos elementos finitos; e analisar semelhantemente outros elementos estruturais, como as vigas e os pilares.

REFERÊNCIAS

ALTOQI, Eberick 2020. 2019. Disponível em: <<https://www.altoqi.com.br/downloads/>>. Acesso em: 27 jan. 2020.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado — Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. 2. ed. São Paulo: Edgar Blucher Ltda., 1997.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Lajes de concreto**: notas de aula. Bauru, SP: UNESP, 2015.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado, eu te amo**. 7. ed. São Paulo: Edgar Blucher Ltda., 2013.

CARMO, Carla Soraia Leandro do. **Automação de detalhamento de peças padronizadas em concreto armado via CAD e programação orientada a objetos**. 2001. 121 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CHIAVERINI, V. **Aço e ferros fundidos**. São Paulo: Associação Brasileira de Metais, 1982.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec, 2008.

FERRAZ, Henrique. O Aço na Construção Civil. **Revista Eletrônica de Ciências**, São Carlos, v. 22, mar. 2005.

FREITAS, Antônio Henrique Correa de et al. Cálculos Estruturais em Concreto Armado: Comparativo entre o cálculo manual e com auxílio de *software*. **Revista Pensar Engenharia**, v. 2, n. 2, jul. 2014.

HILÁRIO, Bruna Aparecida; OLIVEIRA JUNIOR, Antoniel Silva. Implementação computacional de rotinas para dimensionamento de lajes maciças. **Revista de Engenharia e Tecnologia**, v. 11, n. 3, p.58-70, set. 2019.

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

MARIANO, Mayara Aparecida da Cunha. **Aplicação e análise da utilização do software eberick em um projeto residencial popular**. 2015. 82 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista Julio de Mesquita Filho, Guaratinguetá, 2015.

MARTINS, Phillipe Justino; JORGINO, Douglas Rosa; LIMA, Weslen Neri de. Avaliação comparativa entre os softwares EBERICK V10 e CYPECAD 2016 para estruturas de concreto armado. **Revista Teccen**, v. 1, n. 12, p.31-40, jan/jun. 2019.

MELO, Paula Rodrigues de. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. 113 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

MICALI, Roberto Maurício. **Análise teórica de vigas pré-moldadas de concreto com armadura de aço e de polímero reforçado com fibra de vidro em meio altamente agressivo**. 2010. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Mecânica, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

PINHEIRO, Libânio M. et al. **Projeto de lajes maciças**. 2010. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/>>. Acesso em: 25 jan. 2020.

SCHAF, André Vigevani. **Dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado: metodologia sem uso de software profissional vs. Sistema cad/tqs**. 2018. 197 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

WERNER, Beatriz Vitali; VARGAS, Alexandre. Análise comparativa entre diferentes métodos de cálculo para o dimensionamento de lajes maciças bidirecionais. **Revista Iniciação Científica**, Criciúma, v. 11, n. 1, p.5-26. 2013.

ANEXOS

ANEXO A: Tabela de Bares com coeficientes μ_x , μ'_x , μ_y , μ'_y para os casos 1, 2 e 3

