

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

IGOR MENDES LIMA

ANÁLISE ESTRUTURAL DE SOBRECARGA EM LAJE TRELIÇADA

FLORIANÓPOLIS, 2024.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA – CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

IGOR MENDES LIMA

ANÁLISE ESTRUTURAL DE SOBRECARGA EM LAJE TRELIÇADA

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Fernando Toppan Rabello,
Doutor em Engenharia Civil.

FLORIANÓPOLIS, 2024.

ANÁLISE ESTRUTURAL DE SOBRECARGA EM LAJE TRELIÇADA

IGOR MENDES LIMA

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro Civil em 2024 e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 04 de setembro, 2024.

Banca Examinadora:

Fernando Toppan Rabello, Doutor em Engenharia Civil

Samuel João da Silveira, Doutor em Engenharia Civil

Tarcisio Lucio Lunardeli
Pós-Graduado em Estruturas de Concreto Armado e Fundação
Lunardeli Engenharia

RESUMO

Um sistema de lajes com vigotas de armadura treliçada (VT) é um modelo estrutural largamente utilizado em obras de pequeno e médio porte, definido pela utilização de elementos pré-moldados e materiais inertes de enchimento. A contribuição dos respectivos componentes internos é estabelecida pela viabilidade de custos e a otimização do processo construtivo, visto que permitem a eliminação parcial do concreto, abaixo da linha neutra, e a redução de fôrmas do pavimento. Para garantir um aprimoramento funcional, algumas lajes incorporam armaduras complementares e nervuras de travamento ao sistema, mas, devido à espessura reduzida, a seção transversal apresenta uma menor rigidez global em comparação com as lajes maciças e resulta em maiores deslocamentos verticais, especialmente em situações de sobrecarga e falhas de execução. Dessa forma, é essencial realizar um estudo de caso para confirmar as características gerais da laje e avaliar o seu comportamento frente a deformações excessivas. O estudo se concentrará no pavimento de uma edificação residencial, localizada no bairro Campeche, caracterizada por um erro de concretagem que resultou em uma espessura de contrapiso superior à projetada. A correção foi realizada com a adição de brita leve. Contudo, a verificação visa avaliar se a estrutura suportaria a sobrecarga da espessura total e os impactos na estabilidade da estrutura, por meio de análises manuais com o método de vigas independentes e análises computacionais usando o software Eberick.

Palavras-chave: Laje treliçada. Concreto armado. Sobrecarga. Análise estrutural. Modelo de vigas independentes. Eberick.

ABSTRACT

A system of slab with lattice beam reinforcement (LB) is a structural model widely used in small and medium-sized construction projects, defined by the use of pre-cast elements and inert filling materials. The contribution of these internal components is established by cost-effectiveness and the optimization of the construction process, as they allow for partial elimination of concrete below the neutral axis and reduction in the number of floor forms. To ensure functional improvement, some slabs incorporate additional reinforcement and slab locking rib into the system; however, due to the reduced thickness, the cross-section exhibits lower overall rigidity compared to solid slabs and results in greater vertical displacements, especially in situations of overload and execution failures. Therefore, it is essential to conduct a case study to confirm the general characteristics of the slab and assess its behavior under excessive deformation. The study will focus on the floor of a residential building located in the Campeche neighborhood, characterized by a concreting error that resulted in a subfloor thickness greater than projected. The correction was carried out by adding light aggregate. However, the verification aims to evaluate whether the structure could support the load of the total thickness and the impacts on structural stability, through manual analyses using the independent beam method and computational analyses using the Eberick software.

Keywords: Lattice slab. Reinforced concrete. Overload. Structural analysis. Independent beam model. Eberick.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Cargas aplicadas sobre laje	18
Figura 2 – Armação em forma de treliça espacial	23
Figura 3 – Armação em forma de treliça espacial	24
Figura 4 – Representação da armadura transversal	24
Figura 5 – Armaduras complementares	25
Figura 6 – Armadura complementar na capa	25
Figura 7 – Viga de borda como apoio simples para a laje	33
Figura 8 – Lajes parcialmente contínuas	34
Figura 9 – Engastamento elástico decorrente dos momentos fletores negativos diferentes	35
Figura 10 – Estádios de deformação de uma seção de concreto	36
Figura 11 – Domínios de estado limite último de uma seção transversal	39
Figura 12 – Características do domínio 1	39
Figura 13 – Características do domínio 2	40
Figura 14 – Características do domínio 3	41
Figura 15 – Características do domínio 4	41
Figura 16 – Características do domínio 4a	42
Figura 17 – Características do domínio 5	42
Figura 18 – Placa e grelha equivalentes	45
Figura 19 – Planta do pavimento em estudo	49
Figura 20 – Sistemas estruturais em estudo	50
Figura 21 – Deformações do pavimento para elementos independentes, laje pré-moldada e maciça, respectivamente	51
Figura 22 – Diagrama de esforços nas vigas de contorno	51
Figura 23 – Diagrama de momento fletor nas regiões centrais	52
Figura 24 – Malha de elementos finitos	53
Figura 25 – Exemplo de seção transversal real e de cálculo	55
Figura 26 – Seção transversal em forma de “T”	56
Figura 27 – Diferentes tipos de seção	56
Figura 28 – Níveis do pavimento e nomenclatura atribuída	72
Figura 29 – Planta baixa incorporada ao software	72
Figura 30 – Esquema estrutural do pavimento	73
Figura 31 – Janela de inserção de dados da laje	73

Figura 32 – Pórtico 3D gerado pelo Eberick	74
Figura 33 – Materiais e durabilidade	75
Figura 34 – Materiais e durabilidade	75
Figura 35 – Dimensionamento e detalhamento de projeto	76
Figura 36 – Análise geral do projeto	76
Figura 37 – Configuração do processamento	77
Figura 38 – Projeto arquitetônico de edificação	79
Figura 39 – Representação de laje em projeto	79
Figura 40 – Laje L1	80
Figura 41 – Seção transversal de cálculo	80
Figura 42 – Grellha para momentos fletores	93
Figura 43 – Grellha para esforços cortantes	94
Figura 44 – Grellha para deslocamentos (sem contraflecha)	95
Figura 45 – Traços e peso específico do agregado leve	99

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Vantagens e desvantagens da utilização de lajes maciças	21
Quadro 2 – Vantagens e desvantagens da utilização de lajes treliçadas	29

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais	16
Tabela 2 – Requisitos mecânicos de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado	17
Tabela 3 – Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço	22
Tabela 4 – Dimensões e tolerâncias mínimas padronizadas para vigotas treliçadas	24
Tabela 5 – Dimensões das lajotas cerâmicas	26
Tabela 6 – Continuação das dimensões da lajota cerâmica	27
Tabela 7 – Limites de deslocamento	66
Tabela 8 – Valores do coeficiente em função do tempo	67
Tabela 9 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com seção retangular	69
Tabela 10 – Levantamento de cargas	81
Tabela 11 – Inércia e flechas para as diversas combinações	88
Tabela 12 – Resumo de verificações ao ELU	90
Tabela 13 – Resumo de verificações ao ELS-DEF	91
Tabela 14 – Resumo de verificações ao ELU	92
Tabela 15 – Resumo de verificações ao ELS-DEF	94
Tabela 16 – Comparativo de momentos fletores e flecha total	96
Tabela 17 – Comparativo de projeto e dimensionamentos	98
Tabela 18 – Resumo de verificações ao ELS-DEF (com brita leve)	100

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 Justificativa	13
1.2 Definição do Problema	14
1.3 Objetivo Geral	14
1.4 Objetivos Específicos	15
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1 Componentes estruturais	16
2.1.1 Concreto	16
2.1.2 Vergalhão de Aço	17
2.2 Lajes de Concreto Armado	18
2.2.1 Laje Maciça	19
2.2.1.1 <i>Processo Executivo</i>	19
2.2.1.2 <i>Vantagens e Desvantagens</i>	20
2.2.1.3 <i>Espessura Mínima</i>	21
2.2.2 Laje Trelaçada	22
2.2.2.1 <i>Vigotas com armadura trelaçada (VT)</i>	23
2.2.2.2 <i>Nervura de Travamento</i>	24
2.2.2.3 <i>Armadura Complementar</i>	25
2.2.2.4 <i>Armadura de Distribuição</i>	25
2.2.2.5 <i>Material de enchimento</i>	26
2.2.2.6 <i>Processo Executivo</i>	27
2.2.2.7 <i>Vantagens e Desvantagens</i>	29
2.2.2.8 <i>Espessura Mínima</i>	29
2.2.3 Classificação de Lajes	30
2.2.3.1 <i>Laje armada em uma direção</i>	31
2.2.3.2 <i>Laje armada em duas direções (em cruz)</i>	31
2.3 Conceitos de Dimensionamento	31
2.3.1 Vão Efetivo	32
2.3.2 Vinculação de bordas	32
2.3.2.1 <i>Apoio simples</i>	33
2.3.2.2 <i>Engaste perfeito</i>	33
2.3.2.3 <i>Engaste elástico</i>	34
2.3.3 Estados Limites da Estrutura	35
2.3.3.1 <i>Estado Limite de Serviço</i>	35
2.3.3.2 <i>Estado Limite Último</i>	35
2.3.4 Estádios de Deformação	36
2.3.4.1 <i>Estádio I</i>	37
2.3.4.2 <i>Estádio II</i>	37
2.3.4.3 <i>Estádio III</i>	37
2.3.5 Domínios de Deformação	38
2.3.5.1 <i>Domínio 1</i>	39
2.3.5.2 <i>Domínio 2</i>	40
2.3.5.3 <i>Domínio 3</i>	40
2.3.5.4 <i>Domínio 4</i>	41
2.3.5.5 <i>Domínio 4a</i>	41
2.3.5.6 <i>Domínio 5</i>	42

2.3.5.7 Retas A e B.....	43
2.3.6 Hipóteses Básicas para o Cálculo.....	43
2.4 Métodos e Técnicas de Análise.....	44
2.4.1 Analogia de Grelhas.....	44
2.4.2 Teoria das Placas.....	46
2.4.3 Modelo de Vigas Independentes.....	48
2.4.3.1 Definição.....	48
2.4.3.2 Estudo Realizado.....	48
2.4.4 Método dos Elementos Finitos (MEF).....	52
3 MATERIAIS E MÉTODO.....	54
3.1 Método de Cálculo Manual.....	54
3.1.1 Levantamento de Cargas.....	54
3.1.2 Seção Transversal de Cálculo.....	55
3.1.3 Largura Colaborante (bf).....	55
3.1.4 Momento Fletor Máximo.....	57
3.1.5 Cálculo de Armadura Longitudinal.....	58
3.1.6 Cálculo de Armadura Transversal.....	59
3.1.7 Estado Limite de Deformação Excessiva.....	61
3.1.7.1 Momento de Fissuração.....	62
3.1.7.2 Momento de Inércia no Estádio I (Seção Bruta).....	62
3.1.7.3 Momento de Inércia no Estádio II (Puro).....	63
3.1.7.4 Flecha Total.....	65
3.1.7.5 Contraflecha.....	68
3.1.8 Limites de Armadura.....	68
3.1.8.1 Armadura Mínima.....	68
3.1.8.2 Armadura Máxima.....	69
3.1.8.3 Armadura de Distribuição.....	70
3.2 Método de Cálculo Computacional.....	70
3.2.1 AltoQi Eberick.....	71
3.2.1.1 Importação de Projeto.....	71
3.2.1.2 Concepção Estrutural.....	72
3.2.1.3 Dados e Critérios de Análise.....	74
3.2.1.4 Processamento da Estrutura.....	77
4 ANÁLISE DA EDIFICAÇÃO.....	78
4.1 Apresentação de obra.....	78
4.1.1 Informações Gerais.....	78
4.1.2 Informações Específicas.....	79
4.2 Análise Manual da Estrutura.....	80
4.2.1 Seção Transversal de Cálculo.....	80
4.2.2 Largura Colaborante (bf).....	81
4.2.3 Solicitações Internas da Seção.....	81
4.2.3.1 Peso Próprio da Estrutura.....	82
4.2.3.2 Carga Permanente e Acidental.....	82
4.2.3.3 Cargas Adicionais de Parede.....	82
4.2.3.4 Cargas Totais Atuantes.....	83
4.2.4 Estado Limite Último.....	83
4.2.4.1 Cálculo da Armadura Longitudinal.....	83
4.2.4.2 Cálculo da Armadura Transversal.....	85
4.2.5 Estado Limite de Deformação Excessiva.....	86

4.2.5.1 Momento de Inércia no Estádio I (Seção Bruta)	86
4.2.5.2 Momento de Inércia no Estádio II (Puro)	86
4.2.5.3 Momento de Fissuração	87
4.2.5.4 Momento de Inércia Efetiva	87
4.2.5.5 Flecha Total	88
4.2.5.6 Contraflecha	89
4.2.6 Limites de Armadura	89
4.2.6.1 Armadura Mínima	90
4.2.6.2 Armadura Máxima	90
4.2.6.3 Armadura de Distribuição	90
4.2.7 Apresentação dos Resultados	90
4.2.7.1 Estado Limite Último	90
4.2.7.2 Estado Limite de Deformação Excessiva	91
4.3 Análise Computacional da Estrutura	92
4.3.1 Apresentação dos Resultados	92
4.3.1.1 Estado Limite Último	92
4.3.1.2 Estado Limite de Deformação Excessiva	94
5 DISCUSSÃO E COMPARATIVO DOS RESULTADOS	96
5.1 Comparativo com as Armaduras de Projeto	97
5.2 Comparativo da Solução Adotada “in Loco”	98
5.2.1 Cargas Consideradas na Verificação	99
5.2.1.1 Resultados da Flecha Total	100
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	102
6.1 Sugestões para trabalhos futuros	102
REFERÊNCIAS	103
ANEXOS.....	108
ANEXO A - Projeto Arquitetônico do 2º Pavimento	108
ANEXO B - Projeto Estrutural do 2º Pavimento	109
ANEXO C - Projeto de Fôrmas do 2º Pavimento	110

1 INTRODUÇÃO

O conceito de construção civil no Brasil foi inicialmente documentado em 1648 através do manuscrito “Declaração de Obras”, elaborado por Frei Bernardo de São Bento. A escritura, considerada o primeiro diário de obras brasileiro, teve grande destaque na época por abordar de maneira detalhada os processos, técnicas, dificuldades e soluções encontradas para a reforma construtiva de um edifício no Rio de Janeiro. Desde então, o crescimento econômico, a industrialização e o aumento populacional demandaram, cada vez mais, novos modelos, tecnologias e melhorias na prática da engenharia nacional.

Diante dessa evidente necessidade, a busca incansável pelo avanço nas metodologias e no emprego de materiais resultou em uma nova descoberta, um material pulverulento, de boa trabalhabilidade, durável e que seria precursor da nova era da construção civil. Desenvolvido pelo inglês Joseph Aspdin em 1824, o “Cimento Portland” é um composto mineral que resiste bem às forças de compressão, mas limitado a tração. Portanto, com o objetivo de melhorar seu desempenho, combinou-se à resistência a tração do aço com as características únicas do concreto, resultando posteriormente nas primeiras estruturas de concreto armado.

Segundo Pinheiro et al (2007), estruturas de concreto armado tem como objetivo formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação. A análise e a disposição dos componentes internos de supra/infraestrutura leva em conta a finalidade da construção, posicionamento de elementos e número de pavimentos.

Para normatizar a aplicação do método construtivo e padronizar as etapas executivas em obra, a NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece requisitos gerais e específicos para um desempenho estrutural e durabilidade satisfatórios, delimitando modelos numéricos que atendam os Estados Limites e a favor da segurança. De acordo com Krüger (2008), a meta principal de um projeto é assegurar que a capacidade ou resistência seja maior que a solicitação durante a vida útil do sistema.

Em contrapartida, os elementos de concreto armado vem diminuindo sua seção ao longo dos anos, acarretando em peças mais esbeltas e sujeitas a

flambagem e/ou redução da capacidade de carga. No entanto, visto que há a necessidade de um melhor aproveitamento de área útil arquitetural, estruturas mais esbeltas colaboram com o fator econômico, resultando em fundações menos solicitadas e diminuindo o consumo de concreto armado, que corresponde de 20% a 25% do custo total da edificação finalizada (GIONGO, 2005). Dessa forma, modelos construtivos como as lajes, que antes eram maciças, receberam enchimentos e alternativas para diminuição de seu peso próprio.

Lajes treliçadas são um exemplo atual dos diferentes tipos de estruturas que acompanharam essa evolução, sua aplicação é caracterizada por vencer vãos consideráveis, sendo usualmente empregada em construções comerciais e residenciais de pequeno e médio porte, facilidade executiva, pouca ou nenhuma utilização de formas e um menor peso (preenchimento com material inerte). Estabelecidas pela NBR 14859 (ABNT, 2016), a norma padroniza os processos de fabricação, recebimento e utilização de cada elemento do sistema construtivo, em qualquer tipo de edificação.

Para o empreendimento em análise, a execução de lajes treliçadas foi realizada com algumas imprecisões, o desnivelamento estrutural contribuiu para a possibilidade de cargas de regularização excedentes, acima do calculado e especificado por norma. Portanto, como solução, foi utilizada a brita leve na composição da camada de contrapiso, a qual será objeto de estudo e verificado quanto as solicitações na lajes.

1.1 Justificativa

É notório que a fissuração e/ou deformação de estruturas de concreto armado estão se tornando cada vez mais presentes na atualidade, estruturas como as lajes estão sofrendo com excesso de peso e solicitações acima do projetado, seja por mudanças em sua utilização, reformas ou demandas/problemas construtivos. No entanto, é importante ressaltar que toda e qualquer intervenção feita *in loco*, como paredes, pisos e contrapiso, faz com que as cargas permanentes sejam alteradas, e isso pode trazer um excesso de peso para a qual a estrutura não foi dimensionada para suportar (FIBERSALS, 2016).

Erros construtivos, principalmente de concretagem, são responsáveis por aumentar e muito os custos de obra. Para as lajes, o desempenho estrutural e a vida útil do sistema dependem de rigorosos critérios executivos que devem ser seguidos em obra. Segundo Andrade (1997), a grande quantidade de danos que ocorrem nas edificações poderia ser minimizada se houvesse um controle de qualidade efetivo durante o processo construtivo.

Com isso, visando contribuir com o entendimento acerca do assunto, o presente trabalho é estruturado em realizar a verificação de uma falha construtiva a qual um sistema de lajes constituídas de vigotas pré-moldadas foram submetidas, comparando as determinações de projeto com as executadas em campo.

1.2 Definição do Problema

O contrapiso é uma etapa fundamental em qualquer obra de engenharia civil, responsável por receber o piso definitivo. Desempenha a função de assegurar a estabilidade, nivelamento e isolamento da estrutura, garantindo que o revestimento final seja seguro, durável e visualmente agradável (THOMÉ, 2023).

Para que o processo seja otimizado, garantir uma boa execução das etapas antecessoras é algo crucial para que se respeite o dimensionamento mínimo do material e evite o seu acréscimo. Toda e qualquer intervenção estrutural altera as determinações de projeto.

Dessa forma, para evidenciar as consequências de um acréscimo de altura final dessa regularização, será exposto a verificação de esforços adicionais na estrutura e suas implicações. Um fato que, apesar de ser comum dentro de um canteiro de obras, deveria ser evitado.

1.3 Objetivo Geral

O objetivo geral do estudo de caso é estabelecer as características e comportamentos das lajes treliçadas para um empreendimento residencial com carregamento excessivo permanente, determinados a partir de modelos numéricos e softwares específicos para engenharia.

1.4 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são definidos como:

a) Analisar o comportamento estrutural das lajes do estudo de caso dentro do Estado Limite Último e o Estado Limite de Deformações Excessivas;

b) Dimensionar as armaduras longitudinais das lajes do estudo de caso para as condições de ruína;

c) Comparar os métodos manuais e computacionais de cálculo e evidenciar suas respectivas limitações;

d) Estabelecer soluções para os deslocamentos verticais da estrutura.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Componentes estruturais

2.1.1 Concreto

Segundo Couto et al (2013), o concreto é um elemento heterogêneo constituído por cimento, água, agregado miúdo (areia), agregado graúdo (pedra ou brita) e ar, podendo também conter adições e aditivos químicos com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas. É chamado de concreto estrutural quando aplicado com finalidades estruturais e pode ser apresentado de formas distintas, como: concreto simples, sem armadura; concreto armado quando a armadura não é pré-tracionada ou protendida; e concreto protendido quando a armadura é ativa ou protendida

A NBR 8953 (ABNT, 2015) estabelece que concretos estruturais são classificados entre os grupos I e II, conforme a sua resistência característica à compressão (f_{ck}). De acordo com a Tabela 1, concretos com classe de resistência inferior a C20 não são estruturais e, caso sejam utilizados, devem ter seu desempenho conforme a ABNT NBR 6118/2023 e ABNT NBR 12655/2022.

Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: NBR 8953 (ABNT, 2015).

2.1.2 Vergalhão de Aço

O vergalhão de aço é um elemento estrutural caracterizado por suportar e distribuir principalmente as cargas de tração em estruturas de concreto armado, contribuindo para a estabilidade e ductilidade da edificação. São comercializados com espessuras e comprimentos diversos, e sua aplicação leva em conta a sua categoria que pode ser definida, de acordo com a Tabela 2, por: CA-50, resistência de 500 MPa; CA-60, resistência de 600 MPa; e CA-25, resistência de 250 MPa.

A superfície do material, dentro de sua categoria, está diretamente ligada com as suas propriedades e funcionalidades estruturais, peças de aço nervuradas (CA-50 e CA-60) auxiliam na redução de rachaduras e proporcionam uma melhor aderência do aço ao concreto, o que evita deslocamentos internos e garante um bom desempenho com altas concentrações de cargas. Ainda, a fim de promover uma maior vida útil ao sistema e evitar a oxidação do material, muitos vergalhões de aço são submetidos a procedimentos de imersão a quente ou galvanização, aderindo uma camada protetora de zinco e evitando problemas precoces de manutenção (GALVAMINAS, c2023).

Segundo a NBR 7480 (ABNT, 2022), classificam-se como barras os produtos de diâmetro nominal 6,3 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente e sem processo posterior de deformação mecânica, e fios os produtos de diâmetro nominal 10 mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio.

Tabela 2 – Requisitos mecânicos de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado

Categoria do aço	Valores mínimos de tração				Ensaio de dobramento ^g		Ensaio de aderência	
	Resistência característica de escoamento ^a f_{yk} MPa ^e	Limite de resistência ^b f_{st} MPa ^e	Alongamento após ruptura em 10 ϕ ^c A %	Alongamento total na força máxima ^d Agt %	Diâmetro do pino ou cutelo mm		Coeficiente de conformação superficial mínimo ^h	
					$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$\phi < 10$ mm	$\phi \geq 10$ mm
CA-25	250	1,20 f_y	18	–	2 ϕ	4 ϕ	1,0	1,0
CA-50	500	1,10 f_y	8	5	3 ϕ	6 ϕ	1,0	1,5
CA-60	600	1,05 f_y ^f	5	–	5 ϕ	–	1,0	1,5

^a Valor característico do limite superior de escoamento f_{yk} obtido a partir do LE ou σ_E da ABNT NBR ISO 6892-1.
^b O mesmo que resistência convencional à ruptura ou resistência convencional à tração (LR ou σ_t da ABNT NBR ISO 6892-1).
^c ϕ é o diâmetro nominal, conforme 3.5.
^d O alongamento deve ser verificado por meio do critério de alongamento após ruptura (A) ou alongamento total na força máxima (Agt).
^e Para efeitos práticos de aplicação desta Norma, pode-se admitir 1 MPa = 0,1 kgf/mm².
^f f_{st} mínimo de 660 MPa.
^g O ensaio de dobramento deve ser feito a 180° conforme a ABNT NBR 17005.

Fonte: NBR 7480 (ABNT, 2022)

2.2 Lajes de Concreto Armado

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), placas, usualmente denominadas lajes, são elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais a seu plano (Figura 1). Placas com espessura maior que 1/3 do vão devem ser estudadas como placas espessas.

As lajes de concreto armado são definidas como elementos bidimensionais, que são aqueles onde duas dimensões são de mesma ordem de grandeza, comprimento e largura, e maiores que uma terceira dimensão, a espessura. Tem como finalidade receber a maioria das cargas distribuídas e/ou concentradas aplicadas em uma edificação e transmiti-las para as vigas de apoio ou diretamente aos pilares, em função da destinação arquitetônica (BASTOS, 2023).

