

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS

ENGENHARIA CIVIL

LILIAN DA FONSECA SANTOS

**ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS EM PROJETOS
ARQUITETÔNICOS RESIDENCIAIS ARROJADOS**

**Varginha
2024**

LILIAN DA FONSECA SANTOS

**ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS EM PROJETOS
ARQUITETÔNICOS RESIDENCIAIS ARROJADOS**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel, sob orientação da Professora Luane Carolina Mendes.

**Varginha
2024**

LILIAN DA FONSECA SANTOS

**ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS EM PROJETOS
ARQUITETÔNICOS RESIDENCIAIS ARROJADOS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof. Esp. Luane Carolina Mendes

OBS.:

Dedico este trabalho ao meu pai José e a minha mãe Sônia, que me viram ingressar na faculdade de Engenharia Civil, porém por obra do destino não poderão me ver sair, mas que perto das estrelas, onde estão hoje, tenho certeza que estão muito orgulhosos da minha jornada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha orientadora Luane, que me ofereceu não só conhecimento para o desenvolvimento deste trabalho, como também incentivo e muita força. Agradeço imensamente à minha sogra Lilia e ao meu companheiro de vida, Felipe, que são minha base para todos os momentos difíceis e motivos da minha felicidade diária.

“A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre aquilo que todo mundo vê.”

Arthur Schopenhauer

RESUMO

A frente da execução de uma obra, temos as etapas de projetos que compõe uma fase crucial para um perfeito desenvolvimento da obra, neste trabalho é enfatizado o projeto arquitetônico como o estágio que concebe a estrutura e a estética e o projeto estrutural responsável pela segurança aliada a um menor custo. Os estilos arquitetônicos que vêm surgindo trazendo como base o sistema construtivo em concreto armado, trazem também elementos arquitetônicos que fogem cada vez mais ao sistema estrutural convencional, onde há uma transferência direta de todas as partes das cargas das lajes para vigas e vigas para pilares. Quando há essas situações, o consumo de materiais nas estruturas tem uma forte tendência a aumentar e quando há limitantes de orçamento o projeto arquitetônico necessita ser reformulado para se adequar aos limites impostos. Este trabalho propõe analisar uma tendência arquitetônica que gera gastos discrepantes, propor modificações que reduzam o custo e modifique o mínimo possível a estética proposta, abrindo dessa forma, opções de viabilidade e percentuais relativos ao aumento de custos em certos tipos de estruturas, fazendo com que dessa forma não exista necessidade de reformulações de nenhuma das partes responsáveis por projetos. Essa análise será feita no sistema estrutural de concreto armado, todas as especificações em relação aos materiais e ao modelo de cálculo está exposto no referencial teórico. A residência utilizada como objeto de estudo está localizada na cidade de Varginha (MG) e possui 445,66m², para a realização do cálculo estrutural será utilizado o *software* TQS que terá como norma para cálculo a NBR 6118:2023. A intenção do presente trabalho é a obtenção de uma comparação entre o cálculo estrutural que segue integralmente o projeto arquitetônico e o cálculo estrutural que prevê modificações, e dessa forma identificar se as alterações acrescentam ou diminuem custos, afim de avaliar se intervenções arquitetônicas em projetos arrojados são realmente necessárias.

Palavras-chave: Projeto arquitetônico. Projeto estrutural. Dimensionamento. Custos.

ABSTRACT

In front of the execution of a work, we have the project stages that make up a crucial phase for a perfect development of the work, in this work the architectural project is emphasized as the stadium that conceives the structure and aesthetics and the structural project responsible for the combined safety at a lower cost. The architectural styles that have been emerging based on the reinforced concrete construction system also include architectural elements that increasingly deviate from the conventional structural system, where there is a direct transfer of all parts of the loads from slabs to beams and beams to columns. When these situations exist, the consumption of materials in structures has a strong tendency to increase and when there are budget limitations, the architectural project needs to be reformulated to adapt to the imposed limits. This work proposes to analyze an architectural trend that generates discrepant expenses, propose modifications that reduce the cost and modify the proposed aesthetics as little as possible, thus opening up viability options and percentages related to the increase in costs in certain types of structures, making This way, there is no need for reformulations by any of the parties responsible for projects. This analysis will be carried out on the reinforced concrete structural system, all specifications regarding materials and the calculation model are exposed in the theoretical framework. The residence used as the object of study is located in the city of Varginha (MG) and has 445.66 m². To carry out the structural calculation, the TQS software will be used, which will have NBR 6118:2023 as the standard for calculation. The intention of this work is to obtain a comparison between the structural calculation that fully follows the architectural project and the structural calculation that foresees modifications, and thus identify whether the changes add or reduce costs, in order to evaluate whether architectural interventions in bold projects are really necessary.

Keywords: *Architectural design. Structural design. Sizing. Costs.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 – Diagrama de tensão-deformação convencional.....	27
Figura 02 – Sistema da estrutura em concreto armado.....	29
Figura 03 – Seção transversal da laje treliçada.....	30
Figura 04 – Vão efetivo.....	43
Figura 05 – Situações de vinculação das placas isoladas constantes nas tabelas.....	45
Figura 06 – Regiões da laje para o cálculo das reações nas vigas.....	46
Figura 07 – Compatibilização de momentos fletores.....	48
Figura 08 – Lajes biapoiadas.....	49
Figura 09 – Lajes biengastadas.....	50
Figura 10 – Lajes engastadas-apoiadas.....	50
Figura 11 – Altura total e altura útil da laje.....	55
Figura 12 – Detalhe da dobra do aço.....	56
Figura 13 – Comprimento equivalente.....	69
Figura 14 – Simulação das flechas usando a analogia de grelha.....	75
Figura 15 - Planta do pavimento inferior com destaque no vão livre.....	77
Figura 16 - Corte com ênfase na espessura do mezanino.....	80
Figura 17 - Planta de forma do pavimento inferior.....	81
Figura 18 - Planta de forma do pavimento térreo.....	82
Figura 19 - Planta de forma do pavimento superior.....	83
Figura 20 - Planta de forma do pavimento cobertura.	84
Figura 21 - Visualização tridimensional do edifício.....	85
Figura 22 - Grelha não linear do pavimento superior exibindo a flecha.....	86
Figura 23 - Grelha não linear do pavimento superior exibindo a fissuração.....	87
Figura 24 - Maquete eletrônica da fachada no destaque na janela.....	94
Figura 25 - Planta de forma do pavimento superior com destaque nos pontos críticos.....	96
Figura 26 - Planta de forma do pavimento cobertura com destaque nos pontos críticos.....	97
Figura 27 - Indicação dos pontos com modificações.....	99
Figura 28 - Planta de forma do pavimento superior.....	101
Figura 29 - Planta de forma do pavimento cobertura.....	102
Figura 30 - Comparativo de preço entre os sistemas estruturais e suas etapas.....	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	15
Tabela 02 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.....	16
Tabela 03 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$	17
Tabela 04 – Coeficientes de ponderação.....	20
Tabela 05 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo).....	23
Tabela 06 – Características das barras e fios de aço.....	25
Tabela 07 – Valores dos coeficientes ξ em função do tempo.....	52
Tabela 08 - Verificação de limites das flechas das lajes do pavimento superior e cobertura....	87
Tabela 09 - Verificação de limites das flechas das vigas do pavimento superior e cobertura.	88
Tabela 10 - Relatório de dados dos pilares.....	90
Tabela 11 - Coeficientes de arrasto do vento.....	92
Tabela 12 - Relatório das vigas do primeiro pavimento e cobertura.....	93
Tabela 13 - Quantitativo de aço, concreto e formas do modelo 01.....	103
Tabela 14 - Quantitativo de aço, concreto e formas do modelo 02.....	104
Tabela 15 - Orçamento para o modelo 01.....	105
Tabela 16 - Orçamento para o modelo 02.....	106
Tabela 17 - Comparativo de preço entre os sistemas estruturais e suas etapas.....	108

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 Objetivos.....	13
1.1.1 Objetivo Geral.....	13
1.1.2 Objetivos Específicos	13
2 SISTEMA CONSTRUTIVO EM CONCRETO ARMADO	14
2.1 Durabilidade.....	14
2.1.1 Classe de agressividade ambiental.....	14
2.1.2 Qualidade do concreto de cobrimento.....	15
2.2 Segurança e estados-limites	17
2.2.1 Estados-limites últimos (ELU)	18
2.2.2 Estados-limites de serviço (ELS).....	18
2.3 Principais constituintes do sistema estrutural em concreto armado	20
2.3.1 Concreto.....	21
2.3.1.1 Massa específica.....	21
2.3.1.2 Resistência a compressão	21
2.3.1.3 Resistência a Tração	21
2.3.1.4 Módulo de Elasticidade	22
2.3.2 Aço de armadura passiva	24
2.3.2.1 Categoria.....	24
2.3.2.2 Módulo de elasticidade	25
2.3.2.3 Resistência característica de escoamento do aço à tração	25
2.3.2.4 Limite de resistência (fstk)	26
2.3.2.5 Alongamento na ruptura	26
2.4 Formas	27
3 O SISTEMA ESTRUTURAL.....	28
3.1 Lajes.....	29
3.1.1 Metodologia de cálculo das lajes treliçadas.....	30
3.1.1.1 Constituição da laje treliçada	30
3.1.1.2 Carregamento nas Lajes.....	30
3.1.1.3 Reações de apoio	32
3.1.1.3 Determinação das armaduras	33
3.1.1.4 Verificação ao cisalhamento	36
3.1.1.5 Verificação ao estado de deformação excessiva	38
3.1.1.6 Estado limite de abertura de fissuras – ELS-W	41
3.1.2 Metodologia de cálculo das lajes maciças	42
3.1.2.1 Vãos.....	43
3.1.2.2 Vinculação	44
3.1.2.3 Carregamentos Atuantes.....	45
3.1.2.4 Reações de Apoio.....	45
3.1.2.5 Momentos fletores e compatibilização	47
3.1.2.6 Verificações de Deformação Excessiva	48
3.1.2.7 Dimensionamento das Armaduras	54
3.1.2.8 Verificação ao Cisalhamento	56
3.1.2.9 Detalhamento	56
3.2 Vigas	57
3.2.1 Metodologia de Cálculo	57
3.2.1.1 Vãos.....	58

3.2.1.2 Vinculação	58
3.2.2 Detalhamento	58
3.2.2.1 Prescrições da Norma	59
3.2.2.2 Ancoragem das Barras	60
3.2.2.3 Emendas de Barras	61
3.2.2.4 Deslocamento do Diagrama de Momentos Fletores (Decalagem)	62
3.2.2.5 Ancoragem da Armadura de Tração nos Apoios	62
3.2.2.6 Armadura Transversal	63
3.2.3 Verificações dos estados limites de serviço	64
3.2.3.1 Estado limite de abertura de fissuras – ELS-W	64
3.2.3.2 Estado limite de deformação excessiva – ELS-DEF	65
3.3 Pilares	66
3.3.1 Metodologia de Cálculo	67
3.3.2 Definições Normativas	67
3.3.3 Ações	68
3.3.4 Comprimento Equivalente	68
3.3.5 Imperfeições Geométricas	69
3.3.5.1 Excentricidade inicial	69
3.3.6 Índice de Esbeltez e Raio de Giração	70
3.3.7 Cálculo dos Efeitos de Segunda Ordem	71
3.3.8 Dimensionamento	73
3.3.9 Detalhamento	73
3.3.9.1 Prescrições da Norma	73
3.5 Informática aplicada a estruturas de concreto armado	75
4 METODOLOGIA	75
4.1 Estudo de caso	76
4.2 Critérios adotados	77
5 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ESTRUTURAL OBEDECENDO A ARQUITETURA ORIGINAL	78
5.1 Concepção estrutural	79
5.2 Lajes	86
5.3 Vigas	89
5.4 Pilares	91
5.5 Análise de estabilidade global	91
6 ANÁLISE DOS PONTOS CRÍTICOS NA ESTRUTURA	92
6.1 Lajes	92
6.2 Vigas	92
6.3 Pilares	94
6.4 Análise geral	95
7 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ESTRUTURAL COM MODIFICAÇÕES NA ESTRUTURA	98
7.1 Concepção estrutural	100
8 COMPARAÇÃO ENTRE AS CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS	102
9 ANÁLISE DE RESULTADOS	107
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS	109
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110

1 INTRODUÇÃO

No processo da construção civil, antes de se iniciar uma obra, é necessário o desenvolvimento de um conjunto de projetos que vão dar as diretrizes para toda parte construtiva. Todo processo se inicia com um levantamento topográfico da área, em seguida a realização do projeto arquitetônico que vai estabelecer parâmetros em relação ao espaço existente e as possibilidades que podem ser empregadas nele obedecendo uma legislação vigente do local da construção. Após o projeto arquitetônico ser definido e aprovado por todas as partes, são elaborados projetos complementares que contemplam o projeto estrutural, projeto elétrico e projeto hidrossanitário. Dentre esses três, a superestrutura está sempre entre as maiores despesas variando entre 7 e 10% em relação ao custo total da obra, segundo dados da revista Construção e Mercado (2009).

Como o desenvolvimento de projetos estruturais, estão diretamente ligados e são dependentes de projetos arquitetônicos, estes por sua vez, estão a cada dia sofrendo mudanças que em muitas das vezes impactam no cálculo estrutural convencional, o setor construtivo busca nos novos layouts de projetos arquitetônicos espaços cada vez mais amplos e com uma maior camuflagem dos elementos estruturais básicos em concreto armado: vigas e pilares, o desafio do engenheiro civil nesse contexto é aliar segurança, economia e manter a estética imposta no projeto arquitetônico.

Dentre os arrojados arquitetônicos, a tendência do mercado busca de forma crescente espaços com pé direito duplo, vão livre sem pilares, lajes e vigas em balanço, grandes aberturas de vãos de portas e janelas, cada vez menos paredes e uma tendência que estas sejam mais finas.

Quando a limitação de orçamento, que é um fator preponderante antes de se iniciar uma obra, é aliada ao desconhecimento técnico sobre custos de estruturas em concreto armado por parte de alguns contratantes e alguns profissionais da arquitetura, há uma frustração muito grande por parte do engenheiro civil, arquiteto e contratante ao se deparar com uma estrutura necessária porém inviável quando se adequa ao modelo arquitetônico proposto, frustração essa que acontece devido a limitação de orçamento. Essa inviabilidade, gera alterações bruscas no projeto arquitetônico e posteriormente no projeto estrutural, que vão acarretar em um retrabalho para ambos.

Essa compatibilização do projeto estrutural com o arquitetônico é o elemento principal deste trabalho que foi organizado em um referencial teórico que une os tópicos relacionados ao processo construtivo em concreto armado e o sistema que se trabalha. O plano de trabalho para a situação apresentada é uma residência de alto porte com arrojados arquitetônicos.

O objetivo é comparar o custo estrutural de um vão livre em um projeto arquitetônico, antes e depois de sofrer reformulações arquitetônicas objetivadas a redução de custo, o elemento escolhido se destaca ao agregar beleza, sofisticação e modernidade à futura construção, mas também, por possuir notoriedade ao demandar um maior investimento financeiro na obra.

Diante do cenário descrito e com a conclusão da proposta deste trabalho, os resultados obtidos poderão gerar percentuais unitários em relação as adaptações realizadas, e não só adequar o orçamento do projeto objeto de estudo desse trabalho, bem como outros projetos.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Realizar um estudo comparativo das soluções estruturais em um projeto arquitetônico residencial e arrojado, por meio do cálculo estrutural e identificar os elementos estruturais que cumprem funções estéticas e aumentam o custo referente a materiais na estrutura, através dessa análise será atestado quais soluções estruturais impactam na diminuição do custo final do quantitativo de materiais.

1.1.2 Objetivos Específicos

- a) realizar pesquisas bibliográficas sobre os componentes de uma estrutura de concreto armado, incluindo seus materiais e características físicas e mecânicas, afim de estabelecer parâmetros de cálculo de estruturas de concreto armado por meio de pesquisas bibliográficas, com ênfase na norma ABNT NBR 6118:2023;
- b) realizar o cálculo estrutural de um vão livre de 6,35 x 8,80 m na área social de uma residência;
- c) quantificar os componentes estruturais, como o concreto, aço e formas;
- d) encontrar soluções da engenharia, que sejam mais economicamente viáveis para o problema em questão;
- e) recalcular a estrutura considerando as novas soluções estruturais;
- f) quantificar os componentes estruturais, como o concreto, aço e formas;

- g) comparar os custos referentes aos quantitativos estruturais e verificar se houve economia de gastos em relação ao projeto arquitetônico original e o modificado, e seus percentuais.

2 SISTEMA CONSTRUTIVO EM CONCRETO ARMADO

Concreto armado é o nome usual de uma estrutura composta basicamente por concreto e aço. Esses dois elementos se completam perfeitamente, pois cada um tem a sua limitação onde o outro possui maior resistência, o concreto é um material que resiste muito bem a compressão, porém não pode ser usado sozinho em uma estrutura pois pouco resiste a tração, devido a essa fraqueza, incorpora-se a esse elemento estrutural o aço, usado como armadura passiva, que por sua vez resiste muito bem a tração e muito pouco a compressão. Dessa forma, ambos trabalham solidariamente devido as forças de aderência entre a superfície do aço e concreto. (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017)

2.1 Durabilidade

Toda estrutura deve ser projetada para que em seu período de vida útil conserve-se sua segurança, estabilidade e aptidão obedecendo as condições ambientes da época previstas no projeto, vida útil entende-se pelo período de tempo onde a estrutura deve conservar suas características sem intervenções significativas, a cooperação para o cumprimento da vida útil depende não só dos envolvidos no projeto, mas também daqueles que irão fazer uso da estrutura a qual se deve cumprir o que é estabelecido na normativa de uso e utilização das estruturas. (ABNT NBR 6118:2023)

2.1.1 Classes de agressividade ambiental

A NBR 6118 (ABNT, 2023) trás a agressividade ambiental como as ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, o teor de agressividade é dividido em classes e exposto na tabela a seguir:

Tabela 01 - Classes de agressividade ambiental (CAA).

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

a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

2.1.2 Qualidade do concreto de cobrimento

A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura, devido a isso a equivalência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade chegou ao panorama de qualidade do concreto estrutural exposto na tabela 02:

Tabela 02 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
água/cimento	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
em massa					
Classe de	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
concreto					
(ABNT NBR	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
8953)					

a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655;

b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado;

c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

Para o cobrimento se adequar aos requisitos da norma, é necessário que ele atenda por toda sua extensão ao menor valor, que é dado pelo valor mínimo encontrada na tabela 03. (ABNT NBR 6118:2023)

Tabela 03 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 02)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
	Laje	25	30	40	50
Concreto protendido ^a	Viga/pilar	30	35	45	55

a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), quando são usados concretos com classe de resistência superior ao mínimo exigido os cobrimentos definidos na tabela anterior podem ser reduzidos em até 5mm.

2.2 Segurança e estados-limites

Para a aplicação dos efeitos de segurança nas estruturas de concreto armado, levamos em consideração o estado limite último e estado limite de serviço, ambos baseados na NBR 8681 (ABNT, 2003).

2.2.1 Estados-limites últimos (ELU)

Carvalho e Figueiredo Filho (2017) descrevem o estado limite último como sendo o estado relacionado a interdição de uma parte ou o todo de uma estrutura, decorrente de qualquer natureza de colapso. A NBR 6118 (ABNT, 2023) lista as verificações que devem ser feitas para a segurança de uma estrutura em seu estado-limite último:

- a) da ausência do equilíbrio da estrutura, reconhecida como corpo rígido;
- b) da fadiga da aptidão resistente da estrutura, em seu geral ou em partes, decorrente das solicitações normais e tangenciais, e aceitando-se em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; contudo, quando a relação entre elas for considerável, ela estará claramente indicada na NBR 6118 (ABNT, 2023);
- c) de esgotamento da capacidade resistente estrutural, em seu geral ou em partes, respeitando os efeitos de segunda ordem;
- d) provocado por solicitações dinâmicas;
- e) do colapso gradual;
- f) do esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu geral ou em partes, considerando exposição ao fogo, conforme a NBR 15200 (ABNT, 2012);
- g) de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a NBR 15421 (ABNT, 2006);
- h) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos específicos.

2.2.2 Estados-limites de serviço (ELS)

Os estados-limites de serviço estão relacionados ao visual, conforto, durabilidade e a boa utilização das estruturas dos usuários ou dos equipamentos que ela suporta. Todos esses requisitos estão listados abaixo e devem ser conferidos em relação ao estado-limite de serviço, é importante ressaltar que em construções especiais devem ser verificados alguns estados-limites não listados aqui.

- a) de deformação de fissuras (ELS-F), é o estado onde se inicia a formação de fissuras que é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência do concreto à tração na flexão;
- b) de abertura das fissuras (ELS-W), é o estado onde as fissuras ultrapassam o máximo permitido;

- c) de deformação excessiva (ELS-DEF), é o estado onde as deformações ultrapassam os limites para utilização normal;
- d) As combinações de ações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e são definidas como:
- Quase Permanentes (CQP): Combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período;
 - Frequentes (CF): Combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 105 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;
 - Raras (CR): Combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Para o cômputo das solicitações devido às combinações descritas anteriormente procede-se segundo as equações abaixo com os coeficientes de ponderação sugeridos pela NBR 8681 (ABNT, 2004) descritos na tabela 04:

$$(CQP)F_{d, serv} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} \times F_{qj,k} \quad (01)$$

$$(CF)F_{d, serv} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_1 \times F_{q1,k} + \sum \Psi_{2j} \times F_{qj,k} \quad (02)$$

$$(CR)F_{d, serv} = \sum F_{gi,k} + F_{qi,k} \sum \Psi_{1j} \times F_{qj,k} \quad (03)$$

Sendo:

$F_{d, serv}$: solicitação de cálculo em serviço;

$F_{gi,k}$: valor característico das ações permanentes;

$F_{qj,k}$: valor característicos de uma ação variável;

$F_{qi,k}$: valor característico da ação variável admitida como principal para a combinação considerada;

ψ_{1j} ou ψ_1 : coeficiente de ponderação da ação variável principal;

ψ_2 : coeficiente de ponderação da ação variável secundária.

Tabela 04 - Coeficientes de ponderação.

Ações		Ψ_1	$\Psi_2^{3), 4)}$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹ .	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ² .	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens.	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral.	0,3	0,0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local.	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarela de pedestres.	0,4	0,3
	Pontes rodoviárias.	0,5	0,3
	Pontes ferroviárias não especializadas.	0,7	0,5
	Pontes ferroviárias especializadas.	1,0	0,6
	Vigas de rolamentos de pontes rolantes.	0,8	0,5

¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.

²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Fonte: (ABNT NBR 8681:2004)

2.3 Principais constituintes do sistema estrutural em concreto armado

É necessário conhecer cada elemento do conjunto estrutural, para o melhor entendimento de suas funções e propriedades, que são diretamente interferidas no dimensionamento estrutural. (Botelho e Marchetti, 2018)

2.3.1 Concreto

Segundo uma definição de Mehta e Monteiro (2014) concreto é um material caracterizado pela heterogeneidade de elementos, que pertencem a um meio aglomerante, onde estão aglutinadas partículas ou fragmento de agregado e também a água, quando tratamos de cimento hidráulico, o meio aglomerante é formado de cimento e água.

2.3.1.1 Massa específica

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), para efeito de cálculo e quando a massa específica do concreto não é reconhecida, adota-se para o concreto simples o valor de 2400kg/m³ e para concreto armado, 2500kg/m³, o que é igual a 25kN/m³ como comumente é adotado nos cálculos.

2.3.1.2 Resistência a compressão

A resistência a compressão do concreto, como sua principal característica, é determinada através do ensaio de compressão centrada no qual os corpos de provas utilizados devem ter idade de 28 dias, além da idade do concreto o traço é um fator preponderante conforme estabelece a NBR 6118 (ABNT, 2023).