λ	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y
1,00	4,41	4,41	3,07	3,94	8,52	3,94	8,52	3,07
1,05	4,80	4,45	3,42	3,78	8,79	4,19	8,91	2,84
1,10	5,18	4,49	3,77	3,90	9,18	4,43	9,30	2,76
1,15	5,56	4,49	4,14	3,97	9,53	4,64	9,63	2,68
1,20	5,90	4,48	4,51	4,05	9,88	4,85	9,95	2,59
1,25	6,27	4,45	4,88	4,10	10,16	5,03	10,22	2,51
1,30	6,60	4,42	5,25	4,15	10,41	5,20	10,48	2,42
1,35	6,93	4,37	5,60	4,18	10,64	5,36	10,71	2,34
1,40	7,25	4,33	5,95	4,21	10,86	5,51	10,92	2,25
1,45	7,55	4,30	6,27	4,19	11,05	5,64	11,10	2,19
1,50	7,86	4,25	6,60	4,18	11,23	5,77	11,27	2,12
1,55	8,12	4,20	6,90	4,17	11,39	5,87	11,42	2,04
1,60	8,34	3,14	7,21	4,14	11,55	5,98	11,55	1,95
1,65	8,62	4,07	7,42	4,12	11,67	6,07	11,67	1,87
1,70	8,86	4,00	7,62	4,09	11,79	6,16	11,80	1,79
1,75	9,06	3,96	7,66	4,05	11,88	6,24	11,92	1,74
1,80	9,27	3,91	7,69	3,99	11,96	6,31	12,04	1,68
1,85	9,45	3,83	8,22	3,97	12,03	6,38	12,14	1,64
1,90	9,63	3,75	8,74	3,94	12,14	6,43	12,24	1,59
1,95	9,77	3,71	8,97	3,88	12,17	6,47	12,29	1,54
2,00	10,00	3,64	9,18	3,80	12,20	6,51	12,34	1,48
∞	12,57	3,77	9,18	3,80	12,20	7,61	12,76	1,48

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2014).

ANEXO B: Tabela de Bares com coeficientes μx , $\mu'x$, μy , $\mu'y$ para os casos 4, 5 e 6

λ	Caso 4				Caso 5			Caso 6		
	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y
1,00	2,81	6,99	2,81	6,99	2,15	3,17	6,99	3,17	6,99	2,15
1,05	3,05	7,43	2,81	7,18	2,47	3,32	7,43	3,29	7,20	2,07
1,10	3,30	7,87	2,81	7,36	2,78	3,47	7,87	3,42	7,41	1,99
1,15	3,53	8,28	2,80	7,50	3,08	3,58	8,26	3,52	7,56	1,89
1,20	3,76	8,69	2,79	7,63	3,38	3,70	8,65	3,63	7,70	1,80
1,25	3,96	9,03	2,74	7,72	3,79	3,80	9,03	3,71	7,82	1,74
1,30	4,16	9,37	2,69	7,81	4,15	3,90	9,33	3,79	7,93	1,67
1,35	4,33	9,65	2,65	7,88	4,50	3,96	9,69	3,84	8,02	1,59
1,40	4,51	9,93	2,60	7,94	4,85	4,03	10,00	3,90	8,11	1,52
1,45	4,66	10,41	2,54	8,00	5,19	4,09	10,25	3,94	8,13	1,45
1,50	4,81	10,62	2,47	8,06	5,53	4,14	10,49	3,99	8,15	1,38
1,55	4,93	10,82	2,39	8,09	5,86	4,16	10,70	4,03	8,20	1,34
1,60	5,06	10,99	2,31	8,12	6,18	4,17	10,91	4,06	8,25	1,28
1,65	5,16	11,16	2,24	8,14	6,48	4,14	11,08	4,09	8,28	1,23
1,70	5,27	11,30	2,16	8,15	6,81	4,12	11,24	4,12	8,30	1,18
1,75	5,36	11,43	2,11	8,16	7,11	4,12	11,39	4,14	8,31	1,15
1,80	5,45	11,55	2,04	8,17	7,41	4,10	11,43	4,15	8,32	1,11
1,85	5,53	11,57	1,99	8,17	7,68	4,08	11,65	4,16	8,33	1,08
1,90	5,60	11,67	1,93	8,18	7,95	4,04	11,77	4,17	8,33	1,04
1,95	5,67	11,78	1,91	8,19	8,21	3,99	11,83	4,17	8,33	1,01
2,00	5,74	11,89	1,88	8,20	8,47	3,92	11,88	4,18	8,33	0,97
∞	7,06	12,50	1,95	8,20	12,58	4,13	11,88	4,18	8,33	0,97

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2014).