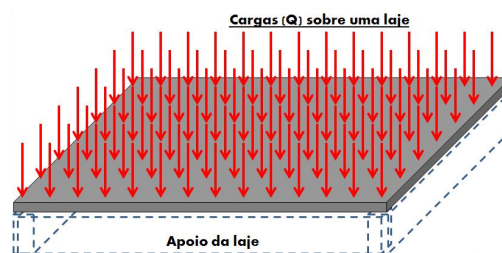
A ABDI (c2015) divide o sistema em função do seu processo construtivo, apresentando uma classificação entre lajes moldadas *in loco*, pré-fabricadas e semi pré-fabricadas. A diferença principal se deve a industrialização de técnicas ou componentes:

a) Lajes moldadas *in loco*: estruturas que utilizam de técnicas ou métodos convencionais, todo o processo executivo é realizado em obra. Ex: Lajes maciças.

b) Lajes pré-fabricadas: estruturas que utilizam parte de sistemas convencionais, apenas em execução, e parte de sistemas industrializados, como elementos estruturais. Ex: Lajes treliçadas.

c) Lajes semi pré-fabricadas: estruturas que utilizam de técnicas e métodos racionalizados, empregando elementos industrializados com funções específicas a desempenhar, durante a execução do sistema convencional. Ex: Lajes protendidas.

Figura 1 – Cargas aplicadas sobre laje



Fonte: Souza (2020).

2.2.1 Laje Maciça

Laje maciça é um sistema estrutural onde toda a espessura é composta por concreto, compreendendo armaduras longitudinais de flexão e eventualmente armaduras transversais. Podem ser constituídas de concreto armado ou protendido e, em sua maioria, apresentar vínculos de bordas apoiadas em vigas ou paredes. Há a possibilidade de existirem uma ou mais bordas livres, mas são casos específicos (BASTOS, 2023).

2.2.1.1 Processo Executivo

Segundo Lopes (2012), o processo de execução da laje maciça é relativamente simples e bem difundido. Portanto, o autor expõem uma sequência cronológica de etapas construtivas para a implementação do modelo estrutural:

a) Etapa 1 (Colocação de Formas e Escoramento): Essa etapa é caracterizada pela confecção e posicionamento das fôrmas e do cimbramento, através de escoras. São empregados com a finalidade de dar forma e sustentação a laje até que o sistema atinja a resistência desejada e podem ser constituídas de diversos materiais, dentre eles: Madeira e aço. Tanto as fôrmas quanto as escoras e demais materiais utilizados no processo construtivo podem e devem ser reaproveitados, para uma economia do canteiro de obras e otimização das fases *in loco*. No entanto, para poder reaproveitá-los no demais pavimentos, os materiais devem estar de acordo com os critérios da NBR 14931 (ABNT, 2023).

b) Etapa 2 (Colocação de Armaduras): Após a “Etapa 1” concluída, todas as armaduras do sistema estrutural são empregadas. Nessa fase as armaduras são inseridas na laje com o auxílio de espaçadores, a fim de garantir o cobrimento ideal do concreto e a proteção contra qualquer tipo de corrosão.

c) Etapa 3 (Preparação e Lançamento do Concreto): Para a preparação da laje, deve-se garantir que todos os eletrodutos e caixas de passagem, além de outros tipos de infraestruturas de projeto, estejam posicionadas corretamente. A NBR 14931 (ABNT, 2023) estabelece que a deve ser realizada a remoção cuidadosa de detritos e verificar a condição de estanqueidade das juntas das fôrmas, evitando a perda de pasta ou argamassa. Além disso, fôrmas que absorvam umidade com

facilidade e/ou contribuam para a evaporação, devem ser saturadas antes do lançamento do concreto, a fim de minimizar a perda de água da mistura. Por fim, o lançamento do concreto ocorre logo após o amassamento, onde o intervalo entre eles não deve ser superior a uma hora. Ademais, o uso de aditivos pode ser empregado a mistura a fim de alterar as características do concreto, que deve estar acordo com o projeto.

d) Etapa 4 (Adensamento do Concreto): O concreto deve ser lançado e adensado de forma que todos os componentes estruturais sejam embutidos, envolvidos na massa de concreto. Para garantir que o sistema apresente a resistência mínima de projeto, o adensamento é empregado com a finalidade de garantir maior homogeneidade e redução do número de vazios.

e) Etapa 5 (Cura do Concreto): A NBR 14931 (ABNT, 2023) estabelece que para apresentar um endurecimento satisfatório, o concreto deve ser curado e protegido contra agentes prejudiciais, dentre eles: Mudanças bruscas de temperatura, secagem rápida, chuva forte, agentes químicos e etc. Ademais, para evitar a perda de umidade da reação química, através da evaporação para o ambiente, a laje deve ser permanentemente submetida a presença de água, até que alcance a sua resistência à compressão igual ou superior a 15 MPa.

f) Etapa 6 (Retirada das Fôrmas e dos Escoramentos): A retirada das fôrmas e do escoramento devem ser executados apenas quando o concreto estiver suficientemente endurecido, a fim de garantir a resistência as solicitações na estrutura e evitar deformações. A NBR 14931 (ABNT, 2023) define que a retirada do escoramento e das fôrmas devem ser executados sem choques e conforme o plano de desforma.

2.2.1.2 Vantagens e Desvantagens

Para determinar sua utilização e um emprego eficiente do material, é necessário identificar as vantagens e desvantagens de sua aplicação (Quadro 1). Embora seja um modelo construtivo comumente empregado por parte dos projetistas, devido a grande rigidez relacionada ao deslocamento horizontal, critérios específicos relativos as suas propriedades são necessários levar em consideração em projeto.

Quadro 1 – Vantagens e desvantagens da utilização de lajes maciças

Vantagens	Desvantagens
Oferece funções de placa e membrana (chapa)	Elevado consumo de fôrmas, escoras, concreto e aço
Bom desempenho em relação à capacidade de redistribuição dos esforços	Elevado peso próprio implicando em maiores reações nos apoios
Apropriada a situações de singularidade estrutural	Elevado consumo de mão de obra referente às atividades dos profissionais
A existência de muitas vigas, por outro lado, forma muitos pórticos, que garantem uma boa rigidez à estrutura de contraventamento	Grande capacidade de propagação de ruídos entre pavimentos
Mão de obra capacitada, por ser um sistema estrutural comumente aplicado	Limitação quanto a sua aplicação a grandes vãos por conta da demanda de espessura média de concreto
Menos suscetível a fissuras e trincas	Custo relativamente elevado
-	Apresenta uma grande quantidade de vigas, diminuindo a produtividade da construção;
-	Tempo muito elevado para execução das fôrmas e da desforma.

Fonte: Lopes (2012).

2.2.1.3 Espessura Mínima

De modo geral, o fator mais impactante para o dimensionamento e aplicação estrutural é a espessura do sistema. As espessuras de lajes maciças variam de acordo com os mais variados tipos de edificações, seja um edifício de múltiplos pavimentos, muros de arrimo, escadas, reservatórios e etc. Portanto, a NBR 6118 (ABNT, 2023) normatiza essas medidas e estabelece parâmetros mínimos a serem respeitados:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;

- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de L/42 para lajes de pisos biapoiadas e L/50 para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Para estruturas em balanço, a norma ainda faz uma observação, os esforços solicitantes de cálculo devem ser multiplicados por um coeficiente adicional, também estabelecido numericamente, pela Tabela 3.

Tabela 3 – Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

2.2.2 Laje Trelaçada

De acordo com a NBR 14859-1 (ABNT, 2016), lajes trelaçadas são elementos estruturais planos constituídos por elementos pré-fabricados, estruturais e inertes de enchimento e/ou de forma permanente, armaduras e concreto complementar de obra, podendo ser maciço, nervurado unidirecional e nervurado bidimensional. Este sistema construtivo é caracterizado por apresentar zonas de tração nas nervuras, formadas por vigotas, e zonas de compressão suportadas principalmente na mesa de concreto, já que a parte inferior é inerte e serve apenas para garantir a aderência entre o aço e o concreto (ARAÚJO, 2008).

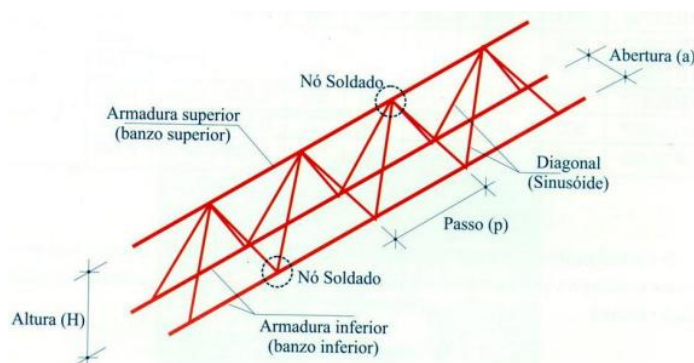
Ainda, a NBR 14859-1 (ABNT, 2016) normatiza os tipos de elementos estruturais e define a padronização de requisitos gerais e específicos para os componentes do sistema, dentre eles: Vigota com armadura simples ou comum (VC),

vigota com armadura protendida (VP), vigota com armadura treliçada (VT), minipainel treliçado (MPT) e painel treliçado (PT).

2.2.2.1 Vigotas com armadura treliçada (VT)

Segundo Bastos (2023), as vigotas treliçadas presentes nas nervuras tem a forma de uma treliça espacial (Figura 2). O banzo inferior é constituído por duas barras e o banzo superior por uma, unidos por barras diagonais inclinadas (em sinusóide) e podendo apresentar armaduras longitudinais complementares, soldadas por eletrofusão. Esse sistema proporciona rigidez ao conjunto, melhora do transporte, manuseio e aumenta a resistência aos esforços cortantes. Ainda, para Droppa Júnior (1999), as vigotas pré-moldadas devem ser capazes de suportar seu peso próprio, além das cargas construtivas, e vencer os vãos delimitados pelas linhas de apoio do cimbramento.

Figura 2 – Armação em forma de treliça espacial

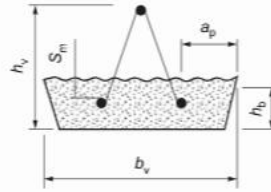


Fonte: Faulim (1998).

As vigotas ou trilhos apresentam uma camada de concreto, em forma de uma placa fina, no banzo inferior da estrutura (Figura 3). A capa de concreto (ou mesa), fornece a resistência necessária à laje e serve de apoio para o material de enchimento (BASTOS, 2023). Padronizado pela NBR 14859-1 (ABNT, 2016), a norma estabelece dimensões e tolerâncias mínimas para o modelo estrutural, apresentadas pela Tabela 4.

Figura 3 – Armação em forma de treliça espacial

$$S_m \text{ mínimo} = 5 + 0,1 \times h_b \text{ (mm)}$$



Fonte: NBR 14859-1 (ABNT, 2016).

Tabela 4 – Dimensões e tolerâncias mínimas padronizadas para vigotas treliçadas

Largura mínima (b_v)	Altura mínima (h_v)	Largura mínima do apoio (a_p)	Altura mínima do apoio (h_b)
130 ± 5	75 ± 2	15 ± 1	30 ± 1

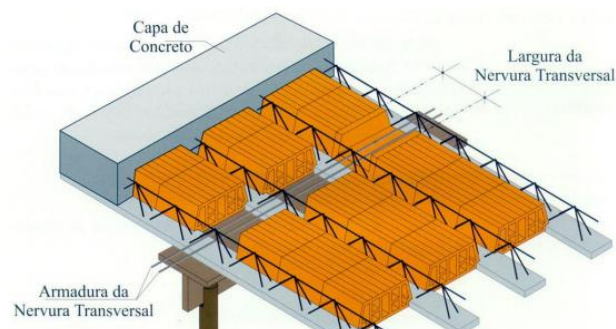
Fonte: NBR 14859-1 (ABNT, 2016).

2.2.2.2 Nervura de Travamento

Nervuras de travamento ou nervuras transversais são armaduras dispostas em direção perpendicular às vigotas treliçadas, a cada dois metros, com a função de travamento lateral das nervuras principais e contribuindo na redistribuição dos esforços solicitantes (Figura 4). São empregadas entre o material de enchimento e distanciadas entre si, a fim de permitir a penetração do concreto e a colocação de armadura longitudinal (BASTOS, 2023).

A antiga NBR 6118 (ABNT, 1980) recomendava que, em lajes nervuradas unidirecionais, eram necessárias nervuras transversais para a distribuição de cargas concentradas ou quando o vão teórico da estrutura fosse superior a 4 m. Caso esse vão ultrapassasse 6 m, era exigido no mínimo duas nervuras. No entanto, esses parâmetros não foram incorporados a partir da NBR 6118 (ABNT, 2003).

Figura 4 – Representação da armadura transversal

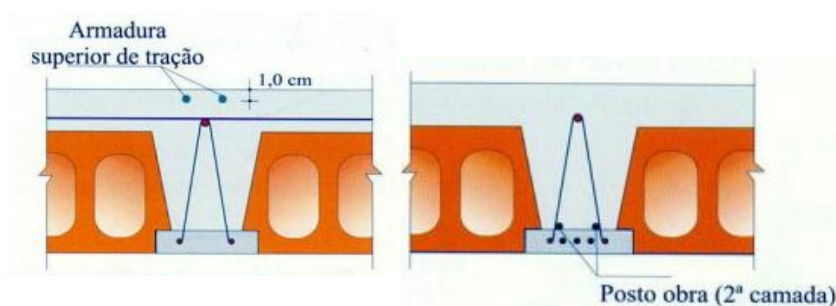


Fonte: Bastos (2023).

2.2.2.3 Armadura Complementar

A armadura complementar é uma armadura disposta na direção longitudinal das vigotas treliçadas com a função de aumentar a resistência da laje aos momentos fletores positivos e negativos, conforme a Figura 5. A armadura positiva é caracterizada pela disposição de barras de aço ao longo da parte inferior das vigotas, podendo estar dentro ou sobre a placa de concreto, enquanto a armadura negativa é empregada próxima a face superior da capa (BASTOS, 2023).

Figura 5 – Armaduras complementares

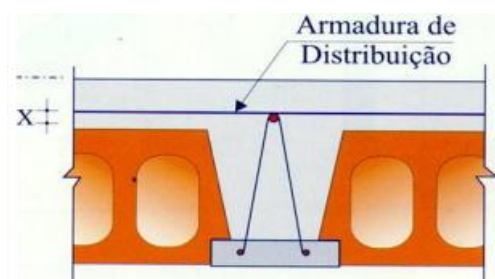


Fonte: Faulim (1998).

2.2.2.4 Armadura de Distribuição

A armadura de distribuição é uma armadura disposta na direção transversal as nervuras, sobre a barra do banzo superior da treliça (Figura 6). Tem como função aumentar a resistência da mesa à flexão e à força cortante, fazendo com que as nervuras trabalhem conjuntamente e melhorando a ligação entre a mesa e as nervuras (BASTOS, 2023).

Figura 6 – Armadura complementar na capa



Fonte: Faulim (1998).

2.2.2.5 Material de enchimento

De acordo com a NBR 14859-2 (ABNT, 2016), materiais de enchimento são elementos não estruturais, fabricados com materiais inertes diversos, sendo maciços ou vazados, intercalados entre as vigotas ou dispostos sobre os minipainéis e painéis. São industrializados fora do local de uso final e devem ser desconsiderados no cálculo da resistência e rigidez do sistema.

Para Bastos (2023), o material de enchimento exerce a função de dar forma ao concreto, proporcionar uma superfície inferior lisa e diminuir a utilização de formas. Sua aplicação é caracterizada pelo emprego de materiais preferencialmente leves e de baixo custo, a fim de reduzir o peso próprio de lajes e otimizar o processo construtivo, e são comumente utilizados na forma de concreto celular autoclavado, lajota cerâmica ou EPS.

As lajotas cerâmicas são caracterizadas por apresentar uma ruptura frágil ou dúctil, disposta entre as vigotas, e devem ser capazes de resistir as solicitações previstas durante a fase de trabalho. Em decorrência da necessidade de alturas totais variáveis para adequação em projeto, são fornecidas com diversas dimensões, demonstradas na Tabela 5 e Tabela 6.

Tabela 5 – Dimensões das lajotas cerâmicas

Designação	Altura ^a h_e mm	Largura b_e mm	Comprimento C mm	Largura do apoio a_h mm	Altura do apoio a_v mm
Hc 6/27/c	60 ± 3	270 ± 3	(100; 200 e 250) ± 3	15 +3	30 ± 2
Hc 7/27/c	70 ± 3				
Hc 8/27/c	80 ± 3				
Hc 10/27/c	100 ± 3				
Hc 12/27/c	120 ± 3				
Hc 16/27/c	160 ± 3				
Hc 20/27/c	200 ± 4				
Hc 24/27/c	240 ± 4				
Hc 29/27/c	290 ± 4				
Hc 6/30/c	60 ± 3	300 ± 3	(100; 200 e 250) ± 3	15 +3	30 ± 2
Hc 7/30/c	70 ± 3				
Hc 8/30/c	80 ± 3				
Hc 10/30/c	100 ± 3				
Hc 12/30/c	120 ± 3				

Fonte: NBR 14859-2 (ABNT, 2016).

Tabela 6 – Continuação das dimensões da lajota cerâmica

Designação	Altura ^a h_e mm	Largura b_e mm	Comprimento C mm	Largura do apoio a_h mm	Altura do apoio a_v mm
Hc 16/30/c	160 ± 3	300 ± 3	(100; 200 e 250) ± 3	15 +3	30 ± 2
Hc 20/30/c	200 ± 4				
Hc 24/30/c	240 ± 4				
Hc 29/30/c	290 ± 4				
Hc 6/32/c	60 ± 3	320 ± 3	(100; 200 e 250) ± 3	15 +3	30 ± 2
Hc 7/32/c	70 ± 3				
Hc 8/32/c	80 ± 3				
Hc 10/32/c	100 ± 3				
Hc 12/32/c	120 ± 3				
Hc 16/32/c	160 ± 3				
Hc 20/32/c	200 ± 4				
Hc 24/32/c	240 ± 4				
Hc 29/32/c	290 ± 4	370 ± 3	(100; 200 e 250) ± 3	15 +3	30 ± 2
Hc 7/37/c	70 ± 3				
Hc 8/37/c	80 ± 3				
Hc 10/37/c	100 ± 3				
Hc 12/37/c	120 ± 3				
Hc 16/37/c	160 ± 3				
Hc 20/37/c	200 ± 4				
Hc 24/37/c	240 ± 4				
Hc 29/37/c	290 ± 4	400 ± 4	(100; 200 e 250) ± 3	15 +3	30 ± 2
Hc 8/40/c	80 ± 3				
Hc 10/40/c	100 ± 3				
Hc 12/40/c	120 ± 3				
Hc 16/40/c	160 ± 3				
Hc 20/40/c	200 ± 4				
Hc 24/40/c	240 ± 4				
Hc 29/40/c	290 ± 4				

Fonte: NBR 14859-2 (ABNT, 2016).

2.2.2.6 Processo Executivo

Segundo Lopes (2012), o processo de execução da laje treliçada requer a atenção em alguns pontos. Portanto, o autor expõem uma sequência cronológica de etapas construtivas para a implementação do modelo estrutural:

a) Etapa 1 (Colocação de Formas e Escoramento): As fôrmas para o respectivo sistema estrutural podem ser compostas de materiais distintos, dentre eles destacam-se: madeira compensada, chapas de aço, chapas de fibra de vidro,

blocos de concreto celular, cerâmicos, poliestireno expandido e de propileno. Os materiais de enchimento e as vigotas são empregados sobre as plataformas ou assoalhos, sustentadas pelos cimbramentos contraventados e apoiados em base firme. As plataformas e cimbramentos podem ser compostas de madeira ou aço.

b) Etapa 2 (Colocação das Armaduras): Com a inserção do material inerte e as vigotas distanciadas conforme projeto, as demais armaduras com os seus respectivos espaçadores devem ser instaladas, a fim de garantir o cobrimento necessário à proteção contra a corrosão.

c) Etapa 3 (Preparação e Laçamento do Concreto): A concretagem de laje é uma etapa fundamental para garantir um perfeito arranjo entre os elementos estruturais. Portanto, sempre que possível, a concretagem da uma laje treliçada deve ser executada de uma única vez, evitando-se as juntas de concretagem. Quando houver a presença de juntas é necessário garantir a solidarização da ligação entre o concreto já endurecido com o novo e localizar-se, preferencialmente, em regiões onde as tensões de cisalhamento são menores.

d) Etapa 4 (Adensamento do Concreto): O concreto quando aplicado sobre a laje e demais estruturas precisa sempre ser vibrado, idealmente de forma mecânica e por operários capacitados, para garantir maior homogeneidade e redução do número de vazios, fator que está diretamente ligado com a resistência de projeto.

e) Etapa 5 (Cura do Concreto): Para que a cura do concreto seja realizada de maneira adequada, a reação química necessita de água. No entanto, parte dessa água presente na mistura se perde por evaporação no ambiente. Com isso, para a cura atinja a resistência desejada, deve-se manter o concreto permanentemente umedecido até que alcance a sua resistência à compressão igual ou superior a 15 MPa. Ainda, deve-se proteger o concreto de agentes prejudiciais enquanto não atingir o endurecimento satisfatório, tais como: mudanças bruscas de temperatura, secagem rápida, chuva forte, agentes químicos, contra choques e vibrações que possam produzir fissuras ou prejudicar a aderência das barras da armadura.

f) Etapa 6 (Retirada das Fôrmas e dos Escoramentos): Por fim, a retirada das fôrmas e escoramentos das lajes devem ser feitos quando o concreto atingir a

sua resistência de projeto, a fim de que não produza deformação excessiva e/ou fissuração. Em alguns casos pode ser feita uma retirada parcial, mas o ideal para o sistema é aguardar os 28 dias normatizados.

2.2.2.7 Vantagens e Desvantagens

Para determinar a utilização e o emprego eficiente do sistema construtivo, é necessário identificar as vantagens e desvantagens de sua aplicação. Portanto, critérios específicos relativos as suas propriedades são listados no Quadro 2:

Quadro 2 – Vantagens e desvantagens da utilização de lajes treliçadas

Vantagens	Desvantagens
Diminuição do peso da laje e consequentemente alívio sobre as fundações	Normalmente aumentam a altura total da edificação
Redução significativa de formas acarretando economia	O transporte, se a obra for longe da fábrica
Sensível redução do escoramento das lajes,	Aumentam as dificuldades de compatibilização com outros subsistemas
Reduz a quantidade de estoque e movimentação de materiais	Dificuldade em projetar uma modulação única para o pavimento todo
Diminuem custos de mão de obra	Dificuldade na fixação dos elementos de enchimento
Reduzem-se os prazos de execução de obra	-
O fato de ter poucas vigas, faz com que a estrutura não interfira muito na arquitetura.	-

Fonte: Muniz (1991).

2.2.2.8 Espessura Mínima

De modo geral, a espessura e aplicação do sistema estão diretamente ligados com o tipo e o uso da edificação. Portanto, a NBR 6118 (ABNT, 2023) normatiza essas medidas e estabelece parâmetros mínimos a serem respeitados:

a) A espessura da mesa, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre as faces das nervuras (λ_0) e não menor que 4 cm;

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

c) A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm;

d) Nervuras com espessura menor que 8 cm não podem conter armadura de compressão.

Ainda, para a etapa de projetos, a norma apresenta algumas condições que devem ser seguidas:

a) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;

b) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for de até 90cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;

c) Para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

2.2.3 Classificação de Lajes

As lajes de concreto armado podem ser classificadas em categorias distintas, referentes à direção ou direções da armadura principal. Dessa forma, existem dois casos que podem ser apresentados: laje armada em uma direção ou laje armada em duas direções.

2.2.3.1 Laje armada em uma direção

As lajes armadas em uma direção tem relação entre o lado maior e o lado menor, a qual devem ser superior a dois, conforme a Equação 1:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} > 2 \quad (1)$$

Onde:

l_x = vão menor;

l_y = vão maior.

Na direção do l_x (vão menor), chamada de direção principal, os esforços solicitantes são de maior grandeza, quando comparados com o l_y (vão maior). Portanto, para efeito de cálculo, é considerada apenas a direção principal no dimensionamento da lajes.

2.2.3.2 Laje armada em duas direções (em cruz)

As lajes armadas em duas direções, em cruz, tem relação entre o lado maior e o lado menor, a qual devem ser iguais ou inferiores a dois (Equação 2):

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \leq 2 \quad (2)$$

2.3 Conceitos de Dimensionamento

A compreensão de conceitos de dimensionamento é algo imprescindível para que estruturas de concreto armado sejam projetadas de forma segura e funcional. O dimensionamento adequado está diretamente associado ao emprego de modelos numéricos incorporados a uma fundamentação teórica consistente,

garantindo a estabilidade global e reduzindo inconsistências de projeto que comprometam a segurança estrutural. Sendo assim, algumas diretrizes de cálculo devem ser apresentadas.