Como a fabricação do concreto depende de um controle tecnológico, o calculista especifica o f_{ck} (resistência característica do concreto a compressão) com base nas divisões de grupos, contendo no grupo I os concretos superiores a classe C20 até a classe C50, e o grupo II os concretos superiores a classe C50 até a classe C90, valores considerados para as armaduras passivas. (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017)

2.3.1.3 Resistência a Tração

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), assim como a resistência a compressão, a resistência a tração direta $f_{ct,sp}$ e a resistência a flexão $f_{ct,f}$ também é determinada a partir de ensaios normativos, esses valores são determinados por:

$$f_{ct} = 0,9 \times f_{ct,sp} \quad (04)$$

Ou

$$f_{ct} = 0,7 \times f_{ct,f} \quad (05)$$

Na ausência de ensaios, os valores característicos podem ser dados pelas equações a seguir:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (06)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m} \quad (07)$$

Sendo, para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (08)$$

E para classes entre C55 E C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \times \ln(1 + 0,11 \times f_{ck}) \quad (09)$$

Onde f_{ck} e $f_{ct,m}$ são dados em megapascal (MPa)

2.3.1.4 Módulo de Elasticidade

De acordo com a NBR 6118 (NBR, 2023) o módulo de elasticidade (E_{ci}) é estabelecido por ensaios normativos, onde se considera o valor do módulo de elasticidade inicial aos 28 dias, na ausência desses ensaios, o valor é estimado de acordo com as expressões a seguir:

Para f_{ck} de 20 a 50 Mpa:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (10)$$

Para f_{ck} de 55 a 90 Mpa:

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (11)$$

Sendo:

α_E : 1,2 para basalto e diabásio;

α_E : 1,0 para granito e gnaisse;

α_E : 0,9 para calcário;

α_E : 0,7 para arenito.

Onde E_{ci} e f_{ck} são obtidos em megapascal (MPa)

O módulo de deformação secante (E_{cs}) pode ser obtido por ensaios normativos ou pela seguinte equação:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (12)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (13)$$

Ou, os valores estimados arredondados que podem ser obtidos pela tabela 05:

Tabela 05 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (Gpa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (Gpa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

2.3.2 Aço de armadura passiva

No concreto armado, o aço tem seu papel importante na função de resistir aos esforços internos de tração e deformação.

2.3.2.1 Categoria

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023) a NBR 7480 (ABNT, 2007) estabelece as categorias obrigatoriamente utilizadas como as seções transversais nominais de aço em estruturas de concreto armado, sendo elas CA-25, CA-50 e CA-60.

Seguindo a divisão estabelecida pela ABNT NBR 7480:2007, o processo de fabricação desses materiais os subdividem em barras, onde se engloba o aço CA-25 e CA-50 e que deve ser obrigatoriamente produzido por laminação a quente, e os fios que são pertencentes a classe do aço CA-60 e que devem ser fabricados por trefilação que é equivalente ao estiramento ou laminação a frio, outra característica dos fios é o seu diâmetro nominal inferior a 10 mm.

A tabela abaixo relaciona as barras e os fios com as suas bitolas comerciais mais usuais no concreto armado:

Tabela 06 - Características das barras e fios de aço.

Diâmetro Nominal (mm)		Massa Nominal (Kg/m)
CA60	CA50	
4,2	-	0,109
5,0	-	0,154
6,0	-	0,222
-	6,3	0,245
7,0	-	0,302
8,0	8,0	0,395
9,5	-	0,558
-	10,0	0,617
-	12,5	0,963
-	16,0	1,578
-	20,0	2,466
-	25,0	3,853
-	32,0	6,313
-	40,0	9,865

Fonte: (GERDAU, 2019)

2.3.2.2 Módulo de elasticidade

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023) na ausência de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, considera-se o módulo de elasticidade do aço igual 210 Gpa.

2.3.2.3 Resistência característica de escoamento do aço à tração

Definida por Carvalho e Figueiredo Filho (2017) como a máxima deformação que o aço pode suportar, ou seja, deformações que não são permanentes, permitindo que o aço volte ao seu estado original, como é exposto na figura 01, onde pode-se observar que a tensão de escoamento ocorre logo após a fase elástica, este é o caso dos aços que apresentam patamar de escoamento definido (CA-25 e CA-50), sua deformação específica de cálculo pode ser obtida através da equação 14. O aço CA-60 não apresenta patamar de escoamento definido, o seu valor de f_{yk} é o da tensão correspondente a uma deformação específica permanente de 0,002 (0,2% ou 2‰).

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (14)$$

Sendo:

f_{yd} : tensão (resistência) de escoamento de cálculo do aço, igual a $f_{yk}/1,15$;

f_{yk} : resistência característica do aço a tração;

E_s : módulo de elasticidade do aço ($2,1 \cdot 10^6$ kgf/cm²)

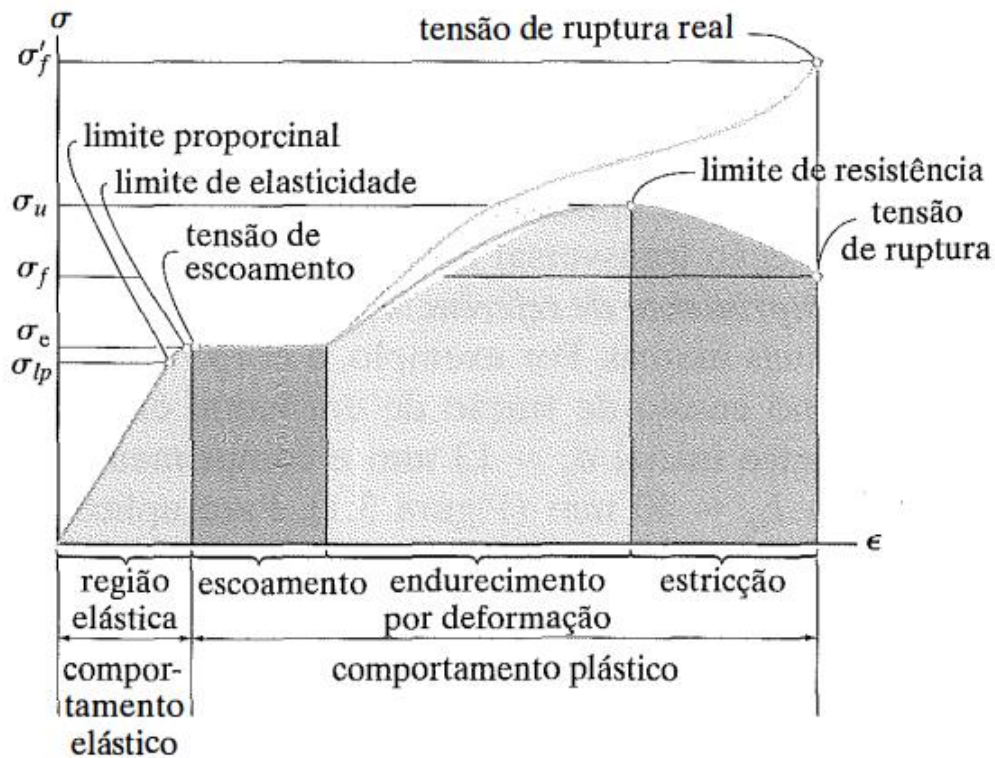
2.3.2.4 Limite de resistência (f_{stk})

Definido como a força máxima que barra pode suportar já no seu estado de regime plástico. Essa determinação é feita pela leitura direta na máquina de tração e seu valor é definido pela relação da força máxima suportada pela área da seção transversal inicial da amostra, no diagrama de tensão e deformação do aço (figura 01) o limite de resistência se encontra no pico do endurecimento por deformação e partir dele o aço perde sua função estrutural, pois sua resistência é perdida. (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017)

2.3.2.5 Alongamento na ruptura

Quando o corpo de prova é submetido ao ensaio de tensão de ruptura, sua seção transversal em um ponto localizado passa a diminuir continuamente, efeito chamado de estrição, com isso a sua seção longitudinal passa a ser alongada até chegar à ruptura. (Hibbeler, 2000). A figura a seguir ilustra muito bem a fase de estrição e é possível observar que esse comportamento é dado como último, uma vez que a partir dele o alongamento é interrompido pela ruptura do material.

Figura 01 - Diagrama de tensão-deformação convencional.



Fonte: (Hibbeler, 2000)

2.2.3 Formas

As formas usadas como elementos provisórios no concreto armado, são conceituadas como um conjunto de componentes que têm como função de dar forma ao concreto, ou seja, servir como molde, conter o concreto fresco e sustentar o peso próprio até que ele atinja a resistência necessária para se sustentar sozinho e também proporcionar a superfície do concreto a textura desejada. (BARROS e MELHADO, 1998)

Segundo Barros e Melhado (1998), para que as formas sejam eficientes, existem alguns requisitos que devem ser seguidos:

- Resistência mecânica a ruptura: as formas devem apresentar determinada resistência mecânica para suportar o seu peso próprio, o empuxo do concreto, o tráfego de pessoas e adensamentos pelos equipamentos, sem apresentar ruptura;
- Resistência a deformação: apresentar rigidez necessária para manter o formato determinado no projeto, principalmente na fase de lançamento e cura;
- Estanqueidade: evitar a perda de água e de finas partículas de cimento durante a concretagem;

- d) Regularidade geométrica: apresentar medidas que correspondam ao projeto, uma vez que as dimensões de um elemento estrutural interferem muito mais na resistência mecânica do que a própria resistência do concreto;
- e) Textura superficial adequada: a textura que a forma propiciará ao concreto depois da desmoldagem, principalmente em concretos aparentes;
- f) Possibilitar o posicionamento da armadura e o lançamento e adensamento do concreto: a montagem da forma não pode ter nenhum detalhe construtivo que impeça o perfeito posicionamento da armadura e o lançamento e adensamento do concreto;
- g) Baixa aderência ao concreto: para que não haja complicações no desforme, prejudicando assim, a superfície do concreto.

Diversos materiais podem ser usados como forma para concreto, entre eles estão o plástico, OSB (Oriented Strand Board), papelão e a madeira, sendo a última a mais usada principalmente no modelo de madeira serrada e chapas de madeira compensada. (Morikawa, 2003).

No estudo do sistema convencional de formas de madeira, os moldes são feitos de tábuas de pinho de 3ª linha industrial ou de construção com dimensões de 2,5 cm de espessura e 30 cm de largura, tendo como comprimento máximo, 4 metros. É importante considerar os componentes dos moldes, entre eles estão os caibros ou sarrafos ou pontaletes espaçados de forma que o molde suporte o carregamento. Para dar suporte a essa composição de formas temos as escoras que podem ser feitas de madeira ou metal, consideradas escoras ecológicas. (BARROS e MELHADO, 1998)

3 O SISTEMA ESTRUTURAL

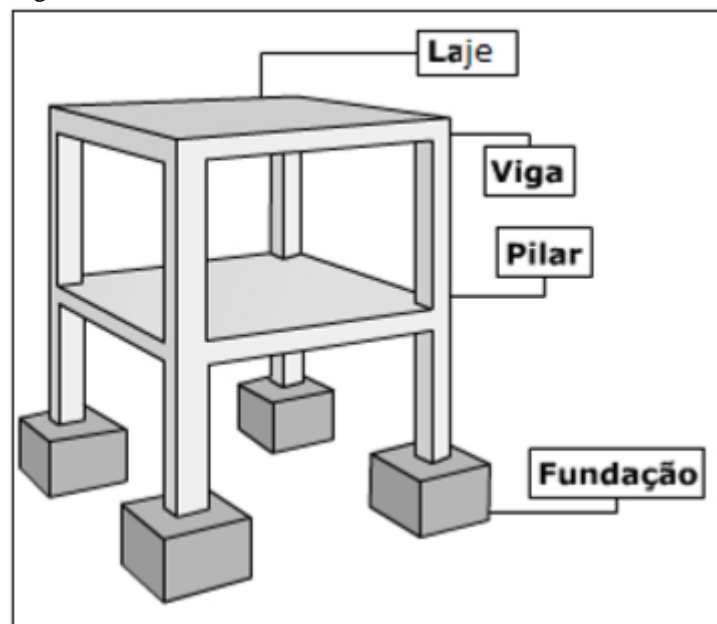
Os elementos estruturais são peças, usualmente com uma ou duas dimensões preponderantes em relação às demais, os elementos que compõe uma estrutura de concreto armado nos edifícios usuais são as lajes, vigas e pilares (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2017).

Há também o emprego de outros elementos, que podem não ocorrer em todas as construções, tais como: sapatas e blocos de fundação, tubulões, estacas, vigas – parede, entre outros. A discretização de uma estrutura em concreto armado composta por lajes, vigas e pilares pode ser feita da seguinte forma: a laje de concreto (plana) resiste a seu peso, os revestimentos e alguma outra carga acidental; as vigas recebem os esforços da laje (placa de concreto) e os transmitem, com seu peso próprio (e se houver, mais o peso de parede) aos

pilares; os pilares recebem essas cargas transmitindo-as, juntamente com seu peso, para as fundações (blocos, estacas, etc) (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2017).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2017) podem admitir-se, para um modelo físico de funcionamento do sistema, que as vigas são apoios indeslocáveis no sentido vertical para as lajes, as lajes são apoiadas ou totalmente engastadas nas vigas, os pilares são apoios indeslocáveis na vertical para as vigas, sendo considerados birrotulados em suas extremidades. A figura 02 representa o sistema construtivo em concreto armado e seus elementos.

Figura 02 - Sistema da estrutura em concreto armado.



Fonte: (FERNANDES, 2016).

3.1 Lajes

Lajes são elementos planos, em geral horizontais, possuindo a largura e comprimento muito maiores que a sua espessura, sujeitas na maior parte por ações normais ao plano em que se encontram. A principal função das lajes é receber os carregamentos atuantes no pavimento, provenientes do uso da construção (pessoas, móveis e equipamentos), descarregando esses esforços sobre as vigas em que estão apoiadas.

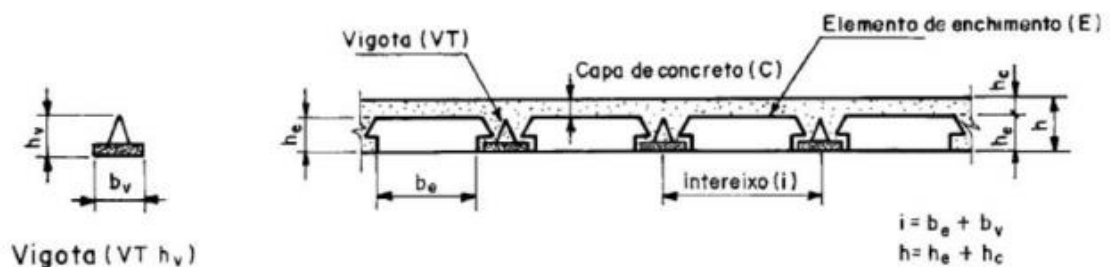
3.1.1 Metodologia de cálculo das lajes treliçadas

As lajes treliçadas são elementos compostos por vigotas pré-moldadas de concreto e treliça que trabalham em uma direção com dois elementos de apoio, esse tipo de laje não é indicada para construções com cargas altas e grandes vãos.

3.1.1.1 Constituição da laje treliçada

A constituição da laje treliçada se dá pela vigota que contém armaduras colocadas em seu interior e uma treliça espacial na sua parte superior, outro elemento constituinte é o enchimento que fica posicionado entre as treliças e normalmente composto por lajota cerâmica ou EPS, e por fim uma capa de concreto moldada in-loco. A figura abaixo mostra a seção transversal da laje treliçada: (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017)

Figura 03 - Seção transversal da laje treliçada.



Fonte: (ABNT NBR 14859-1:2002)

É importante ressaltar que a altura total da laje se dá pela altura do enchimento, que se encaixa na vigota, somando-se a espessura da capa de concreto, essa altura é de no mínimo 4 cm e 5 cm quando se tem tubulações horizontais de até 10 mm, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023).

3.1.1.2 Carregamento nas Lajes

A Sobrecarga é definida a partir do tipo de utilização do pavimento, seu valor é obtido através da NBR 6120 (ABNT, 2019).

Os carregamentos atuantes na laje são o peso próprio, peso de revestimentos, peso de paredes e cargas de utilização. A tabela 01 da NBR 6120 (ABNT, 2019) apresenta o peso específico dos materiais utilizados em construção. Neste projeto as cargas são as seguintes:

Para lajes que possuem carregamento de parede, o item 6.2 da NBR 6120 (ABNT, 2019) cita:

Quando forem previstas paredes divisórias sem posição exata em projeto, sobre estruturas com capacidade de distribuição dos esforços solicitantes, pode-se considerar além dos outros carregamentos, uma carga uniformemente distribuída adicional conforme a tabela 11 da norma, essa mesma carga pode ser dispensável em pavimentos onde a carga variável de projeto seja maior ou igual a 4,0 kN/m², exceto para paredes divisórias com peso próprio da parede acabada superior a 3,0 kN/m.

Os valores das cargas acidentais de utilização que se encontram na tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2019), representam os carregamentos devidos às pessoas, móveis, utensílios e veículos.

Para edifícios residenciais as cargas que são consideradas são 1,5kN/m² para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro e 2,0kN/m² para despensa, área de serviço e lavanderia, visto que nesses locais se encontram equipamentos mais pesados

O peso próprio da laje é obtido através da equação:

$$glaje = \frac{(A_{bloco} \times C_e \times \gamma_{bloco}) + (A_{conc} \times C_e \times \gamma_{conc})}{(b_e + b_v) \times C_e} \quad (15)$$

Sendo:

A_{bloco} : área da seção transversal do bloco (m²)

C_e : comprimento do bloco (m)

γ_{bloco} : massa específica do material do bloco (kN/m³)

A_{conc} : área da seção transversal do concreto (m²)

γ_{conc} : massa específica do concreto (kN/m³)

b_e : menor largura da seção transversal do bloco (m)

b_v : largura da seção transversal da vigota (m)

Abaixo temos o cálculo do peso do revestimento peso do revestimento:

$$P_{rev} = e_{rev} \times \gamma_{rev} \quad (16)$$

Sendo:

e_{rev} : espessura do revestimento (m)

γ_{rev} : massa específica do material do revestimento (kN/m³)

O cálculo do peso da regularização do contrapiso:

$$P_{reg} = e_{reg} \times \gamma_{arg} \quad (17)$$

Sendo:

e_{reg} : espessura da regularização (m)

γ_{reg} : massa específica da argamassa (kN/m³)

Para o peso da parede, tratando-se do sistema estrutural, as cargas das paredes são transmitidas para as lajes, essa carga é exposta na NBR 6120 (ABNT, 2019) a qual relaciona o tipo de material da alvenaria e a espessura nominal da mesma.

3.1.1.3 Reações de apoio

Como a forma de montagem das lajes unidirecionais consiste em apoiar as vigotas de forma paralela ao menor vão, as vigas que estão perpendiculares a elas recebem a maior parte dessa carga, e as vigas paralelas recebem o restante.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2017), a parcela de carga que as vigas perpendiculares e paralelas as vigotas vão receber, dependem da relação entre os vãos, expresso na equação abaixo:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (18)$$

Sendo:

l_y : o valor do vão na direção perpendicular as nervuras (m);

l_x : o valor do vão na direção paralela às nervuras (m).

Com esta relação estabelecida, é possível calcular as reações das lajes nas vigas através das equações abaixo, onde a equação 19 trata sobre a ação nas vigas perpendiculares às nervuras, e a equação 20 sobre as paralelas:

$$p_{vy} = \frac{(58 + 17 \times \lambda) \times p \times l_x}{200} \quad (19)$$

$$p_{vx} = \frac{(42 - 17 \times \lambda) \times p \times l_y}{200} \quad (20)$$

Quando $l_y \geq 2 \times l_x$, considera-se $l_y = 2 \times l_x$.

3.1.1.3 Determinação das armaduras

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2017), para a determinação da armadura, devemos trabalhar com um trecho da laje que fica entre o eixo de dois blocos, com a vigota na parte central e com uma determinada medida de entre-eixo, essa medida denominada b_f é calculada pela seguinte equação:

$$b_f = b_w + 2 \times b_1 \quad (21)$$

Sendo:

b_w : largura útil da vigota;

$b_1 \leq \begin{cases} 0,10 \times a \\ 0,5 \times b_2 \end{cases}$, que tem como “a” a medida do vão livre considerando as medidas do eixo de apoio e b_2 a maior largura do bloco.

A carga atuante em uma nervura é calculada pela expressão: (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017)

$$p_{nerv} = b_f \times p_{total} \quad (22)$$

Sendo:

b_f : seção do entre-eixo (m)

p_{total} : soma de todos os carregamentos (kN/m²)

O cálculo do momento fletor máximo em cada nervura é determinado pela expressão:

$$M_{nerv} = \frac{p_{nerv} \times l^2}{8} \quad (23)$$

Sendo:

p_{nerv} : carga atuante em uma nervura (kN/m);

l : vão livre considerando as medidas do eixo de apoio (m).

Uma das maneiras de realizar o dimensionamento a flexão é supondo a posição da linha neutra na mesa, e esta deve obedecer os seguintes limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023):

$$x/d \leq 0,45, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa}$$

$$x/d \leq 0,35, \text{ para concretos com } 50 \text{ Mpa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ Mpa}$$

O valor do x/d é obtido pelo valor KX , que por sua vez é derivado do valor do KMD obtido através da equação:

$$KMD = \frac{M_d}{b_f \times d^2 \times f_{cd}} \quad (24)$$

Sendo:

M_d : o momento fletor máximo em cada nervura (kN.m);

b_f : seção do intérieixo (m);

d : altura útil (m);

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/m).

Os valores de KX e KZ são obtidos respectivamente pelas equações abaixo:

$$KX = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times KMD}{0,85}}}{0,80} \quad (25)$$

$$KZ = 1 - (0,4 \times KX) \quad (26)$$

O valor de x é obtido pelo produto de KX pela altura útil, e este valor deve ser menor do que a altura da capa de concreto (h_f).

Para o cálculo da área de aço, é usada a seguinte equação: (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017)

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \times d \times f_s} \quad (27)$$

Sendo:

M_d : momento fletor de cálculo;

KZ : coeficiente adimensional em função do braço de alavanca (z);

d : altura útil da seção;

f_s : força atuante na armadura.

De acordo com a área de aço encontrada, a treliça é escolhida mediante ao catálogo do fabricante, a área de adicional refere-se a barra extra que é colocada entre os fios inferiores caso os fios disponíveis não sejam suficientes.

Em situações onde a linha neutra passa pela alma, faz-se o cálculo em duas etapas: (NBR 6118:2023)

No primeiro calcula-se os momentos resistidos pelas abas:

$$M_1 = 0,85 \times f_{cd} \times h_f \times (b_f - b_w) \times \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (28)$$

Sendo:

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/m);

h_f : altura da capa de concreto (m);

b_f : seção do intoreixo (m);

b_w : largura útil da vigota;

d : altura útil (m).

O passo seguinte é o cálculo do momento absorvido pela nervura:

$$M_2 = M_d - M_1 \quad (29)$$

Onde M_d é o momento de cálculo (kN.m).

A área de aço é calculada para resistir a cada um dos momentos, pela seguinte equação:

$$A_s = \frac{M_1}{\left(\frac{d - h_f}{2}\right) \times f_{yd}} + \frac{M_2}{(KZ) \times d \times f_{yd}} \quad (30)$$

Sendo:

M_1 : momento resistido pelas abas (kN.m);

f_{yd} : tensão (resistência) de escoamento de cálculo do aço, igual a $f_{yk}/1,15$;

M_2 : momento resistido pelas nervuras (kN.m);

KZ : coeficiente adimensional em função do braço de alavanca (z).

3.1.1.4 Verificação ao cisalhamento

Em conformidade com NBR 6118 (ABNT, 2023), lajes de vigotas pré-moldadas podem ser verificadas quanto ao esforço cortante assim como as vigas, em casos onde o espaçamento entre nervuras seja menor ou igual a 65 cm, essa verificação pode ser feita considerando elemento como laje, conforme a equação a seguir:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1) + 0,15 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad (31)$$

Em que:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd} = 0,25 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (32)$$

Onde:

$$f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3} \quad (33)$$

E γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, igual a 1,4;

k : 1 para elementos em que 50% da armadura inferior não chega até o apoio;

k : $(1,6 - d) \geq 1$, com d em metros, para os demais casos.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (34)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} \quad (35)$$

A verificação dá-se por:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (36)$$

É necessário também fazer a verificação em relação a força cortante de cálculo relativa a diagonal comprimida, devem-se respeitar simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = V_c + V_{sw} \quad (37)$$

Sendo:

V_{sd} : força solicitante de cálculo na seção;

V_{Rd2} : força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$: força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína por tração diagonal;

V_c : parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça;

V_{sw} : parcela de força cortante resistida pela armadura transversal.

Existem dois modelos de cálculo propostos pela NBR 6118 (ABNT, 2023), ambos fundamentados pela treliça generalizada de Morsch.