ANEXO C: Tabela de Bares com coeficientes μx , $\mu'x$, μy , $\mu'y$ para os casos 7, 8 e 9

λ	Caso 7				Caso 8				Caso 9			
	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y
1,00	2,13	5,46	2,60	6,17	2,60	6,17	2,13	5,46	2,11	5,15	2,11	5,15
1,05	2,38	5,98	2,66	6,46	2,78	6,47	2,09	5,56	2,31	5,50	2,10	5,29
1,10	2,63	6,50	2,71	6,75	2,95	6,76	2,04	5,65	2,50	5,85	2,09	5,43
1,15	2,87	7,11	2,75	6,97	3,09	6,99	1,98	5,70	2,73	6,14	2,06	5,51
1,20	3,11	7,72	2,78	7,19	3,23	7,22	1,92	5,75	2,94	6,43	2,02	5,59
1,25	3,43	8,81	2,79	7,36	3,34	7,40	1,85	5,75	3,04	6,67	1,97	5,64
1,30	3,56	8,59	2,77	7,51	3,46	7,57	1,78	5,76	3,13	6,90	1,91	5,68
1,35	3,76	8,74	2,74	7,63	3,55	7,70	1,72	5,75	3,25	7,09	1,86	5,69
1,40	3,96	8,88	2,71	7,74	3,64	7,82	1,64	5,74	3,38	7,28	1,81	5,70
1,45	4,15	9,16	2,67	7,83	3,71	7,91	1,59	5,73	3,48	7,43	1,73	5,71
1,50	4,32	9,44	2,63	7,91	3,78	8,00	1,53	5,72	3,58	7,57	1,66	5,72
1,55	4,48	9,68	2,60	7,98	3,84	8,07	1,47	5,69	3,66	7,68	1,60	5,72
1,60	4,63	9,91	2,55	8,02	3,89	8,14	1,42	5,66	3,73	7,79	1,54	5,72
1,65	4,78	10,13	2,50	8,03	3,94	8,20	1,37	5,62	3,80	7,88	1,47	5,72
1,70	4,92	10,34	2,45	8,10	3,98	8,25	1,32	5,58	3,86	7,97	1,40	5,72
1,75	5,04	10,53	2,39	8,13	4,01	8,30	1,27	5,56	3,91	8,05	1,36	5,72
1,80	5,17	10,71	2,32	8,17	4,04	8,34	1,20	5,54	3,95	8,12	1,32	5,72
1,85	5,26	10,88	2,27	8,16	4,07	8,38	1,17	5,55	3,98	8,18	1,26	5,72
1,90	5,36	11,04	2,22	8,14	4,10	8,42	1,14	5,56	4,01	8,24	1,21	5,72
1,95	5,45	11,20	2,14	8,13	4,11	8,45	1,11	5,60	4,04	8,29	1,19	5,72
2,00	5,55	11,35	2,07	8,12	4,13	8,47	1,08	5,64	4,07	8,33	1,16	5,72
∞	7,07	12,50	2,05	8,12	4,18	8,33	1,09	5,64	4,19	8,33	1,17	5,72

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2014).