2.3.1 Vão Efetivo

Para determinar o vão efeito de lajes na direção principal, a NBR 6118 (ABNT, 2023) define os mesmos parâmetros de vigas, estabelecendo que os apoios (t) são suficientemente rígidos na direção vertical e os relacionando com a altura total do pavimento (h), através de:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (3)$$

Onde:

l_{ef} = vão efetivo;

l_0 = vão teórico;

a_1 = menor valor entre ($0,5t_1$ e $0,3h$);

a_2 = menor valor entre ($0,5t_2$ e $0,3h$).

2.3.2 Vinculação de bordas

Para determinação de esforços solicitantes e deformações nas lajes, é necessário estabelecer os vínculos da laje com os apoios, sejam eles pontuais como os pilares ou lineares como vigas de bordas e paredes (BASTOS, 2023). Comumente, é optado pela utilização de vigas de borda.

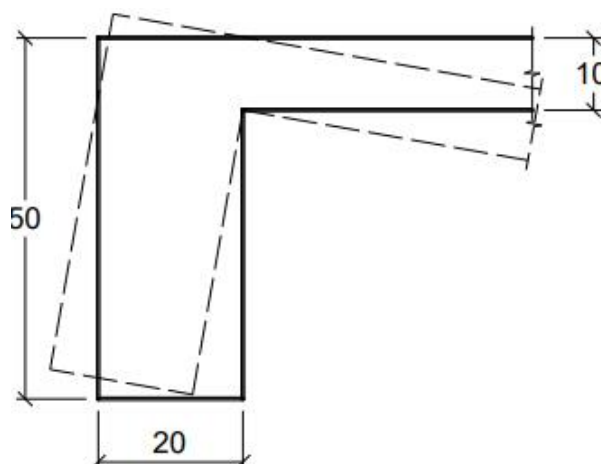
Portanto, para simplificação e designação dessas grandezas, os vínculos de lajes são definidos usualmente como apoio simples, engaste perfeito ou engaste elástico, a qual são delimitados através de tabelas e materiais de apoio. Para o engaste elástico, programas computacionais são responsáveis pela admissão de valores e modelos numéricos.

2.3.2.1 Apoio simples

O apoio simples é evidenciado em bordas onde não existe ou não se admite a continuidade da laje, com outras lajes vizinhas. O vínculo pode ser estabelecido por uma parede de alvenaria ou viga de concreto.

Para o caso em específico de vigas com baixa rigidez a torção, o comportamento teórico de apoio simples é evidenciado quando se submete a laje a pequenas rotações (Figura 7). No entanto, quando existir a possibilidade de vigas com alta rigidez à torção pode ser mais adequado engastar perfeitamente a laje na viga.

Figura 7 – Viga de borda como apoio simples para a laje

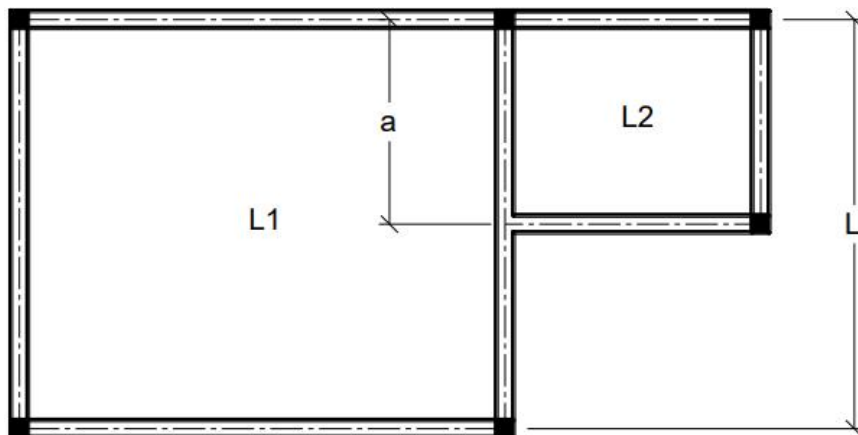


Fonte: Bastos (2023).

2.3.2.2 Engaste perfeito

O engaste perfeito é demonstrado em bordas onde há continuidade da laje, com outras lajes vizinhas, e/ou em estruturas em balanço (Figura 8). Para determinação do vínculo de bordas (a), no caso de haver espessuras distintas entre as placas, se considera apenas a laje de menor espessura engastada na de maior, visto que inversamente a laje estará apenas apoiada.

Figura 8 – Lajes parcialmente contínuas



Fonte: Bastos (2023).

No caso de não haver continuidade em toda a borda comum entre as lajes, é utilizado os critérios da Equação 4 e Equação 5. Vale lembrar que para todos os casos a laje L2 estará engastada em L1.

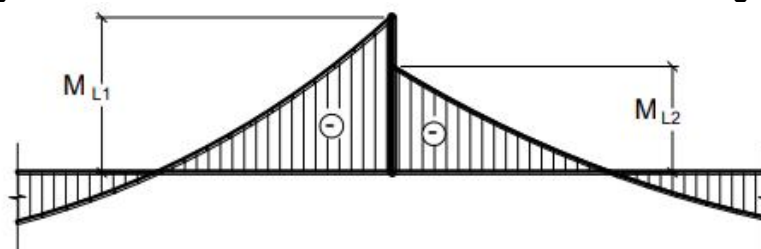
$$a \geq \frac{2}{3} \cdot l \quad \therefore L1 \text{ engastada em } L2 \quad (4)$$

$$a < \frac{2}{3} \cdot l \quad \therefore L1 \text{ simplesmente apoiada em } L2 \quad (5)$$

2.3.2.3 Engaste elástico

O engaste elástico é demonstrado em apoios intermediários de lajes contínuas, quando há a presença de momentos fletores negativos (Figura 9) e é realizada a ponderação. No entanto, para efeito de cálculo, as lajes que apresentam continuidade devem ser consideradas perfeitamente engastadas nos apoios intermediários.

Figura 9 – Engastamento elástico decorrente dos momentos fletores negativos diferentes



Fonte: Bastos (2023).

2.3.3 Estados Limites da Estrutura

Normalizados pelas NBR 6118 (ABNT, 2023) e NBR 8681 (ABNT, 2003), Estados Limites são definidos como estados a partir dos quais as estruturas apresentam desempenho inadequado às finalidades da construção, correlacionado com os tipos de materiais empregados e o seu comportamento *in loco*. Portanto, todo projeto estrutural deve ser verificado dentro dos critérios de segurança do Estado Limite de Serviço e Estado Limite Último.

2.3.3.1 Estado Limite de Serviço

Estados Limites de Serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas (ABNT NBR 6118, 2023). Podem ser definidos por:

- a) Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) Vibração excessiva ou desconfortável (ABNT NBR 8681, 2003).

2.3.3.2 Estado Limite Último

Os Estados Limites Últimos são aqueles relacionados a segurança da estrutura, relativos a qualquer colapso estrutural, ou a qualquer outra forma de ruína

estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura (ABNT NBR 6118, 2023). Podem ser definidos por:

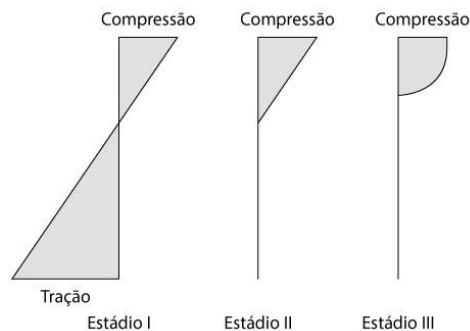
- a) Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) Ruptura ou deformação plástica excessiva de materiais;
- c) Transformação da estrutura, no topo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) Instabilidade por deformação;
- e) Instabilidade dinâmica (ABNT NBR 8681, 2003).

2.3.4 Estádios de Deformação

Uma estrutura qualquer, sujeira a um carregamento crescente, passa por três níveis de deformações, denominados “Estádios”. Esses Estádios determinam o comportamento da peça até o seu colapso. Desse modo, gera-se uma distribuição de tensões e deformações nas seções transversais da peça, que resultam em zonas de compressão e tração (Figura 10), separadas por uma linha imaginária chamada de linha neutra.

O entendimento desses processos é essencial para otimizar o uso dos materiais, como o concreto e o aço, garantir uma boa vida útil do sistema e prevenir problemas potenciais.

Figura 10 – Estádios de deformação de uma seção de concreto



Fonte: Moura (2019).

2.3.4.1 Estádio I

Estado elástico de deformação (ELS), a peça está submetida a ação de um momento fletor de pequena intensidade e a tensão de tração no concreto não ultrapassa sua resistência característica à tração (f_{tk}). De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015):

- a) Diagrama de tensão normal ao longo da seção é linear;
- b) As tensões nas fibras mais comprimidas são proporcionais às deformações, correspondendo ao trecho linear do diagrama tensão-deformação do concreto;
- c) Não há fissuras visíveis.

2.3.4.2 Estádio II

Estado de fissuração (ELS), a peça está submetida a um aumento no valor do momento fletor, as tensões de tração na maioria dos pontos abaixo da linha neutra (LN) terão valores superiores ao da resistência característica do concreto a tração (f_{tk}). De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015):

- a) Considera-se que apenas o aço passa a resistir aos esforços de tração;
- b) Admite-se que a tensão de compressão no concreto continue linear;
- c) As fissuras de tração na flexão no concreto são visíveis.

2.3.4.3 Estádio III

Estado de ruptura (ELU), a peça está submetida a um momento fletor com um valor próximo ao de ruína. De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015), para concretos até C50:

- a) A fibra mais comprimida do concreto começa a plastificar a partir da deformação específica de $\varepsilon_{c2} = 2,0\%$, chegando a atingir, sem aumento de tensão, a deformação específica de $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$;

b) Diagrama de tensões tende a ficar vertical (uniforme), com quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima, ou seja, praticamente todas as fibras atingiram deformações superiores a $\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$ e chegando até $\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$;

c) A peça está bastante fissurada, com as fissuras se aproximando da linha neutra, fazendo com que sua profundidade diminua e, conseqüentemente, a região comprimida de concreto também;

d) Supõe-se que a distribuição de tensões no concreto ocorra segunda um diagrama parábola-retângulo.

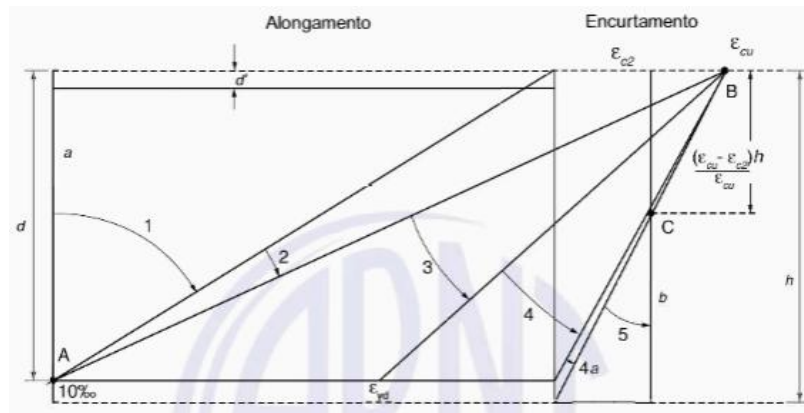
Para concretos de classes C50 a C90, as proposições listadas acima também se aplicam. No entanto, algumas mudanças nos limites de deformação e formato do diagrama tensão-deformação são aparentes.

2.3.5 Domínios de Deformação

A ruína da seção transversal, para qualquer tipo de flexão no Estado Limite Último, é caracterizada pelas deformações específicas de cálculo do concreto e do aço, que atingem (uma delas ou ambas) os valores últimos (máximos) das deformações específicas desses materiais (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2015).

Os conjuntos de deformações específicas para esses elementos, ao longo de uma seção com armadura simples (apenas tracionada), representam diversas possibilidades de ruptura, as quais são denominadas “Domínios de Deformação”. Para determinação da resistência de cálculo de uma determinada estrutura, é necessário saber em qual domínio a peça está trabalhando, a fim de prever o seu colapso e realizar um dimensionamento eficiente, descritos na Figura 11.

Figura 11 – Domínios de estado limite último de uma seção transversal



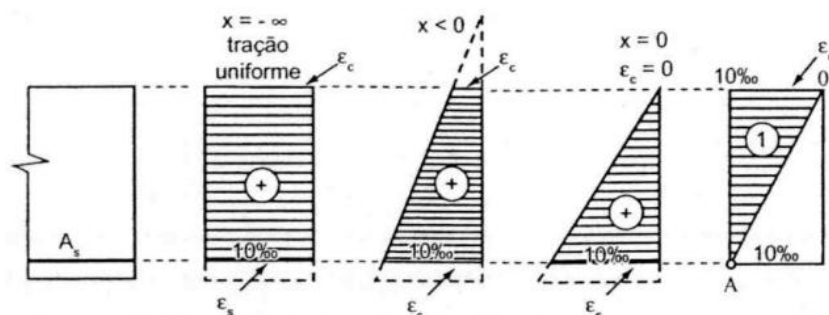
Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

A reta “a” e os Domínios 1 e 2 correspondem ao Estado Limite Último, por deformação plástica excessiva, ou seja, o aço apresenta um alongamento máximo. Já os domínios 3, 4, 4a, 5 e reta “b” correspondem ao Estado Limite Último por ruptura convencional, devido ao encurtamento limite do concreto.

2.3.5.1 Domínio 1

Domínio caracterizado por tração simples ou composta, não há a presença de força de compressão (Figura 12). A seção resistente é integrada pelo aço e o concreto não apresenta colaboração, visto que se encontra totalmente tracionado e fissurado. A linha neutra é externa à seção transversal.

Figura 12 – Características do domínio 1

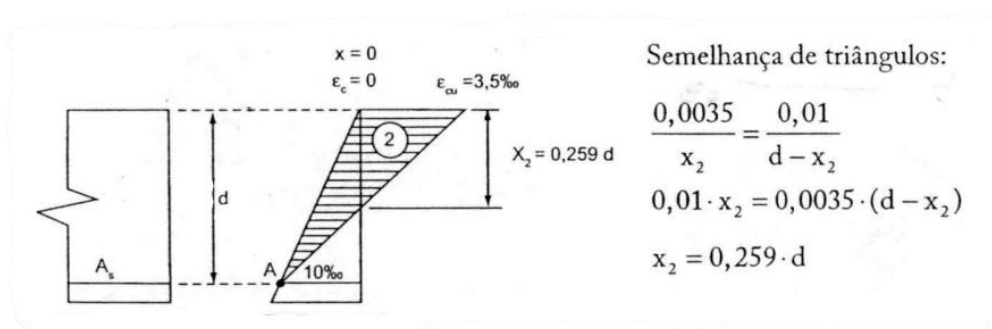


Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

2.3.5.2 Domínio 2

Domínio caracterizado pela presença de flexão simples ou composta. A seção resistente é integrada pelo aço tracionado, beirando a deformação plástica, e o concreto comprimido, apresentando uma estrutura com grandes deformações e com a ruptura ocorrendo somente na armadura (Figura 13). A linha neutra corta a seção transversal entre o ponto zero e $0,259d$.

Figura 13 – Características do domínio 2



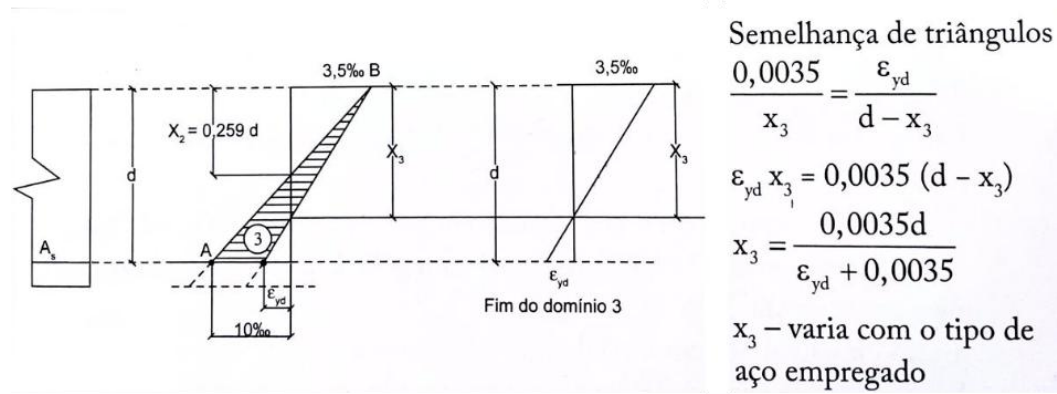
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

2.3.5.3 Domínio 3

Domínio caracterizado pela presença de flexão simples (seção subarmada) ou composta. A seção resistente também é integrada pelo aço tracionado e o concreto comprimido (Figura 14), a ruptura ocorre simultaneamente com o escoamento dos dois materiais, situação ideal. Devido a atingirem sua capacidade resistente máxima, a ruína da peça acontece com “aviso”, por meio de fissurações.

Devido a restrição estabelecida pela NBR 6118 (ABNT, 2023), parte deste domínio não pode ser usado. Para um dimensionamento econômico e otimizado, deve ser respeitada a razão limite da linha neutra para até 45% da relação de x/d .

Figura 14 – Características do domínio 3

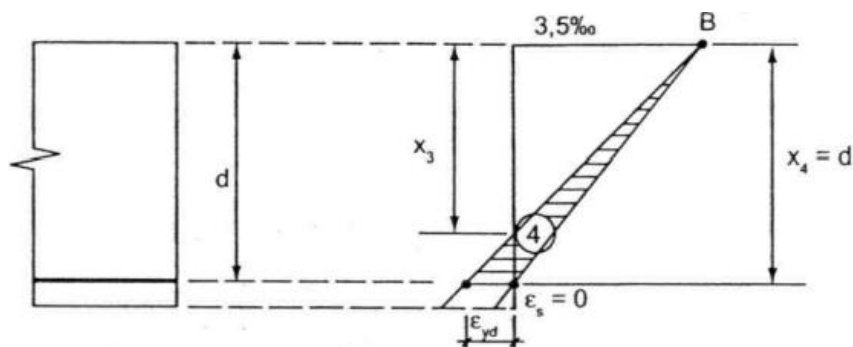


Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

2.3.5.4 Domínio 4

Domínio caracterizado pela presença de flexão simples (seção superarmada) ou composta, destacados Figura 15. A seção resistente ainda se mantém integrada pelo aço tracionado e o concreto comprimido (linha neutra passa pelo perfil transversal), no entanto, a ruptura é frágil. O concreto atinge o colapso sem que a armadura alcance sua deformação de escoamento, a ruína da peça acontece sem “aviso”.

Figura 15 – Características do domínio 4



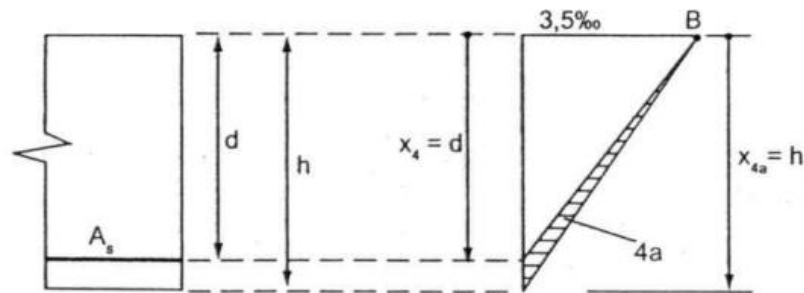
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

2.3.5.5 Domínio 4a

Domínio caracterizado pela presença de flexão composta. A seção resistente é integrada pelo aço e o concreto comprimidos (a linha neutra corta o perfil transversal na região de cobertura da armadura menos comprimida, Figura

16), mantendo uma ruptura frágil. Apesar de ainda permanecerem pequenas zonas de concreto tracionado, o colapso ocorre através do encurtamento da armadura.

Figura 16 – Características do domínio 4a



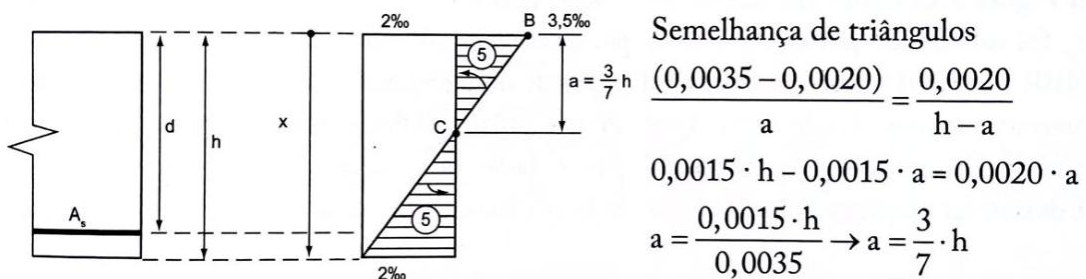
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

2.3.5.6 Domínio 5

Domínio caracterizado pela presença de compressão não uniforme. A seção resistente é integrada pelo aço e o concreto comprimidos (a linha neutra não corta o perfil transversal, Figura 17), mantendo ainda uma ruptura frágil. Por não haver zonas com esforços de tração, o colapso ocorre através do encurtamento da armadura.

Esse tipo de situação ocorre normalmente com pilares, quando a estrutura apresenta excentricidade e as forças de compressão são distribuídas de maneira desigual.

Figura 17 – Características do domínio 5



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

2.3.5.7 Retas A e B

O gráfico de domínios ainda apresenta duas retas verticais, a reta “a” e a reta “b”, cada uma delimitando uma solicitação de esforço interno da estrutura. A reta “a”, posicionada na extrema esquerda do gráfico, representa as situações onde a peça sofrerá tração equilibrada, não havendo linha neutra. Já a reta “b”, localizada na extrema direita, representa as situações onde a peça sofrerá compressão equilibrada, também não havendo a presença da linha neutra na seção transversal.

2.3.6 Hipóteses Básicas para o Cálculo

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015) e a NBR 6118 (ABNT, 2023), as hipóteses básicas para o cálculo de lajes de concreto armado no ELU, submetidas a forças normais e momentos fletores, devem seguir os mesmos critérios de dimensionamento de elementos lineares. Portanto, a fim de determinar os esforços resistentes da estrutura, algumas considerações devem ser feitas:

a) As seções transversais permanecem planas após o início da deformação até o ELU. Em cada ponto, as deformações são proporcionais à sua distância até a linha neutra (hipótese de Bernoulli);

b) Admite-se a perfeita solidariedade entre os materiais (concreto e aço), sendo a deformação específica equivalente para os dois componentes, em tração ou compressão;

c) Devem ser desprezadas as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, para o ELU;

d) Para qualquer tipo de flexão no ELU, a ruína da seção transversal é caracterizada pelas deformações específicas, do concreto e do aço, que atingem os valores últimos (máximos) dentro dos domínios de deformação;

e) Os valores para encurtamentos últimos (máximos) dos parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) são definidos de acordo com as classes desse elementos:

- Para concretos de classes até C50: $\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰}$ e $\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$;
- Para concretos de classes a partir de C50 até C90: $\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$ e $\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$.

f) Para prevenir uma deformação plástica excessiva, o alongamento máximo permitido ao longo de uma armadura tracionada (ε_{cu}) é igual a 10,0‰;

g) A tensão no aço é obtida a partir dos diagramas Tensão x Deformação, com os valores de cálculo aplicados juntos a um coeficiente de ponderação;

h) Para concretos até a classe C50, presume-se que a distribuição de tensões no concreto seja realizada de acordo com o diagrama parábola-retângulo, em conformidade com o diagrama tensão-deformação simplificado do concreto, com tensão máxima igual a $0,85 f_{cd}$. É admitida a substituição do diagrama parábola-retângulo por um retângulo de altura $0,8x$, onde “x” é a profundidade da linha neutra;

i) Para concretos das classes entre C50 a C90, a NBR 6118 (ABNT, 2023) define que a distribuição de tensões no concreto ocorra de acordo com um diagrama curvo e retangular, com uma tensão máxima igual a $0,85 f_{cd}$. Permite-se a substituição do diagrama por um retângulo de profundidade $y = \lambda \cdot x$, com o parâmetro “ λ ” definido na seção 17.2.2 da norma.