O modelo de cálculo I, admite diagonais de compressão inclinadas de 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e que a parcela complementar V_c tenha valor constante.

O modelo de cálculo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento, com variando entre 30° e 45° . Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} .

Adotando o modelo I para o presente trabalho, inicia-se o cálculo realizando a verificação das diagonais de compressão, para garantir que não haverá ruína do concreto, através da equação:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (38)$$

Em que:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (39)$$

Onde f_{ck} em Mpa.

3.1.1.5 Verificação ao estado de deformação excessiva

Para a verificação do estado de deformação excessiva é necessário conhecer as características da seção transversal, como o coeficiente de homogeneização da seção que é dado pela relação dos módulos de elasticidade do aço e concreto. Bem como o momento de inércia da nervura, considerando uma seção T, em relação ao eixo da linha neutra de seção bruta, ou seja, estágio I. (ABNT NBR 6118:2023)

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023) quando o momento atuante de acordo com o peso próprio é maior que o momento de fissuração, equação 37, conclui-se que após a retirada das escoras a laje irá trabalhar no estágio II puro, e devido a isso é necessário realizar o cálculo da inércia no estágio II puro.

Cálculo do momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I}{y_t} \quad (40)$$

Sendo:

α : é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência, onde 1,2 é usado para seções T ou duplo T; 1,3 para seções I ou T invertido e 1,5 para seções retangulares;

$f_{ct,m}$: é a resistência à tração direta do concreto no estado limite de deformação excessiva;

I: Momento de inércia na seção bruta do concreto;

y_t : é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

Para determinar a inércia no estágio II puro é preciso determinar a posição da linha neutra no estágio II puro:

$$X_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{(a_2)^2 - 4 \times a_1 \times a_3}}{2 \times a_1} \quad (41)$$

Em que:

$$a_2 = a_e \times A_s \quad (42)$$

Onde α_e é o coeficiente de homogeneização da seção;

$$a_1 = \frac{b_f}{2} \quad (43)$$

$$a_3 = -d \times \alpha_e \times A_s \quad (44)$$

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), se a posição no estágio II puro for menor que a seção da mesa, o momento de inércia no estágio II puro será igual a:

$$I_{II0} = \frac{b_f \times (X_{II})^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - X_{II})^2 \quad (45)$$

Para o cálculo da flecha de uma nervura simplesmente apoiada e com carga uniforme é utilizada a seguinte equação: (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017)

$$a = \frac{5 \times q \times l^2}{384 \times E_{cs} \times I_m} \quad (46)$$

Em que I_m é dada pela expressão de Branson:

$$I_m = I_I \times \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n + I_{II0} \times \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^n\right] \quad (47)$$

Sendo:

I_I : momento de inércia da peça no estágio I (seção bruta ou homogeneizada);

M_f : momento de fissuração do concreto;

M_{at} : momento atuante, de serviço, na seção mais solicitada;

I_{II} : inércia no estágio II puro.

A análise deve ser feita para as combinações permanentes, quase permanentes e rara, e considerando carga acidental, resultando em diferentes momentos fletores, inércia equivalente, flecha e flecha limite. A verificação quanto a vibração pela carga acidental é feita pela relação dos resultados obtidos na combinação rara e permanente que deve ser menor ou igual a flecha limite.

Para o cálculo do efeito da fluência, é dada a seguinte equação: (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017):

$$a_{t,\infty} = a_{t,0} \times (1 + \alpha_f) \quad (48)$$

Em que, $a_{t,0}$ = flecha imediata devido a cargas permanentes:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \times \rho'} \quad (49)$$

Onde:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (50)$$

$\Delta\xi$: coeficiente em função do tempo, sendo:

$$\xi(t) = \begin{cases} 0,68 \times 0,996^t \times t^{0,32} & \text{para } t \leq 70 \text{ meses} \\ 2 & \text{para } t > 70 \text{ meses} \end{cases}$$

Onde t é o tempo em meses, ou seja, o valor da flecha diferida

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \times d'} \quad (51)$$

Sendo:

A_s' : área da armadura em compressão no trecho considerado.

Caso a flecha total no tempo infinito não seja menor que os limites para a condição de aceitabilidade sensorial (1/250), pode ser calculada uma contraflecha: (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017)

$$\alpha_{ef} = -\frac{l}{350} \quad (52)$$

Dessa forma:

$$\alpha_{total,\infty} = (\alpha_f + 1) - \alpha_{ef} \leq \frac{l}{250} \quad (53)$$

A condição de deformação será atendida.

3.1.1.6 Estado limite de abertura de fissuras – ELS-W

Devido a pequena resistência do concreto a tração as fissuras são quase inevitáveis na flexão. Porém elas devem ter aberturas dentro de certos limites de durabilidade impostos pela NBR 6118 (ABNT, 2023). No item 17.3.3 dela são estabelecidos os critérios para a verificação dos valores limite da abertura de fissuras. Encontram-se na Norma, na tabela 13.3, os limites máximos em função da classe de agressividade ambiental. Para o caso de classe de agressividade ambiental III esse limite é representado por:

$$w_k \leq 0,3 \text{ mm}$$

Para verificar o limite de serviço de abertura de fissuras para as edificações residenciais é utilizada a combinação frequente, definida por:

$$p_{serv} = g + 0,4 \times q \quad (54)$$

O tamanho da abertura de fissuras será o menor valor resultante das expressões que seguem:

$$w = \begin{cases} \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ct,m}} \\ \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (55)$$

Sendo:

E_{si} : o módulo de elasticidade da barra ϕ_i considerada;

ϕ_i : o diâmetro da barra;

σ_{si} : a tensão de tração da armadura, calculada no estágio II;

η_i : o coeficiente de conformação superficial da barra.

CA-50 = $\eta_i = 2,25$

ρ_{ri} é a taxa de armadura em relação à região de envolvimento, obtida por:

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cr}} \quad (56)$$

Sendo:

$f_{ct,m}$: é a resistência à tração direta do concreto no estado limite de deformação excessiva;

3.1.2 Metodologia de cálculo das lajes maciças

O método utilizado é o dos estados-limites, que por meio de coeficientes de majoração e minoração garantem a segurança da peça.

Para o cálculo de lajes maciças de concreto armado, deve-se seguir um conjunto de etapas, começando-se pela determinação dos vãos, seguindo pelas suas condições de vinculação, pré dimensionamento da altura da laje, cálculo das cargas atuantes e as verificações de flechas e fissuração para a obtenção dos momentos e armaduras correspondentes. Por último são obtidas as reações de apoio transferidas às vigas que contornam as lajes para ser realizada a verificação quanto ao cisalhamento e detalhamento das lajes. Ao final do capítulo, será mostrado um exemplo com uma laje do projeto.

3.1.2.1 Vãos

Esta etapa consiste em determinar os vãos livres (l_0), os vãos efetivos (l_{ef}) e a relação entre os vãos efetivos. Com isso se define a disposição e detalhamento das armaduras.

A laje pode ser armada nas duas direções, quando a relação entre os vãos for menor ou igual a 2. Quando o valor dessa relação for superior a 2 terá armação unidirecional, tendo uma armadura principal na direção do menor vão e uma armadura de distribuição na direção do maior. O vão efetivo é calculado de acordo com a equação abaixo:

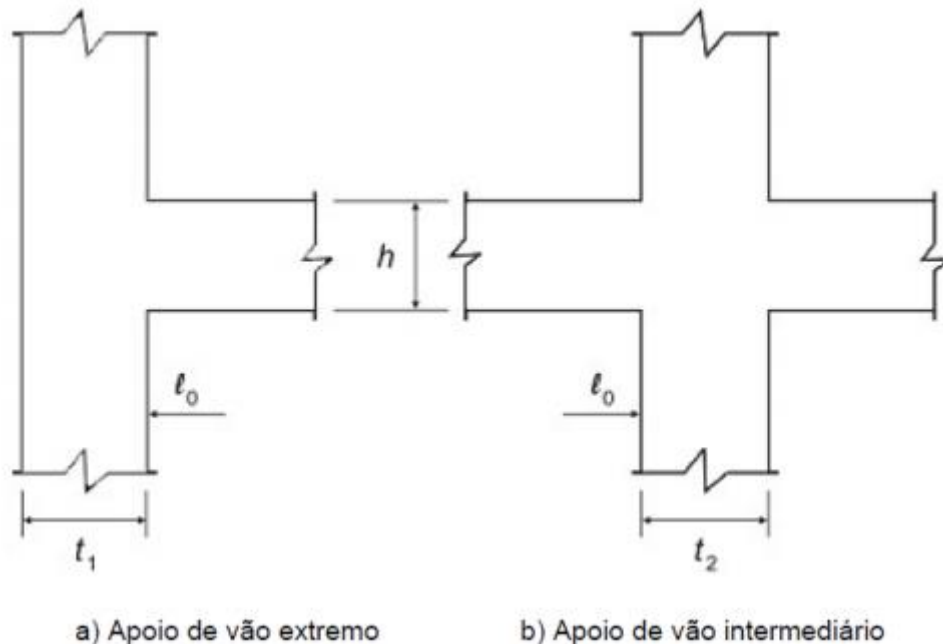
$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (57)$$

Sendo:

a_1 : é o menor valor entre $t_1/2$ e $0,3 \times h$;

a_2 : é o menor valor entre $t_2/2$ e $0,3 \times h$.

Figura 04 - Vão efetivo.



Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

Da relação entre maior e menor vão efetivo encontra-se o parâmetro λ , sendo este calculado pela expressão:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (58)$$

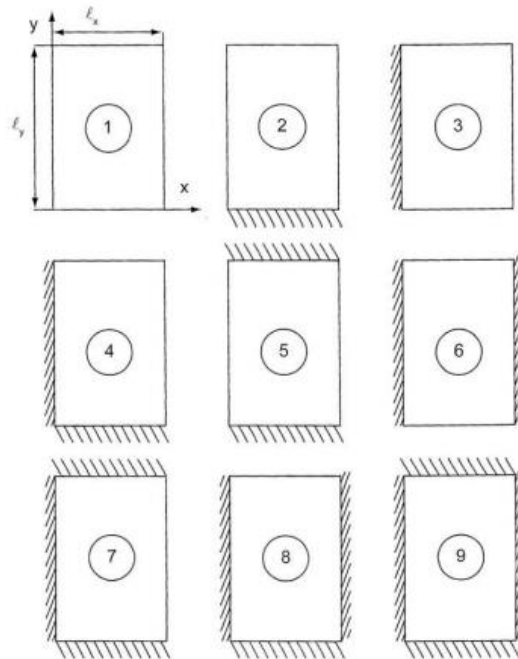
3.1.2.2 Vinculação

São considerados três tipos vinculação das lajes: bordo livre, bordo simplesmente apoiado e engaste. Devem ser feitas algumas considerações para escolha de engastamento ou não da laje, sendo elas:

- a) Nos apoios intermediários ou contínuos, onde houver diferença de nível entre as lajes vizinhas devido a rebaixos, dependendo da magnitude do rebaixo, pode-se desprezar a continuidade e calcular-se a laje rebaixada supondo tal apoio como se fosse apoio simples ou considerar continuidade e calculá-lo como engaste. A laje adjacente deverá ser considerada devido à falta de continuidade;
- b) Quando, ao longo de um apoio existir menos de 2/3 de seu comprimento com continuidade entre lajes vizinhas de mesmo nível, despreza-se a continuidade e considera-se tal apoio como simples. Quando houver 2/3 ou mais de continuidade ao longo de um apoio, considera-se este apoio como engaste.

Desta forma, podem ser considerados nove tipos diferentes de vinculação de lajes, que são representados na figura a seguir.

Figura 05 - Situações de vinculação das placas isoladas constantes nas tabelas.



Fonte: (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017)

3.1.2.3 Carregamentos Atuantes

Os carregamentos atuantes na laje são o peso próprio, peso de revestimentos, peso de paredes e cargas de utilização, todos estabelecidos conforme o item 3.1.1.2 deste trabalho. O cálculo do peso próprio é estabelecido de acordo com o produto da sua espessura pela massa específica do concreto, uma vez que essa não apresenta elementos de enchimento.

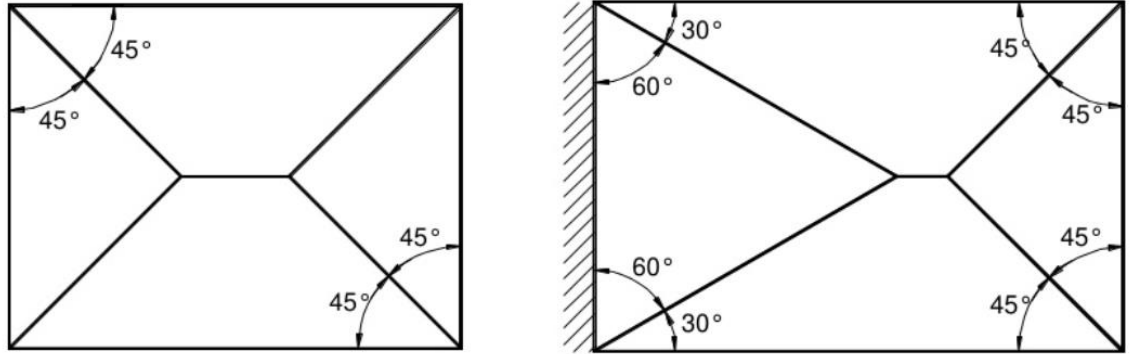
3.1.2.4 Reações de Apoio

As ações aplicadas nas lajes são transmitidas integralmente para as vigas que sustentam a laje, e ocorrem por meio de carregamento com intensidade variável ao longo de sua extensão. Porém, a NBR 6118 (ABNT, 2023), permite que sejam feitas algumas aproximações e simplificações para o cálculo das reações de apoio das lajes maciças retangulares com carga uniforme, sendo elas:

a) as reações em cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas correspondentes à análise efetivada com os critérios de 14.7.4 (item da Análise Plástica), sendo que essas reações podem ser, de maneira aproximada, consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;

b) quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices com os seguintes ângulos:

Figura 06 - Regiões da laje para o cálculo das reações nas vigas.



Fonte: (BASTOS, 2015)

O cálculo das reações pode ser feito mediante o uso de expressões com o auxílio de tabelas, como as encontradas em Carvalho e Figueiredo Filho (2017). Tais tabelas, baseadas no processo das áreas, fornecem coeficientes adimensionais (k) a partir das condições de apoio e de λ , com os quais se calculam as reações, dadas por:

$$q_x = k_x \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (59)$$

$$q'_x = k'_x \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (60)$$

$$q_y = k_y \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (61)$$

$$q'_y = k'_y \times p \times \frac{l_x}{10} \quad (62)$$

Dessa forma, substituindo os coeficientes obtidos nas expressões acima, são obtidas as cargas que são transferidas para cada uma das vigas.

3.1.2.5 Momentos fletores e compatibilização

Os cálculos realizados neste trabalho foram feitos com o auxílio das tabelas de Bares, retiradas de Carvalho e Figueiredo Filho (2017), para obter os coeficientes μ e então coloca-los nas equações para se ter os momentos positivos e negativos das lajes.

$$m_x = \mu_x \times \frac{p \times l_x^2}{100} \quad (63)$$

$$m_y = \mu_y \times \frac{p \times l_x^2}{100} \quad (64)$$

$$m'_x = \mu'_x \times \frac{p \times l_x^2}{100} \quad (65)$$

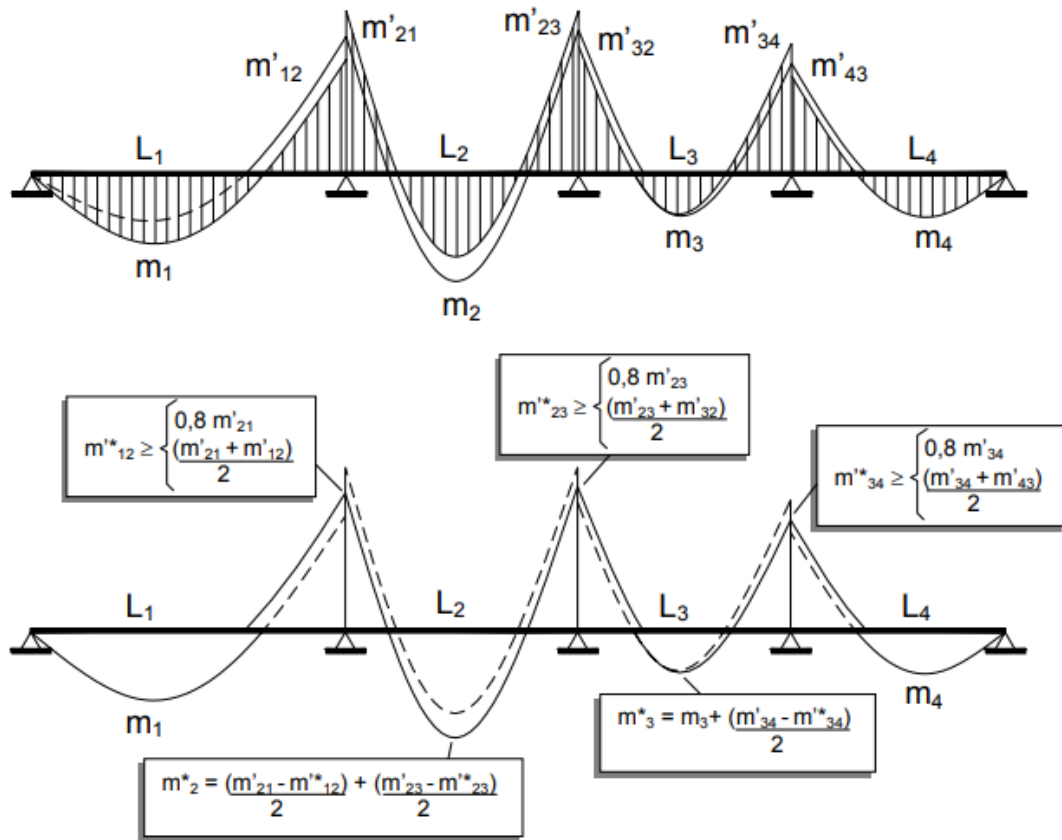
$$m'_y = \mu'_y \times \frac{p \times l_x^2}{100} \quad (66)$$

O valor do carregamento será feito pela combinação de ações últimas normais.

Geralmente lajes adjacentes se diferenciam nas condições de apoio, vãos teóricos ou carregamentos, resultando no apoio em comum em dois momentos negativos diferentes (PINHEIRO, 2010). Por isso deve-se fazer uma compatibilização entre esses momentos. Onde o critério a ser tomado seja utilizar o maior valor entre a média entre os dois momentos ou 80% do maior.

Em decorrência desta compatibilização, talvez haja a necessidade de correção dos momentos positivos. Se a correção diminuir o valor do momento positivo ignora-se a redução (a favor da segurança). Caso contrário, a correção é feita somando-se ao valor deste momento fletor a média das variações ocorridas nos momentos negativos sobre os respectivos apoios (PINHEIRO, 2010). A figura abaixo demonstra as situações.

Figura 07 - Compatibilização de momentos fletores.



Fonte: (PINHEIRO, 2010)

3.1.2.6 Verificações de Deformação Excessiva

A flecha é definida como sendo o deslocamento máximo que ocorre em um elemento estrutural, portanto na verificação da flecha de uma laje de concreto armado, consideram-se: a existência de fissuras; o momento de inércia; as flechas imediata, diferida e total; e os valores limites.

A flecha imediata ocorre assim que o escoramento da laje é retirado, sendo o deslocamento inicial da mesma. Todo o deslocamento que ocorre a partir deste ponto é chamado de flecha diferida e acontece pelo efeito da fluência.

As flechas totais são a soma da flecha imediata mais a parcela diferida e não devem ultrapassar os deslocamentos limites estabelecidos na NBR 6118 (ABNT, 2023), sendo eles representados pelos valores a seguir para a aceitabilidade visual e sensorial, respectivamente:

Para a totalidade de cargas:

$$f_{lim} = \frac{l_x}{250} \quad (67)$$

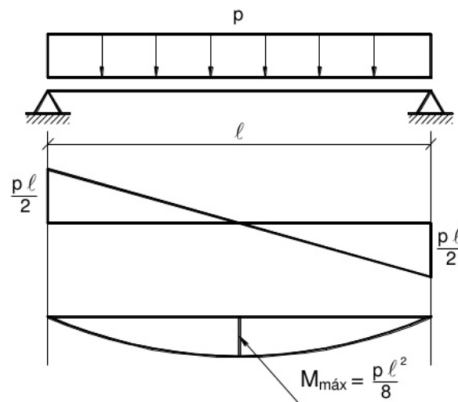
Para o carregamento acidental:

$$f_{lim} = \frac{l_x}{350} \quad (68)$$

Segundo BASTOS (2015), para lajes armadas em apenas uma direção deve ser considerado que o momento atuante seja na direção do menor vão, como uma viga de um metro de largura constante. Na outra direção desprezam-se os momentos fletores existentes. A seguir mostram-se os casos de vinculação com as respectivas equações para o cálculo de momento fletor e deslocamentos.

Lajes biapoiadas:

Figura 08 - Lajes biapoiadas



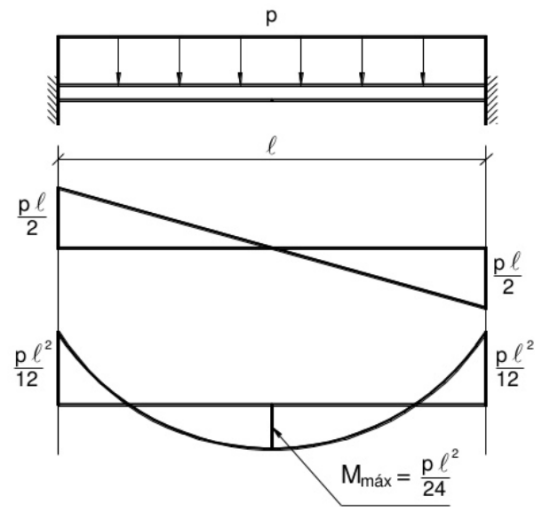
Fonte: (BASTOS, 2015)

$$M_{máx} = \frac{p \times l^2}{8} \quad (69)$$

$$f_{máx} = \frac{5 \times p \times l^4}{384 \times E \times I} \quad (70)$$

Lajes biengastadas:

Figura 09 - Lajes biengastadas.



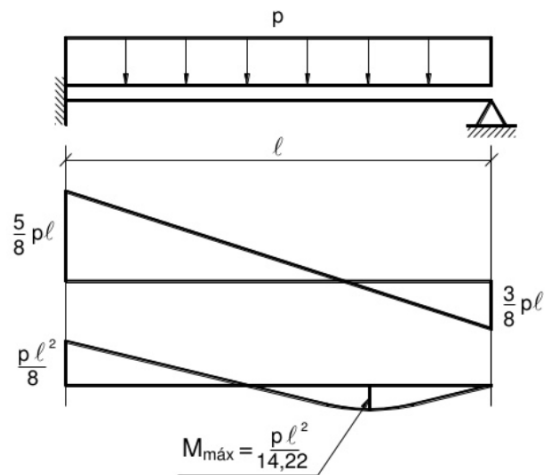
Fonte: (BASTOS, 2015)

$$M_{\text{máx}} = \frac{p \times l^2}{24} \quad (71)$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{5 \times p \times l^4}{384 \times E \times I} \quad (72)$$

Lajes apoiadas-engastadas:

Figura 10 - lajes engastadas-apoiadas.



Fonte: (BASTOS, 2015)

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{p \times l^2}{14,22} \quad (73)$$

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{2,07 \times p \times l^4}{384 \times E \times I} \quad (74)$$

No caso de lajes armadas em duas direções, para se encontrar a flecha imediata, tendo-se o coeficiente α obtido da tabela de Bares pode se fazer uso da expressão:

$$f_0 = \frac{p \times l_x^4 \times \alpha}{E \times h^3 \times 100} \quad (75)$$

Sendo:

p : carregamento uniforme distribuído sobre a laje;

α : coeficiente retirado da tabela de Bares;

l_x : menor vão da laje;

E : modo de deformabilidade do concreto;

h : espessura da placa.

Por se tratar de uma verificação de serviço a combinação a ser utilizada é a quase permanente, com $\Psi_2=0,4$, visto que se trata de um edifício residencial.