ANEXO D: Tabela de Bares com coeficientes α para o cálculo das flechas

λ	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	4,67	3,20	3,20	2,42	2,21	2,21	1,81	1,81	1,46
1,05	5,17	3,61	3,42	2,67	2,55	2,31	2,04	1,92	1,60
1,10	5,64	4,04	3,63	2,91	2,92	2,41	2,27	2,04	1,74
1,15	6,09	4,47	3,82	3,12	3,29	2,48	2,49	2,14	1,87
1,20	6,52	4,91	4,02	3,34	3,67	2,56	2,72	2,24	1,98
1,25	6,95	5,34	4,18	3,55	4,07	2,63	2,95	2,33	2,10
1,30	7,36	5,77	4,35	3,73	4,48	2,69	3,16	2,42	2,20
1,35	7,76	6,21	4,50	3,92	4,92	2,72	3,36	2,48	2,30
1,40	8,14	6,62	4,65	4,08	5,31	2,75	3,56	2,56	2,37
1,45	8,51	7,02	4,78	4,23	5,73	2,80	3,73	2,62	2,45
1,50	8,87	7,41	4,92	4,38	6,14	2,84	3,91	2,68	2,51
1,55	9,22	7,81	5,00	4,53	6,54	2,86	4,07	2,73	2,57
1,60	9,54	8,17	5,09	4,65	6,93	2,87	4,22	2,77	2,63
1,65	9,86	8,52	5,13	4,77	7,33	2,87	4,37	2,78	2,68
1,70	10,15	8,87	5,17	4,88	7,70	2,88	4,51	2,79	2,72
1,75	10,43	9,19	5,26	4,97	8,06	2,88	4,63	2,81	2,76
1,80	10,71	9,52	5,36	5,07	8,43	2,89	4,75	2,83	2,80
1,85	10,96	9,82	5,43	5,16	8,77	2,89	4,87	2,85	2,83
1,90	11,21	10,11	5,50	5,23	9,08	2,90	4,98	2,87	2,85
1,95	11,44	10,39	5,58	5,31	9,41	2,90	5,08	2,89	2,88
2,00	11,68	10,68	5,66	5,39	9,72	2,91	5,19	2,91	2,91
∞	15,35	15,35	6,38	6,38	15,35	3,07	6,38	3,07	3,07

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2014).

ANEXO E: : Tabela com coeficientes k_x , k'_x , k_y , k'_y para os casos 1, 2 e 3

λ	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	k_x	k_y	k_x	k_y	k'_y	k'_x	k'_y	k_y
1,00	2,50	2,50	1,83	2,32	4,02	2,32	4,02	1,83
1,05	2,62	2,50	1,92	2,37	4,10	2,38	4,13	1,83
1,10	2,73	2,50	2,01	2,41	4,17	2,44	4,23	1,83
1,15	2,83	2,50	2,10	2,44	4,22	2,50	4,32	1,83
1,20	2,92	2,50	2,20	2,46	4,27	2,54	4,41	1,83
1,25	3,00	2,50	2,29	2,48	4,30	2,59	4,48	1,83
1,30	3,08	2,50	2,38	2,49	4,32	2,63	4,55	1,83
1,35	3,15	2,50	2,47	2,50	4,33	2,67	4,62	1,83
1,40	3,21	2,50	2,56	2,50	4,33	2,70	4,68	1,83
1,45	3,28	2,50	2,64	2,50	4,33	2,74	4,74	1,83
1,50	3,33	2,50	2,72	2,50	4,33	2,77	4,79	1,83
1,55	3,39	2,50	2,80	2,50	4,33	2,80	4,84	1,83
1,60	3,44	2,50	2,87	2,50	4,33	2,82	4,89	1,83
1,65	3,48	2,50	2,93	2,50	4,33	2,85	4,93	1,83
1,70	3,53	2,50	2,99	2,50	4,33	2,87	4,97	1,83
1,75	3,57	2,50	3,05	2,50	4,33	2,89	5,01	1,83
1,80	3,61	2,50	3,10	2,50	4,33	2,92	5,05	1,83
1,85	3,65	2,50	3,15	2,50	4,33	2,94	5,09	1,83
1,90	3,68	2,50	3,20	2,50	4,33	2,96	5,12	1,83
1,95	3,72	2,50	3,25	2,50	4,33	2,97	5,15	1,83
2,00	3,75	2,50	3,29	2,50	4,33	2,99	5,18	1,83
∞	5,00	2,50	5,00	2,50	4,33	3,66	6,25	1,83

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2014).