2.4 Métodos e Técnicas de Análise

Para se obter os esforços solicitantes na estrutura e adequar seu desempenho a fim de resistir as cargas, diversos métodos e técnicas de análise surgiram ao longo dos anos, seja manualmente ou de maneira computacional. Dessa forma, com o intuito de aprofundar o tema de dimensionamento de lajes, alguns desses métodos devem ser expostos.

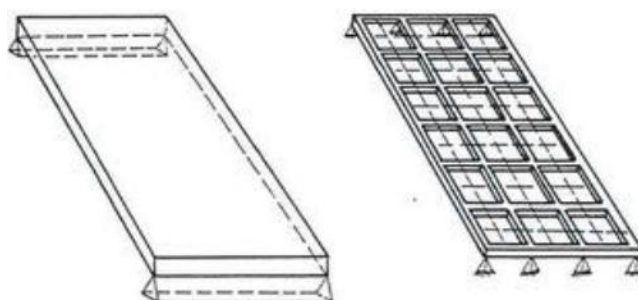
2.4.1 Analogia de Grelhas

A analogia de grelhas foi estabelecida para simplificar os cálculos de esforços e deslocamentos de lajes em duas direções (em cruz), onde as mesmas

não possuíam rigidez a torção ou quando não apresentarem ancoragem satisfatória nos cantos, para evitar o seu levantamento (OLIVEIRA; et al, 2021).

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), o método empregado consiste em substituir a laje (placa) por uma malha correspondente de vigas, onde cada uma representa uma determinada faixa de laje, em conformidade com as dimensões definidas para a abertura da malha (Figura 18).

Figura 18 – Placa e grelha equivalentes



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

As cargas distribuídas no sistema se dividem entre os elementos da grelha, em função da área de influência respectiva, e podem ser definidas como uniformemente distribuídas ao longo dos elementos ou concentradas nos nós, em uma aproximação. No entanto, todas as cargas concentradas presentes na estrutura devem ser aplicadas diretamente nos nós, podendo-se adequar a malha ou considerar valores equivalentes da carga nos nós próximos quando não coincidirem com os mesmos (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

As rigidezes a torção e à flexão da placa, nas duas direções, são definidas como concentradas nos elementos de vigas da grelha e devem ter valores de esforços internos análogos, de modo que, quando submetidos ao mesmo carregamento, a placa e o reticulado se deformem de maneira igual (CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

Dessa forma, em razão da variedade de dimensões e condições de apoio da estrutura, o método de análise numérica referido é apenas uma aproximação. Segundo Hambly (1976 apud CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 121), a fim de

garantir um comportamento mais próximo do real, algumas orientações devem ser adotadas:

- a) Espaçamento entre os elementos da grelha equivalente não deve ser superior a $\frac{1}{4}$ do vão;
- b) Para analisar os efeitos localizados, o espaçamento pode ser menor;
- c) Em bordas livres os elementos devem ser considerados passando a $0,3h$ dessas bordas, sendo h a espessura do elemento;
- d) Para placas pouco esconsas, os elementos da grelha podem ser admitidos ortogonais;
- e) Quanto menores forem a largura e o comprimento das barras, e portanto mais densa a malha, melhores serão os resultados;
- f) Orifícios na laje cuja maior dimensão não exceda a $3h$ não precisam ser considerados, a não ser que estejam muito próximos dos pilares.

2.4.2 Teoria das Placas

A teoria das placas, também denominada de método clássico ou linear, é fundamentada na teoria da elasticidade, a qual considera o material como elástico linear (Lei de Hooke), homogêneo e isótropo, proporcionando uma equação diferencial de quarta ordem, denominada a equação geral das placas. Esse método numérico correlaciona a deformada elástica “ w ” da placa com a carga “ p ” unitária, uniformemente distribuída na área da placa (BASTOS, 2023). Sua formulação é estabelecida através de:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D} \quad (6)$$

Onde:

w = Deslocamento vertical da placa;

p = Carregamento na placa;

D = Rigidez da placa a flexão, dada por:

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^3)} \quad (7)$$

Onde:

E = Módulo de deformação longitudinal do concreto;

h = Espessura da placa;

ν = Coeficiente de Poisson.

Segundo Bastos (2023), por se tratar de uma equação muito complexa, diversos tipos de tabelas auxiliares foram desenvolvidas, através de diferentes origens e autores, com coeficientes que proporcionam o cálculo dos momentos fletores, forças cortantes e flechas da estrutura, de acordo com a sua classificação, carregamento, vínculo e forma. Pode-se citar tabelas de autores como: Czerny, Stiglat/Wippel, Bares, Szilard, entre outros.

A fim de facilitar o emprego das condições de contorno e da determinação de esforços, algumas hipóteses de cálculo devem ser admitidas (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2015):

a) Não há transmissão de momentos torçores para as vigas de contorno, a ação transmitida da laje para esses elementos estruturais ocorre apenas através de forças verticais;

b) Os esforços das placas nas vigas são uniformemente distribuídos, não havendo transmissão direta para os pilares;

c) As vigas de contorno são indeslocáveis na direção vertical;

d) A rotação das placas no contorno pode ser apoio simples ou engaste.

2.4.3 Modelo de Vigas Independentes

2.4.3.1 Definição

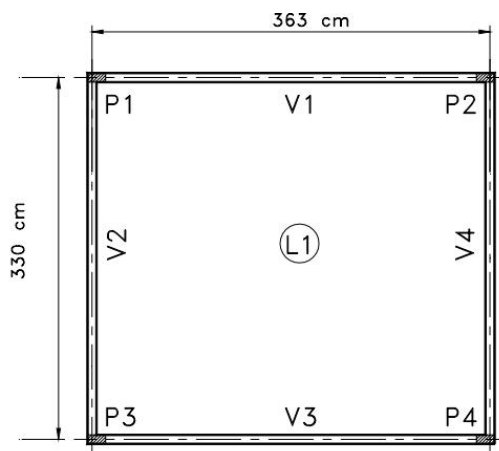
O modelo de vigas independentes é definido como um método matemático manual elaborado para o cálculo de lajes treliçadas unidirecionais, admitindo um comportamento estrutural semelhante a um conjunto de vigas (com seção transversal em forma de “T”), simplesmente apoiadas e trabalhando de maneira paralela e isolada.

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2015), um pavimento formado por lajes pré-moldadas, solidarizadas por uma capa de concreto, tem um comportamento intermediário ao de elementos independentes (a capa não proporciona rigidez na direção perpendicular às vigotas) e ao de lajes maciças. Logo, a maior parte das cargas são transmitidas na direção em que esses componentes se apoiam.

O sistema adotado considera que todos os esforços aplicados à seção são resistidos pelo trilho (ou treliça) e a capa, incorporados juntamente a um material de enchimento sem contribuição estrutural. Nesse sentido, a formulação do procedimento permite analisar e dimensionar, de maneira simples, as alturas e armaduras do pavimento.

2.4.3.2 Estudo Realizado

A fim de desenvolver um método de cálculo aproximado, Carvalho e Figueiredo Filho (2015) realizaram um estudo preliminar referente ao comportamento de três situações básicas (elementos independentes, laje pré-moldada com capa de concreto e laje maciça), utilizando como exemplo teórico um pavimento quadrilátero simplesmente apoiado nas quatro bordas (Figura 19). O objetivo do estudo foi para avaliar duas questões: Se as vigas perpendiculares às nervuras recebem a ação da laje e se a capa de concreto confere rigidez ao pavimento nessa direção.

Figura 19 – Planta do pavimento em estudo

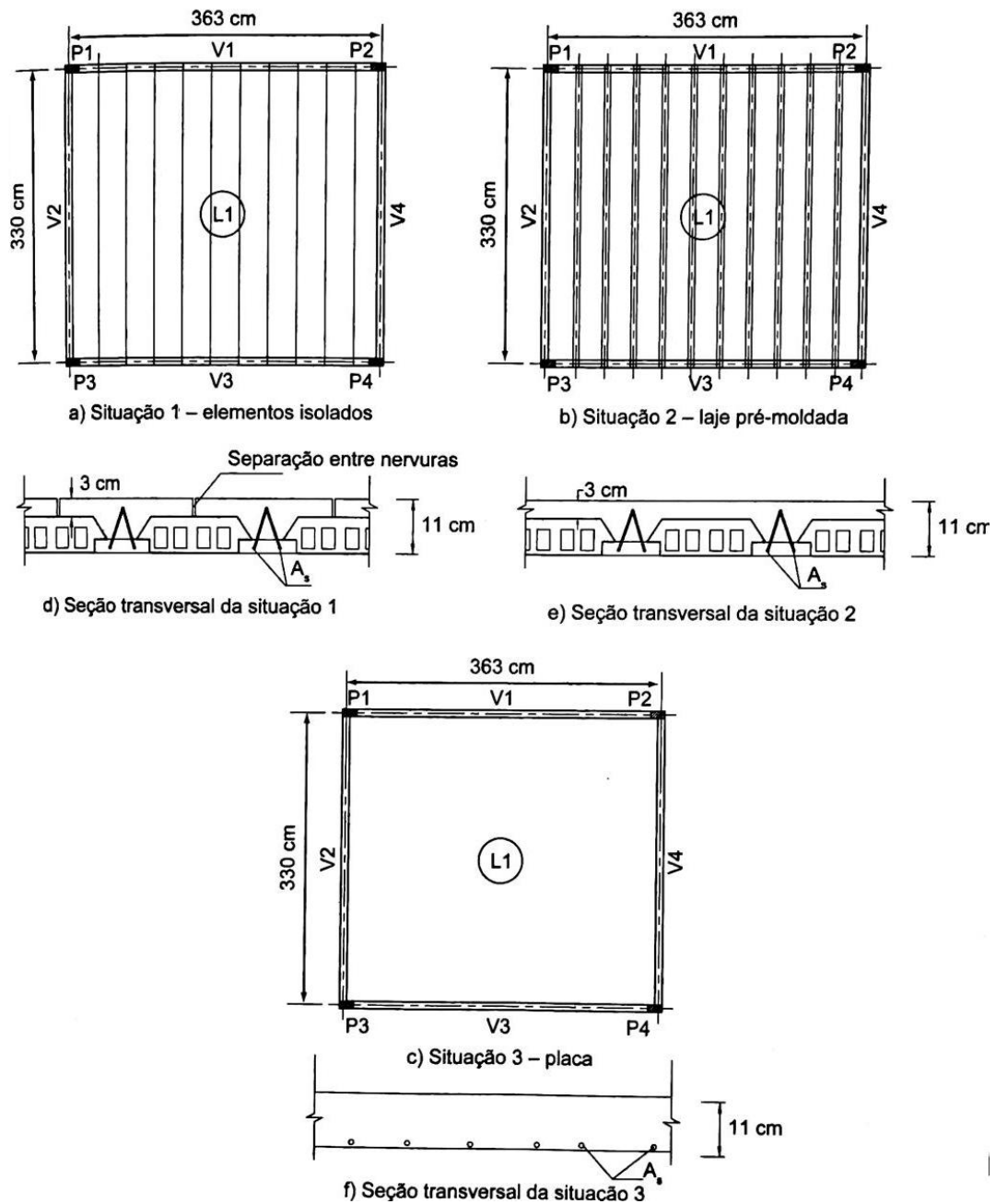
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

Para garantir a compreensão estrutural das três situações analisadas, foram comparados os esforços internos e os estados de deslocamentos. Em todos os casos, as vigas são consideradas indeslocáveis na vertical.

Dessa forma, com a proposta de empregar um modelo físico e matemático de fácil aplicação, seguro e com resultados próximos da realidade, as verificações conduzidas para o pavimento (Figura 20) apresentam a mesma espessura da seção transversal, a mesma intensidade de cargas atuantes e as mesmas características elásticas do concreto. Sendo seus respectivos valores:

- a) Espessura total do pavimento: 11 cm;
- b) Espessura da capa: 3 cm;
- c) $P = 5 \text{ kN/m}^2$ (cargas atuantes);
- d) $E_c = 30000 \text{ MPa}$ (módulo de elasticidade do concreto).

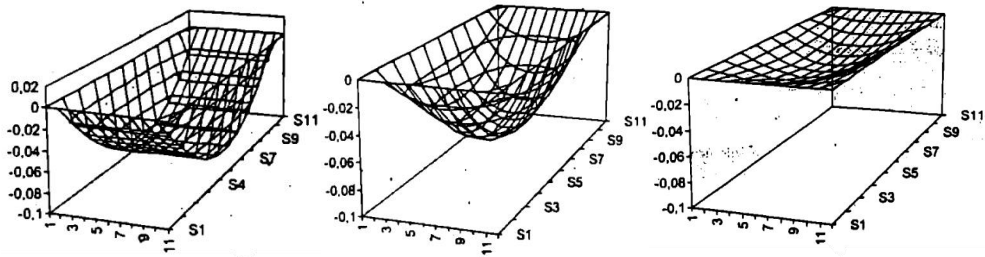
Figura 20 – Sistemas estruturais em estudo



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

Os resultados dos esforços e deslocamentos para laje pré-moldada e maciça foram processados através da analogia de grelhas, enquanto os elementos isolados trabalharam como vigas independentes. De acordo com a Figura 21, a laje pré-moldada apresenta um comportamento intermediário, porém com características mais próximas a uma estrutura de elementos independentes.

Figura 21 – Deformações do pavimento para elementos independentes, laje pré-moldada e maciça, respectivamente

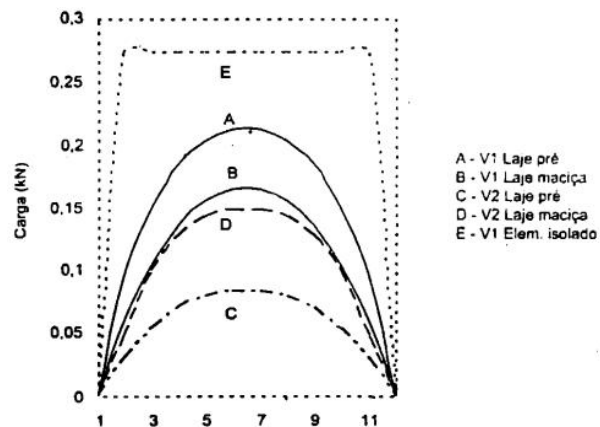


Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

Na primeira situação, todos os elementos apresentaram a mesma linha elástica (eixo após a deformação), por não conter ligação transversal entre si. Para o caso de laje pré-moldada com a consideração da capa, as nervuras centrais apresentam praticamente a mesma linha elástica. Por fim, a laje maciça apresentou uma diferença significativa na linha elástica, por conter deformações bem menores e uma rigidez praticamente igual nos dois eixos da estrutura.

A ação das nervuras nos elementos de contorno ainda se manteve de maneira intermediária, apesar das vigas de apoio receberem uma parcela de esforço maior. Para a Figura 22, foi mantida constante a relação entre os vãos e não foi considerada a possibilidade de fissuração de trechos do concreto do pavimento.

Figura 22 – Diagrama de esforços nas vigas de contorno

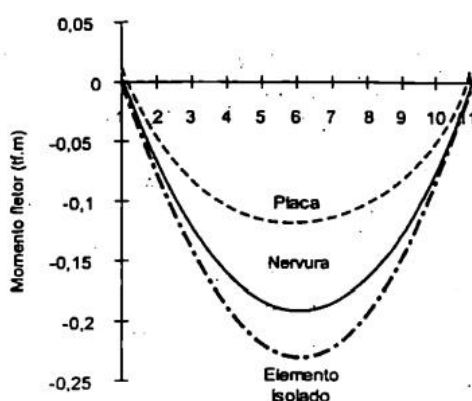


Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

Conforme o diagrama, não é possível determinar que as vigas paralelas as nervuras não recebam nenhum esforço derivado do pavimento. De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015), é recomendável admitir que em torno de 25% da carga total seja transmitida a essas estruturas, que podem ser definidas por processos simplificados ou racionais.

Adicionalmente, na mesma pesquisa, foi realizada a verificação de momentos fletores nas regiões centrais do pavimento, Figura 23, reforçando o comportamento intermediário do sistema.

Figura 23 – Diagrama de momento fletor nas regiões centrais



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

Em resumo, todas as análises e diagramas do estudo confirmaram que é adequada a consideração de elementos lineares isolados. A simplificação do sistema estrutural garante resultados aproximados e a favor da segurança, admitindo a utilização do modelo de cálculo para o dimensionamento à flexão e a verificação do estado de deformação excessiva.

2.4.4 Método dos Elementos Finitos (MEF)

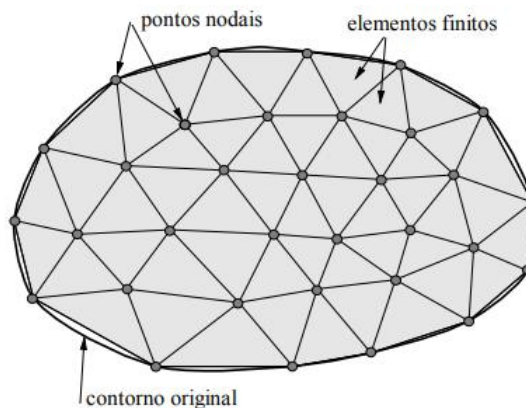
O Método dos Elementos Finitos consiste na divisão de uma estrutura em um número finito de subdomínios conectados por pontos nodais, estabelecendo a compatibilidade dos esforços e deslocamentos. A análise numérica desse modelo

possibilita a solução de problemas de geometrias complexas e que seriam de difícil emprego com outros métodos de cálculo.

De acordo com Silva (2005), o MEF é considerado atualmente uma das técnicas mais eficazes para uma análise integrada do pavimento, podendo abranger outros tipos de comportamentos estruturais, além do elástico, no elemento de placa, como deformações de força cortante e a não linearidade do concreto.

Os elementos finitos utilizados na discretização (subdivisão) do domínio são associados entre si através de determinados pontos de contorno (nós), Figura 24, a qual o seu conjunto é denominado de malha de elementos finitos (SOUZA, 2003).

Figura 24 – Malha de elementos finitos



Fonte: Souza (2003).

A precisão do resultado numérico do método depende da quantidade de nós e elementos presentes na malha, os quais podem apresentar diversas formas geométricas (triangular, quadrilateral, cúbico, etc). Segundo Souza (2003), a medida que o tamanho dos elementos finitos tende a zero, a quantidade de nós tende a infinito. Logo, o produto numérico obtido resulta na solução exata do problema.

No entanto, apesar de ser amplamente aplicado dentro da engenharia, o MEF raramente é utilizado fisicamente na forma de matriz, existem diversas soluções digitais que resolvem e facilitam o processo.

3 MATERIAIS E MÉTODO

Para o estudo de caso, serão apresentados dois modelos de dimensionamento, utilizando abordagens manuais e computacionais. A adoção de métodos numéricos distintos é imprescindível para se obter a confiabilidade estrutural e garantir a compreensão dos princípios teóricos de cálculo.

O objetivo da aplicação é comparar os resultados obtidos e estudar o comportamento de lajes treliçadas frente a sobrecarga estrutural. Dessa forma, os procedimentos serão detalhados em etapas e avaliados conforme os requisitos de segurança e desempenho estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

3.1 Método de Cálculo Manual

O modelo das vigas independentes, abordado na seção 2.4.3, é um processo analítico satisfatório para o dimensionamento de lajes com nervuras unidirecionais. A abordagem de análise propõe soluções simples e com resultados confiáveis, em conformidade com as condições reais, e pode ser descrito de acordo a sequência de formulações estabelecidas a seguir.

3.1.1 Levantamento de Cargas

Toda e qualquer estrutura de concreto armado apresenta esforços internos atuantes ao longo da vida útil da edificação, cargas permanentes (g), e conforme a sua utilização, cargas acidentais (q). Para definir e verificar de maneira detalhada todas as solicitações presentes, a NBR 6120 (ABNT, 2019) estabelece valores de referência para o dimensionamento de um projeto estrutural, de acordo com o peso específico aparente dos materiais (γ_{ap}).

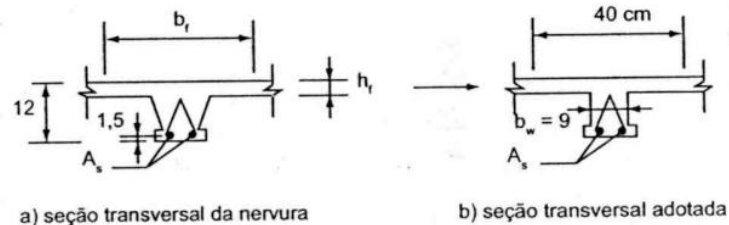
Para um estudo descritivo completo de um pavimento de lajes treliçadas, o levantamento de todos os tipos de elementos construtivos fixos, instalações permanentes, pessoas, móveis e materiais diversos devem ser observados, a fim de se obter resultados próximos da realidade. Dessa forma, para cada pano de laje, a carga total do pavimento é definida como a soma dos esforços permanentes e acidentais.

3.1.2 Seção Transversal de Cálculo

As seções transversais de uma laje variam de acordo com o tipo de sistema construtivo empregado e os elementos incorporados a sua utilização. Para a formulação matemática, é permitida uma aproximação da configuração espacial do sistema, a qual facilita os processos físicos de cálculo e gera resultados consistentes.

Segundo o método de dimensionamento adotado, a geometria da seção deve ser definida com limites de configuração retilíneos e ângulos bem definidos, conferindo-lhes uma forma mais ortogonal e bem estruturada, conforme a Figura 25.

Figura 25 – Exemplo de seção transversal real e de cálculo



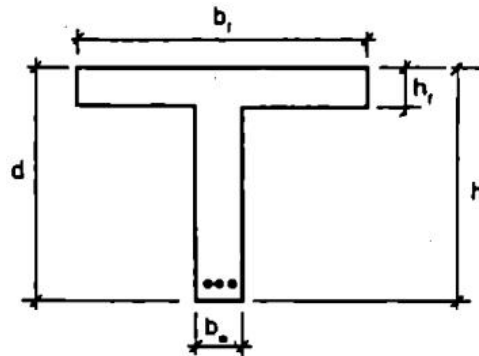
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

3.1.3 Largura Colaborante (b_f)

Em um pavimento de concreto armado as estruturas são monolíticas, ou seja, apresentam um comportamento colaborativo. Os elementos pertencentes ao sistema, lajes e vigas, distribuem e equilibram suas deformações em participação mútua, redistribuindo as cargas ao longo do conjunto.

Para estruturas lineares como as vigas, as cargas aplicadas geram deformações particulares, com parte da laje adjacente colaborando com a sua resistência. Logo, a viga incorpora esse segmento de laje e sua seção é classificada com a forma de um “T” (ou “L” invertido), como estabelecido na Figura 26.

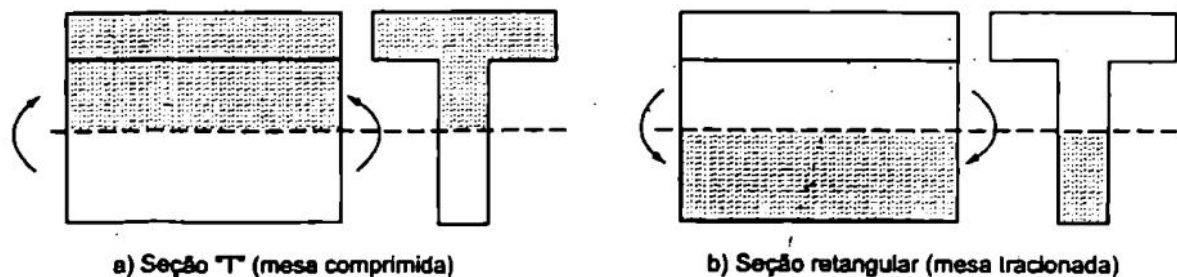
Figura 26 – Seção transversal em forma de “T”



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

A parte vertical da seção transversal da viga é nomeada de alma, enquanto a parte horizontal, composta por até duas abas, é designada como mesa. De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2015), a peça só será admitida como seção “T” quando a mesa e a parte da alma estiverem comprimidas, caso contrário a viga será calculada como tendo seção retangular (Figura 27).

Figura 27 – Diferentes tipos de seção



a) Seção “T” (mesa comprimida)

b) Seção retangular (mesa tracionada)

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2015).

A determinação do trecho de laje que colabora com a alma é realizada integrando a distribuição de tensões na altura “ h_f ” em uma largura até onde as tensões tendem a zero. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), a largura colaborante é estabelecida como a largura da viga (b_w) adicionada a no máximo 10% da distância “ a ” entre os pontos de momento fletor nulo, para cada lado em que apresentar essa colaboração. A distância “ a ” pode ser formulada com base no comprimento do tramo (l), sendo:

a) $a = l$: Viga simplesmente apoiada;

- b) $a = 0,75l$: Momento fletor em uma só extremidade;
- c) $a = 0,60l$: Momento fletor nas duas extremidades;
- d) $a = 2l$: Tramo em balanço.