A flecha diferida é calculada a partir de um coeficiente α_f o qual deve ser multiplicado pela flecha imediata. Abaixo encontra-se a equação que fornece este coeficiente, sendo ela:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \times \rho'} \quad (76)$$

Em que:

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d} \quad (77)$$

ξ é um coeficiente em função do tempo, obtido através da tabela 1, calculado pelas expressões seguintes:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (78)$$

$$\xi(t) = 0,68 \times (0,996^t) \times t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses} \quad (79)$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses} \quad (80)$$

Sendo:

t : tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t₀ : idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração.

Tabela 07 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo.

Tempo em meses (t)	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0,00	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2,00

Fonte: (ABNT NBR 6118:2023)

A flecha total é obtida multiplicando-se a flecha imediata por $(1+a_f)$.

Nota-se que o cálculo dessa flecha é uma aproximação, visto que ao realizar a compatibilização dos momentos negativos entre lajes, há uma certa rotação em favor da laje que possui maior momento. A influência dessa compatibilização é levada em conta nos momentos positivos atuantes na laje, visto que é feita a correção destes, mas não é levada em consideração quando se diz respeito a flecha, portanto o cálculo desta não é completamente preciso.

As condições de desempenho de uma seção de concreto apresentam uma variação ao longo da aplicação das cargas, começando em seu estado inicial e terminando na ruptura. Conforme a estrutura avança nesse processo, é possível observar três etapas: estágio I, estágio II e estágio III. No estágio I as tensões são consideradas muito baixas e o concreto ainda consegue resistir à tração aplicada na peça. Conforme o carregamento vai aumentando, será atingido um ponto em que o concreto não terá mais resistência para aguentar as tensões de tração, dando início à fissuração, ponto onde a contribuição do concreto passa a ser desprezada e o aço passa a receber toda a carga de tração. Nesse 3º ponto é atingido o estágio II. O estágio

III é caracterizado pela plastificação da zona comprimida de concreto e iminência da ruptura da seção.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) cita que nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no Estádio I e parcialmente no Estádio II. No estágio I o concreto resiste a tração e compressão, mas no estágio II se dá início à fissuração do concreto, sendo que ainda resiste a compressão, porém é o aço que passa a absorver toda a tração. Deve-se calcular o momento de fissuração para verificar junto ao momento solicitante se há fissuração na laje, caso houver, terá maior flecha. O cálculo do momento de fissuração é feito através da expressão aproximada a seguir:

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t} \quad (81)$$

Sendo:

α : 1,5 para seções retangulares;

y_t : distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada ($h/2$);

I_c : o momento de inércia da seção bruta de concreto:

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} \quad (82)$$

E, f_{ct} : a resistência à tração direta do concreto.

Para determinação do momento de fissuração deve ser usado o no estado limite de formação de fissura e o no estado limite de deformação excessiva.

Calculado o momento de fissuração, compara-se o seu valor com o do momento atuante. Se for verificado que houve fissuração, refaz-se o cálculo da flecha imediata considerando os dois estádios. Pode-se utilizar um modelo em que se admite uma única rigidez para todo o elemento, representando os trechos fissurados e não fissurados utilizando expressões que fornecem um valor médio para a inércia. A NBR 6118 (ABNT, 2023) apresenta a equação obtida considerando esse modelo, fornecendo a rigidez equivalente de um elemento de concreto.

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{II} \right\} \leq E_{cs} \times I_c \quad (83)$$

Sendo:

I_c : o momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} : o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II;

M_a : o momento fletor na seção crítica do vão considerado;

M_r : o momento de fissuração do elemento estrutural;

E_{cs} : o módulo de elasticidade secante do concreto.

O momento de inércia no estágio II (I_{II}) é dado pela expressão:

$$I_{II} = \frac{b_w \times X_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (d - X_{II})^2 \quad (84)$$

A posição da linha neutra no estágio II (X_{II}) é calculada por:

$$X_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b_w} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}} \right) \quad (85)$$

Onde:

α_e : a relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto (E_s/E_c).

3.1.2.7 Dimensionamento das Armaduras

Tendo os valores dos momentos fletores característicos compatibilizados (m_k) em mãos, passa-se a determinação das armaduras. O dimensionamento é feito admitindo-se a largura $b = 1\text{ m} = 100\text{ cm}$, obtendo, dessa forma, uma área de aço por metro linear, que será disposto ao longo da laje no detalhamento

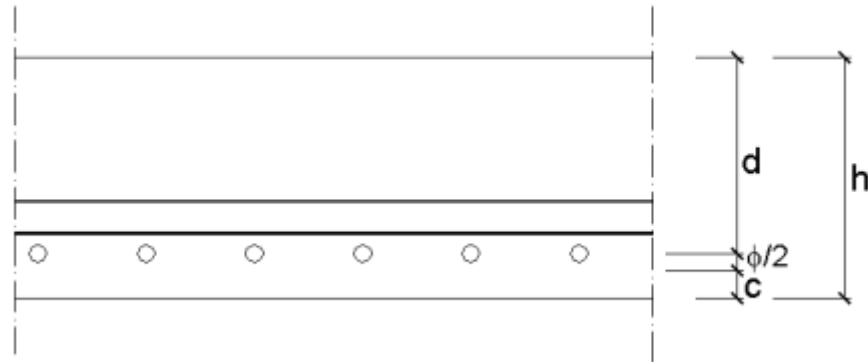
Com o objetivo de melhorar o seu desempenho e controlar a fissuração, a NBR 6118 (ABNT, 2023) define valores mínimos a serem utilizados como área de armadura. Esses valores são apresentados na tabela 19.1 da norma. Além disso, a mesma norma, no item 20.1, apresenta algumas condições quanto à disposição das armaduras.

a) O diâmetro da barra não deve exceder 1/8 da altura da laje;

b) $S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 2 \times h \\ 20\text{ cm} \end{cases}$

A armadura secundária deve ser igual ou superior a 20% da armadura principal e deve haver no mínimo três barras por metro (uma a cada 33 cm). Visto isto, é necessária a obtenção da posição da linha neutra, x , define-se a altura útil d , que é a distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de concreto.

Figura 11 - Altura total e altura útil da laje.



Fonte: (PINHEIRO, 2003)

Sendo:

$$d = h - c - \frac{\phi}{2} \quad (86)$$

$$x = 1,25 \times d \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 \times f_{cd} \times b \times d^2}} \right) \quad (87)$$

Esse valor representa uma posição em relação à altura útil d , posição esta que divide a seção em duas partes: comprimida e tracionada. A razão x/d estabelece o domínio em que a peça se encontra. Para o dimensionamento ocorrer nos domínios 2 ou 3 essa razão deve permanecer abaixo de 0,628. Sendo que até o limite de 0,259 tem-se o domínio 2 e no intervalo de 0,259 e 0,628 o domínio 3. Acima destes valores se encontra o domínio 4, onde se faz necessária a utilização de armadura dupla.

Por fim é definida a equação que resulta na área do aço A_s :

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} \quad (88)$$

3.1.2.8 Verificação ao Cisalhamento

Em situações usuais as lajes resistem aos esforços de cisalhamento sem que seja necessária a utilização de uma armadura específica para isso. Para tal, de acordo com a norma, o esforço cortante de cálculo deve ser inferior a resistência de projeto ao cisalhamento, conforme o item 3.1.1.4 deste trabalho.

3.1.2.9 Detalhamento

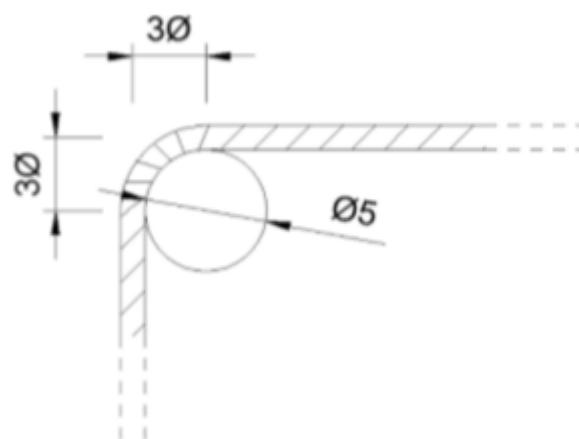
Não está previsto em norma um espaçamento mínimo para as barras em lajes, porém a prática recomenda que sejam deixados espaços horizontais entre 10 e 20 cm.

O espaçamento máximo das barras de armadura principal é dado pelo menor valor entre 20 cm ou duas vezes a altura da laje. O espaçamento máximo das barras de armadura secundária é de 33 cm, totalizando um mínimo de 3 barras por metro.

Para definir os comprimentos totais das barras de aço e as suas respectivas posições, será adotado que cada barra chegará até a face externa da viga, respeitando o cobrimento.

A tabela 9.1 da Norma define que para aço CA-50 com diâmetro inferior a 20 mm o pino de dobramento deve ter diâmetro de 5ϕ . O comprimento da dobra pode ser considerado o comprimento de um setor circular, como pode ser observado na figura abaixo:

Figura 12 - Detalhe da dobra do aço.



Fonte: (SANTOS, 2014)

Nos comprimentos retos diminui-se 3ϕ de cada lado e soma-se com o comprimento da dobra que resulta de:

$$c_{dobra} = (5\phi + 1\phi) \times \frac{\pi}{4} \quad (89)$$

O comprimento final das barras se dá por:

$$l = 2 \times \left(0,25 \times l_{m\acute{a}x} + 10\phi + (h - c_{inf} - c_{sup}) + (5\phi + 1\phi) \times \frac{\pi}{4} - (3\phi + 3\phi) \right) \quad (90)$$

3.2 Vigas

Vigas são elementos lineares, pois o comprimento longitudinal é três vezes maior que a maior dimensão da seção transversal, em que a flexão é preponderante. Sua principal função é receber os esforços provenientes das lajes e transferi-los para os pilares, tendo como principais esforços o momento fletor e os esforços cortantes. As tensões internas de compressão são resistidas pelo concreto e as de tração pela armadura.

3.2.1 Metodologia de Cálculo

Primeiramente é feita a verificação referente ao estado limite último, obtendo o dimensionamento da peça, para então partir para as verificações junto aos estados limites de serviço. Após definir todos os esforços que atuam na viga é feito o dimensionamento à flexão calculando o valor da linha neutra, altura útil e domínio de deformação para obter a área de aço necessária. Para as vigas é possível a realização do dimensionamento no Domínio 4, visto que a aplicação de armadura dupla em vigas é de mais fácil execução que em lajes, entretanto a NBR 6118 (ABNT, 2023), no item 14.6.4.3, diz que para efeito de melhorar a ductilidade nas regiões de apoios ou de ligação com outros elementos estruturais, a posição da linha neutra no ELU deve respeitar os seguintes limites:

- a) $x/d \leq 0,50$ para concretos com $f_{ck} \leq 35 \text{MPa}$;
- b) $x/d \leq 0,40$ para concretos com $f_{ck} \geq 35 \text{MPa}$.

Após terminado o dimensionamento, é feito o detalhamento da armadura longitudinal da viga, dando principal atenção a detalhes como ganchos, comprimentos de ancoragem e decalagem do diagrama do momento fletor, para então seguir com o cálculo da quantidade de armadura necessária para resistir ao esforço cortante, respeitando sempre a quantidade mínima imposta por norma. Somente após todos os cálculos do dimensionamento é feita a verificação

dos estados limites de serviço, sendo calculado pelo mesmo procedimento utilizado para lajes para o deslocamento. Deverá ser feita também uma verificação com relação a abertura de fissuras, respeitando limites estabelecidos em norma.

3.2.1.1 Vãos

O cálculo dos vãos efetivos de vigas é feito de maneira análoga ao executado para os vãos efetivos de lajes, contudo é comum a adoção do vão teórico como sendo a distância entre o apoio dos eixos.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (91)$$

Sendo:

$$a_i \leq \begin{cases} \frac{t_i}{2} \\ 0,3h \end{cases} \quad (92)$$

Onde:

t_i : largura dos apoios a direita e a esquerda;

l_0 : distância entre as faces internas de dois apoios;

h : altura da seção transversal da viga.

3.2.1.2 Vinculação

A NBR 6118 (ABNT, 2023), no seu item 14.6.6.1, que diz respeito ao modelo de viga contínua, permite que as vigas sejam consideradas solidarizadas aos pilares mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares intermediários e extremos.

3.2.2 Detalhamento

O detalhamento consiste na definição da quantidade e disposição das barras necessárias para atender a área de aço calculada no dimensionamento. Para isso, serão feitas algumas verificações da NBR 6118 (ABNT, 2023) como taxa de armadura mínima e máxima, espaçamento entre as barras, comprimentos de ancoragem, ganchos e decalagem.

3.2.2.1 Prescrições da Norma

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), a largura mínima prevista para vigas é de 12cm, porém esse limite pode ser diminuído para 10cm em casos específicos, mas mesmo assim a seção deve respeitar as condições de alojamento das armaduras, de lançamento e vibração do concreto.

No item 17.3.5.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2023), referente aos limites de armadura, é definido que a soma das armaduras de tração e compressão se limita a 4% da área da seção, calculada fora da zona de emendas.

A norma exige que em vigas com altura superior a 60 cm seja utilizada a armadura de pele, cuja função principal é minimizar os efeitos da fissuração, provenientes da retração natural do concreto e também da variação de temperatura (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2017).

Quanto ao espaçamento entre barras, o item 18.3.2.2 a NBR 6118 (ABNT, 2023) define que, deve ser igual ou superior aos seguintes valores:

Na direção horizontal:

$$S_{\min} \geq \begin{cases} 20\text{mm}; \\ \phi \text{ barra ou feixe da luva} \\ 1,2 \times \phi_{\max} \text{ brita} \end{cases}$$

Na direção vertical:

$$S_{\min} \geq \begin{cases} 20\text{mm}; \\ \phi \text{ barra ou feixe da luva} \\ 0,5 \times \phi_{\max} \text{ brita} \end{cases}$$

Além disso, é feita uma verificação com a finalidade de avaliar se a altura útil utilizada nos cálculos foi estimada corretamente, para isso a razão $d_{\text{real}}/d_{\text{est}}$ não deve exceder 1,05. Caso esse limite seja superado, ou o valor real seja menor que o calculado, deve ser calculada uma nova área de aço utilizando o valor real.

A Norma, no item 17.2.4.1, restringe que, para que os esforços nas armaduras possam ser considerados concentrados no centro de gravidade correspondente, a distância do referido centro até o ponto de armadura mais afastado da linha neutra deve ser menor que 10% de h .

Esta imposição é feita para limitar o número de camadas de barras, onde a partir de certo ponto as armaduras não estariam mais trabalhando em conjunto.

3.2.2.2 Ancoragem das Barras

Ancoragem é a fixação da barra no concreto, podendo ser feita através de ganchos ou apenas utilizando a aderência. No item 9.4.2.1 a NBR 6118 (ABNT, 2023) determina que as barras tracionadas podem ser ancoradas ao longo de um comprimento de acordo com as seguintes condições:

- a) Obrigatoriamente com ganchos para barras lisas;
- b) Sem gancho nas que tenham alternância de solicitação, de tração e compressão;
- c) Com ou sem ganchos nos demais casos, não sendo recomendado para barras de $\phi > 32$ mm ou para feixes de barras.

Não deve haver ganchos nas barras comprimidas.

O comprimento de ancoragem é a medida necessária para que a armadura não seja arrancada da peça de concreto, considerando o esforço que está sendo aplicado nela. O comprimento de ancoragem básico é definido pela Norma, como o comprimento reto de uma barra necessário para ancorar a força limite A_{sfyd} , admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} . Esse comprimento básico é dado pela equação:

$$l_b = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}} \geq 25\phi \quad (93)$$

Sendo f_{bd} definido por:

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad (94)$$

Sendo:

- η_1 : 1,0 para barras lisas (CA-25);
- η_1 : 1,4 para barras entalhadas (CA-60);
- η_1 : 2,25 para barras nervuradas (CA-50);
- η_2 : 1,0 para situações de boa aderência;
- η_2 : 0,7 para situações de má aderência;
- η_3 : 1,0 para $\phi < 32$ mm;

$\eta_3: (132 - \phi)/100$ para $\phi \geq 32$ mm.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} = \frac{f_{ct,m}}{\gamma_c} = 0,21 \times \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} \quad (95)$$

Quando a área efetiva da armadura detalhada ($A_{s,ef}$) é maior que a calculada ($A_{s,calc}$), a NBR 6118 (ABNT, 2023) determina que deve ser utilizado um comprimento de ancoragem necessário, definido no item como sendo:

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (96)$$

Sendo:

α : 1,0 para barras sem gancho;

α : 0,7 para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;

$l_{b,min}$: sendo o maior valor entre $0,3 l_b$, $10x\phi$ e 100mm.

Na NBR 6118:2023 também se encontram indicações de ganchos para as barras tracionadas, podendo ser:

- a) Semicirculares, com ponta reta de comprimento não inferior a $2x\phi$;
- b) Em ângulos de 45° (interno), com ponta reta de comprimento não inferior a $4x\phi$;
- c) Em ângulo reto, com ponta reta de comprimento não inferior a $8x\phi$.

3.2.2.3 Emendas de Barras

Segundo o item 9.5 da NBR 6118 (ABNT, 2023) as emendas podem ser por:

- a) Traspasse;
- b) Luvas de preenchimento metálico, rosqueadas ou prensadas;
- c) Por solda;
- d) Por outros dispositivos devidamente justificados.

Caso seja necessária a emenda de barras neste trabalho, ela será feita por traspasse, como é mencionado na NBR 6118 (ABNT, 2023), é definido que não é permitido esse tipo de emenda em barras com diâmetro maior que 32mm.

O comprimento de traspasse das barras comprimidas deve ser:

$$l_{oc} = l_{b,nec} \geq l_{oc,mín} \quad (97)$$

Sendo $l_{oc,mín}$ o maior valor entre $0,6l_b$, 15ϕ e 200 mm.

3.2.2.4 Deslocamento do Diagrama de Momentos Fletores (Decalagem)

O processo de decalagem consiste na translação do diagrama de momento fletor para o lado mais desfavorável, para que, com essa medida, se consiga reduzir a possibilidade de ocorrência de ruptura por escorregamento da armadura sobre os apoios da viga. São possíveis dois modelos de cálculo para estabelecer o valor de a_l . Sendo eles:

Modelo I:

$$a_l = d \times \left[\frac{V_{sd,máx}}{2 \times (V_{sd,máx} - V_c)} \times (1 + \cot \alpha) - \cot \alpha \right] \leq d \quad (98)$$

$$\geq \begin{cases} 0,5 \times d \text{ (caso geral)} \\ 0,2 \times d \text{ (estribos a } 45^\circ) \end{cases}$$

Modelo II:

$$a_l = 0,5 \times d \times (\cot \theta - \cot \alpha) \geq \begin{cases} 0,5 \times d \text{ (caso geral)} \\ 0,2 \times d \text{ (estribos a } 45^\circ) \end{cases} \quad (99)$$

Com isso pode ser feita a retirada de barras conforme a necessidade, de acordo com o diagrama de momento fletor, respeitando o limite mínimo de quatro barras, uma em cada extremidade, no decorrer de toda a seção da peça.

3.2.2.5 Ancoragem da Armadura de Tração nos Apoios

A NBR 6118 (ABNT, 2023), define que os esforços de tração junto aos apoios devem ser resistidos por armaduras longitudinais que satisfaçam à mais severa das seguintes condições:

- a) No caso de ocorrência de momentos positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;
- b) Em apoios extremos, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração expressa por:

$$F_{sd} = \frac{a_l}{d} \times V_d + N_d \quad (100)$$

Sendo V_d o esforço cortante no apoio, N_d é uma força de tração eventualmente existente. Em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão, correspondente ao máximo momento positivo do tramo, de modo que:

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3} \text{ se } M_{apoio} \text{ for nulo ou negativo e de valor absoluto } \leq 0,5 \times M_{v\tilde{a}o};$$

$$A_{s,apoio} \geq \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{4} \text{ se } M_{apoio} \text{ for nulo ou negativo e de valor absoluto } > 0,5 \times M_{v\tilde{a}o}.$$

Quando ocorrer em apoios extremos, a NBR 6118 (ABNT, 2023) define que as barras das armaduras devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com comprimentos não inferiores ao maior dos seguintes valores:

$$\geq \begin{cases} l_{b,nec} \\ (r + 5,5\phi) \\ 60mm \end{cases}$$

Onde r é o raio de curvatura interno do gancho.

3.2.2.6 Armadura Transversal

Para o cálculo da armadura transversal, devem-se respeitar simultaneamente as condições expostas no item 3.1.1.4 deste trabalho.

Tendo feita a verificação, procede-se o início do cálculo da armadura transversal, definindo primeiramente o valor do esforço cortante que estará efetivamente atuando na armadura (V_{sw}), visto que parte do esforço é resistido pelo concreto (V_c):

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (101)$$

Em que:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (102)$$

Onde:

$$f_{ctd} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3} \quad (103)$$

De posse do valor do cortante atuante no elemento é feito o cálculo da armadura transversal a ser utilizada por metro de viga através da equação:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{ywd}} \quad (104)$$

A Norma também determina que o diâmetro da barra que constitui o estribo deverá atender o limite mínimo de 5mm e o máximo de 10% da largura da viga.

Com relação ao espaçamento máximo entre os estribos, são definidos os seguintes limites:

$$S_{m\acute{a}x} = \begin{cases} 0,6 \times d \leq 300mm \text{ se } V_{sd} \leq 0,67 \times V_{Rd2} \\ 0,3 \times d \leq 200mm \text{ se } V_{sd} \leq 0,67 \times V_{Rd2} \end{cases} \quad (105)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2023) é estabelecido que podem ser feitas reduções da força cortante junto aos apoios da seguinte maneira:

- a) a força cortante oriunda da carga distribuída pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada à distância $d/2$ da face do apoio, constante igual à desta seção;
- b) a força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância $a \leq 2 \times d$ do eixo teórico do apoio pode, nesse trecho de comprimento a , ser reduzida multiplicando-a por $a / (2 \times d)$.

3.2.3 Verificações dos estados limites de serviço

Concluído o dimensionamento e o detalhamento da armadura da viga, faz-se as verificações quanto aos estados limites de serviço, sendo eles definidos nos itens seguintes.

3.2.3.1 Estado limite de abertura de fissuras – ELS-W

A verificação quanto a abertura de fissuras está descrita neste trabalho no item 3.1.1.6.

O item 17.3.3.3 da Norma, diz que para dispensar a avaliação da grandeza da abertura de fissuras e atender ao estado limite de fissuração, um elemento estrutural deve ser dimensionado respeitando as restrições da tabela 17.2 quanto ao diâmetro máximo e ao espaçamento máximo das armaduras, bem como as exigências de cobrimento e de armadura mínima. A tensão σ_s deve ser determinada no estágio II. Assim a tensão pode ser obtida através da seguinte expressão para vigas retangulares com armadura simples:

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)} \quad (106)$$

Em que x_{II} definido em CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2017) é dado por:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \times A_s}{b_w} \times \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d}{\alpha_e \times A_s}}\right) \quad (107)$$

3.2.3.2 Estado limite de deformação excessiva – ELS-DEF

Os deslocamentos excessivos dos elementos estruturais podem ser indesejáveis, comprometendo a estética, por isso também são impostos valores limites recomendados. Para o cálculo das flechas foi utilizado o carregamento atuante com a combinação quase permanente.

O valor da flecha imediata pode ser obtido com as mesmas formulações utilizadas em lajes. Se os momentos atuantes na viga ultrapassarem o momento de fissuração M_r , o elemento se encontrará no estágio II, se fazendo necessário o cálculo da inércia equivalente do concreto juntamente com as fissuras e o posterior cálculo da inércia equivalente da peça. Caso isso ocorra, a altura equivalente será calculada e o novo valor será aplicado no software sob a influência dos mesmos carregamentos, sendo obtido, assim, o valor real da flecha imediata.

De posse do valor da flecha imediata, é feito o cálculo da flecha total diferida, multiplicando o valor da inicial por um α_f para aumentar o seu valor, afim de considerar o efeito da fluência do concreto. Esse valor é definido através das mesmas equações utilizadas para o cálculo da flecha diferida de lajes, sendo elas:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) \times f_0 \quad (108)$$

Em que:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \times \rho'} \quad (109)$$

Onde:

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d} \quad (110)$$

ξ é um coeficiente em função do tempo, obtido através da tabela 17 deste trabalho, calculado pelas expressões seguintes:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (111)$$

$$\xi(t) = 0,68 \times (0,996^t) \times t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses} \quad (112)$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses} \quad (113)$$

Sendo:

t: o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t₀: a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração.