ANEXO F: Tabela com coeficientes k_x , k'_x , k_y , k'_y para os casos 4, 5 e 6

λ	Caso 4				Caso 5		Caso 6	
	k_x	k'_x	k_y	k'_y	k_x	k'_y	k'_x	k_y
1,00	1,83	3,17	1,83	3,17	1,44	3,56	3,56	1,44
1,05	1,92	3,32	1,83	3,17	1,52	3,66	3,63	1,44
1,10	2,00	3,46	1,83	3,17	1,59	3,75	3,69	1,44
1,15	2,07	3,58	1,83	3,17	1,66	3,84	3,74	1,44
1,20	2,14	3,70	1,83	3,17	1,73	3,92	3,80	1,44
1,25	2,20	3,80	1,83	3,17	1,80	3,99	3,85	1,44
1,30	2,25	3,90	1,83	3,17	1,88	4,06	3,89	1,44
1,35	2,30	3,99	1,83	3,17	1,95	4,12	3,93	1,44
1,40	2,35	4,08	1,83	3,17	2,02	4,17	3,97	1,44
1,45	2,40	4,15	1,83	3,17	2,09	4,22	4,00	1,44
1,50	2,44	4,23	1,83	3,17	2,17	4,25	4,04	1,44
1,55	2,48	4,29	1,83	3,17	2,24	4,28	4,07	1,44
1,60	2,52	4,36	1,83	3,17	2,31	4,30	4,10	1,44
1,65	2,55	4,42	1,83	3,17	2,38	4,32	4,13	1,44
1,70	2,58	4,48	1,83	3,17	2,45	4,33	4,15	1,44
1,75	2,61	4,53	1,83	3,17	2,53	4,33	4,17	1,44
1,80	2,64	4,58	1,83	3,17	2,59	4,33	4,20	1,44
1,85	2,67	4,63	1,83	3,17	2,66	4,33	4,22	1,44
1,90	2,70	4,67	1,83	3,17	2,72	4,33	4,24	1,44
1,95	2,72	4,71	1,83	3,17	2,78	4,33	4,26	1,44
2,00	2,75	4,75	1,83	3,17	2,84	4,33	4,28	1,44
∞	3,66	6,33	1,83	3,17	5,00	4,33	5,00	1,44

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2014).

ANEXO G: Tabela com coeficientes k_x , k'_x , k_y , k'_y para os casos 7, 8 e 9

λ	Caso 7			Caso 8			Caso 9	
	k_x	k'_x	k_y	k'_x	k_y	k'_y	k'_x	k'_y
1,00	1,44	2,50	3,03	3,03	1,44	2,50	2,50	2,50
1,05	1,52	2,63	3,08	3,12	1,44	2,50	2,62	2,50
1,10	1,59	2,75	3,11	3,21	1,44	2,50	2,73	2,50
1,15	1,66	2,88	3,14	3,29	1,44	2,50	2,83	2,50
1,20	1,73	3,00	3,16	3,36	1,44	2,50	2,92	2,50
1,25	1,80	3,13	3,17	3,42	1,44	2,50	3,00	2,50
1,30	1,88	3,25	3,17	3,48	1,44	2,50	3,08	2,50
1,35	1,94	3,36	3,17	3,54	1,44	2,50	3,15	2,50
1,40	2,00	3,47	3,17	3,59	1,44	2,50	3,21	2,50
1,45	2,06	3,57	3,17	3,64	1,44	2,50	3,28	2,50
1,50	2,11	3,66	3,17	3,69	1,44	2,50	3,33	2,50
1,55	2,16	3,75	3,17	3,73	1,44	2,50	3,39	2,50
1,60	2,21	3,83	3,17	3,77	1,44	2,50	3,44	2,50
1,65	2,25	3,90	3,17	3,81	1,44	2,50	3,48	2,50
1,70	2,30	3,98	3,17	3,84	1,44	2,50	3,53	2,50
1,75	2,33	4,04	3,17	3,87	1,44	2,50	3,57	2,50
1,80	2,37	4,11	3,17	3,90	1,44	2,50	3,61	2,50
1,85	2,40	4,17	3,17	3,93	1,44	2,50	3,65	2,50
1,90	2,44	4,21	3,17	3,96	1,44	2,50	3,68	2,50
1,95	2,47	4,28	3,17	3,99	1,44	2,50	3,72	2,50
2,00	2,50	4,33	3,17	4,01	1,44	2,50	3,75	2,50
∞	3,66	6,34	3,17	5,00	1,44	2,50	5,00	2,50

Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo (2014).