Além das determinações apresentadas acima, a determinação da largura colaborante (b_f) depende de outros parâmetros, b_1 e b_2 , e pode ser expressa por:

$$b_f \leq b_w + 2 \cdot b_1 \quad (8)$$

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,10 \cdot a \\ 0,5 \cdot b_2 \end{cases} \quad (9)$$

Onde:

b_w = Largura da nervura (alma);

b_1 = Parâmetro de colaboração;

b_2 = Distância entre as nervuras.

3.1.4 Momento Fletor Máximo

O momento fletor é definido como um esforço que tende a curvar a seção transversal de uma barra, resultado do produto da força aplicada pelo deslocamento. Para o caso de vigas simplesmente apoiadas, sujeitas a uma carga distribuída, o momento fletor característico máximo ($M_{k,máx}$) é utilizado para o dimensionamento de armaduras longitudinais, dado por:

$$M_{k,máx} = \frac{p \cdot l^2}{8} \quad (10)$$

Onde:

p = Carga total aplicada na estrutura;

l = Comprimento do vão efetivo.

3.1.5 Cálculo de Armadura Longitudinal

O cálculo de armadura longitudinal é introduzido para resistir aos esforços derivados do momento fletor atuante na seção e garantir a estabilidade estrutural. O dimensionamento é realizado de acordo com o Estado Limite Último e tem como objetivo prever a ruína da peça, a qual pode ser ocasionada pela deformação excessiva do aço tracionado ou pela compressão do concreto, conforme o Domínio de Deformação.

A NBR 8681 (ABNT, 2003), fixa requisitos gerais para a verificação da segurança das estruturas e estabelece critérios de quantificação das ações e resistências de projeto, independente da sua classe ou destino. Para o cálculo de armaduras longitudinais, o momento fletor e as demais resistências do sistema devem ser empregados juntamente a um coeficiente de ponderação (γ_f).

Dessa forma, Carvalho e Figueiredo Filho (2015) determinam equações adimensionais para o detalhamento da área de aço (A_s) de seções retangulares e para concretos até a classe C50, formulados abaixo:

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (11)$$

Onde:

M_d = Momento fletor de cálculo, obtido pela multiplicação do momento característico ($M_{k, máx}$) pelo coeficiente de ponderação ($\gamma_f = 1,4$);

KZ = Coeficiente adimensional, expresso pela equação (14);

d = Altura útil, distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de concreto;

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço, obtida pela divisão da resistência de escoamento característica do aço (CA-50 ou CA-60) pelo coeficiente de ponderação ($\gamma_m = 1,15$).

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,68 \cdot KX - 0,272 \cdot (KX)^2 \quad (12)$$

$$KX = \frac{x}{d} \quad (13)$$

$$KZ = 1 - 0,4 \cdot KX \quad (14)$$

Onde:

KMD ; KX ; KZ = Coeficientes adimensionais;

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto, obtida pela divisão da resistência característica do concreto a compressão (f_{ck}) pelo coeficiente de ponderação ($\gamma_c = 1,4$);

x = Posição da linha neutra;

Para o caso de momentos fletores positivos, a nervura será considerada retangular quando a linha neutra (x) for menor que a espessura da mesa (h_f), situação acima. Quando o valor de “ x ” for maior que “ h_f ”, a seção transversal será admitida como seção “T” e deve-se considerar o momento resistido pelas abas (M_1) e a alma. Carvalho e Figueiredo Filho (2015), apresentam as respectivas expressões:

$$A_s = \frac{M_1}{(d - h_f/2) \cdot f_{yd}} + \frac{M_d - M_1}{(KZ) \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (15)$$

$$M_1 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot (b_f - b_w) \cdot (d - \frac{h_f}{2}) \quad (16)$$

3.1.6 Cálculo de Armadura Transversal

O cálculo de armadura transversal é introduzido para resistir aos esforços derivados da força cortante, que tendem a cisalhar a seção. O dimensionamento é realizado de acordo com o Estado Limite Último e tem como objetivo verificar a tração diagonal sob flexão e cisalhamento (Equação 17) e o esmagamento do concreto das bielas comprimidas (Equação 23).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), as lajes maciças ou nervuradas podem prescindir de armadura transversal para resistir a essas solicitações, desde que a força cortante de cálculo (V_{sd}) seja menor ou igual a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), que pode ser calculada pelo modelo I ou II. Para o modelo I, é admitido que as diagonais de compressão são inclinadas a um ângulo $\theta = 45^\circ$, em relação ao eixo longitudinal da seção, definido como:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (17)$$

$$V_{sd} = 1,4 \cdot \frac{p \cdot l}{2} \quad (18)$$

$$\tau_{rd} = 0,25 \cdot \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} \quad (19)$$

$$k = |1,6 - d| \geq |1| \quad (20)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq |0,02| \quad (21)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \quad (22)$$

Onde:

τ_{rd} = Tensão resistente de cálculo ao cisalhamento;

k = Parâmetro de cálculo, para elementos em que 50% da armadura não chegue ao apoio considerar $k = 1$;

ρ_1 = Parâmetro de cálculo, a divisão da armadura longitudinal da nervura (A_{s1}) pelo produto da largura (b_w) e altura útil (d) não deve ser maior que 0,02;

σ_{cp} = Tensão de compressão, caso não haja força normal (N_{sd}) que cause tensões de compressão ou protensão na estrutura (A_c) considerar $\sigma_{cp} = 0$.

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (23)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (24)$$

Onde:

V_{rd2} = Resistência da biela de concreto;

α_{v2} = Parâmetro de cálculo.

Para Flório (2004), apesar de ser realizada a verificação das bielas comprimidas, a Equação 17 já garante uma análise completa da seção transversal. Portanto, após a validação da resistência do concreto aos esforços de cisalhamento, as bielas comprimidas também deverão garantir a estabilidade estrutural.

3.1.7 Estado Limite de Deformação Excessiva

A análise da deformação excessiva (flecha) de estruturas de concreto armado envolvem diversos métodos de cálculo complexos, as armaduras empregadas não favorecem a homogeneidade e as cargas solicitantes possibilitam a formação de fissuras, o que diminui a rigidez da seção.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015), os esforços de flexão transmitem um comportamento não linear entre as ações e deslocamentos, quando submetidos a fraturas e os efeitos de fluência. Para uma viga biapoiada, as seções solicitadas pelas ações de serviço trabalham nos Estádio I e II, e devido a peça apresentar as duas situações, é necessário obter uma inércia equivalente.

Branson (1968) propõe um método de cálculo aproximado para incorporação de trechos fissurados e não fissurados, definidos por uma inércia efetiva (I_m). O modelo apresentado admite a variação da tensão ao longo da seção transversal e do comprimento da estrutura, sendo descrito por:

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \cdot I_{II} \quad (25)$$

Onde:

M_r = Momento de fissuração do concreto;

M_{at} = Momento de serviço máximo atuante na seção;

I_I = Momento de inércia no estágio I (seção bruta ou homogeneizada);

I_{II} = Momento de inércia no estágio II puro;

n = Parâmetro de cálculo de valor igual a 4, para análises feitas em apenas uma seção da peça, ou 3, para análises realizadas ao longo de todo o comprimento da peça.

3.1.7.1 Momento de Fissuração

O Momento de Fissuração (M_r) é definido como a separação entre os comportamentos de serviço da estrutura, ou seja, toda a situação em que a seção esteja trabalhando abaixo desse valor, são admitidas as propriedades do Estádio I (comportamento elástico linear), com o concreto resistindo a tração. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), sua formulação é fixada em:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} \quad (26)$$

Onde:

α = Parâmetro de cálculo, tem o seu valor definido em 1,2 (seções “T” ou duplo “T”), 1,3 (seções “I” ou “T” invertido) ou 1,5 (seções retangulares);

$f_{ct,m}$ = Resistência média à tração do concreto, igual a $0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$;

I_c = Momento de inércia da seção bruta do concreto;

y_t = Distância do centro de gravidade da seção bruta (y_{cg}) à fibra mais tracionada.

3.1.7.2 Momento de Inércia no Estádio I (Seção Bruta)

O detalhamento em projeto de qualquer elemento estrutural necessita das características gerais da seção, a fim de se obter o melhor aproveitamento e a

viabilidade construtiva. Para o Estádio I, antes do surgimento de fissuras, as propriedades geométricas das vigas com seções “T”, sem considerar a presença de armadura, são formuladas como:

$$A_g = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h \quad (27)$$

$$y_{cg} = \frac{(b_f - b_w) \cdot \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2}}{A_g} \quad (28)$$

$$I_c = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_t - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2 \quad (29)$$

Onde:

A_g = Área da seção geométrica;

h = Altura total.

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2015), a seção transversal definida como bruta (sem a presença de armaduras), apresenta características geométricas bem próximas as seções homogeneizadas (peças armadas), na maioria dos casos. Dessa forma, para a aplicação do modelo numérico, pode-se considerar a estrutura como uma seção bruta de concreto.

No entanto, quando houver a presença de seções retangulares, deve-se assumir algumas premissas para o cálculo das características geométricas, correções de formulação. Sendo elas: $b_f = b_w$ ou $h_f = 0$.

3.1.7.3 Momento de Inércia no Estádio II (Puro)

A partir do ponto em que as solicitações internas de serviço, abaixo da linha neutra, apresentam valores acima da resistência característica do concreto a tração (f_{tk}), a peça estará inicialmente trabalhando em Estádio II. Para diferenciação

de comportamento, a condição estrutural nomeada como “pura” é caracterizada por admitir que apenas a armadura contribua para a resistência nessa região, desprezando o concreto fissurado.

As características geométricas nessa situação, para seções “T”, são apresentadas por Carvalho e Figueiredo Filho (2015), estabelecendo a formulação para verificação da linha neutra (x_{II}) e o respectivo momento de inércia puro ($I_{x,II0}$):

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (30)$$

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (31)$$

$$a_2 = h_f \cdot (b_f - b_w) + (\alpha_e - 1) \cdot A_s' + \alpha_e \cdot A_s \quad (32)$$

$$a_3 = -d' \cdot (\alpha_e - 1) \cdot A_s' - d \cdot \alpha_e \cdot A_s - \frac{h_f^2}{2} \cdot (b_f - b_w) \quad (33)$$

Onde:

$a_1; a_2; a_3$ = Parâmetros de cálculo;

α_e = Relação entre os módulos de deformação do aço (210 GPa) e secante do concreto (29402,9 MPa para concretos de 35 MPa);

A_s' = Área de aço, armadura comprimida;

d' = Distância do centro de gravidade do aço comprimido até à borda comprimida de concreto.

Quando houver a presença de seções retangulares e os elementos não apresentarem armadura negativa, deve-se considerar a correção da formulação.

Sendo: $b_f = b_w$, $h_f = 0$ e $A_s' = 0$.

Dessa forma, o momento de inércia do Estádio II puro e as demais características da peça podem ser calculadas. Em função variação da posição da linha neutra, há duas possibilidades de representação numérica. Para $x_{II} \leq h_f$, a

equação estabelecida é a Equação 34, e quando $x_{II} > h_f$, é empregada a Equação 35:

$$I_{x,II0} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s' \cdot (x_{II} - d)^2 \quad (34)$$

$$I_{x,II0} = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + (b_f - b_w) \cdot \left(x_{II} - \frac{h_f}{2}\right)^2 \quad (35)$$

$$+ \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s' \cdot (x_{II} - d)^2$$

3.1.7.4 Flecha Total

A flecha total ($a_{t,\infty}$) de um elemento de concreto armado é um fator que depende das propriedades do sistema, seja do valor da inércia, características da área de aço e/ou intensidade do carregamento. É definida como a integração das deformações causadas pela flecha imediata ($a_{t,0}$) e um fator aproximado (α_f), e pode ser descrita por:

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) \quad (36)$$

Para a verificação estrutural, deve-se considerar a combinação dos esforços permanentes, quase permanentes e raros (Equação 37, 38 e 39) e os limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023). Caso esses limites sejam ultrapassados, algumas soluções devem ser incorporadas ao projeto, dentre elas, a contraflecha.

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} \cdot F_{qjk} : \text{Combinação permanente de serviço} \quad (37)$$

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \psi_{2j} \cdot F_{qjk} : \text{Combinação quase permanente de serviço} \quad (38)$$

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} \cdot F_{qjk} : \text{Combinação rara de serviço} \quad (39)$$

Onde:

F_{gik} = Valor característico das ações permanentes;

F_{q1k} = Valor característico das ações variáveis principais diretas;

F_{qjk} = Valor característico das ações variáveis secundárias;

ψ_1 = Fator de redução de combinação permanente;

ψ_2 = Fator de redução de combinação quase permanente.

Os limites apresentados pela NBR 6118 (ABNT, 2023) delimitam valores de deslocamento associados ao vão (l) e englobam os efeitos estruturais de serviço, considerando que os apoios são suficientemente estáveis e não se movem. Para a aceitabilidade sensorial, relativa a vibrações indesejáveis e desvio visuais, a análise é feita de acordo com os critérios abaixo:

Tabela 7 – Limites de deslocamento

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023)

A flecha imediata ou instantânea ($a_{t,0}$) é definida como a deformação inicial da estrutura após a aplicação de uma carga, os esforços internos gerados são caracterizados por deslocamentos específicos preliminares. Para Carvalho e Figueiredo Filho (2015), a análise desse comportamento construtivo pode ser realizada conforme a equação da resistência dos materiais, adequado para seções constantes ao longo da peça:

$$a_{t,0} = \frac{\alpha_c \cdot p \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I_m} \quad (40)$$

Onde:

α_c = Coeficiente relacionado com a condição estática da estrutura e o tipo de ação atuante. Para o caso de vigas simplesmente apoiadas, seu valor é igual a 5/384;

p = Carga atuante na seção;

E_{cs} = Módulo de elasticidade secante do concreto.

O fator aproximado de flecha diferida no tempo (α_f) é definido como um parâmetro de deslocamento estrutural associado a tensão constante ao longo do tempo, em função da fluência e retração do concreto. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), pode ser calculado de maneira aproximada para vigas, descrito por:

$$\alpha_f = \frac{\varepsilon(t) - \varepsilon(t_0)}{1 - 50 \cdot \rho'} \quad (41)$$

Onde:

$\Delta\varepsilon$ = Coeficiente em função do tempo, conforme a Tabela 8. Para um tempo (t) menor que 70 meses, é formulado como: $\varepsilon(t) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32}$;

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

Tabela 8 – Valores do coeficiente em função do tempo

Tempo (t) 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

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023)

3.1.7.5 Contraflecha

A contraflecha (α_{cf}) é um desvio ascendente imposto nos elementos de concreto armado com o objetivo de prevenir a ocorrência de flechas excessivas ou que comprometam a integridade do sistema. Normatizada pela NBR 6118 (ABNT, 2023), sua aplicação depende do vão livre (l) e a sobrecarga atuante na estrutura, resolvendo problemas de limites de deformação. Apesar de ser bastante empregada, deve-se atentar ao seu valor máximo:

$$\alpha_{cf,m\acute{a}x} = \frac{l}{350} \quad (42)$$

3.1.8 Limites de Armadura

A NBR 6118 (ABNT, 2023) fixa requisitos gerais e específicos para a determinação de armaduras mínimas/máximas de lajes de concreto armado. Tem como objetivo melhorar o desempenho e as condições de ductilidade da estrutura, assim como controlar a fissuração.

Para elementos lineares, como vigas de seção “T”, os limites estabelecidos pela norma definem taxas associadas a área de concreto, constituída pela alma e mesa colaborante, ou a modelos matemáticos. Preferencialmente, o dimensionamento deve compreender a integração de barras de alta aderência ou telas soldadas.

3.1.8.1 Armadura Mínima

A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos, é descrita pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo:

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (43)$$

Onde:

W_0 = Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ = Resistência característica superior do concreto à tração, definida como $0,39 \cdot f_{ck}^{2/3}$.

O dimensionamento do momento fletor mínimo pode ser considerado atendido se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura (ρ_{min}) especificadas para seções retangulares e aço CA-50, na Tabela 9:

Tabela 9 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com seção retangular

f_{ck} MPa	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
$\rho_{min} = A_{s,min}/A_c$ %	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256
^a Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.															

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023)

Devido as propriedades geométricas da vigota treliçada, e por apresentar tanto aço CA-50 (reforço) quanto CA-60, a Tabela 9 não pode ser aplicada. Logo, deve ser admitida a taxa absoluta mínima:

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot A_c \quad (44)$$

3.1.8.2 Armadura Máxima

A armadura máxima é definida como a soma total do aço tracionado e comprimido (A_s e A_s'), e não deve resultar em um valor maior que 4% da área de concreto da estrutura, fora da região de emendas. Com a expressão descrita como:

$$A_{s,max} = \frac{4}{100} \cdot A_c \quad (45)$$

3.1.8.3 Armadura de Distribuição

A armadura positiva (secundária) é especificada como uma armadura complementar de distribuição de cargas. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), deve respeitar um espaçamento máximo de 33 cm e os mesmos critérios de transpasse da armadura principal. É adotada como o maior valor entre:

$$A_{s/S} \geq 20\% \text{ da armadura principal} \quad (46)$$

$$A_{s/S} \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (47)$$

$$\rho_s \geq 0,5 \cdot \rho_{\min} \quad (48)$$

Onde:

$A_{s/S}$ = Área de aço secundária;

ρ_s = Taxa geométrica de armadura positiva secundária, pode ser dada

por: $\frac{A_s}{b_w \cdot h}$.

3.2 Método de Cálculo Computacional

A utilização de métodos computacionais para o dimensionamento de estruturas de concreto armado promove uma facilidade em projetar elementos complexos e a compatibilidade sistêmica, reduzindo o tempo de processamento e aproximando os resultados das condições reais. Por outro lado, é necessário que o calculista compreenda de forma clara e precisa os resultados expostos, que podem camuflar erros grosseiros de interpretação e exigem continuamente a comparação manual.

As ferramentas de análise serão consideradas adequadas de acordo com o objetivo associado e a finalidade da construtiva, cada modelo abrange características específicas e define as particularidades do arranjo estrutural. Portanto, para validar as revisões numéricas e resolver as limitações analíticas de projeto, o software Eberick será apresentado.

3.2.1 AltoQi Eberick

O software Eberick, desenvolvido pela empresa AltoQi, tem como objetivo dimensionar e verificar os mais diversos sistemas estruturais, através do Método de Analogia de Grelhas. O programa estabelece uma modelagem 3D inteligente e a integração BIM, através da importação e exportação de arquivos IFC, além da quantificação e/ou orçamentação de materiais, de acordo com as normas brasileiras.

Para lajes, o comportamento do pavimento pode ser descrito por dois diferentes tipos de métodos de análise: O modelo de grelhas e pórtico espacial e o modelo integrado. Ambas as abordagens garantem a estabilidade da edificação, no entanto, a diferença está nas simplificações adotadas e nos graus de liberdade.

O modelo de grelhas e pórtico espacial é definido como um método de análise de lajes de representação bidimensional, não considerando os esforços axiais. As verificações da laje são calculadas separadamente do pórtico espacial, formado por vigas e pilares denominados de barras, através dos métodos dos deslocamentos, e cada nó das barras possuem apenas três graus de liberdade.

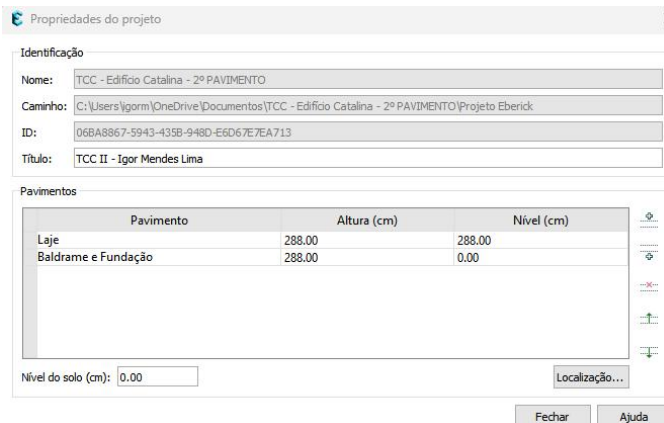
O modelo integrado é caracterizado por uma análise tridimensional da estrutura, considerando a presença das lajes juntamente ao pórtico espacial. Para esse procedimento numérico, o método dos deslocamentos considera os esforços axiais e cada nó das barras lineares apresenta seis graus de liberdade.

Dessa forma, apesar de implementar análises primárias de cálculo com formulações manuais, a continuação e comparação dos panos de laje serão incorporados pelo referido sistema computacional. E, com o objetivo de apresentar uma verificação mais clara, as etapas de concepção e processamento do sistema devem ser descritas progressivamente.

3.2.1.1 Importação de Projeto

A criação de um novo projeto é determinada pela atribuição da nomenclatura do esquema estrutural, a Figura 28 apresenta a inserção dos níveis dos pavimentos e demais características da edificação conforme a planta de arquitetura (Anexo A).

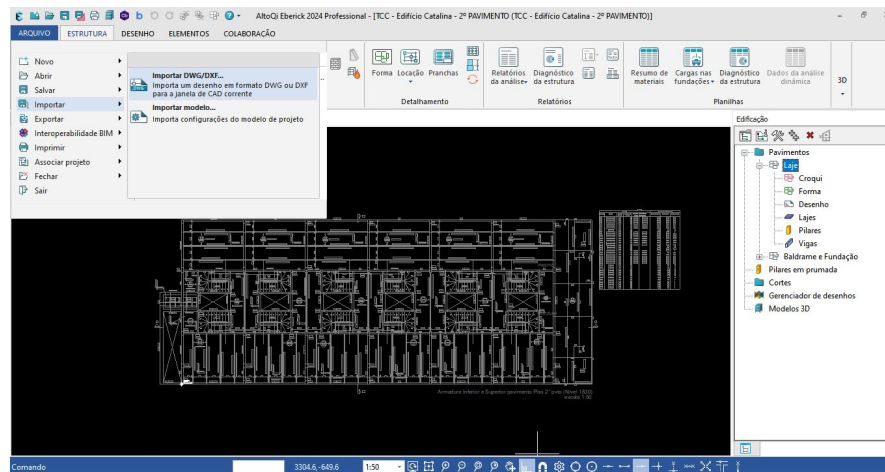
Figura 28 – Níveis do pavimento e nomenclatura atribuída



Fonte: Elaboração Própria (2024).

Para prosseguir com a concepção do sistema, a importação dos projetos estruturais, inseridos na origem, garantem o alinhamento da estrutura. Em formato DWG, são incorporados ao programa para a verificação da escala e servir como parâmetro de orientação, segundo a Figura 29.

Figura 29 – Planta baixa incorporada ao software

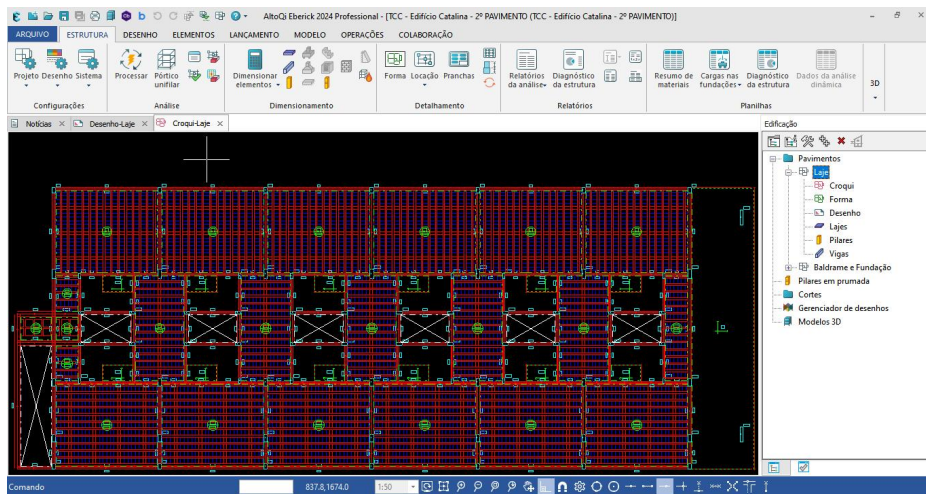


Fonte: Elaboração Própria (2024).

3.2.1.2 Concepção Estrutural

O posicionamento dos elementos estruturais deve respeitar as especificações de projeto. As dimensões de laje, vigas e pilares do pavimento em estudo, são implementadas sobrepostas a planta referência (Figura 30).