Com o valor da flecha total diferida calculado, o resultado é comparado com o valor limite estabelecido pela norma:

$$f_{lim} = \frac{l}{250} \quad (114)$$

3.3 Pilares

Pilares são elementos estruturais lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes e cuja função principal é receber as ações atuantes nos diversos níveis e conduzi-las até as fundações (PINHEIRO, 2005).

Estruturas de edificações podem ser divididas em duas subestruturas, possuindo finalidades distintas. Existem as estruturas de contraventamento, que devem possuir rigidez suficiente para garantir a indeslocabilidade, visto que resiste apenas a uma parte do carregamento vertical, possuindo também função de absorver às ações horizontais. O outro tipo de subestrutura é a contraventada, resistindo apenas ao carregamento vertical, podendo ser calculados apoiados nos níveis das lajes, considerando efeitos de segunda ordem apenas localizados, por possuírem pequenos deslocamentos nos nós.

No presente trabalho será abordado o caso de pilares contraventados, submetidos apenas à carga vertical, admitidos como elementos isolados, apresentando em suas extremidades apenas efeitos de primeira ordem.

3.3.1 Metodologia de Cálculo

Deve-se analisar um conjunto de variáveis para o dimensionamento do pilar, tais como as características geométricas, sendo respeitadas as condições de dimensões mínimas e o cálculo do comprimento equivalente, classificação, indicando a posição do pilar na forma, esbeltez, tipo de solitação e excentricidade.

Primeiramente obtém-se os esforços atuantes no elemento, para então estabelecer sua esbeltez e compará-la com valores limites impostos pela norma, para verificar se haveria a necessidade de considerar efeitos de segunda ordem sejam ou não. Obtidos os valores de momento e carregamento normal, pode ser definida a armadura com o auxílio de ábacos.

3.3.2 Definições Normativas

A seção transversal de pilares não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais é permitida a consideração de dimensão não menor que 12 cm, desde que as ações a serem consideradas no dimensionamento sejam majoradas por um coeficiente adicional γ_n , obtido pela expressão:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \times b \quad (115)$$

Sendo b a menor dimensão da seção transversal do pilar. Contudo, não é permitido pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm². Também não é permitido que a maior

dimensão da seção transversal de um pilar seja maior que cinco vezes a sua menor dimensão. Caso isso ocorra o elemento não é mais considerado um pilar convencional e passa a ser dimensionado como um pilar-parede.

3.3.3 Ações

As ações atuantes no pilar, são obtidas através de uma análise na planta, na qual observa-se quais vigas se apoiam no pilar. No presente trabalho, a análise será feita pelo programa Ftool, para obtenção dos esforços atuantes no pilar, o qual receberá o carregamento proveniente das vigas de apoio. A configuração de cargas atuantes em cada lance de pavimento se dá:

N_d : reação das vigas que influenciam diretamente no pilar;

M_{dx} : momento atuante no eixo de menor inércia do pilar;

M_{dy} : momento atuante no eixo de maior inércia do pilar.

Além das cargas das vigas, também é considerado o peso próprio do pilar, sendo calculado através da expressão:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \times h \times A_{seção} \quad (116)$$

Sendo h a altura do pilar e $A_{seção}$ a área da seção transversal do pilar.

3.3.4 Comprimento Equivalente

O comprimento equivalente do pilar, suposto vinculado em ambas as extremidades, deve ser o menor valor entre:

$$l_e \leq \begin{cases} l_o + h \\ l \end{cases} \quad (117)$$

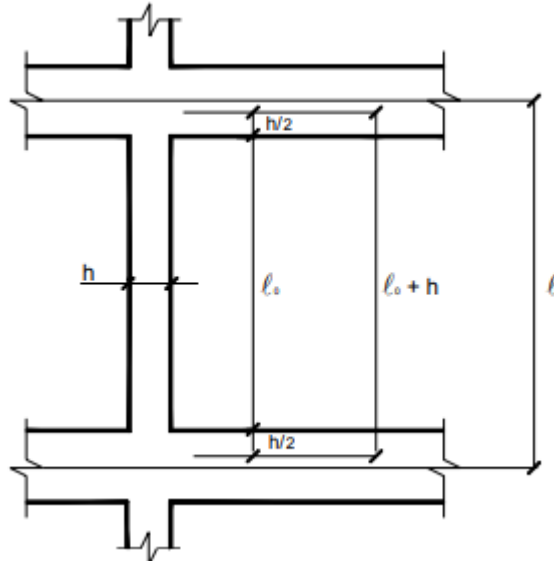
Sendo:

l_o : a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

h : a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;

l : a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

Figura 13 - Comprimento equivalente.



Fonte: (Pinheiro, 2010)

No caso de pilar engastado na base e livre no topo, $l_e = 2l$.

3.3.5 Imperfeições Geométricas

As imperfeições geométricas resultam em excentricidades, do tipo acidental, devido a incertezas na localização da força normal ou desvio do eixo da peça em relação ao projeto. Para suprir os problemas da falta de retinidade do pilar ou o desaprumo, devemos considerar o momento mínimo de primeira ordem. Em estruturas reticuladas usuais, não há a necessidade de se calcular as excentricidades acidentais contanto que os momentos de primeira ordem respeitem o valor de momento mínimo recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2023) obtido através da seguinte expressão (CARVALHO E PINHEIRO, 2009):

$$M_{1d,min} = N_d \times (0,015 + 0,03 \times h) \quad (118)$$

3.3.5.1 Excentricidade inicial

As excentricidades iniciais de topo ou base dos pilares são obtidas através da seguinte expressão, sendo ela utilizada para os dois eixos:

$$e_{1A} = \frac{M_{1A}}{N} \quad (119)$$

Sendo estes fatores o momento solicitante de cálculo e a força normal solicitante de cálculo.

Normalmente os momentos máximos iniciais são aplicados nas extremidades do pilar, enquanto os de segunda ordem são aplicados na seção intermediária, visto que esses apenas ocorrem caso haja o deslocamento da peça. A excentricidade intermediária para os momentos de segunda ordem é definida por:

$$e_{1C} = 0,6 \times e_{1A} + 0,4 \times e_{1B} \geq 0,4 \times e_{1A} \quad (120)$$

Visto que o sinal de e_{1B} é positivo se os momentos A e B tracionarem a mesma face e negativo se tracionarem faces opostas.

3.3.6 Índice de Esbeltez e Raio de Giração

O índice de esbeltez é a relação entre o comprimento de flambagem (também chamado de comprimento equivalente) e o raio de giração, sendo:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (121)$$

O raio de giração é obtido em função do momento de inércia e da seção transversal da peça, onde:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (122)$$

Desenvolvendo as equações chega-se a seguinte expressão para o cálculo do índice de esbeltez:

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_e}{h} \quad (123)$$

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados quando o índice de esbeltez respeitar um valor limite dado pela seguinte expressão:

$$\lambda_1 = \frac{\left(25 + 12,5 \times \frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b}; 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (124)$$

Sendo:

e_1 : excentricidade de primeira ordem, não incluindo a excentricidade acidental;

α_b : fator que depende da vinculação dos extremos do pilar isolado e do carregamento atuante, podendo ser obtido das seguintes maneiras:

Para pilares bi-apoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \times \frac{M_B}{M_A}; 0,40 \leq \alpha_b \leq 1,00 \quad (125)$$

Sendo:

M_A : maior valor absoluto ao longo do pilar bi apoiado;

M_B : menor valor absoluto com sinal positivo se tracionar a mesma face que M_A e sinal negativo em caso contrário.

Para pilares bi-apoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura e pilares bi-apoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o momento mínimo:

$$\alpha_b = 1,00$$

Para pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \times \frac{M_C}{M_A}; 0,85 \leq \alpha_b \leq 1,00 \quad (126)$$

Sendo:

M_A : o momento de primeira ordem no engaste;

M_C : o momento de primeira ordem no meio do pilar.

3.3.7 Cálculo dos Efeitos de Segunda Ordem

Os efeitos de segunda ordem são decorrentes das deformações causadas pela força normal atuante no pilar que dão origem a uma nova excentricidade (PINHEIRO, 2010). A

Norma apresenta quatro métodos aproximados para obtenção desses esforços: métodos do pilar-padrão com curvatura aproximada, método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, $1/r$, e por último o método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua.

O método utilizado para o cálculo nesse trabalho foi o método do pilar-padrão com rigidez κ aproximada, podendo ser empregado no dimensionamento de pilares com índice de esbeltez menor que 90, com seção constante e armadura simétrica.

O momento total máximo no pilar é dado pela expressão:

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b \times M_{1dA}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \times \frac{k}{v}}} \quad (127)$$

$$k = 32 \times \left(1 + \frac{M_{d,tot}}{h \times N_d}\right) \times v \quad (128)$$

Que por possuir o momento total nos dois termos deve ser resolvida iterativamente. Ou através da resolução direta desta equação, que se dá pela expressão de segundo grau:

$$M_{d,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \times A \times C}}{2 \times A} \quad (129)$$

Em que:

$$A = 5 \times h \quad (130)$$

$$B = h^2 \times N_d - \frac{N_d \times l_e^2}{320} - 5 \times h \times M_{s1d} \quad (131)$$

$$C = -N_d \times h \times M_{s1d} \quad (132)$$

Sendo:

N_d : força normal de cálculo;

l_e : comprimento equivalente;

h : altura da seção na direção considerada M_{s1d} = o valor de cálculo de primeira ordem do momento M.

3.3.8 Dimensionamento

O dimensionamento da armadura longitudinal se dá através da utilização de ábacos, onde as condições de contorno são calculadas pelas seguintes expressões:

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \times f_{cd}} \quad (133)$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \times f_{cd} \times h} \quad (134)$$

Utilizando esses dois coeficientes como dados de entrada no ábaco, é obtido o valor de ω , utilizado para calcular a área de aço através da seguinte expressão:

$$A_s = \omega \times A_c \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (135)$$

A escolha do ábaco se dá através das condições de contorno. O aço é da categoria CA-50 e as distâncias relativas às bordas da seção serão calculadas considerando cobrimento de 4 cm, como definido anteriormente.

3.3.9 Detalhamento

A NBR 6118 (ABNT, 2023) define algumas imposições como taxa de armadura mínima e máxima, espaçamento entre as barras, comprimentos de ancoragem e armadura transversal. Definindo-se a quantidade e disposição da armadura.

3.3.9.1 Prescrições da Norma

A Norma define uma taxa mínima de armadura que tem por objetivo evitar a ruptura frágil das seções transversais. Este valor é dado pela seguinte expressão da NBR 6118 (ABNT, 2023):

$$A_{s,min} = \left(0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \times A_c \quad (136)$$

A armadura máxima, obtida no item seguinte da Norma, que certifica que as condições de ductilidade não devem ultrapassar 8% da seção real de concreto, considerando-se inclusive a sobreposição de armadura nos trechos de emendas. A Norma 6118 (ABNT, 2023) recomenda que o diâmetro das barras longitudinais não seja inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal. Quanto à disposição construtiva, para seções retangulares, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice.

Com o intuito de se garantir que as barras não vão influenciar na concretagem, é adotado um espaçamento mínimo entre as barras, definido por:

$$S_{min} \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi \text{ barra} \\ 1,2 \times \phi_{max} \text{ Brita} \end{cases}$$

E o espaçamento máximo por:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2 \times b \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

A armadura transversal tem como objetivo garantir o posicionamento correto da armadura e impedir que haja flambagem das barras longitudinais, devendo ser colocada ao longo de toda a altura do pilar, sendo composta por estribos com diâmetro não inferior a 5mm nem a 1/4 do diâmetro da barra longitudinal. O espaçamento não deve ultrapassar:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12 \times \phi_l \text{ para CA} - 50 \\ 24 \times \phi_l \text{ para CA} - 25 \end{cases}$$

Estribos suplementares devem ser utilizados sempre que necessário, eles garantem contra flambagem as barras longitudinais situadas em seus cantos e por eles abrangidas, situadas no máximo $20\phi_t$ do canto. Para haver continuidade de um lance a outro deve ser adotado um comprimento ancoragem, que segue de mesmo modo de obtenção que o das vigas.

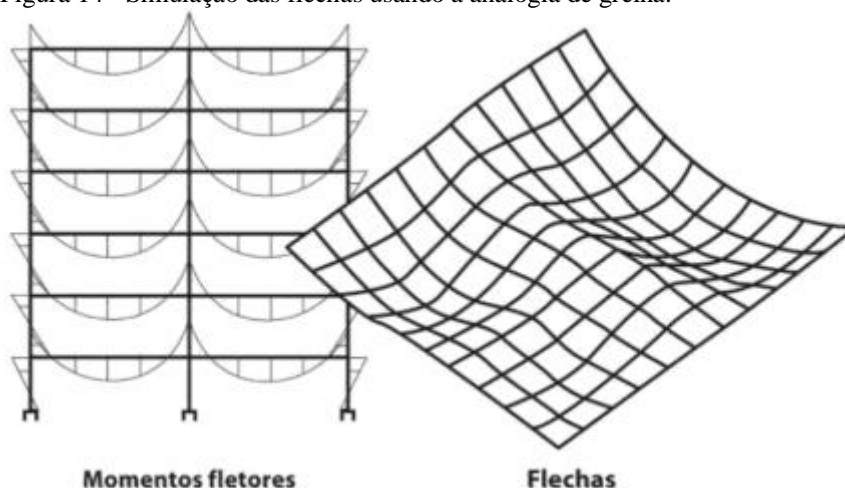
3.4 Informática aplicada a estruturas de concreto armado

A ferramenta de auxílio para a elaboração desse trabalho é o *software* TQS, é necessário entender seu funcionamento teórico para entender como a análise estrutural é feita.

A entrada de dados é a primeira etapa em um projeto processado em computador, essa etapa trata-se de conceber a estrutura definindo as características dos materiais, as ações e o pré-dimensionamento estrutural. Dentre os recursos facilitadores do sistema estão o lançamento totalmente gráfico, modelo 3D, geração automática de carregamentos e outros recursos. (Kimura, 2018)

De acordo com Kimura (2018), após a entrada de dados é feita análise estrutural, que se resume na realização do cálculo estrutural, considerando as cargas e ações aplicadas em um modelo que simula a estrutura real.

Figura 14 - Simulação das flechas usando a analogia de grelha.



Fonte: (Kimura, 2018).

Por fim, o *software* realiza o detalhamento estrutural e a geração de pranchas, é um processo bastante automatizado mas que requer verificação e readequação por existir condições estruturais e de execução que podem não ser consideradas pelo *software*. (Kimura, 2018)

4 METODOLOGIA

O trabalho tem como objetivo realizar a comparação de quantitativos estruturais em uma residência de projeto arquitetônico arrojado na qual a comparação se dá através do cálculo estrutural dos pontos críticos do projeto arquitetônico original e o cálculo estrutural que visa eliminar os aspectos arquitetônicos que comprometem a viabilidade financeira da obra.

Para a futura realização da análise, foi feita uma pesquisa bibliográfica descritiva, com ênfase em fontes primárias como a norma brasileira de projetos de estruturas de concreto, a NBR 6118:2023, e nas demais bibliografias complementares que abordam o tópico descrito. A NBR descrita será utilizada para abordar questões técnicas de dimensionamento e determinações das propriedades estruturais da estrutura, bem como seu pré-dimensionamento.

Os resultados dessa pesquisa serão de natureza quantitativa quando forem relativos a custos e de natureza qualitativa quando se analisa a estética final por meio da interferência da engenharia por meio do cálculo estrutural.

4.1 Estudo de caso

Para a realização do presente trabalho, utilizou-se um projeto arquitetônico real, de uma residência implantada em um terreno de 600m², com área de 445,66m² com dois pavimentos. Esse projeto é classificado como de alto padrão devido a sua área e aos detalhes arquitetônicos que fogem ao convencional na qual o primeiro pavimento contempla garagem coberta para dois carros, salas, cozinha, lavabo, lavanderia, despensa, área gourmet, banheiro gourmet, depósito e uma vasta área de lazer com piscina e quadra de basquete. A área íntima se localiza no pavimento superior, contendo 2 dormitórios, uma suíte master, sala de TV, banheiro social, escritório e varandas. As plantas do pavimento térreo e pavimento superior, assim como os cortes estão no anexo A, respectivamente.

A decisão arquitetônica que é o objeto desse estudo de caso, e é também uma forte tendência nos projetos arquitetônicos atuais é um vão livre de 6,35 m x 8,00 m que abrange toda a área social interna da residência. No pavimento superior deste vão há sobrecarga de paredes, um mezanino com espessura visível de 32 cm e uma parcela de pé-direito duplo, que obriga a cobertura dessa área ser feita pela laje de cobertura da residência.

ao revestimento e peso de parede, conforme estabelecidos abaixo de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019):

- a) Peso específico aparente da estrutura em concreto armado: 25 kN/m³;
- b) Carga variável em relação ao uso;
 - Dormitórios, salas, copas cozinhas e sanitários: 1,5 kN/m²;
 - Despensa, área de serviço e lavanderia: 2 kN/m²;
- c) Peso específico aparente (carga de parede, revestimentos, regularização do contrapiso e telhado):
 - Bloco cerâmico vazado de 14 cm de espessura com espessura de revestimento por face igual a 1cm: 1,5 kN/m²;
 - Bloco cerâmico vazado de 19 cm de espessura com espessura de revestimento por face igual a 2 cm: 2,3 kN/m²;
 - Porcelanato: 23 kN/m³;
 - Argamassa de cimento e areia: 21 kN/m³;
 - Telhado com estrutura metálica em aço e com telha de alumínio com espessura de até 0,8 mm: 0,3 kN/m².

As verificações foram feitas em relação aos estados limites de serviço e estado limite último.

Para a classe de agressividade ambiental foi considerada a classe II, do ambiente urbano com agressividade moderada, pois a residência ficará localizada em um bairro residencial na cidade de Varginha (MG). Com cobrimentos nominais de 25 mm para laje e 30 mm para viga. Quanto a qualidade do concreto de cobertura ficou estabelecida uma relação água cimento de $\leq 0,60$ e a classe de concreto $\geq C25$ devido a CAA II.

Quanto a estrutura em concreto armado, para armadura foi definido o aço CA-50 e CA-60 e o f_{ck} estabelecido para o concreto foi o de 25 Mpa. Todos os itens foram estabelecidos de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023) e ao longo do desenvolvimento do projeto, alguns parâmetros podem ser alterados.

5 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ESTRUTURAL OBEDECENDO A ARQUITETURA ORIGINAL

De acordo com a descrição do estudo de caso, a área da edificação a ser analisada, será apenas a parte que envolve o vão livre central das salas e do mezanino superior.

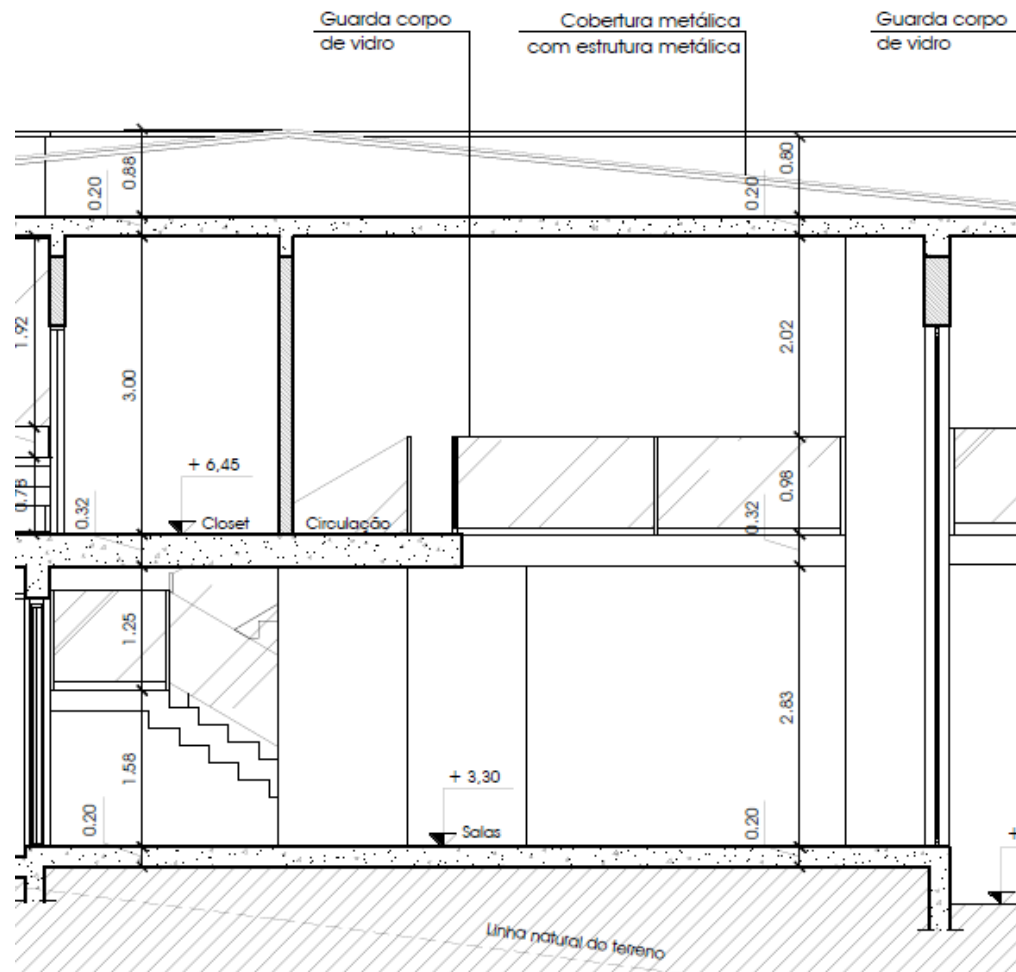
5.1 Concepção estrutural

Para a concepção estrutural foram considerados os critérios de pré-dimensionamento para estruturas de concreto armado nos elementos de lajes nervuradas, lajes maciças, vigas e pilares.

A largura das vigas e as faces dos pilares que estavam no mesmo sentido da largura das paredes, foram mantidas obedecendo as espessuras das paredes no projeto arquitetônico, descontando-se 0,5 cm de reboco em cada face.

A posição dos pilares e vigas foram determinadas pelas paredes da arquitetura imposta, uma vez que a mesma é muito limitante e não permite distribuir esses elementos em uma malha considerada econômica. A altura das vigas e lajes na cobertura do pavimento térreo, nos locais onde não haviam paredes, limitou-se a 32 cm de altura, pois ao contrário do convencional, a espessura da laje do pavimento superior fica totalmente exposto devido a um mezanino nas salas, conforme o corte abaixo:

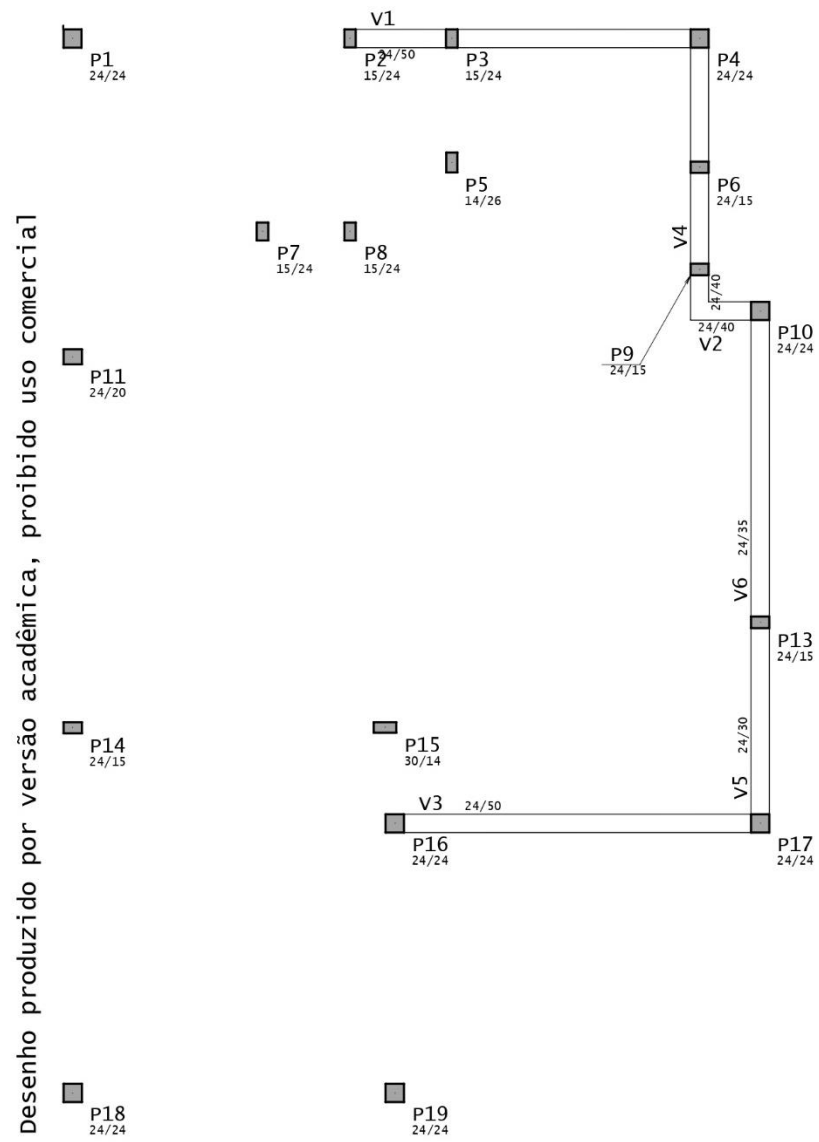
Figura 16: Corte com ênfase na espessura do mezanino.