Figura 30 – Esquema estrutural do pavimento



Fonte: Elaboração Própria (2024).

Subsequente ao lançamento das estruturas, as cargas solicitantes de projeto devem ser atribuídas. O software apresenta uma janela de lançamento para adição dos esforços permanentes e acidentais, conforme a Figura 31.

Figura 31 – Janela de inserção de dados da laje

Fonte: Elaboração Própria (2024).

Dessa forma, é possível gerar um modelo do pórtico 3D resultante, demonstrado a seguir:

Figura 32 – Pórtico 3D gerado pelo Eberick



Fonte: Elaboração Própria (2024).

3.2.1.3 Dados e Critérios de Análise

Para essa etapa, as configurações de projeto e os limites estabelecidos necessitam estar em conformidade. Os parâmetros como materiais e durabilidade, vento, detalhamento, dimensionamento e análise de lajes são ajustados de acordo com as particularidades da edificação.

Os materiais e durabilidade definem os critérios da classe de resistência do concreto, para todos os elementos inseridos, e a agressividade do sistema. As demais condições foram adotadas conforme o programa (Figura 33).

Figura 33 – Materiais e durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento
 Pavimento a base de concreto
 Pavimento a base de asfalto

Aviões
 Aviões comerciais
 Aviões de transporte militar

Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Geral

Classe de agressividade: II (moderada) ...

Dimensão do agregado: 19 mm

Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras

Contato com o solo: 0.2 mm

Contato com a água: 0.1 mm

Demais peças: 0.3 mm

Combinações: Frequentes

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-35	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-35	3 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-35	3 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-35	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-35			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-35			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-35			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-35			4.5 cm	Bitolas...
Radier	C-35			4.5 cm	Bitolas...

Fonte: Elaboração Própria (2024).

Com o objetivo de estudo referente apenas às lajes, as cargas de vento foram desprezadas. Logo, foi adotada uma velocidade de 0 m/s, conforme a Figura 34.

Figura 34 – Materiais e durabilidade

Vento

Velocidade: 0 m/s Mapa...

Aplicação do Vento

Ângulo: 0 °

Casos: 4

Forças médias...

Topografia

Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de atenuamento (S1 = 1.1)

Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)

Demais casos (S1 = 1.0)

Tipo de análise

Vento estático

Vento dinâmico

Edificação

Maior dimensão horizontal ou vertical: Menor que 20 m

Rugosidade do terreno: Categoria II ...

Razão de amortecimento crítico: 0.02 ...

Fator Estatístico S3

Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10

Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00

Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Verificação de conforto

Probabilidade de ocorrência: 0.75

Período de recorrência: 10 anos

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Elaboração Própria (2024).

As diretrizes de dimensionamento e detalhamento estrutural são definidas como especificações das armaduras empregadas (Figura 35). Para preservar a integridade do projeto, foram configurados os dados de nervura de travamento.

Figura 35 – Dimensionamento e detalhamento de projeto

The image shows two side-by-side software windows for structural design. The left window, titled 'Dimensionamento [Lajes]', has tabs for 'Pilares', 'Vigas', 'Lajes', 'Sapatas', 'Blocos', 'Muros', and 'Alvenaria'. It contains sections for 'Armadura positiva' (with fields for length and spacing), 'Armadura das continuidades' (with diameter and spacing), 'Ancoragem' (with moment and traction), and 'Aberturas' (with checkboxes for reinforcement and openings). The right window, titled 'Detalhamento [Lajes]', has tabs for 'Pilares', 'Vigas', 'Lajes', 'Sapatas', 'Blocos', and 'Muros'. It contains sections for 'Geral' (with scale and reinforcement type), 'Armadura no apoio' (with distance to support), 'Armadura negativa' (with balance and checkboxes), and 'Cotas na planta' (with checkboxes for positive and negative reinforcement). Both windows have 'OK', 'Cancelar', and 'Ajuda' buttons at the bottom.

Fonte: Elaboração Própria (2024).

Por fim, o processo de cálculo adotado foi o método de grelhas e pórtico espacial. Com a finalidade de analisar a laje separadamente, as condições gerais de análise são descritas pela Figura 36.

Figura 36 – Análise geral do projeto

The image shows a software window titled 'Análise'. It has several sections: 'Geral' with fields for 'Redução no engaste para nós semirrígidos' (25%), 'Redução na torção para os pilares' (0%), 'Redução na torção para as vigas' (85%), and 'Aumento na rigidez axial dos pilares' (100%); a checkbox for 'Salvar automaticamente o projeto após o processamento'; 'Ligação viga-pilar' with a checked checkbox for 'Flexibilizar ligação com pilar equivalente' and a field for 'Aplicar para relação h/b maior que' (5); 'Não linearidade física' with a table of rigidity values: Rígidez das vigas (0.4 Ec.Ic), Rígidez dos pilares (0.8 Ec.Ic), Rígidez das lajes (0.3 Ec.Ic), Rígidez das estacas (0.8 Ec.Ic), and Rígidez alvenaria estrutural (0.8 Ea.I); and 'Não linearidade geométrica' with a checkbox for 'Utilizar o processo P-Delta', 'Número máximo de iterações' (10), 'Precisão mínima' (1%), and 'Combinação vertical de cálculo' (1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A). There are also sections for 'Imperfeições globais' and 'Processo' with a checked radio button for 'Grelhas + pórtico espacial'. Buttons for 'Painéis de lajes...', 'Modelo da fundação...', 'Modelo ELS...', 'Avançado...', and 'Análise dinâmica...' are at the bottom. 'OK', 'Cancelar', and 'Ajuda' buttons are at the very bottom.

Fonte: Elaboração Própria (2024).

3.2.1.4 Processamento da Estrutura

Com todos parâmetros configurados, o processamento do projeto é realizado com base nas análises destacadas (Figura 37). O programa oferece relatórios e grelhas interativas para a verificação visual dos esforços e uma compreensão completa sobre o dimensionamento das peças.

Figura 37 – Configuração do processamento

Análise da estrutura

Estado-limite último (ELU)

- Análise estática linear
- Verificação das etapas construtivas
- Dimensionamento dos elementos
 - Dimensionar apenas elementos selecionados ...
- Verificar limites de redistribuição em nós semirrígidos

Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

- Determinação dos deslocamentos do pórtico
 - Adotar rigidez configurada
 - Calcular rigidez fissurada
- Determinação dos deslocamentos das lajes
 - Adotar rigidez configurada
 - Calcular rigidez fissurada
 - Verificar apenas pavimentos selecionados ...

Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE)

- Análise dinâmica do pórtico
- Análise dinâmica das lajes
 - Verificar apenas pavimentos selecionados ...

OK Cancelar Configurar... Ajuda

Fonte: Elaboração Própria (2024).

4 ANÁLISE DA EDIFICAÇÃO

Nesta seção, serão demonstrados todos os dados da edificação em estudo e a formulação numérica característica, com o objetivo de fornecer uma compreensão abrangente do comportamento estrutural e as especificações da obra.

A análise detalhada do sistema é destacada por um erro significativo no processo de concretagem do 2º pavimento, gerando um desnivelamento da superfície e um aumento da camada de regularização. Essa irregularidade resultou em um contrapiso com uma espessura de 10 cm e que foi solucionado com a adição de brita leve, agregado de peso específico reduzido.

No entanto, com uma abordagem investigativa, as informações gerais e específicas da estrutura devem ser acompanhadas dessa informação, desprezando a solução adotada (ao incluir as características da espessura bruta de contrapiso) e verificando os impactos à estabilidade global, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023).

4.1 Apresentação de obra

4.1.1 Informações Gerais

- a) Edificação: Residencial Catalina;
- b) Localização: Servidão Sérvulo Chagas, 31 - Campeche;
- c) Tipo de construção: Residencial Multifamiliar;
- d) Área vertical construtiva: 1.737,17 m²;
- e) Zoneamento: Área Residencial Predominante.

Figura 38 – Projeto arquitetônico de edificação

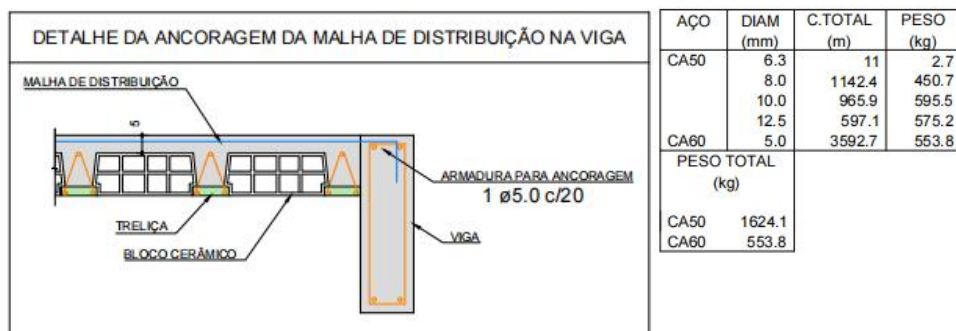


Fonte: Escritório “X” (2021).

4.1.2 Informações Específicas

- a) Especificações de concreto: $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$;
- b) Slump: 10 +/- 2 cm;
- c) Brita: 3/4”;
- d) Tipo de Laje: Laje Trelaçada;
- e) Altura de Laje: 17 cm;
- f) Tipo de Vigota: TR 12646;
- g) Material de Enchimento: Bloco cerâmico B12/30/20;
- h) Pé Direito: 2,71 m (dormitórios) e 2,75m (banheiros).
- i) Cargas Atuantes: Conforme ambiente;

Figura 39 – Representação de laje em projeto

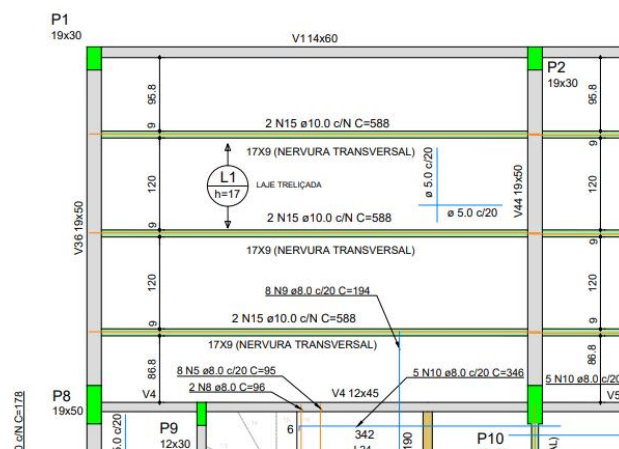


Fonte: Escritório “Y” (2021).

4.2 Análise Manual da Estrutura

A demonstração da análise numérica manual será empregada apenas para uma laje (L1), escolhida previamente por dispor de uma área de maior dimensão. O propósito do estudo é demonstrar as etapas de cálculo e evidenciar os problemas e soluções específicas para o modelo construtivo, a qual se replicará para os demais.

Figura 40 – Laje L1

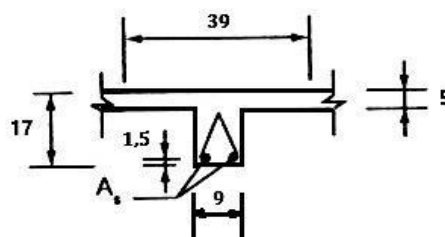


Fonte: Escritório “Y” (2021).

4.2.1 Seção Transversal de Cálculo

Inicialmente, as características geométricas da peça devem ser expostas. Para o modelo de vigas independentes, a seção transversal adotada é inicialmente detalhada com um valor de intereixo (distância entre os eixos das vigotas ou do material inerte de enchimento) igual a largura colaborante. Dada por:

Figura 41 – Seção transversal de cálculo



Fonte: Elaboração Própria (2024).

O elemento isolado descrito acima, é caracterizado por receber cargas distribuídas e/ou pontuais ao longo de toda a sua extensão. A vigota de armadura treliçada, com um vão teórico de 4,495 metros (conforme o Anexo C), é dimensionada com um comprimento de cálculo concordante com a largura dos apoios ou a altura da laje. De acordo com a Equação 3, o vão efetivo pode ser determinado através de:

$$l_{ef} = 4,495 + 0,051 + 0,051 = \mathbf{4,597\ m}$$

4.2.2 Largura Colaborante (bf)

Conforme a Equação 8 e Equação 9, uma viga simplesmente apoiada onde $a = l$ é definida por:

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,10 \cdot 4,597 = 0,46 \\ 0,5 \cdot 0,3 = 0,15 \end{cases}$$

$$b_f \leq 0,09 + 2 \cdot 0,15 = \mathbf{0,39\ m}$$

4.2.3 Solicitações Internas da Seção

A Tabela 10 estabelece o peso específico dos materiais e delimita o tipo de elemento interno atuante no sistema. Em concordância com a NBR 6120 (ABNT, 2019), o dimensionamento das cargas de projeto deve ser realizado ao longo do vão efetivo da viga, para isso, todas as cargas devem ser multiplicadas por b_f .

Tabela 10 – Levantamento de cargas

Material	Peso Específico (γ_{ap})
Concreto Armado	25 kN/m³
Lajota Cerâmica	18 kN/m³
Contrapiso	21 kN/m³
Argamassa	19 kN/m³
Porcelanato	23 kN/m³

Gesso em Placas	0,15 kN/m²
Bloco Cerâmico Vazado de 9 cm (Sem Revestimento)	0,7 kN/m²

Fonte: Adaptado da NBR 6120 (ABNT, 2019).

4.2.3.1 *Peso Próprio da Estrutura*

O peso próprio é definido como a soma dos esforços relativos ao concreto e ao material de enchimento, conforme a sua geometria. Para a seção adotada, é necessário considerar o peso da alma acrescida da mesa.

$$P_{concreto} = 25 \cdot 0,39 \cdot 0,05 + 25 \cdot 0,09 \cdot 0,12 = \mathbf{0,758 \text{ kN/m}}$$

$$P_{enchimento} = 18 \cdot (0,39 - 0,09) \cdot 0,12 = \mathbf{0,648 \text{ kN/m}}$$

4.2.3.2 *Carga Permanente e Acidental*

As cargas permanentes são esforços atuantes ao longo de toda a vida útil da estrutura, enquanto a acidental é referente ao uso e ocupação do ambiente. Para o erro executivo da edificação, é considerada uma sobrecarga permanente de contrapiso de 10 cm, além das solicitações de argamassa e porcelanato.

$$P_{permanente} = 0,39 \cdot (21 \cdot 0,1 + 23 \cdot 0,01 + 19 \cdot 0,025) = \mathbf{1,09 \text{ kN/m}}$$

Padronizada pela NBR 6120 (ABNT, 2019), a carga acidental de dormitórios é admitida como uma carga uniformemente distribuída de 1,5 kN/m².

$$P_{acidental} = 0,39 \cdot 1,5 = \mathbf{0,585 \text{ kN/m}}$$

4.2.3.3 *Cargas Adicionais de Parede*

De acordo com o Anexo A, a laje em estudo é associada a um conjunto de paredes acabadas de 15 cm, com blocos cerâmicos de 9 cm acrescidos de 3 cm

de reboco em cada face. Conforme a planta, essas divisórias são caracterizadas por um comprimento de 6,925 m e um pé direito de 2,71 m. Vale lembrar que devem ser descontadas todas as aberturas presentes.

$$P_{bloco} = \frac{0,39 \cdot 0,7 \cdot (6,925 \cdot 2,71 - 2 \cdot 0,88 \cdot 2,15)}{4,597 \cdot 5,662} = \mathbf{0,16 \text{ kN/m}}$$

$$P_{revestimento} = \frac{0,39 \cdot 2 \cdot 0,03 \cdot 19 \cdot (6,925 \cdot 2,71 - 2 \cdot 0,88 \cdot 2,15)}{4,597 \cdot 5,662} = \mathbf{0,26 \text{ kN/m}}$$

4.2.3.4 Cargas Totais Atuantes

Por fim, a carga total atuante na seção é descrita pelo somatório de todos os esforços internos apresentados acima. Para prosseguir com o dimensionamento da laje, essas solicitações tem o valor descrito por:

$$P_{total} = 0,758 + 0,648 + 1,09 + 0,585 + 0,16 + 0,26 = \mathbf{3,50 \text{ kN/m}}$$

4.2.4 Estado Limite Último

As verificações da estrutura referentes a ruína da peça são estabelecidas dentro do Estado Limite Último. Sendo assim, é necessário analisar o cálculo da armadura longitudinal e transversal, se existir.

4.2.4.1 Cálculo da Armadura Longitudinal

As armaduras longitudinais são dimensionadas em função do valor do momento fletor máximo. Segundo a Equação 10, é apresentado como:

$$M_{k,m\acute{a}x} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{3,5 \cdot 4,597^2}{8} = \mathbf{9,25 \text{ kN.m}}$$

$$M_{d,m\acute{a}x} = 1,4 \cdot 9,25 = \mathbf{12,95 \text{ kN.m}}$$

Inicialmente, foi considerada para a seção adotada (Figura 40), uma vigota treliçada de aço complementar 10 mm, em conformidade com o projeto. Para a continuidade dos cálculos e verificação do domínio de deformação, a altura útil para a respectiva armadura pode ser descrita de maneira aproximada por:

$$d = 17 - 2 = 15 \text{ cm} = \mathbf{0,15 \text{ m}}$$

Com base nas informações anteriores, as fórmulas adimensionais (Seção 3.15) desempenham um papel importante na racionalização do processo, precedem a determinação da armadura de flexão e servem para garantir a validação dos parâmetros descritos na NBR 6118 (ABNT, 2023). Formuladas para concretos até a classe C50 e seções retangulares, são expressas abaixo:

$$KMD = \frac{12,95}{0,39 \cdot (0,15)^2 \cdot \frac{35000}{1,4}} = \mathbf{0,059}$$

$$KX = \frac{-0,68 \pm \sqrt{0,68^2 - 4 \cdot (-0,272) \cdot (-0,0590)}}{2 \cdot (-0,272)} = \mathbf{0,09}$$

$$KZ = 1 - 0,4 \cdot 0,09 = \mathbf{0,964}$$

Vale lembrar que a formulação adimensional sugere a verificação da geometria da estrutura (Equação 13), ou seja, caso a linha neutra (x) passe pela mesa, a seção será considerada retangular e as hipóteses iniciais estarão corretas. Além disso, para um valor de “KX” maior que zero e menor que 0,259, a estrutura estará trabalhando em Domínio 2.

$$x = 0,09 \cdot 0,15 = \mathbf{0,0135 \text{ m}} < 0,05 \text{ m} \therefore \text{RETANGULAR}$$

Dessa forma, a área de aço necessária para resistir aos esforços do momento fletor máximo é dimensionada através da Equação 11, descrita como:

$$A_{s(CA-60)} = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 9,25}{0,964 \cdot 0,15 \cdot \frac{60}{1,15}} = 1,72 \text{ cm}^2$$

No entanto, a vigota treliçada TR 12646 apresenta uma área de aço de 0,57 cm² (duas barras de 6 mm) da classe CA-60. Para a adoção de uma armadura complementar de aço CA-50, deve-se converter a área faltante para atender a resistência de escoamento do aço. Sendo assim:

$$A_{s,faltante(CA-50)} = \frac{60 \cdot (1,72 - 0,57)}{50} = 1,38 \text{ cm}^2 \cong 1,60 \text{ cm}^2 \therefore 2 \text{ } \phi 10 \text{ mm}$$

Convertendo tudo para CA-50, temos que o sistema estrutural ficou com uma área total de 2,29 cm², incluindo a treliça.

4.2.4.2 Cálculo da Armadura Transversal

As armaduras transversais são dimensionadas em função do valor da força cisalhante. Para lajes, se as verificações resistentes forem atendidas, podem ser prescindidas de aço. De acordo com a Equação 17, temos:

$$V_{sd} \leq V_{rd1}$$

$$1,4 \cdot \frac{3,5 \cdot 4,597}{2} \leq \left[0,25 \cdot \frac{0,21 \cdot 1000 \cdot 35^{2/3}}{1,4} \cdot |1,6 - 0,15| \cdot \left(1,2 + 40 \cdot \frac{2,08}{9 \cdot 15} \right) \right] \cdot 0,09 \cdot 0,15$$

$$11,26 \text{ kN} \leq 14,27 \text{ kN} \therefore \text{Não há necessidade de armadura transversal}$$

Com a finalidade demonstrativa de cálculo, também será considerado o esmagamento do concreto das bielas comprimidas, Equação 23.

$$V_{sd} \leq V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{35}{250} \right) \cdot \frac{35000}{1,4} \cdot 0,09 \cdot 0,15$$

$$11,26 \text{ kN} \leq 78,37 \text{ kN} \therefore \text{Não há necessidade de armadura transversal}$$

4.2.5 Estado Limite de Deformação Excessiva

As análises para o Estado Limite de Serviço são associadas ao desempenho e à funcionalidade da seção. Para lajes pré-moldadas unidirecionais, o deslocamento excessivo é um parâmetro crítico, visto que é caracterizado por deformações visíveis e/ou vibrações estruturais. De acordo com a Seção 3.1.7, é estabelecido através da inércia média, organizada em etapas de cálculo.

4.2.5.1 Momento de Inércia no Estádio I (Seção Bruta)

O momento de inércia da seção bruta (sem a presença de armadura) para peças no Estádio I é definido como:

$$A_g = (0,39 - 0,09) \cdot 0,05 + 0,09 \cdot 0,17 = \mathbf{0,03 \text{ m}^2}$$

$$y_{cg} = \frac{0,3 \cdot \left(\frac{0,05^2}{2}\right) + 0,09 \cdot \frac{0,17^2}{2}}{0,03} = \mathbf{0,056 \text{ m}}$$

$$I_c = \frac{0,3 \cdot 0,05^3}{12} + \frac{0,09 \cdot 0,17^3}{12} + 0,3 \cdot 0,05 \cdot \left(0,056 - \frac{0,05}{2}\right)^2 + 0,09 \cdot 0,17 \cdot \left(0,056 - \frac{0,17}{2}\right)^2 = \mathbf{6,73 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4}$$

4.2.5.2 Momento de Inércia no Estádio II (Puro)

O cálculo do momento de inércia no Estádio II puro é precedido da verificação da posição da linha neutra (x_{II}), a fim de comprovar parâmetros de dimensionamento. Admitindo inicialmente que a linha neutra passe pela mesa, a seção é retangular e pode ser definida com ($b_w = b_f$).

$$a_1 = \frac{0,39}{2} = \mathbf{0,195 \text{ m}}$$

$$a_2 = \frac{210000}{29402,9} \cdot 2,08 = 14,86 \text{ cm}^2 = \mathbf{1,49 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2}$$

$$a_3 = -15 \cdot \frac{210000}{29402,9} \cdot 2,08 = -222,84 \text{ cm}^3 = \mathbf{-2,23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3}$$

$$x_{II} = \frac{-1,49 \cdot 10^{-3} \pm \sqrt{(1,49 \cdot 10^{-3})^2 - 4 \cdot 0,195 \cdot (-2,23 \cdot 10^{-4})}}{2 \cdot 0,195} = \mathbf{0,03 \text{ m}}$$

\therefore *Linha neutra passa pela mesa*

Com as verificações atendidas, o momento de inércia para peças retangulares no Estádio II puro ($I_{x,II0}$) pode ser encontrado.

$$I_{x,II0} = \frac{39 \cdot 3^3}{3} + \frac{210000}{29402,9} \cdot 2,08 \cdot (3 - 15)^2 = 2490 \text{ cm}^4 = \mathbf{2,49 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4}$$

4.2.5.3 Momento de Fissuração

O momento de fissuração é definido como o ponto de divisão entre os Estádios I e II, é utilizado como parâmetro para verificação de fissuras na peça e pode ser calculado como:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} = \frac{1,2 \cdot 0,3 \cdot 1000 \cdot 35^{2/3} \cdot 6,73 \cdot 10^{-5}}{0,17 - 0,056} = \mathbf{2,27 \text{ kNm}}$$

4.2.5.4 Momento de Inércia Efetiva

Com base em todas as expressões formuladas acima, é possível encontrar a inércia efetiva, a qual a estrutura trabalha. No entanto, é necessário considerar os momentos atuantes para as três situações de serviço (permanente, quase permanente e rara). Para a situação mais desfavorável (rara), onde todo o levantamento de cargas é aplicado em conjunto, seu respectivo valor é:

$$I_m = \left(\frac{2,27}{9,25}\right)^3 \cdot 6,73 \cdot 10^{-5} + \left[1 - \left(\frac{2,27}{9,25}\right)^3\right] \cdot 2,49 \cdot 10^{-5} = \mathbf{2,55 \cdot 10^{-5} \text{ kNm}}$$

4.2.5.5 Flecha Total

Os estudos de flecha também devem seguir os conceitos de combinações de serviço. Tanto as flechas imediatas quanto as diferidas são formuladas para três situações básicas:

$$F_{d,ser} = b_f \cdot (F_{\text{peso próprio}} + F_{\text{permanentes}}): \text{Combinação permanente}$$

$$F_{d,ser} = b_f \cdot (F_{\text{peso próprio}} + F_{\text{permanentes}} + 0,3 \cdot F_{\text{acidental}}): \text{Combinação quase permanente}$$

$$F_{d,ser} = b_f \cdot (F_{\text{peso próprio}} + F_{\text{permanentes}} + F_{\text{acidental}}): \text{Combinação rara}$$

Conforme a Equação 40 e a Seção 3.1.7.4, a Tabela 11 define todas situações analisadas. Em resumo, as combinações são descritas por:

Tabela 11 – Inércia e flechas para as diversas combinações

Ação	Cargas (kN/m)	Mat (kNm)	Im (m⁴)	a_{t,0} (m)
Permanente	2,92	7,69	2,60 · 10 ⁻⁵	0,0222
Quase permanente	3,10	8,16	2,58 · 10 ⁻⁵	0,0237
Rara	3,50	9,25	2,58 · 10 ⁻⁵	0,0271

Fonte: Elaboração própria (2024).

A flecha devida à carga acidental é estabelecida como a diferença entre a combinação rara e a combinação permanente:

$$a_q = 0,0271 - 0,0222 = \mathbf{0,0049 \text{ m}} < a_{\text{limite}} = \frac{l}{350} = 0,0131 \text{ m}$$

A flecha para o efeito de fluência é determinada para a combinação quase permanente de serviço. Para um tempo inicial de aplicação de cargas de 14 dias ($t_0 = 0,47$), o fator de deformação, Equação 41, pode ser calculado por:

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,47}{1} = 1,47 \text{ adm}$$

Dessa forma, é possível estabelecer o valor da flecha diferida total ($a_{t,\infty}$) para um tempo infinito presente na estrutura, Equação 36, e compará-lo com o limite de norma. Sendo:

$$a_{t,\infty} = 0,0237 \cdot (1 + 1,47) = \mathbf{0,0585 \text{ m}} > a_{limite} = \frac{l}{250} = 0,0183 \text{ m}$$

4.2.5.6 Contraflecha

A flecha total calculada anteriormente obteve um valor de deformação acima do qual a NBR 6118 (ABNT, 2023) admite. Para garantir a segurança e padronizar o sistema empregado, é permitido definir um valor de contraflecha (Equação 42) para diminuir os respectivos deslocamentos.

$$\alpha_{cf,m\acute{a}x} = \frac{l}{350} = \frac{4,597}{350} = \mathbf{0,0131 \text{ m}}$$

No entanto, mesmo com a presença de uma contraflecha a laje L1 não foi satisfatória, conforme demonstrado abaixo. Logo, outras soluções devem ser empregadas para resistir aos esforços internos da seção.

$$a_{t,\infty} = 0,0585 - 0,0131 = \mathbf{0,0454 \text{ m}} > a_{limite} = \frac{l}{250} = 0,0183 \text{ m}$$

4.2.6 Limites de Armadura

. Com todas as armaduras e verificações realizadas, é necessário uma última verificação para ver se o limite está dentro da norma e comparar com as áreas de aço já encontradas.

4.2.6.1 Armadura Mínima

$$A_{s,min} = \frac{0,15}{100} \cdot 0,03 = 4,5 \cdot 10^{-5} m^2 = \mathbf{0,45 cm^2} < A_{s,total} = 2,08 cm^2 \therefore OK$$

4.2.6.2 Armadura Máxima

$$A_{s,máx} = \frac{4}{100} \cdot 0,03 = 1,2 \cdot 10^{-3} m^2 = \mathbf{12 cm^2} > A_{s,total} = 2,08 cm^2 \therefore OK$$

4.2.6.3 Armadura de Distribuição

$$A_{s/S} \geq \frac{20}{100} \cdot 2,08 = 0,416 cm^2/m$$

$$\rho_s \geq 0,5 \cdot 0,15 = 0,075\% = 0,75 cm^2/m$$

$$A_{s/S} \geq \mathbf{0,9 cm^2/m} \therefore \mathbf{\varnothing 5mm c/ 20}$$

4.2.7 Apresentação dos Resultados

A seguir, todos os cálculos e dimensionamentos realizados serão integrados e aplicados para todo o pavimento, considerando as especificidades de projeto. Esses resultados serão apresentados com o objetivo de interpretar as alterações que ocorreram na estrutura, identificando as incompatibilidades executivas, e buscar soluções para a integridade do sistema.

4.2.7.1 Estado Limite Último

Tabela 12 – Resumo de verificações ao ELU

Laje	Md (kNm)	As,reforço (cm ²)	As, adotada (cm ²)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Observação
L1	12,95	1,58	1,6	2 \varnothing 10mm	-	-
L2	12,95	1,58	1,6	2 \varnothing 10mm	-	-
L3	12,95	1,58	1,6	2 \varnothing 10mm	-	-
L4	12,95	1,58	1,6	2 \varnothing 10mm	-	-
L5	12,95	1,58	1,6	2 \varnothing 10mm	-	-

L6	12,95	1,58	1,6	2 Ø 10mm	-	-
L8	0,95	0,04	0,20	1 Ø 5mm	-	As mínimo
L9	5,80	0,42	0,5	1 Ø 8mm	-	-
L10	5,80	0,42	0,5	1 Ø 8mm	-	-
L11	5,80	0,42	0,5	1 Ø 8mm	-	-
L12	5,80	0,42	0,5	1 Ø 8mm	-	-
L13	5,80	0,42	0,5	1 Ø 8mm	-	-
L14	1,07	0,09	0,20	1 Ø 5mm	-	As mínimo
L17	0,95	0,04	0,20	1 Ø 5mm	-	As mínimo
L18	19,49	2,62	3,20	4 Ø 10 mm	-	Usar 2ª camada
L19	19,49	2,62	3,20	4 Ø 10 mm	-	Usar 2ª camada
L20	19,49	2,62	3,20	4 Ø 10 mm	-	Usar 2ª camada
L21	19,49	2,62	3,20	4 Ø 10 mm	-	Usar 2ª camada
L22	19,49	2,62	3,20	4 Ø 10 mm	-	Usar 2ª camada
L23	19,49	2,62	3,20	4 Ø 10 mm	-	Usar 2ª camada

Fonte: Elaboração própria (2024).

Vale ressaltar que a armadura de distribuição, demonstrada na Seção 3.1.8.3, com a função de distribuir as cargas e controlar as fissuras, é definida para todos os casos como Ø 5mm a cada 20 cm lineares.

4.2.7.2 Estado Limite de Deformação Excessiva

Tabela 13 – Resumo de verificações ao ELS-DEF

Laje	Flecha acid. (cm)	Limite acid. L/350 (cm)	Flecha total (cm)	Limite total L/250 (cm)	Cf, máx (cm)	Flecha com c.f (cm)	Observação
L1	0,49	1,31	5,84	1,84	1,31	4,53	Def. excessiva
L2	0,49	1,31	5,84	1,84	1,31	4,53	Def. excessiva
L3	0,49	1,31	5,84	1,84	1,31	4,53	Def. excessiva
L4	0,49	1,31	5,84	1,84	1,31	4,53	Def. excessiva
L5	0,49	1,31	5,84	1,84	1,31	4,53	Def. excessiva
L6	0,49	1,31	5,84	1,84	1,31	4,53	Def. excessiva
L8	0,00	0,38	0,00	0,54	-	-	OK
L9	0,16	0,79	1,05	1,11	-	-	OK
L10	0,16	0,79	1,05	1,11	-	-	OK
L11	0,16	0,79	1,05	1,11	-	-	OK

L12	0,16	0,79	1,05	1,11	-	-	OK
L13	0,16	0,79	1,05	1,11	-	-	OK
L14	0,00	0,38	0,00	0,54	-	-	OK
L17	0,00	0,38	0,00	0,54	-	-	OK
L18	0,64	1,62	8,25	2,26	1,62	6,63	Def. excessiva
L19	0,64	1,62	8,25	2,26	1,62	6,63	Def. excessiva
L20	0,64	1,62	8,25	2,26	1,62	6,63	Def. excessiva
L21	0,64	1,62	8,25	2,26	1,62	6,63	Def. excessiva
L22	0,64	1,62	8,25	2,26	1,62	6,63	Def. excessiva
L23	0,64	1,62	8,25	2,26	1,62	6,63	Def. Excessiva

Fonte: Elaboração própria (2024).

Para os casos específicos em que a flecha é representada pelo valor absoluto de zero, sua respectiva deformação é caracterizada por apresentar um valor praticamente nulo, sendo desprezado.

4.3 Análise Computacional da Estrutura

Os dados obtidos com o software Eberick fornecem uma análise detalhada e precisa do comportamento estrutural. A seguir, serão demonstrados os resultados e as simulações realizadas com a ferramenta.

4.3.1 Apresentação dos Resultados

4.3.1.1 Estado Limite Último

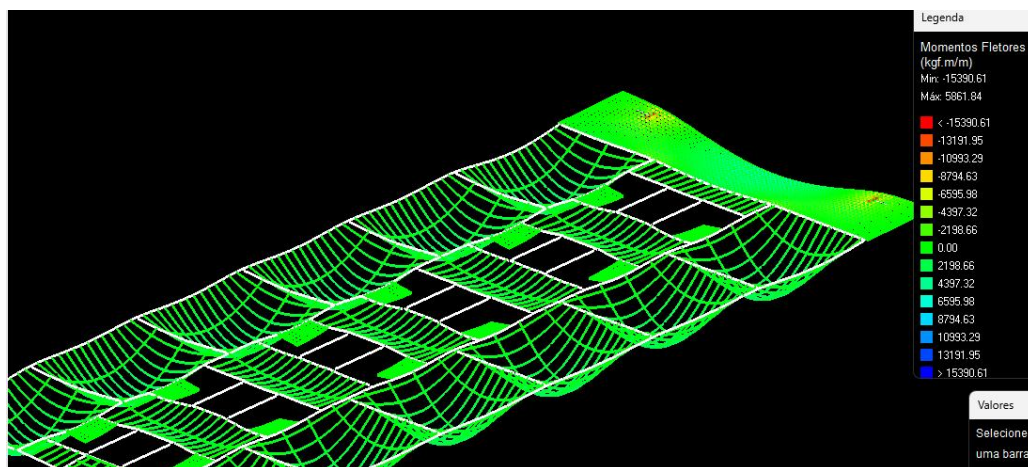
Tabela 14 – Resumo de verificações ao ELU

Laje	Md (kNm)	As, reforço (cm ²)	Armadura longitudinal	Nervura de travamento	Armadura transversal	Observação
L1	12,92	1,60	2 Ø 10mm	3 Ø 10mm	-	-
L2	13,07	1,60	2 Ø 10mm	3 Ø 10mm	-	-
L3	13,08	1,60	2 Ø 10mm	3 Ø 10mm	-	-
L4	13,05	1,60	2 Ø 10mm	3 Ø 10mm	-	-
L5	13,10	1,60	2 Ø 10mm	3 Ø 10mm	-	-
L6	12,91	1,60	2 Ø 10mm	3 Ø 10mm	-	-

L8	1,10	0,20	-	-	-	As mínimo
L9	8,12	0,95	2 Ø 8mm	2 Ø 10mm	-	-
L10	7,62	0,80	2 Ø 8mm	1 Ø 10mm	-	-
L11	8,08	0,95	2 Ø 8mm	2 Ø 10mm	-	-
L12	7,62	0,80	2 Ø 8mm	1 Ø 10mm	-	-
L13	8,08	0,95	2 Ø 8mm	2 Ø 10mm	-	-
L14	1,20	0,20	-	-	-	As mínimo
L17	1,10	0,20	-	-	-	As mínimo
L18	10,81	1,25	1 Ø 12,5mm	5 Ø 10mm	-	Usar 2ª camada
L19	10,69	1,25	1 Ø 12,5mm	5 Ø 10mm	-	Usar 2ª camada
L20	10,71	1,25	1 Ø 12,5mm	5 Ø 10mm	-	Usar 2ª camada
L21	10,72	1,25	1 Ø 12,5mm	5 Ø 10mm	-	Usar 2ª camada
L22	10,67	1,25	1 Ø 12,5mm	5 Ø 10mm	-	Usar 2ª camada
L23	10,89	1,25	1 Ø 12,5mm	5 Ø 10mm	-	Usar 2ª camada

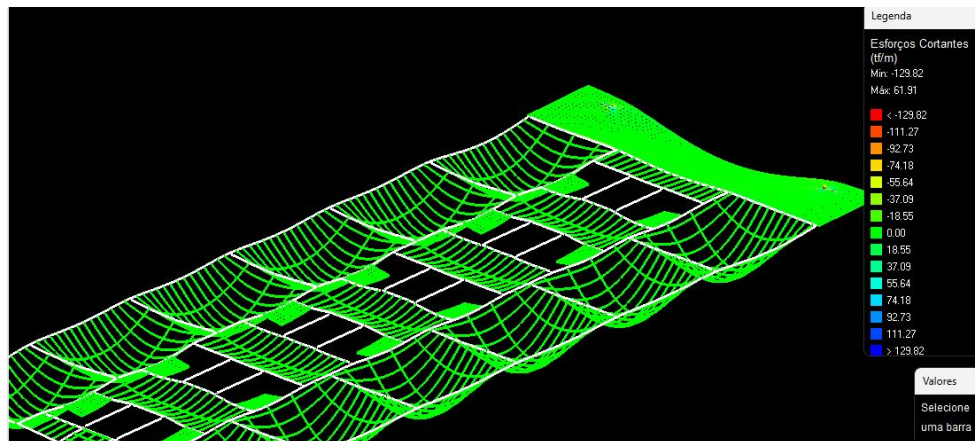
Fonte: Elaboração própria (2024).

Figura 42 – Grelha para momentos fletores



Fonte: Elaboração própria (2024).

Figura 43 – Grelha para esforços cortantes



Fonte: Elaboração própria (2024).

4.3.1.2 Estado Limite de Deformação Excessiva

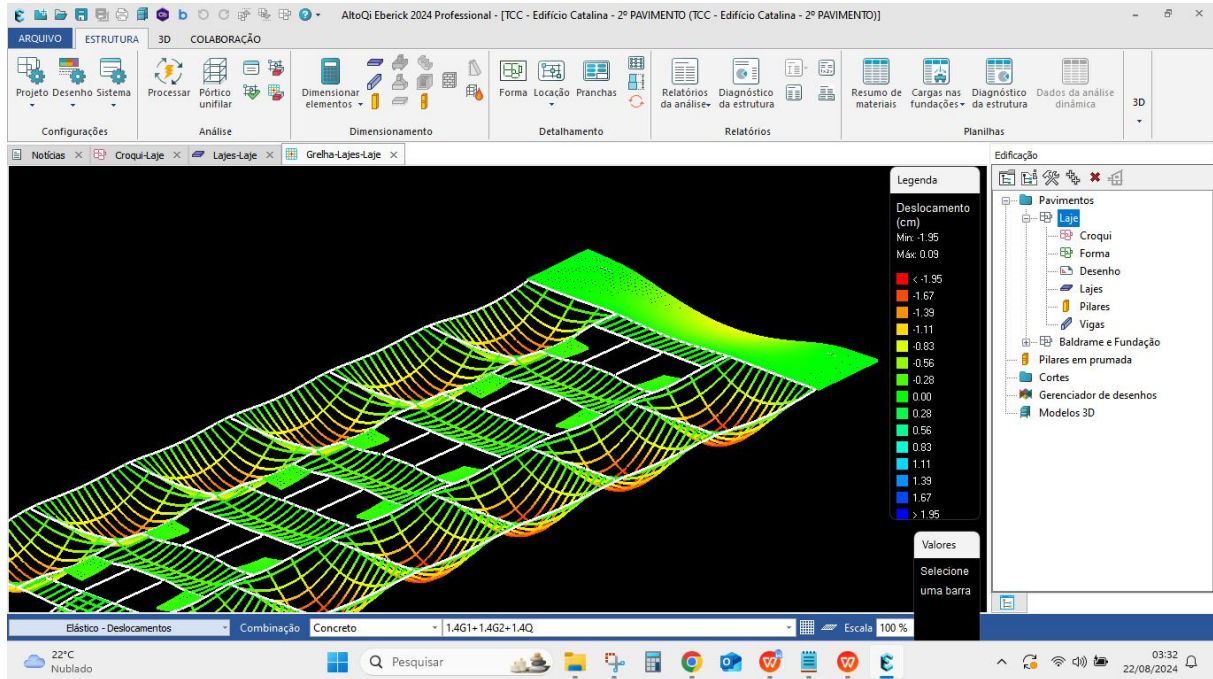
Tabela 15 – Resumo de verificações ao ELS-DEF

Laje	Flecha total (cm)	Limite total L/250 (cm)	Cf, máx (cm)	Flecha com c.f (cm)	Observação
L1	2,10	1,84	1,31	0,79	Necessário CF
L2	2,00	1,84	1,31	0,69	Necessário CF
L3	2,02	1,84	1,31	0,71	Necessário CF
L4	2,02	1,84	1,31	0,71	Necessário CF
L5	2,00	1,84	1,31	0,69	Necessário CF
L6	2,11	1,84	1,31	0,80	Necessário CF
L8	0,19	0,54	-	-	OK
L9	0,43	1,11	-	-	OK
L10	0,41	1,11	-	-	OK
L11	0,42	1,11	-	-	OK
L12	0,41	1,11	-	-	OK
L13	0,42	1,11	-	-	OK
L14	0,21	0,54	-	-	OK
L17	0,20	0,54	-	-	OK
L18	2,45	2,26	1,62	0,83	Necessário CF
L19	2,43	2,26	1,62	0,81	Necessário CF
L20	2,44	2,26	1,62	0,82	Necessário CF
L21	2,44	2,26	1,62	0,82	Necessário CF
L22	2,43	2,26	1,62	0,81	Necessário CF

L23	2,47	2,26	1,62	0,85	Necessário CF
-----	-------------	------	------	-------------	---------------

Fonte: Elaboração própria (2024).

Figura 44 – Grelha para deslocamentos (sem contraflecha)



Fonte: Elaboração própria (2024).

5 DISCUSSÃO E COMPARATIVO DOS RESULTADOS

Nesse estudo, é observado algumas limitações, principalmente associadas ao dimensionamento de lajes pelo modelo de vigas independentes. Esse processo numérico é caracterizado pelo cálculo bidimensional, ou seja, compreende apenas armaduras longitudinais e transversais à viga, desprezando a presença de nervuras de travamento.

Mesmo com a utilização de outros métodos manuais, as nervuras de travamento podem não ser bem compreendidas, o fato se deve à presença de um comportamento intermediário ao sistema unidirecional e bidirecional, no qual dependem do espaçamento entre nervuras. Dessa forma, modelos computacionais são os mais indicados para interpretar o respectivo comportamento e, garantir assim, um dimensionamento adequado. A Tabela 16 apresenta um comparativo entre o modelo físico e o digital, para um melhor entendimento dos parâmetros de projeto.

Tabela 16 – Comparativo de momentos fletores e flecha total

Laje	Md	Md	Flecha	Flecha
	manual (kNm)	computacional (kNm)	manual (cm)	computacional (cm)
L1	12,95	12,92	5,84	2,10
L2	12,95	13,07	5,84	2,00
L3	12,95	13,08	5,84	2,02
L4	12,95	13,05	5,84	2,02
L5	12,95	13,10	5,84	2,00
L6	12,95	12,91	5,84	2,11
L8	0,95	1,10	0,00	0,19
L9	5,80	8,12	1,05	0,43
L10	5,80	7,62	1,05	0,41
L11	5,80	8,08	1,05	0,42
L12	5,80	7,62	1,05	0,41
L13	5,80	8,08	1,05	0,42
L14	1,07	1,20	0,00	0,21
L17	0,95	1,10	0,00	0,20
L18	19,49	10,81	8,25	2,45
L19	19,49	10,69	8,25	2,43

L20	19,49	10,71	8,25	2,44
L21	19,49	10,72	8,25	2,44
L22	19,49	10,67	8,25	2,43
L23	19,49	10,89	8,25	2,47

Fonte: Elaboração própria (2024).

Os momentos fletores calculados para as duas situações são bastante semelhantes, apesar do modelo computacional considerar uma área adicional de concreto devido às nervuras de travamento. Logo, a principal diferença observada está nos valores de flecha, que são atribuídos às limitações já discutidas.

Vale destacar que a flecha resultante para uma espessura de 10 cm de contrapiso, em situações onde não houvesse a solução da brita leve, poderia variar significativamente dependendo das condições da concretagem. Devido às irregularidades de nivelamento, a altura da regularização não seria uniforme e poderia apresentar uma maior ou menor altura ao longo da superfície, implicando diretamente na sobrecarga permanente da estrutura.

Por fim, é importante mencionar que as lajes maciças e nervuradas bidirecionais de projeto, embora não tenham sido tema de pesquisa, ainda sim apresentariam valores de referência satisfatórios. E para o caso das lajes bidirecionais com EPS, o peso reduzido e a área geométrica contribuiriam de forma significativa para atender aos limites da NBR 6118 (ABNT, 2023).

5.1 Comparativo com as Armaduras de Projeto

Apesar de as armaduras terem sido devidamente dimensionadas, é essencial compará-las com o projeto para verificar se o que foi realmente calculado corresponde ao previsto pelo projetista, Tabela 17. Isso inclui a comparação tanto das armaduras longitudinais quanto das armaduras de travamento. Essa verificação garante que as especificações de projeto e as realidades de execução estejam alinhadas, evitando discrepâncias que possam comprometer a segurança e a eficiência da estrutura.

Tabela 17 – Comparativo de projeto e dimensionamentos

Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)	Treliça (cm)	Armadura Adicional	Modelo	AltoQi	Nerv. Trav.	Nerv. Trav.
						V.I	Eberick	Projeto	Eberick
L1	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø10.0	2 ø 10mm	2 ø 10mm	2 ø 10mm	3 ø 10mm
L2	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø10.0	2 ø 10mm	2 ø 10mm	2 ø 10mm	3 ø 10mm
L3	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø10.0	2 ø 10mm	2 ø 10mm	2 ø 10mm	3 ø 10mm
L4	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø10.0	2 ø 10mm	2 ø 10mm	2 ø 10mm	3 ø 10mm
L5	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø10.0	2 ø 10mm	2 ø 10mm	2 ø 10mm	3 ø 10mm
L6	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø10.0	2 ø 10mm	2 ø 10mm	2 ø 10mm	3 ø 10mm
L8	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	1ø5.0	1 ø 5mm	-	-	-
L9	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø8.0	1 ø 8mm	2 ø 8mm	1 ø 10mm	2 ø 10mm
L10	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø8.0	1 ø 8mm	2 ø 8mm	1 ø 10mm	1 ø 10mm
L11	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø8.0	1 ø 8mm	2 ø 8mm	1 ø 10mm	2 ø 10mm
L12	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø8.0	1 ø 8mm	2 ø 8mm	1 ø 10mm	1 ø 10mm
L13	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	2ø8.0	1 ø 8mm	2 ø 8mm	1 ø 10mm	2 ø 10mm
L14	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	1ø5.0	1 ø 5mm	-	-	-
L17	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	1ø5.0	1 ø 5mm	-	-	-
L18	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	1ø12.5	4 ø 10 mm	1 ø 12,5mm	2 ø 12,5mm	5 ø 10mm
L19	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	1ø12.5	4 ø 10 mm	1 ø 12,5mm	2 ø 12,5mm	5 ø 10mm
L20	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	1ø12.5	4 ø 10 mm	1 ø 12,5mm	2 ø 12,5mm	5 ø 10mm
L21	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	1ø12.5	4 ø 10 mm	1 ø 12,5mm	2 ø 12,5mm	5 ø 10mm
L22	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	1ø12.5	4 ø 10 mm	1 ø 12,5mm	2 ø 12,5mm	5 ø 10mm
L23	Treliçada 1D	17	0	Tre 12	1ø12.5	4 ø 10 mm	1 ø 12,5mm	2 ø 12,5mm	5 ø 10mm

Fonte: Elaboração própria (2024).

De acordo com a Tabela 17, foram identificadas algumas discordâncias nas armaduras longitudinais, que necessitam de ajuste para assegurar a conformidade com os requisitos do projeto. Com isso, é verificado que os deslocamentos excessivos ainda sim se farão presentes, essas observações são fundamentais para a integridade estrutural e a segurança geral da construção.