Fonte: (Marques, 2018)

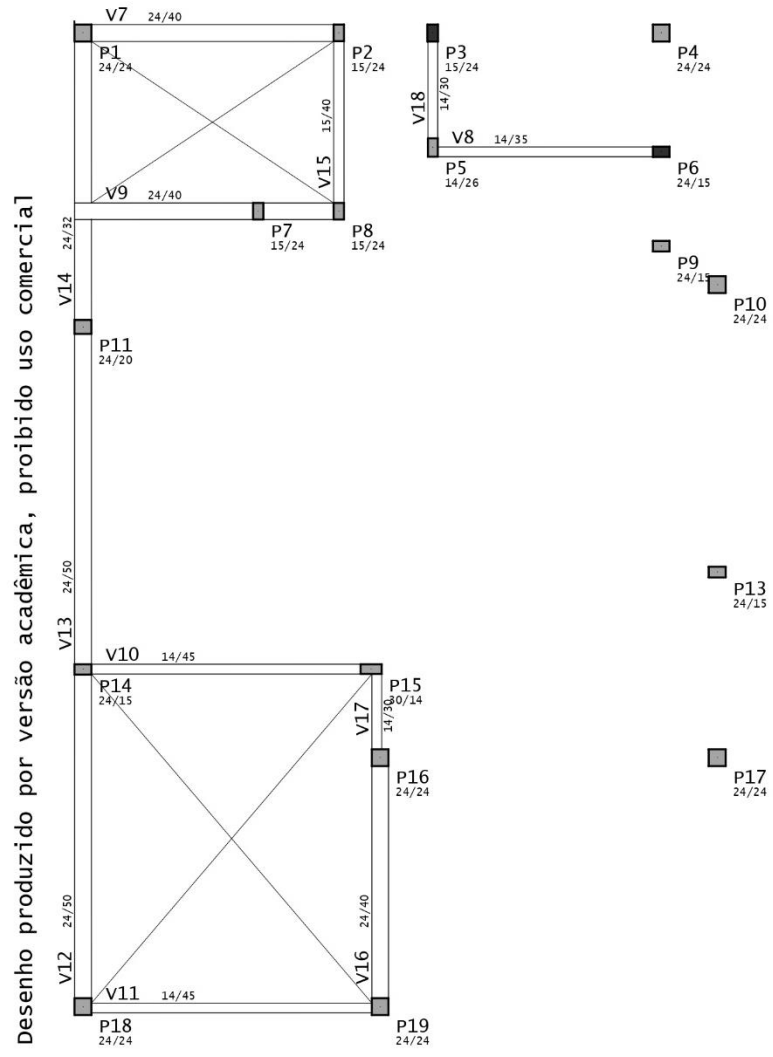
Algo se a destacar em relação a distribuição de pilares pela edificação, é a não-linearidade dos eixos das paredes do pavimento térreo com as paredes do pavimento superior, conforme a figura presente no anexo B, algumas adaptações em relação a compatibilização de projetos foi feita levando em consideração o bom senso na concepção estrutural. Em alguns casos, houve a necessidade de se apoiar viga sobre viga por não haver pilares suficientes, e também o uso de pilares de transição, as plantas de forma abaixo geradas pelo *software* TQS mostram como ficaram dispostos os elementos estruturais na área de análise da edificação:

Figura 17: Planta de forma do pavimento inferior.



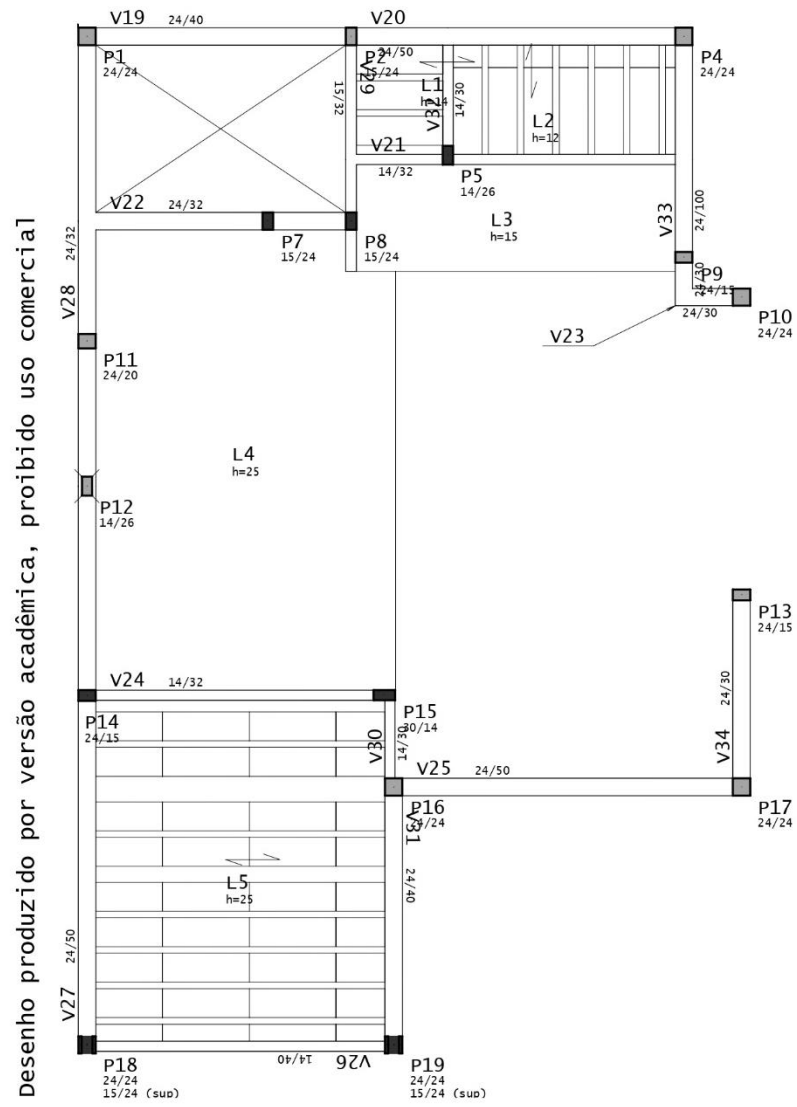
Fonte: (A autora, 2024).

Figura 18: Planta de forma do pavimento térreo.



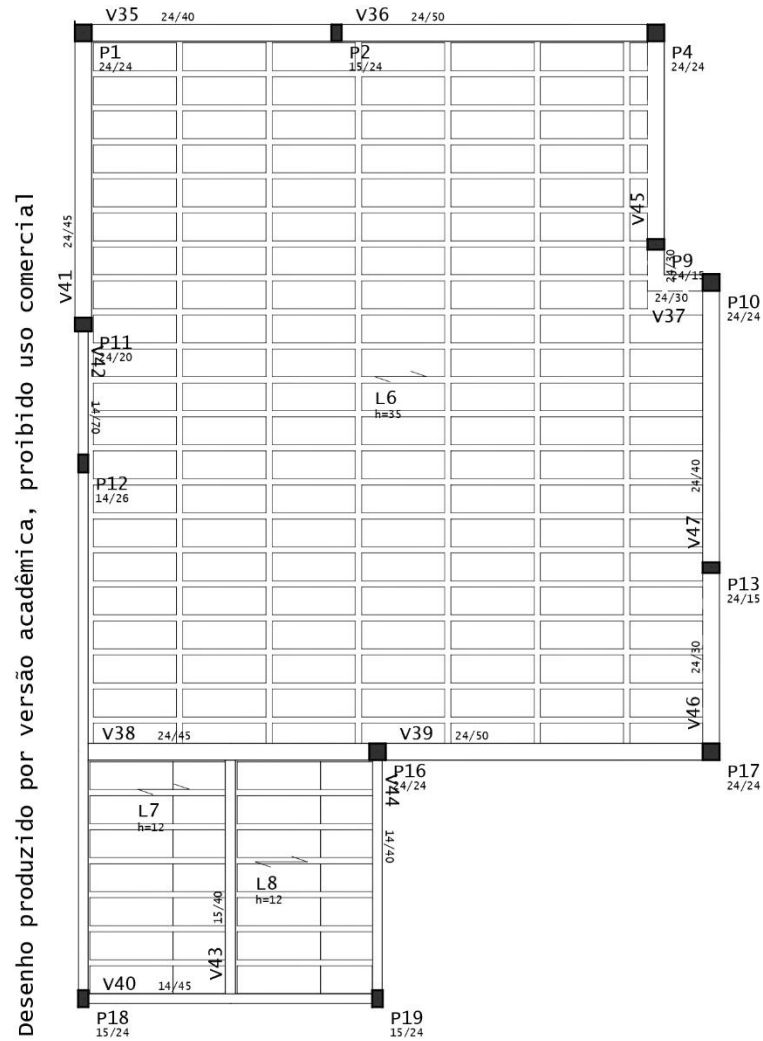
Fonte: (A autora, 2024).

Figura 19: Planta de forma do pavimento superior.



Fonte: (A autora, 2024).

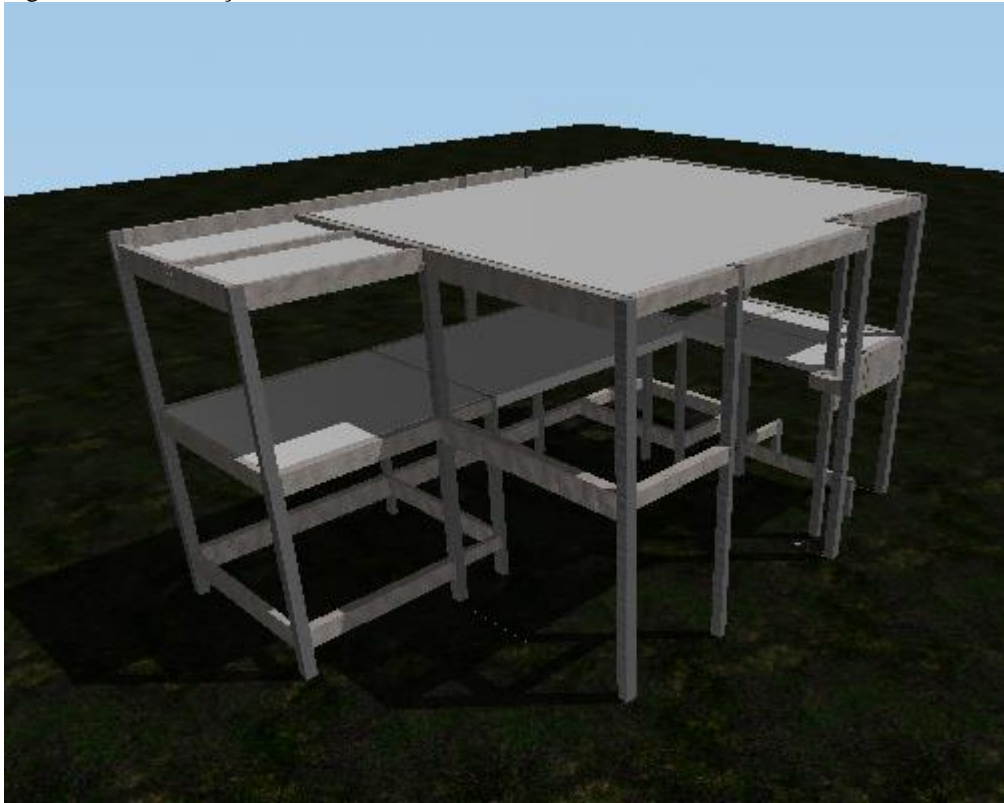
Figura 20: Planta de forma do pavimento cobertura.



Fonte: (A autora, 2024).

A visualização tridimensional nos permite de uma forma mais clara visualizar a complexidade estrutural da edificação:

Figura 30: Visualização tridimensional do edifício.



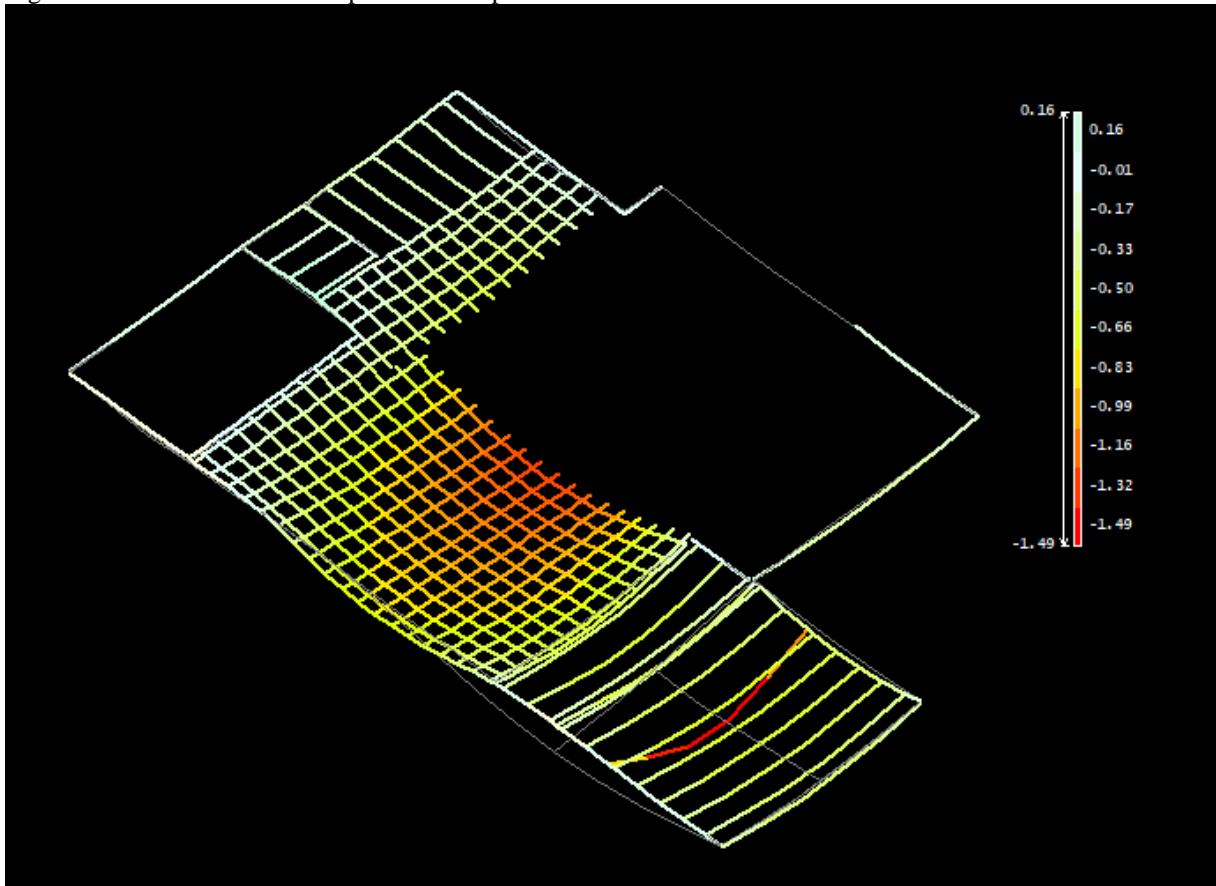
Fonte: (A autora, 2024).

5.2 Lajes

Para as lajes maciças e lajes treliçadas, foram adotados os critérios do item 4.2 e o roteiro de cálculo descrito na metodologia de cálculo de ambos os tipos de lajes presentes neste trabalho. Todas as lajes foram dimensionadas pelo *software* TQS considerando seus momentos solicitantes e chegando a uma área de aço.

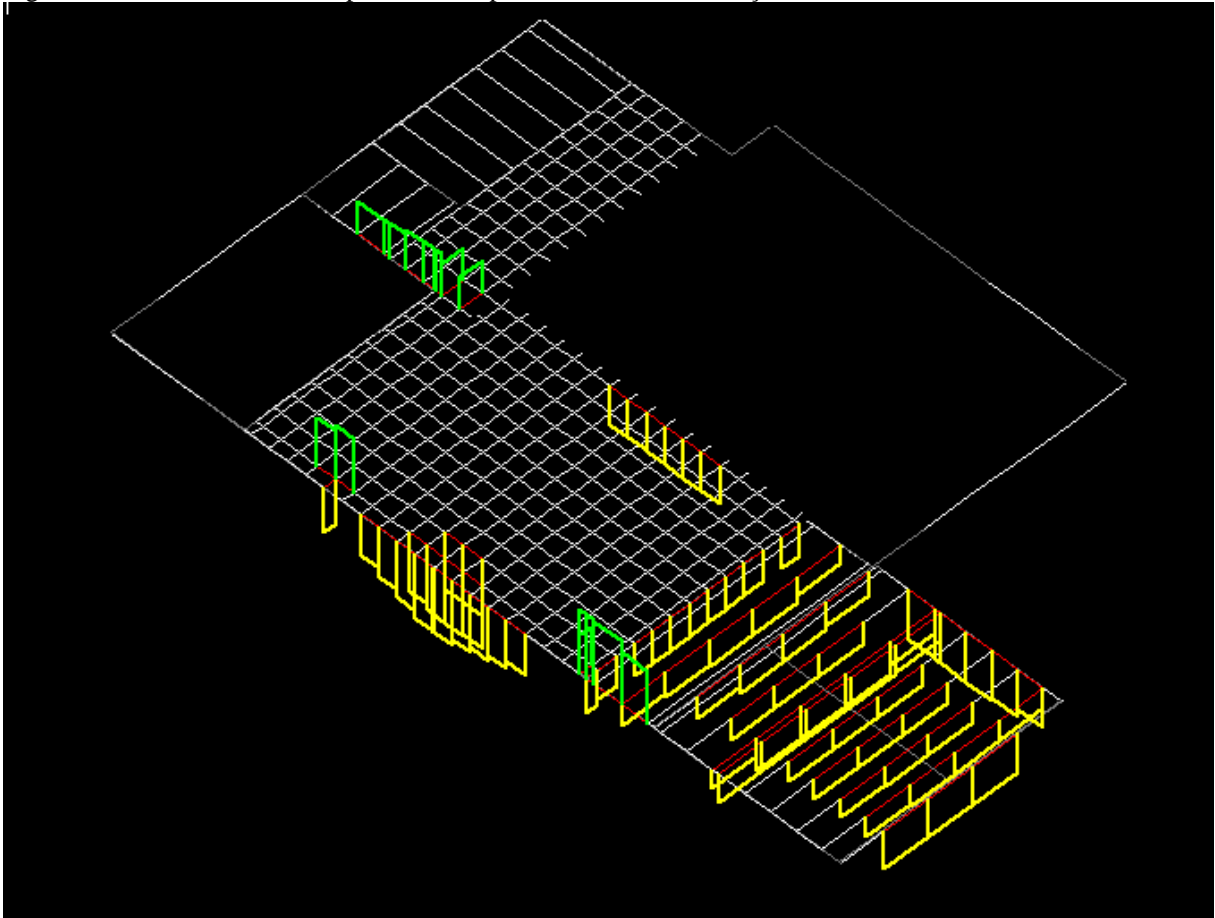
A verificação ao estado limite de serviço foi feita por meio de análises à abertura de fissuras e flecha. O *software* TQS emite um visualizador de grelha não linear, que nos permite identificar de forma didática os pontos críticos de deformação das lajes, para as flechas, como na imagem abaixo e fissuração na imagem 23:

Figura 22: Grelha não linear do pavimento superior exibindo a flecha.



Fonte: (A autora, 2024).

Figura 23: Grelha não linear do pavimento superior exibindo a fissuração.



Fonte: (A autora, 2024).

A tabela abaixo corresponde à verificação de limites das flechas do pavimento tipo e cobertura:

Tabela 08: Verificação de limites das flechas das lajes do pavimento superior e cobertura.

Lajes	L (cm)	f. (cm)	f.lim (cm)	f/flim
L1	119,60	0,07	0,48	0,15
L2	149,00	-0,19	0,60	-0,32
L3	146,00	-0,47	0,58	-0,80
L4	413,40	-1,27	1,65	-0,77
L5	397,10	-1,49	1,59	-0,94
L6	886,90	-3,39	3,55	-0,95
L7	197,50	-0,76	0,79	-0,97
L8	196,80	-0,52	0,79	-0,66

Fonte: A autora.

As verificações quanto à fissuração são feitas de forma visual considerando os limites descritos pela NBR 6118 (2023).

5.3 Vigas

Para as vigas foram adotados os critérios do item 4.2 e o roteiro de cálculo descrito na metodologia de cálculo de vigas presentes neste trabalho. Todas as vigas foram dimensionadas pelo *software* TQS considerando seus momentos solicitantes chegando a uma área de aço.

A verificação ao estado limite de serviço foi feito por meio de análises a abertura de fissuras e flecha. O *software* TQS emite um visualizador de grelha não linear, que nos permite identificar de forma didática os pontos críticos de deformação das vigas, para as flechas e fissuração.

A tabela abaixo corresponde à verificação de limites das flechas do pavimento inferior, térreo, superior e cobertura.

Tabela 09: Verificação de limites das flechas das vigas do pavimento superior e cobertura.

Viga	Vão	L (cm)	f. (cm)	f.lim (cm)	f/flim
V1	1	132,60	-0,01	0,53	-0,02
V1	2	320,50	-0,05	1,28	-0,04
V2	1	73,90	-0,01	0,30	-0,05
V3	1	469,40	-0,25	1,88	-0,13
V4	1	54,90	-0,01	0,22	-0,03
V4	2	134,90	-0,01	0,54	-0,01
V4	3	163,80	-0,01	0,66	-0,01
V5	1	253,00	-0,05	1,01	-0,05
V6	1	403,60	-0,06	1,61	-0,04
V7	1	355,70	-0,14	1,42	-0,10
V8	1	323,00	-0,18	1,29	-0,14
V9	1	250,20	-0,17	1,00	-0,17
V9	2	111,40	0,00	0,45	0,00
V10	1	401,90	-0,18	1,61	-0,11
V11	1	412,40	-0,22	1,65	-0,13
V12	1	473,50	-0,07	1,89	-0,03

V13	1	480,3	-0,07	1,92	-0,04
V14	1	409,3	-0,16	1,64	-0,10
V15	1	242,80	-0,01	0,97	-0,01
V16	1	344,80	-0,11	1,38	-0,08
V17	1	117,20	-0,01	0,47	-0,01
V18	1	154,30	-0,01	0,62	-0,02
V19	1	355,80	-0,06	1,42	-0,04
V20	1	450,80	-0,18	1,80	-0,1
V21	1	134,10	0,15	0,54	0,28
V21	2	326,50	-0,18	1,31	-0,14
V22	1	250,20	0,02	1,00	0,02
V22	2	111,50	-0,05	0,45	-0,11
V23	1	73,90	-0,03	0,30	-0,11
V24	1	401,90	-0,54	1,61	-0,34
V25	1	471,90	-0,24	1,89	-0,13
V26	1	412,40	-0,38	1,65	-0,23
V27	2	484,30	-0,73	1,94	-0,38
V27	1	477,00	-0,12	1,91	-0,06
V28	1	409,30	-0,03	1,64	-0,02
V29	1	248,80	0,16	1,00	0,16
V29	2	69,4	-0,38	0,28	-1,35
V30	1	117,20	-0,04	0,47	-0,08
V31	1	344,80	-0,40	1,38	-0,29
V32	1	160,30	-0,10	0,64	-0,15
V33	1	54,90	-0,04	0,22	-0,17
V33	2	298,70	-0,03	1,19	-0,03
V34	1	255,50	-0,09	1,02	-0,08
V35	1	353,50	-0,07	1,41	-0,05
V36	1	453,10	-0,10	1,81	-0,05
V37	1	73,90	-0,24	0,30	-0,81
V38	1	418,40	-0,73	1,67	-0,44
V39	1	469,40	-0,05	1,88	-0,03
V40	1	416,90	-0,23	1,67	-0,14

V41	1	409,20	-0,30	1,64	-0,18
V42	1	195,20	-0,10	0,78	-0,13
V42	2	415,30	-0,73	1,66	-0,44
V42	3	349,80	-0,70	1,40	-0,50
V43	1	355,80	-0,53	1,42	-0,38
V44	1	343,80	-0,12	1,38	-0,08
V45	1	55,50	-0,20	0,22	-0,92
V45	2	298,70	-0,01	1,19	-0,01
V46	1	255,10	-0,06	1,02	-0,06
V47	1	401,30	-0,23	1,61	-0,15

Fonte: A autora.

5.4 Pilares

Para os pilares foram adotados os critérios do item 4.2 e o roteiro de cálculo descrito na metodologia de cálculo de pilares presentes neste trabalho, além dos pilares que nascem na fundação e vão até o pavimento cobertura, a estrutura necessitou de um pilar de transição e variação de seção em determinados pilares. Com o auxílio do *software* TQS, os pilares foram dimensionados considerando a carga das vigas, o relatório gerado abaixo mostra dados importantes dos pilares, como tensão de cálculo, força normal adimensional, índice de esbeltez, taxa geométrica de armadura e taxa de aço:

Tabela 10: Relatório de dados dos pilares:

Pilar	Lances	Seção (cm)	σ (kgf/cm ²)	ν	λ	ρ	Taxa de Aço (kgf/m ³)
P1	1 a 4	24x24	0 a 26,7	0,068 a 0,165	27 a 46	0 a 0,55	77,4
P2	1 a 4	15x24	21,1 a 50,6	0,118 a 0,307	18 a 74	0,87 a 0,87	119,4
P3	1 a 2	15x24	3,1 a 24,3	0,007 a 0,147	18 a 58	0,87 a 0,87	172,0
P4	1 a 4	24x24	0 a 30,7	0,04 a 0,189	12 a 60	0 a 0,55	77,1
P5	1 a 3	14x26	0 a 20,1	0,049 a 0,138	25 a 78	0 a 0,86	123,7
P6	1 a 2	15x24	6,9 a 17,6	0,035 a 0,117	20 a 55	0,87 a 0,87	172,0
P7	1 a 3	15x24	0 a 27,9	0,057 a 0,184	43 a 74	0 a 0,87	124,8
P8	1 a 3	15x24	0 a 38,8	0,212 a 0,27	27 a 74	0 a 0,87	124,8

P9	1 a 4	15x24	0 a 84,8	0,28 a 0,586	20 a 89	0 a 3,35	274,9
P10	1 a 4	24x24	0 a 13,6	0,032 a 0,115	12 a 106	0 a 0,55	77,1
P11	1 a 4	20x24	0 a 60,8	0,064 a 0,399	31 a 73	0 a 0,65	92,1
P12	4 a 4	14x26	63,5 a 63,5	0,287 a 0,417	44 a 82	2,21 a 2,21	325,0
P13	1 a 4	15x24	0 a 52,2	0,174 a 0,325	20 a 121	0 a 2,23	282,9
P14	1 a 3	15x24	0 a 102,2	0,47 a 0,655	26 a 73	0 a 2,23	232,7
P15	1 a 3	14x30	0 a 42,4	0,179 a 0,273	21 a 78	0 a 1,17	144,9
P16	1 a 4	24x24	20,9 a 62,2	0,117 a 0,385	12 a 60	0,55 a 0,55	79,4
P17	1 a 4	24x24	0 a 34,2	0,054 a 0,209	12 a 60	0 a 0,55	77,1
P18	1 a 4	Varia	0 a 29,9	0,11 a 0,194	26 a 74	0 a 2,23	141,4
P19	1 a 4	Varia	0 a 31,7	0,051 a 0,2	26 a 73	0 a 0,87	88,4

Fonte: A autora.

5.5 Análise de estabilidade global

5.5.1 Determinação da ação lateral do vento

Para a ação lateral do vento, foram utilizados os seguintes parâmetros:

- Velocidade básica do vento: $V_0 = 35$ m/s (considerando o município de Varginha/MG);
- Fator do terreno: $S_1 = 1,00$;
- Fator estatístico: $S_3 = 1,00$;
- Categoria de rugosidade = III;
- Classe da edificação = A;
- Altura total considerada = 7,40 metros.

Para determinação do coeficiente de arrasto (C_a) para a situação de vento de baixa turbulência, os valores foram estimados pelo *software* TQS considerando os dados citados anteriormente e as dimensões estabelecidas na modelagem do edifício. Com isso chegamos aos seguintes valores de coeficiente de arrasto do vento nas direções de 0, 90, 180 e 270 graus:

Tabela 11: Coeficientes de arrasto do vento.

Ângulo	C.A.
90°	1,06
270°	1,06
0°	1,12
180°	1,12

Fonte: A autora.

6 ANÁLISE DOS PONTOS CRÍTICOS NA ESTRUTURA

Na análise nos pontos críticos na estrutura em concreto armado, foram considerados pontos críticos em todo elemento estrutural que foge ao convencional comercial e que na análise do relatório e momentos solicitantes, apresentam esforços de grandeza consideráveis.

6.1 Lajes

Para suprir os grandes vãos sem vigas, foi necessário o uso de laje treliçada que fogem do convencional, como a H25 (figura 19) na laje 5, a laje nervurada bidirecional usada no grande vão da cobertura na laje 6 (figura 20) que também foge ao convencional esperado para uma residência, principalmente por se tratar de uma H35.

As lajes maciças por terem peso próprio muito elevado, são elementos estruturais usados em situações onde se têm balanço sem vigas visíveis ou lajes com espessuras muito finas, uma vez que a espessura mínima da mesma é de 7 cm para coberturas não em balanço e 10 cm para lajes em balanço. Devido ao seu peso próprio, as lajes maciças também sobrecarregam as estruturas que as suportam, as vigas. A solução estrutural para a laje da cobertura da cozinha e uma das salas foram duas lajes maciças a L3 e L4, figura 20, pois não haviam apoios suficientes para as lajes treliçadas.

6.2 Vigas

Para a determinação das vigas sobrecarregadas, que poderiam ser aliviadas em uma segunda configuração estrutural, foi analisado o relatório abaixo para as vigas de cobertura do térreo e cobertura do primeiro pavimento:

Tabela 12: Relatório das vigas do primeiro pavimento e cobertura.

Viga	L (cm)	Vãos	Seção (cm)	Taxa de aço (kgf/m ³)
V19	365,5	1	24x40	56,1
V20	460,6	1	24x50	40,6
V21	134,1	2	14x32	73,1
V22	115,2 a 247,8	2	24x32	74,8
V23	73,9	1	24x30	82,0
V24	403,6	1	14x32	163,8
V25	481,4	1	24x50	41,4
V26	424,4	1	14x40	72,2
V27	482 a 489,3	2	24x50	97,3
V28	417,5	1	24x32	86,3
V29	71,8 a 250,1	2	15x32	138,2
V30	123,7	1	14x30	123,8
V31	355,8	1	24x40	69,4
V32	156,8	1	14x30	68,8
V33	66,9 a 304,7	2	Varia	57,6
V34	262,3	1	24x30	74,1
V35	365,5	1	24x40	54,1
V36	460,6	1	24x50	40,7
V37	73,9	1	24x30	80,9
V38	424,9	1	24x45	67,9
V39	481,4	1	24x50	39,8
V40	424,4	1	14x45	43,3
V41	420,3	1	24x45	50,8
V42	200,2 a 415,3	3	14x70	98,6
V43	355,8	1	15x40	40,2
V44	355,8	1	14x40	45,7
V45	67,5 a 301,7	2	24x30	86,8
V46	262,3	1	24x30	77,4
V47	410,9	1	24x40	59,4

Fonte: A autora.

De acordo com a análise, a taxa de aço é um bom indicativo para redução de custos, uma vez que ela indica o consumo excessivo de aço, que em concreto armado caracteriza-se como o elemento de alto custo no mercado. Considerando uma taxa de aço superior a 120 kgf/m³ como uma taxa de aço alta, as vigas V24, V29 e V30 se encaixam como os pontos críticos nessa análise. A taxa de aço pode ser diminuída aumentando a seção de concreto na estrutura, porém, as vigas que apresentam esse excesso estão em locais onde sua altura não pode ser alterada devido as imposições arquitetônicas.

A V42, possui uma altura elevada em relação as demais vigas do pavimento cobertura, pois é apoiada em um vão de comprimento considerável, por limitações de altura, a mesma teve sua armação invertida para não prejudicar o pé-direito do pavimento superior.

6.3 Pilares

A análise dos pilares é feita na tabela 10, e observa-se que os pilares P9, P10 e P13 apresentam índice de esbeltez esbelto e muito esbelto, e conseqüentemente, dois deles, P9 e P13 apresentam taxa de aço acima da média, pois são possuem limitações quanto ao aumento de sua seção transversal, é importante ressaltar que os pilares P10 e P13 compõe o pé-direito duplo da fachada, que por ter uma janela de vidro acompanhando o pé-direito duplo, não permite o travamento estrutural para diminuir a esbeltez do pilar, conforme figura 24.

Figura 24: Maquete eletrônica da fachada no destaque na janela.



Fonte: (Marques, 2018)

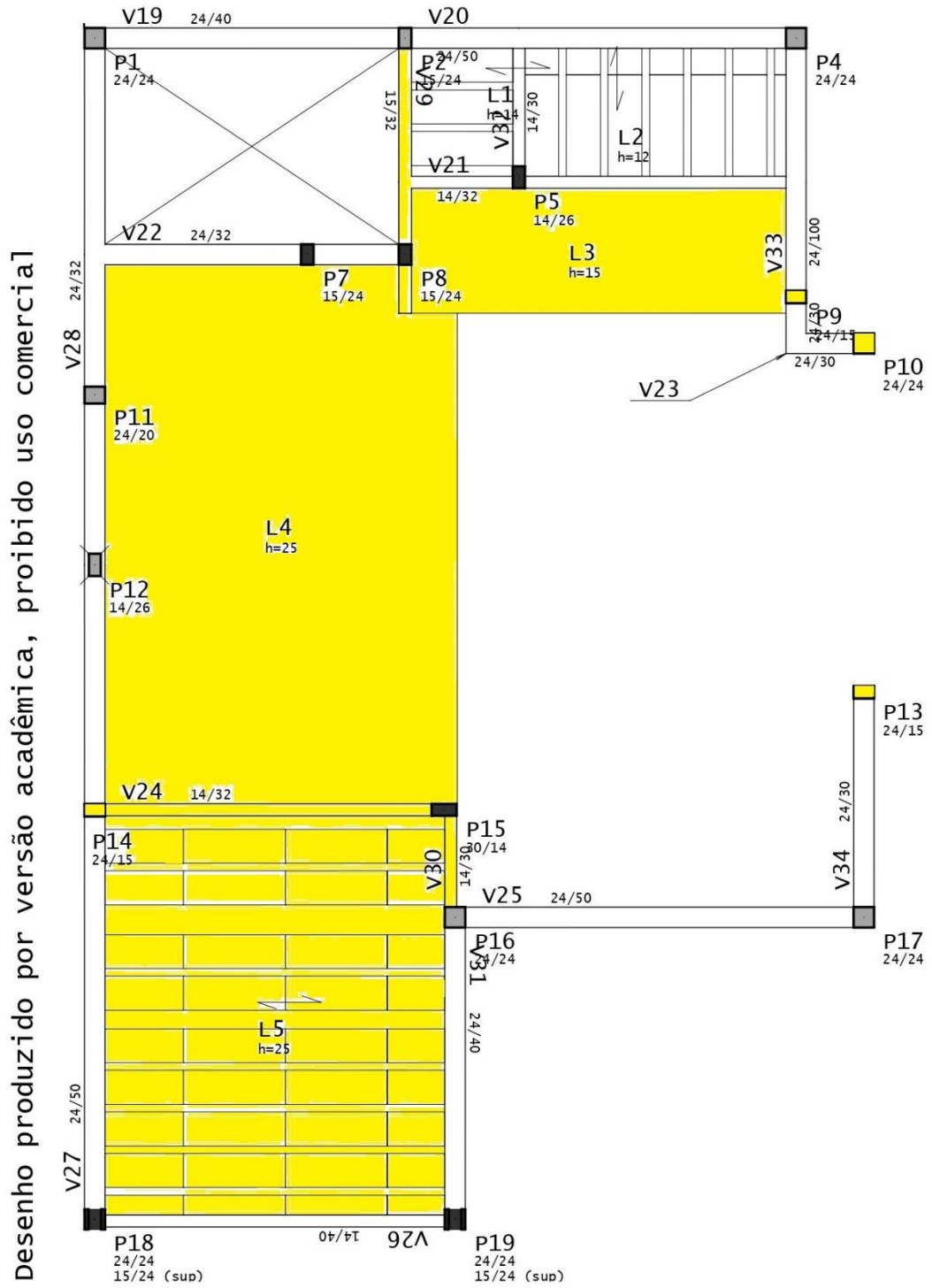
Os pilares P12 e P14, possuem taxas de aço acima do normal, o primeiro, é considerado um pilar de transição e tem a função de diminuir o vão da maior viga de cobertura e o segundo, tem em sua área de influência duas lajes com carga elevada.

6.4 Análise geral

Por meio dos dados citados anteriormente, é necessário analisar de forma geral todos os elementos que fogem ao usual em uma estrutura de concreto armado.

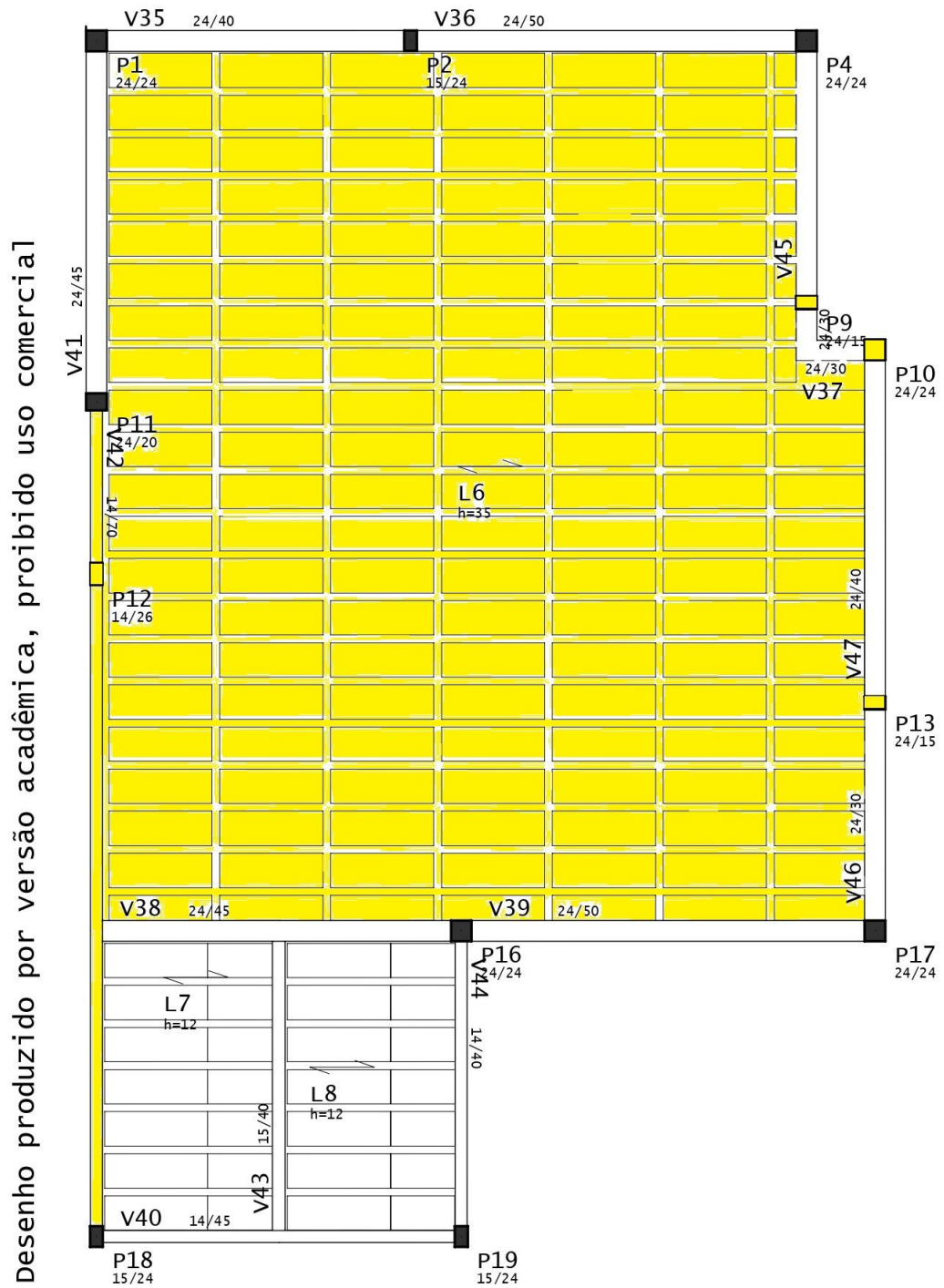
Observando as plantas de forma do pavimento tipo e cobertura abaixo, foi destacado todos os pontos mencionados anteriormente, e em uma visão geral, fica claro que o sistema estrutural de transferência de cargas faz com que toda a estrutura próxima dos pontos críticos seja afetada, não havendo nenhum elemento crítico isolado, salvo os pilares P10 e P13 que fazem parte de um arrojado arquitetônico da fachada.

Figura 25: Planta de forma do pavimento superior com destaque nos pontos críticos.



Fonte: (A autora, 2024).

Figura 26: Planta de forma do pavimento cobertura com destaque nos pontos críticos.

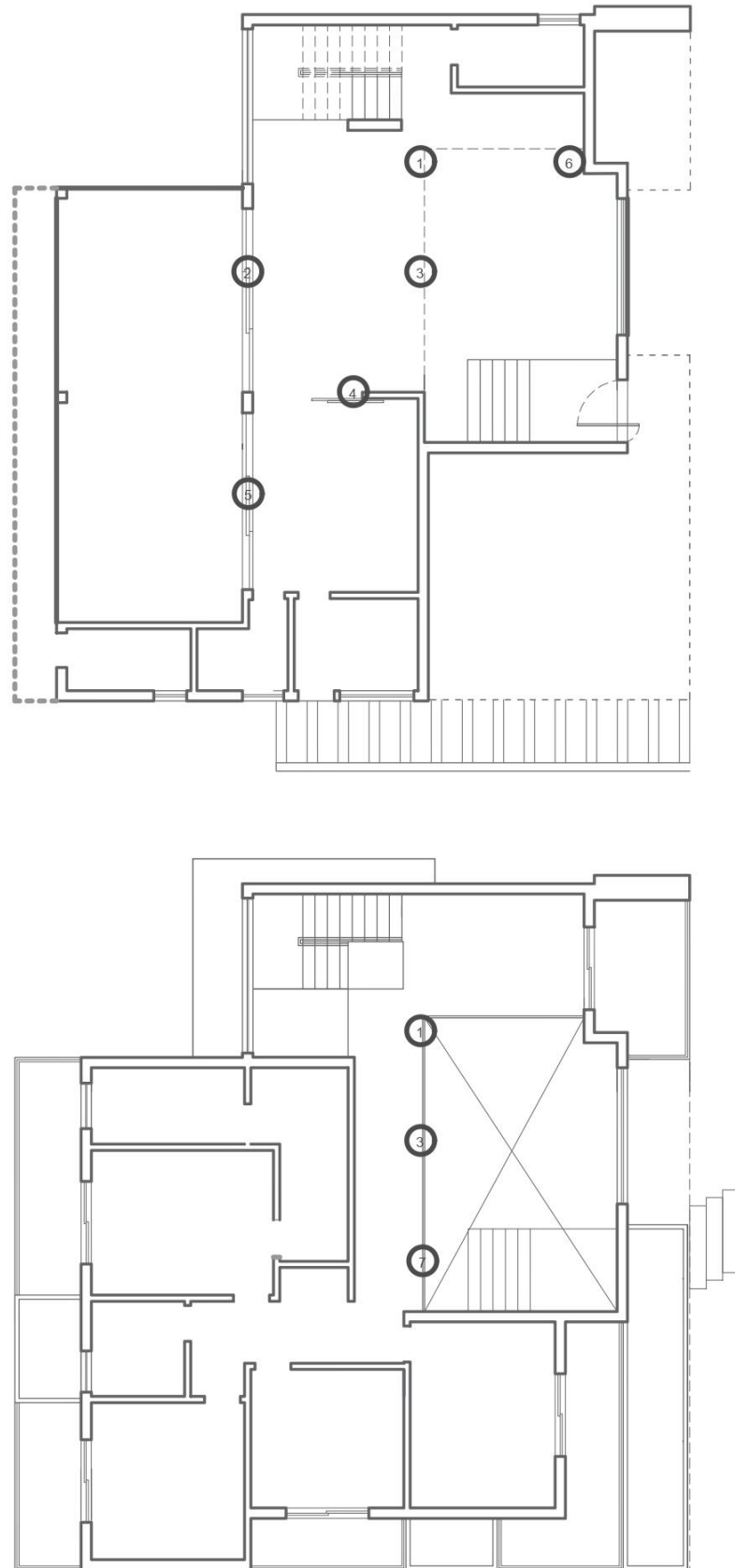


Fonte: (A autora, 2024).

7 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ESTRUTURAL COM MODIFICAÇÕES NA ARQUITETURA

Considerando os pontos críticos citados anteriormente, a concepção estrutural foi refeita, visando criar uma malha de vigas para haver o fechamento de lajes treliçadas em toda estrutura. Para ser possível criar essa nova concepção, algumas modificações na arquitetura foram feitas conforme a imagem abaixo:

Figura 27: Indicação dos pontos com modificações.



Fonte: (A autora, 2024)

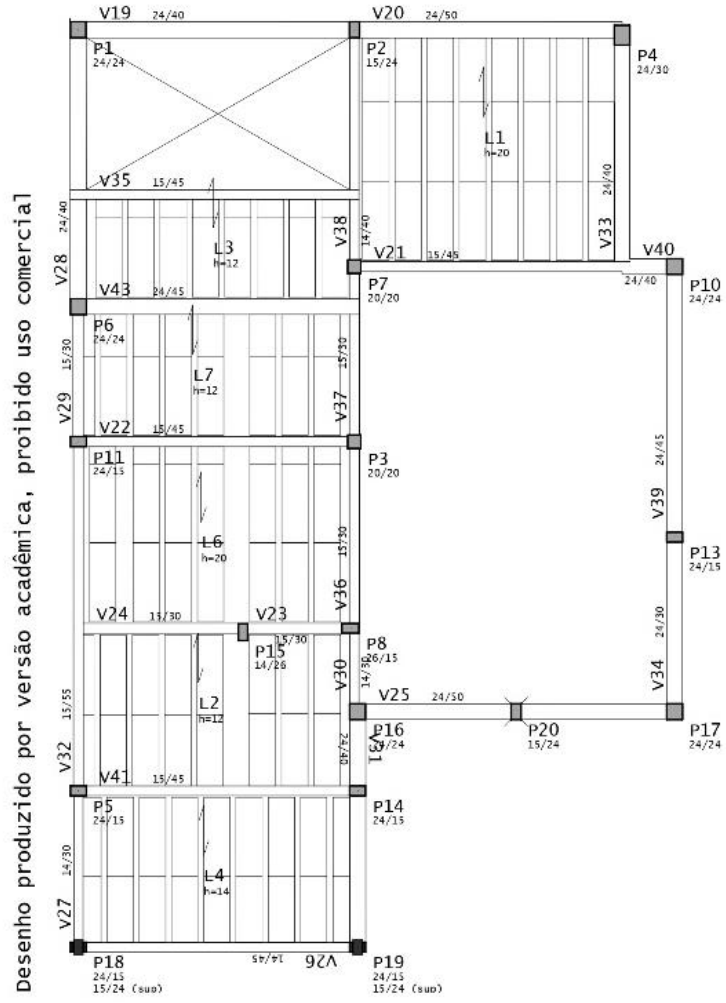
- 1: Pilar em local não previsto na arquitetura que se estende do térreo à cobertura;
- 2: Pilar no meio do vão da porta;
- 3: Pilar em local não previsto na arquitetura que se estende do térreo à cobertura;
- 4: Pequeno aumento da parede que divide as salas da cozinha;
- 5: Pilar no meio do vão da porta;
- 6: Aumento do mezanino até a quina da parede;
- 7: Pilar em local não previsto na arquitetura que se estende do primeiro pavimento a cobertura.