5.2 Comparativo da Solução Adotada “*in Loco*”

Apesar de todas as análises apresentadas ao longo deste trabalho, a título de curiosidade será demonstrado um processamento específico para as lajes com brita leve no software Eberick, método de cálculo adequado para a solução. A escolha dessa ferramenta computacional visa uma verificação mais detalhada das flechas nas lajes, possibilitando uma comparação com e sem esse tipo de agregado.

A brita leve é um tipo de agregado leve utilizado na composição de concretos e argamassas, com o objetivo de reduzir o peso final da estrutura, sem comprometer significativamente a resistência. É composta por materiais de menor

densidade que conferem ao concreto um menor peso total. No caso desta obra, a brita leve foi incorporada ao contrapiso como uma medida para corrigir a espessura excessiva causada por falhas na concretagem inicial.

Dessa forma, o foco da análise será verificar as flechas totais resultantes no sistema e discutir a influencia na rigidez do material, que pode gerar impactos nas deformações.

5.2.1 Cargas Consideradas na Verificação

De acordo com LS Brita Leve (c2024), podem ser utilizados diversos traços para a execução de contrapisos, Figura 45. Para fins de estudo, foi feita a consideração em projeto com o traço de maior peso específico.

Figura 45 – Traços e peso específico do agregado leve

Traço (volume)	Resistência média aos 28 dias (MPa)	Massa específica aos 28 dias (Kg/m ³)			Absorção (%)	Índice de vazios
		Seca	Saturada	Real		
1 : 2 : 2	2,0	1.337	1.522	1.641	13,8	18,5
1 : 2 : 3	1,4	1.015	1.176	1.209	15,9	16,1
1 : 3 : 4	1,0	1.168	1.343	1.421	15,3	17,8
1 : 2 : 5	0,6	999	1.201	1.252	20,2	20,3

Fonte: LS Brita Leve (c2024).

Para um traço de 1:2:2, de concreto, areia e brita leve respectivamente, os pesos específicos aparentes da NBR 6120 (ABNT, 2019) foram definidos para se adequar a dosagem. O agregado leve e demais propriedades do material foram considerados conforme a Figura 45.

5.2.1.1 Resultados da Flecha Total

Os resultados obtidos foram satisfatórios (Tabela 18), confirmando que a utilização de brita leve contribuiu de forma significativa para reduzir o peso da estrutura. A diminuição na densidade do material foi evidente, o que gerou benefícios no comportamento da edificação, especialmente no que diz respeito à carga aplicada sobre os elementos estruturais.

Entretanto, alguns pontos que não atingiram os deslocamentos esperados podem estar relacionados à dosagem mínima de materiais, que provavelmente não foi seguido em obra. No entanto, esse desvio não deve ser considerado um erro, pois é provável que tenha sido intencionalmente utilizado um traço com maior quantidade de brita leve, visando otimizar o desempenho da estrutura e tornando-a ainda mais leve. Apesar de fugir do previsto no projeto original, essa adaptação pode ter sido uma escolha fundamental para melhorar certos aspectos do comportamento estrutural. Contudo, reforça-se a importância de seguir as recomendações projetuais para evitar possíveis efeitos indesejados a longo prazo.

Tabela 18 – Resumo de verificações ao ELS-DEF (com brita leve)

Laje	Flecha total (cm)	Limite total L/250 (cm)	Cf, máx (cm)	Flecha com c.f (cm)	Observação
L1	1,89	1,84	1,31	0,58	Necessário CF
L2	1,79	1,84	-	-	OK
L3	1,82	1,84	-	-	OK
L4	1,82	1,84	-	-	OK
L5	1,79	1,84	-	-	OK
L6	1,89	1,84	1,31	0,58	Necessário CF
L8	0,19	0,54	-	-	OK
L9	0,39	1,11	-	-	OK
L10	0,38	1,11	-	-	OK
L11	0,39	1,11	-	-	OK
L12	0,38	1,11	-	-	OK
L13	0,39	1,11	-	-	OK
L14	0,20	0,54	-	-	OK
L17	0,19	0,54	-	-	OK
L18	2,20	2,26	-	-	OK

L19	2,18	2,26	-	-	OK
L20	2,19	2,26	-	-	OK
L21	2,19	2,26	-	-	OK
L22	2,18	2,26	-	-	OK
L23	2,22	2,26	-	-	OK

Fonte: Elaboração própria (2024).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados finais obtidos para o ELU e ELS-DEF validaram o esperado. Considerando a menor rigidez dessas lajes em comparação com alternativas mais robustas, como as lajes maciças, as cargas permanentes adicionais incorporadas a estrutura afetaram diretamente o desempenho do sistema. Para o caso de deformações que ultrapassam os valores desejados, é viável aumentar a altura das lajes ou aplicar contraflechas.

A ferramenta de vigas independentes revelou-se bastante útil e próxima do real, embora apresente algumas restrições e não seja adequada para todos os casos. É importante estar ciente das suas limitações e evitar uma confiança absoluta sem análise crítica. Este estudo foi fundamental para aprofundar a compreensão sobre esse método, especialmente no contexto das lajes treliçadas, e para expandir o conhecimento sobre suas aplicações e desafios frente a modelos computacionais.

Ademais, a precisão no dimensionamento das cargas é crucial, uma vez que erros podem ocasionar deslocamentos não previstos ou até mesmo a ruína da peça. É essencial ter o controle dos processos executivos e fiscalizar todas as etapas de obra, uma implementação correta é vital para garantir a durabilidade da estrutura ao longo de toda a sua vida útil.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Para trabalhos futuros, recomenda-se investigar a elaboração de métodos físicos de dimensionamento de nervuras de travamento da seção transversal, garantindo processos simples e aproximados de cálculo e que estabeleçam resultados confiáveis. Além disso, vale elaborar um manual de boas práticas para a construção civil com prevenções e soluções associadas a sobrecargas não previstas em lajes treliçadas, a fim de garantir a segurança e a integridade do sistema.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL. **Manual da Construção Industrializada**: Conceitos e etapas. Volume 1: Estruturas e Vedação. Brasília, DF: [S.N.], 2015. 208 p. Disponível em: https://www.tecverde.com.br/wp-content/uploads/2016/04/Manual_versao_digital.pdf. Acesso em: 07 set. 2023
- ALTOQI. **Eberick**. Disponível em: <https://www.altoqi.com.br/eberick>. Acesso em: 23 nov. 2023.
- ALTOQI. **Como optar entre o modelo de análise integrado ou de grelha com pórtico espacial**. c2024. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360001391833>. Acesso em: 20 ago. 2024.
- ALTOQI. **Diferenças na análise de lajes pelo modelo integrado ou pelo modelo de grelha + pórtico**. c2024. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360002163594>. Acesso em: 20 ago. 2024.
- ANDRADE, Jairo José de Oliveira. **Durabilidade das estruturas de concreto armado**: Análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco. 151p. 1997. Dissertação (Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/122441/000215709.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 19 set. 2023
- ARAÚJO, A. da R. **Estudo Técnico comparativo entre pavimentos executados com lajes nervuradas e lajes convencionais**. 2008. 150p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - Requisitos. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento portland - preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-1**: Lajes pré-fabricadas de concreto - Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis - Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-2**: Lajes pré-fabricadas de concreto - Parte 2: Elementos inertes para enchimento e fôrma - Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-3**: Lajes pré-fabricadas de concreto - Parte 3: Armadura treliçadas eletrossoldadas para lajes pré-fabricadas - Requisitos. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras - Requisitos. Rio de Janeiro, 2023.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Lajes de Concreto Armado**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2023. 114p. Disponível em: <https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>. Acesso em: 28 ago. 2023.

BRANSON, D. E. **Procedures for computing deflections**. ACI Journal, Nova York, n. 65, set. 1968.

CARLAN, Antônio et al. **Método de Elementos Finitos**. Disponível em: https://fiscomp.if.ufrgs.br/index.php/M%C3%A9todo_de_Elementos_Finitos. Acesso em: 17 out. 2023.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Segundo a NBR 6118:2014**. 4ª Edição, 415p. São Paulo: São Carlos, EdUFSCar, 2015.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, M. L. **Cálculo de estruturas usuais de concreto armado**: Volume 2. São Paulo: Pini, 2009.

COUTO, José Antônio Santos et al. **O concreto como material de construção**. Sergipe, out. 2013. Cadernos de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas. Disponível em: <https://periodicos.set.edu.br/cadernoexatas/article/download/552/566/3674#:~:text=O%20concreto%20%C3%A9%20um%20material,ou%20modificar%20suas%20propriedades%20b%C3%A1sicas>. Acesso em: 07 set. 2023.

DORNELES, Gilberto. **Planilha dimensionamento laje treliçada eng estrutural**. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=yK-1zuwjlou>. Acesso em: 20 nov. 2023.

DROPPA JÚNIOR, Alonso. **Análise estrutural de lajes formadas por elementos prêmoldados tipo vigota com armação treliçada**. 1999. 177p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999. Disponível em: https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-06122017-152937/publico/Dissert_DroppaJr_Alonso.pdf. Acesso em: 19 set. 2023.

FAULIM. **Faulim TR - LNTU 2.0**. Disponível em: <https://www.sistemasfaulim.com.br/produto/tr-ltnu-2-0-licenca-gratuita-5-dias>. Acesso em: 23 nov. 2023.

FIBERSALS. **Riscos do excesso de peso na laje**. Disponível em: <https://fibersals.com.br/blog/riscos-do-excesso-de-peso-na-laje/>. Acesso em: 05 set. 2023.

FLÓRIO, Márcio Cardozo. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado**. 2004. 213 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2003. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/4630>. Acesso em: 01 jul. 2024.

GALVAMINAS. **Vergalhão: Como usá-lo na obra**. Disponível em: <https://galvaminas.com.br/vergalhao-como-usa-lo-na-obra/>. Acesso em: 05 set. 2023.

GIONGO, José Samuel. **Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2005. Disponível em: <http://repositorio.eesc.usp.br/items/7fabb05e-70e5-4922-bde6-aa04daba3fe0>. Acesso em: 13 ago. 2023.

JOFEGE. **História e Evolução da Construção Civil no Brasil**. 2 fev. 2021. Disponível em: <https://www.jofege.com.br/historia-e-evolucao-da-construcao-civil-no-brasil/>. Acesso em: 07 ago. 2023.

KRÜGER, Cláudio Marchand. **Análise de confiabilidade estrutural aplicada às barragens de concreto**. 157p. 2008. Tese (Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia) – Setor de Ciências Exatas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008. Disponível em: <https://acervodigital.ufpr.br/bitstream/handle/1884/17930/Tese%20Claudio%20Kruge%20r.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 13 ago. 2023.

LAJES FAULIM (1998). Manual.

LOPES, André Felipe de Oliveira. **Estudo técnico comparativo entre lajes maciças e nervuradas com diferentes tipos de materiais de enchimento**. 131p. 2012. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso Superior de Engenharia Civil) - Centro Acadêmico do Agreste, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2012. Disponível em:

<https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/39151/1/LOPES%2c%20Andr%c3%a9%20Felipe%20de%20Oliveira%20%281%29.pdf>. Acesso em: 10 set. 2023.

LS BRITA LEVE. Brita Leve. c2024. Disponível em: <https://britaleve.com/dados-tecnicos/>. Acesso em: 14 set. 2024.

MOURA, José de. **Compreenda os Três Estádios de Deformação do Concreto Armado**. 2019. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/estadios-deformacao-concreto/>. Acesso em: 14 jul. 2024.

MUNIZ, C. E. **Mais competitivas: lajes treliçadas**. Revista IBRACON. 1991.v.1.

OLIVEIRA, Adriano Costa de et al. **Análise de esforços em lajes maciças e treliçadas pelas metodologias de placas e grelhas (CAD/TQS E GRELHA UFSCar)**. 24p. 2021. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso Superior de Engenharia Civil) - Centro Universitário UNA de Catalão, Santa Cruz, 2021. Disponível em:

<https://repositorio.animaeducacao.com.br/bitstream/ANIMA/17293/1/TCC%20-%20Analise%20de%20esfor%c3%a7os%20em%20lajes%20maci%c3%a7as%20e%20treli%c3%a7adas...pdf>. Acesso em: 17 out. 2023

PINHEIRO, Libânio M. et al. Estruturas de Concreto: Concepção Estrutural. In: PINHEIRO, Libânio M.. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2007. Cap. 4. p. 28-34. Disponível em:

<https://arquitetonica.files.wordpress.com/2011/11/fundamentos-do-concreto-eesc-usp.pdf>. Acesso em: 13 ago. 2023.

REGANATI, Bruno. **A História do Concreto**. 15 jun. 2020. Disponível em: <https://www.concretousinado.com.br/noticias/historia-concreto/>. Acesso em: 07 ago. 2023.

SCHNEIDER, Nelso. **O Que São Os Domínios do Concreto**. 2019. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/dominios-do-concreto/>. Acesso em: 15 jul. 2024.

SILVA, Marcos Alberto Ferreira da. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. 2005. 242 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Exatas e da Terra) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/bitstream/handle/ufscar/4711/DissMAFS.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 24 jul. 2024.

SOUZA, Remo Magalhães de. **O Método dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Condução de Calor**. 2003. 39 f. Monografia - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Pará, Belém, 2003. Disponível em: <https://www.researchgate.net/profile/Remo-De->

[Souza/publication/326331671_O_Metodo_dos_Elementos_Finitos_Aplicado_ao_Problema_de_Conducao_de_Calor/links/5b466378aca272c609377a4b/O-Metodo-dos-Elementos-Finitos-Aplicado-ao-Problema-de-Conducao-de-Calor.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Remo-De-Souza/publication/326331671_O_Metodo_dos_Elementos_Finitos_Aplicado_ao_Problema_de_Conducao_de_Calor/links/5b466378aca272c609377a4b/O-Metodo-dos-Elementos-Finitos-Aplicado-ao-Problema-de-Conducao-de-Calor.pdf). Acesso em: 25 jul. 2024.

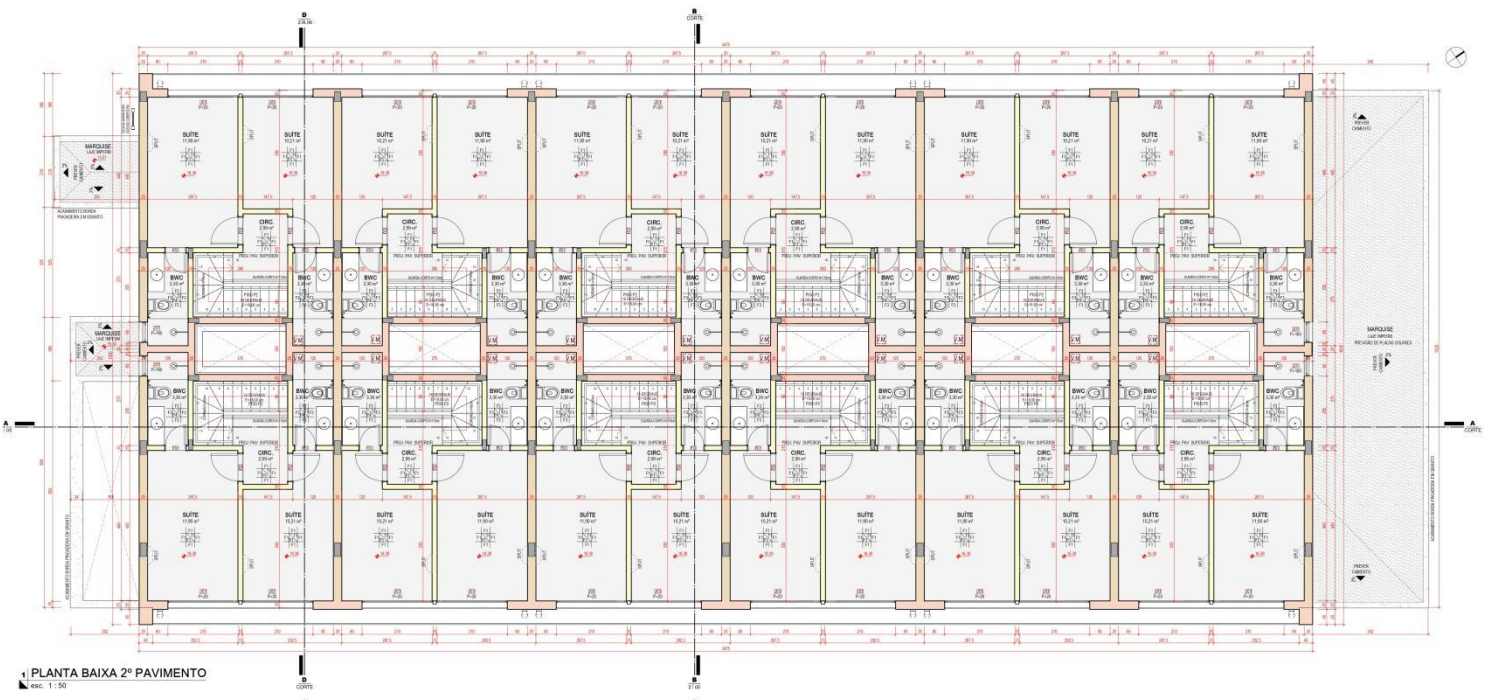
SOUZA, Remo Magalhães de. **O método dos elementos finitos aplicado ao problema de condução de calor**. Apostila, Universidade Federal do Pará, Belém, 2003. Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Remo-De-Souza/publication/326331671_O_Metodo_dos_Elementos_Finitos_Aplicado_ao_Problema_de_Conducao_de_Calor/links/5b466378aca272c609377a4b/O-Metodo-dos-Elementos-Finitos-Aplicado-ao-Problema-de-Conducao-de-Calor.pdf. Acesso em 25 jul. 2024.

STRUCTX. **Structural engineering resources**. Disponível em: <https://structx.com/>. Acesso em: 23 nov. 2023.

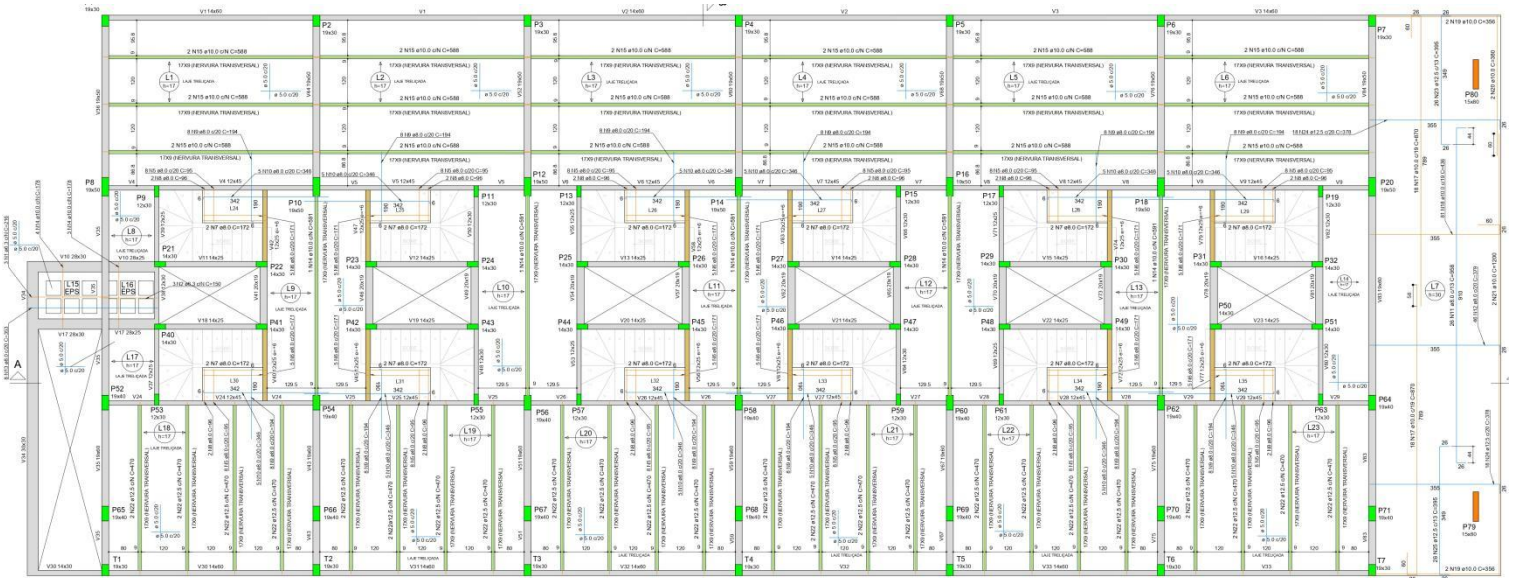
THOMÉ, Brenda Bressan. **Contrapiso: entenda o que é, quais suas funções e como fazer**. 26 jul. 2023. Disponível em: <https://www.sience.com.br/blog/contrapiso/>. Acesso em: 20 nov. 2023.

ANEXOS

ANEXO A - Projeto Arquitetônico do 2º Pavimento

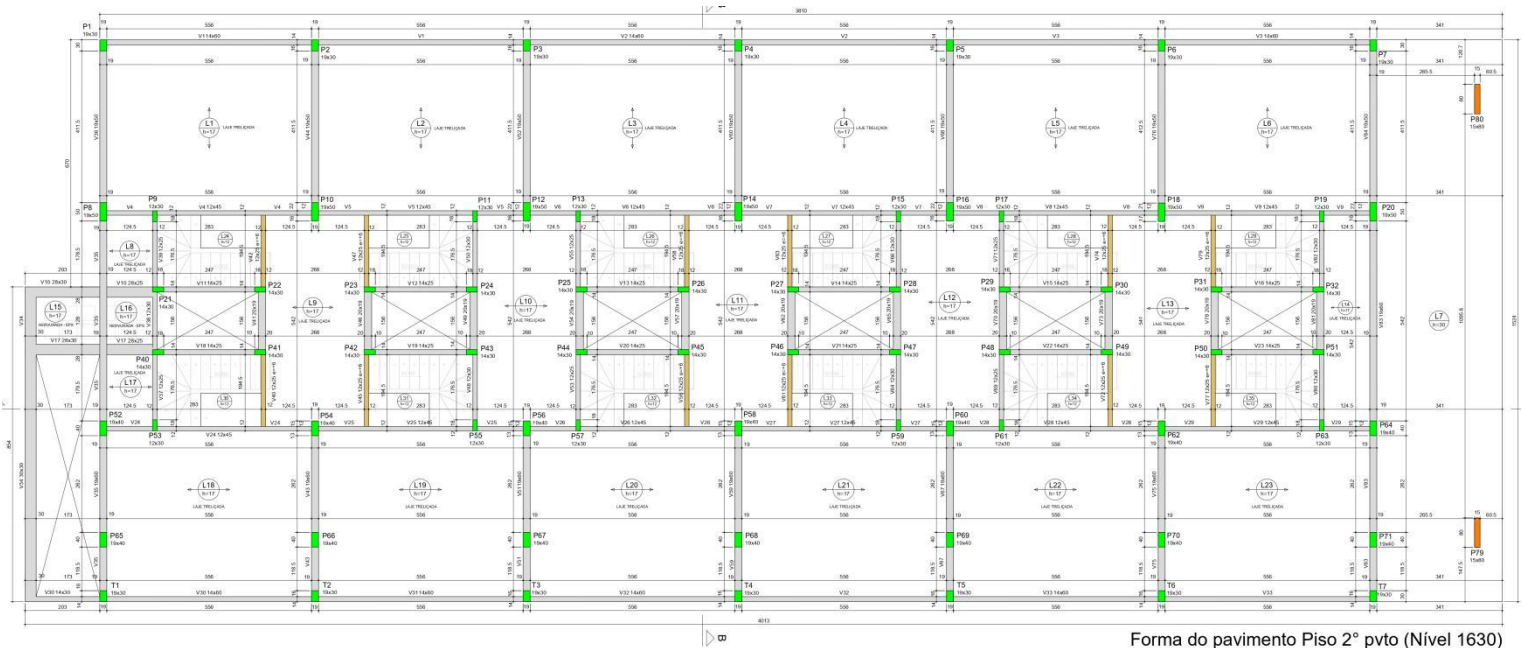


ANEXO B - Projeto Estrutural do 2º Pavimento



Armadura Inferior e Superior pavimento Piso 2º pvto (Nível 1630) escala 1:50

ANEXO C - Projeto de Fôrmas do 2º Pavimento



Forma do pavimento Piso 2º pvto (Nível 1630)
escala 1:50