Fora as modificações citadas, o vidro da fachada, que antes era contínuo do térreo a cobertura, passou a ter uma viga na altura do piso do primeiro pavimento, afim de travar os pilares com alta esbeltez.

7.1 Concepção estrutural

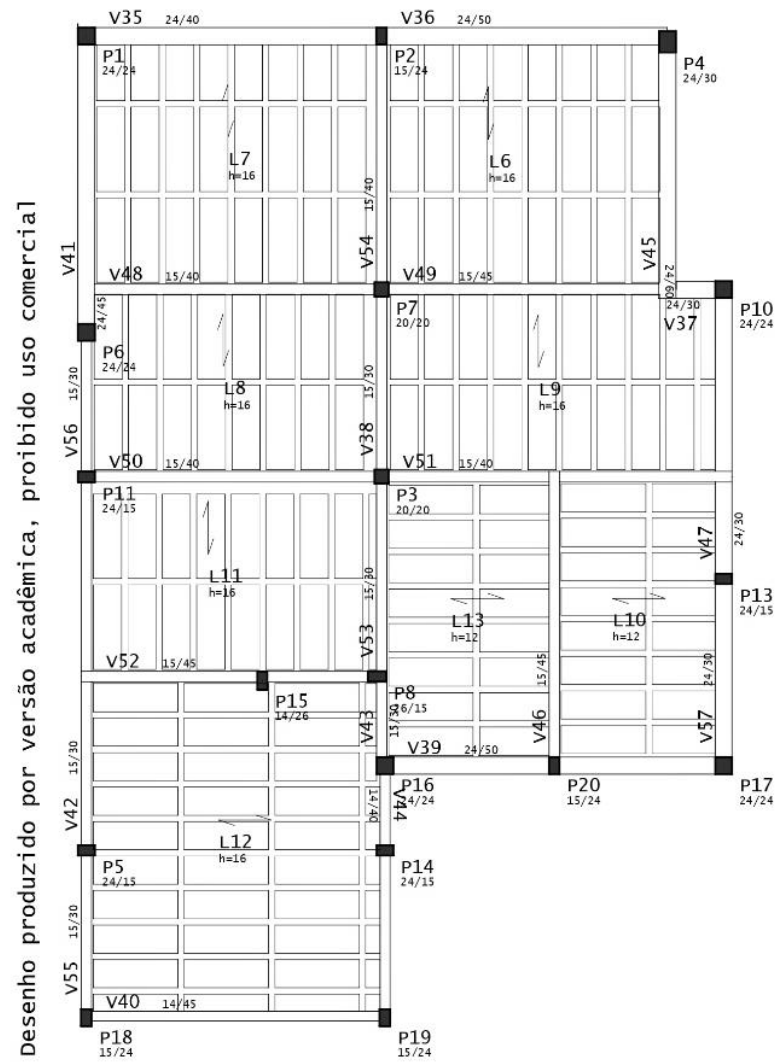
Com as mudanças realizadas, as plantas de forma ficaram com uma configuração mais usual, conforme as imagens abaixo:

Figura 28: Planta de forma do pavimento superior.



Fonte: (A autora, 2024)

Figura 29: Planta de forma do pavimento cobertura.



Fonte: (A autora, 2024)

8 COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE AS CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS

Os quantitativos de aço, concreto e formas foram extraídos do *software* TQS e estão disponíveis nas tabelas abaixo:

Modelo 01:

Tabela 13: Quantitativo de aço, concreto e formas do modelo 01.

	Aço		Concreto (m ³)	Formas (m ²)
	Bitola (mm)	Quantidade (kg)		
Lajes	Ø5,0	58		
	Ø6,3	79		
	Ø8,0	129		
	Ø10,0	427	14	33
	Ø12,5	16		
	Ø16,0	35		
	Total	744		
Vigas	Ø5,0	3		
	Ø6,3	267		
	Ø8,0	432		
	Ø10,0	2026	3	164
	Ø12,5	259		
	Ø16,0	93		
	Ø20,0	304		
Total	3384			
Pilares	Ø5,0	129		
	Ø6,3	42		
	Ø10,0	328	7	65
	Ø12,5	26		
	Ø16,0	207		
Total	525			

Fonte: (A autora, 2024).

Modelo 02:

Tabela 14: Quantitativo de aço, concreto e formas do modelo 02.

	Aço		Concreto (m ³)	Formas (m ²)
	Bitola (mm)	Quantidade (kg)		
Lajes	Ø5,0	65	6	-
	Ø6,3	156		
	Ø8,0	34		
	Ø10,0	8		
	Ø12,5	16		
	Total	279		
Vigas	Ø5,0	222	18	215
	Ø6,3	61		
	Ø8,0	124		
	Ø10,0	572		
	Ø12,5	48		
	Ø16,0	24		
Total	1051			
Pilares	Ø5,0	159	2	67
	Ø6,3	26		
	Ø10,0	420		
	Ø12,5	92		
Total	617,5			

Fonte: (A autora, 2024).

O quantitativo de vigotas e enchimento foi ignorado nas tabelas acima pois o meio de cotação não considera esses elementos isolados, apenas o elemento laje pré-moldada, porém, todo adicional de aço presente nas lajes, inclusive as armaduras adicionais das vigotas estão contidos na coluna de aço das lajes. O custo será extraído considerando a área das lajes pelo seu respectivo insumo.

Para meio de extração de insumos, foi usada a planilha de preços de insumos da SINAPI, considerando o mês de Abril de 2024, para o estado de Minas Gerais. Segue abaixo o preço mediano considerado na mesma para o primeiro modelo:

Tabela 15: Orçamento para o modelo 01.

	Item	Unidade	Quantidade	Preço unitário (R\$)	Total
Lajes	Aço CA-60, 4,2 mm ou 5,0 mm, 6,0 mm, ou 7,0 mm, vergalhão	kg	58	6,80	394,4
	Aço CA-50, 6,3 mm, vergalhão	kg	79	7,59	599,61
	Aço CA-50, 8,0 mm, vergalhão	kg	129	7,63	984,27
	Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão	kg	427	7,19	3070,13
	Aço CA-50, 12,5 mm ou 16,0 mm, vergalhão	kg	16	6,23	99,68
	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C25, com brita 0 e 1, slump = 100+/-20 mm, exclui serviço de bombeamento	m ³	14	565,5	7917
	Chapa/painel de madeira compensada plastificada (madeirite plastificado) para forma de concreto, de 2200x1100 mm, e= 12 mm	m ²	33	53,23	1756,59
	Laje pré-moldada convencional (Lajotas + vigotas) para piso, unidirecional, sobrecarga de 200 kg/m ² , vão até 4,5 m (sem colocação)	m ²	22,21	61,28	1361,029
	Laje pré-moldada convencional (Lajotas + vigotas) para piso, unidirecional, sobrecarga de 200 kg/m ² , vão até 3,5 m (sem colocação)	m ²	20,96	67,46	1413,962
	Laje pré-moldada convencional (Lajotas + vigotas) para piso, bidirecional, sobrecarga de 200 kg/m ² , vão até 9,5 m (sem colocação)	m ²	103,59	85,75	8882,843
Vigas	Aço CA-60, 4,2 mm ou 5,0 mm, 6,0 mm, ou 7,0 mm, vergalhão	kg	3	6,8	20,4
	Aço CA-50, 6,3 mm, vergalhão	kg	267	7,59	2026,53
	Aço CA-50, 8,0 mm, vergalhão	kg	432	7,63	3296,16
	Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão	kg	2026	7,19	14566,94
	Aço CA-50, 12,5 mm ou 16,0 mm, vergalhão	kg	352	6,23	2192,96
	Aço CA-50, 20,0 mm ou 25,0 mm, vergalhão	kg	304	7,18	2182,72
	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C25, com brita 0 e 1, slump = 100+/-20	m ³	3	565,5	1696,5

Pilares	mm, exclui serviço de bombeamento				
	Chapa/painel de madeira compensada plastificada (madeirite plastificado) para forma de concreto, de 2200x1100 mm, e= 12 mm	m ²	164	53,23	8729,72
	Aço CA-60, 4,2 mm ou 5,0 mm, 6,0 mm, ou 7,0 mm, vergalhão	kg	129	6,80	877,2
	Aço CA-50, 6,3 mm, vergalhão	kg	42	7,59	318,78
	Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão	kg	328	7,19	2358,32
	Aço CA-50, 12,5 mm ou 16,0 mm, vergalhão	kg	233	6,23	1451,59
	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C25, com brita 0 e 1, slump = 100+/-20 mm, exclui serviço de bombeamento	m ³	7	565,5	3958,5
	Chapa/painel de madeira compensada plastificada (madeirite plastificado) para forma de concreto, de 2200x1100 mm, e= 12 mm	m ²	65	53,23	32204,15
			Total	73615,07	

Fonte: (A autora, 2024)

Segundo modelo:

Tabela 16: Orçamento para o modelo 02.

	Item	Unidade	Quantidade	Preço unitário (R\$)	Total
Lajes	Aço CA-60, 4,2 mm ou 5,0 mm, 6,0 mm, ou 7,0 mm, vergalhão	kg	65	6,80	442
	Aço CA-50, 6,3 mm, vergalhão	kg	156	7,59	1184,04
	Aço CA-50, 8,0 mm, vergalhão	kg	34	7,63	259,42
	Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão	kg	8	7,19	57,52
	Aço CA-50, 12,5 mm ou 16,0 mm, vergalhão	kg	16	6,23	99,68
	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C25, com brita 0 e 1, slump = 100+/-20 mm, exclui serviço de bombeamento	m ³	6	565,5	3393
	Laje pré-moldada convencional (Lajotas + vigotas) para piso, unidirecional, sobrecarga de 200 kg/m ² , vão até 4,5 m (sem colocação)	m ²	96,68	61,28	5924,55

	Laje pré-moldada convencional (Lajotas + vigotas) para piso, unidirecional, sobrecarga de 200 kg/m ² , vão até 3,5 m (sem colocação)	m ²	58,88	67,46	3972,04
	Aço CA-60, 4,2 mm ou 5,0 mm, 6,0 mm, ou 7,0 mm, vergalhão	kg	222	6,8	1509,6
	Aço CA-50, 6,3 mm, vergalhão	kg	61	7,59	462,99
	Aço CA-50, 8,0 mm, vergalhão	kg	124	7,63	946,12
	Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão	kg	572	7,19	4112,68
	Aço CA-50, 12,5 mm ou 16,0 mm, vergalhão	kg	48	6,23	299,04
Vigas	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C25, com brita 0 e 1, slump = 100+/-20 mm, exclui serviço de bombeamento	m ³	18	565,5	10179
	Chapa/painel de madeira compensada plastificada (madeirite plastificado) para forma de concreto, de 2200x1100 mm, e= 12 mm	m ²	215	53,23	11444,5
	Aço CA-60, 4,2 mm ou 5,0 mm, 6,0 mm, ou 7,0 mm, vergalhão	kg	159	6,80	1081,2
	Aço CA-50, 6,3 mm, vergalhão	kg	26	7,59	197,34
	Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão	kg	420	7,19	3019,8
	Aço CA-50, 12,5 mm ou 16,0 mm, vergalhão	kg	92	6,23	573,16
Pilares	Concreto usinado bombeável, classe de resistência C25, com brita 0 e 1, slump = 100+/-20 mm, exclui serviço de bombeamento	m ³	2	565,5	1131
	Chapa/painel de madeira compensada plastificada (madeirite plastificado) para forma de concreto, de 2200x1100 mm, e= 12 mm	m ²	67	53,23	3566,41
				Total	53855,05

Fonte: (A autora, 2024)

9 ANÁLISE DE RESULTADOS

Observando a tabela abaixo que resume os custos em etapas, lajes, vigas e pilares, antes de destacar a diferença de preço entre o primeiro sistema e o segundo sistema, é notável que

mesmo o sistema estrutural 02 tendo apresentado um volume maior de vigas, bem inferior ao do sistema 01, o valor final é menor que o 01. Pois por ser uma estrutura mais leve, e bem distribuída, a área de aço se distribui de forma mais igualitária, equilibrando os valores.

O mesmo acontece com as lajes, a área de lajes é igual para os dois modelos, porém, o modelo 01, por ter sistemas de lajes que fogem ao convencional, apresenta um valor quase duas vezes maior que o modelo 02.

O modelo 01 tem quase a metade da quantidade de pilares do modelo 02, e devido a distribuição dos esforços, o mesmo ainda sim apresenta um quantitativo final menor.

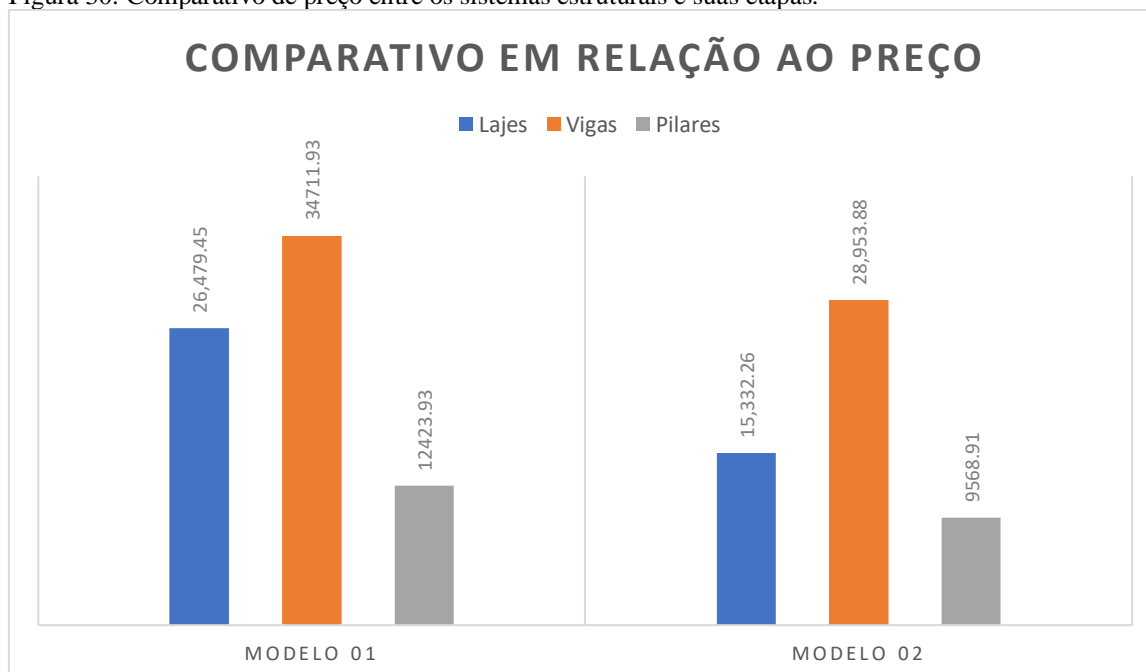
Essa comparação está visível na tabela abaixo e também no gráfico a seguir que mostra a diferença em preço.

Tabela 17: Comparativo de preço entre os sistemas estruturais e suas etapas.

Etapa	Sistema estrutural 01			Sistema 02		
	Lajes	Vigas	Pilares	Lajes	Vigas	Pilares
Valor (R\$)	26.479,45	34.711,93	12.423,69	15.332,26	28.953,88	9.568,91

Fonte: (A autora, 2024)

Figura 30: Comparativo de preço entre os sistemas estruturais e suas etapas.



Fonte: (A autora, 2024)

A comparação central deste trabalho é sobre a redução de custos com a interferência na parte arquitetônica, de acordo com os resultados apresentados fica claro que houve uma

economia de R\$19.760,02, quase R\$20.000,00, em relação ao modelo proposto inicialmente e ao modelo modificado.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O conteúdo apresentado visou mostrar por meio do cálculo estrutural, o acréscimo financeiro em determinados elementos estruturais presentes em uma residência de arquitetura arrojada, esses elementos são caracterizados por fugir do sistema estrutural convencional, e através da simplificação dos mesmos foi possível chegar a conclusão de que um sistema estrutural mais simples e com uma malha de vigas mais bem distribuída gera muita economia para a obra.

É interessante salientar que concluímos um fato sobre a economia não estar diretamente ligada as áreas e medidas lineares de uma estrutura, e sim a sua robustez.

A economia gerada pode ser pequena em relação ao custo total final da obra, mas unindo práticas de compatibilização de projetos, atenção ao encontro de paredes e vãos, e ponderando os vãos livres de acordo com o orçamento do cliente, é possível chegar a uma economia muito maior. Fica claro que a concepção estrutural nasce na arquitetura e deve sempre aliar forma, função e orçamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland: preparo, controle, recebimento e aceitação: procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 14859-1**: Laje pré-fabricada – Requisitos: parte 1: lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos: procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 7480**: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado: especificações. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003. (versão corrigida 2004).

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010, v.4.

BARROS, M. M. S. B. de; MELHADO, S. B.. **Recomendações para a produção de estruturas de concreto armado em edifícios**. São Paulo: 1998. Disponível em: <http://www.pcc.usp.br/files/text/publications/TT_00004.pdf>. Acesso em: 06 de Maio de 2020.

BASTOS, P. S. S. **Lajes de concreto**. Curso de Engenharia Civil. Agosto de 2015. Notas de aula. Universidade Estadual Paulista – UNESP, Campus Bauru, São Paulo.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado Eu Te Amo**. 9. ed. São Paulo: Blucher, 2018. 536 p. v. 1. ISBN 978-85-212-1313-0.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014.4. Ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

CARVALHO, Roberto Chust & PINHEIRO, Libânio M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. 1ª ed. 3ª tiragem. PINI, São Paulo, 2010.

REVISTA CONTRUÇÃO E MERCADO, **Orçamento real**. São Paulo: Pini, edições: 1 (agosto de 2001) a 98 (setembro de 2009).

FERNANDES, Lílian Aires. **Projetos estruturais em concreto armado**: introdução lajes, vigas pilares e fundações. Aulas IFPI – Instituto Federal do Piauí: Desenho Arquitetônico, Projetos Estruturais e Técnicas Construtivas, 2016. Disponível em: <<https://desenhoarquitetonicosite.wordpress.com/2016/07/27/projetos-estruturais-em-concreto-armado-introducao-lajes-vigas-pilares-e-fundacoes/>>. Acesso em: 10 de Julho de 2020.

GERDAU. **Vergalhão:** especificações técnicas. Disponível em: <<https://www2.gerdau.com.br/produtos/vergalhao-gerdau>>. Acesso em: 10 de Julho de 2020.

GIONGO, J. S.; MELGES, J. L. P.; PINHEIRO, L. M. **Concreto Armado:** Escadas. Notas de aula (Universidade de São Paulo). São Carlos, 1997.

HIBBELER, R.C. **Resistência dos Materiais**, 3.º Ed., Editora Livros Técnicos e Científicos, 2000.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2. ed. atual. e aum. São Paulo: Oficina de Textos, 2018. 416 p. ISBN 8579753104.

MARQUES, Max Filipe Ferreira. **Projeto arquitetônico**. Varginha, 2018.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto:** Microestruturas, Propriedades e Materiais. 2. ed. atual. São Paulo: IBRACON, 2014. 782 p. ISBN 978-85-98576-21-3.

MORIKAWA, Mauro Satoshi. **Materiais alternativos utilizados em fôrmas para concreto armado**. In: MORIKAWA, Mauro Satoshi. Materiais alternativos utilizados em fôrmas para concreto armado. Orientador: Mauro Augusto Demarzo. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003. p. 122.

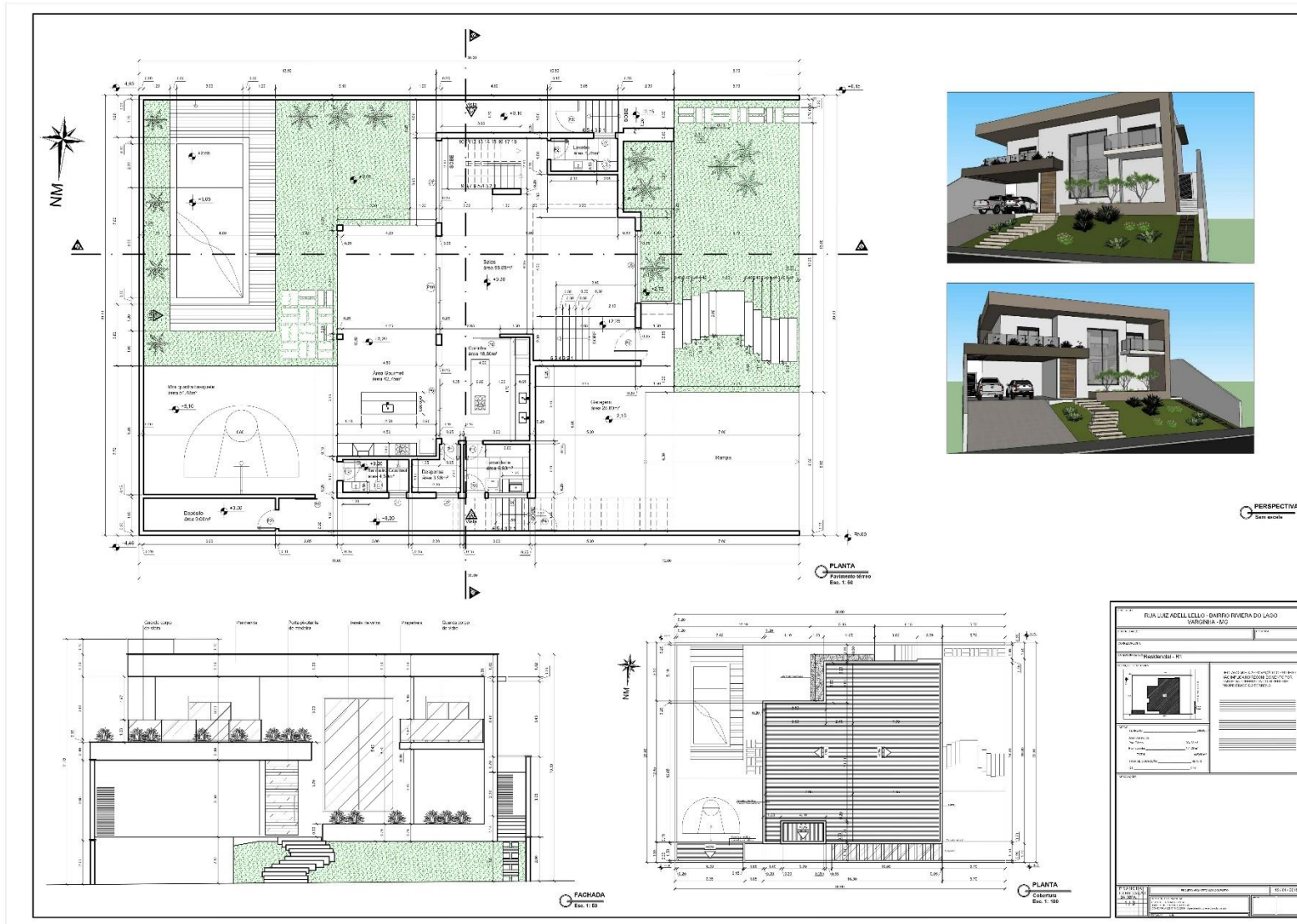
PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, SP, 2010. Apostila. Universidade de São Paulo - USP.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, SP, 2003. Apostila: pré-dimensionamento – capítulo 5. Universidade de São Paulo – USP.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, SP, 2005. Apostila: Estruturas de concreto – capítulo 16. Universidade de São Paulo – USP.

SANTOS, Paulo Reiser dos. **Análise e cálculo de elementos estruturais em concreto armado de um edifício residencial**. In: SANTOS, Paulo Reiser dos. Análise e cálculo de elementos estruturais em concreto armado de um edifício residencial. 2014. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014. p. 184.

ANEXO A – Projeto arquitetônico



ANEXO B – Planta de eixos

