



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MAURICIO FERREIRA TAVARES

**ESTUDO DE CASO EM UM ELEMENTO ESTRUTURAL DE CONCRETO
ARMADO.**

VARGINHA

2024

MAURICIO FERREIRA TAVARES

**ESTUDO DE CASO EM UM ELEMENTO ESTRUTURAL DE CONCRETO
ARMADO.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada ao
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas
Gerais, Unidade Varginha, como requisito parcial
para obtenção do título Engenheiro Civil.

Orientador(a): Prof. Dr. Aellington Freire de Araújo.

VARGINHA

2024

MAURICIO FERREIRA TAVARES

**ESTUDO DE CASO EM UM ELEMENTO ESTRUTURAL DE CONCRETO
ARMADO.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada ao
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas
Gerais, Unidade Varginha, como requisito parcial
para obtenção do título Engenheiro Civil.

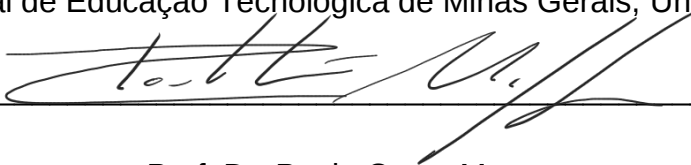
Data de aprovação: Varginha, 13 de setembro de 2024.

Banca examinadora constituída pelos seguintes professores:



Prof. Dr. Aellington Freire de Araújo

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Unidade Varginha



Prof. Dr. Paulo Cesar Mappa

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Unidade Varginha

Prof. Dr. Luís Eduardo Silveira Dias

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Unidade Varginha

RESUMO

O projeto estrutural com elementos de concreto armado tem uma importância essencial para garantir a segurança e desenvolvimento na realização de obras na engenharia civil e pode alcançar objetivos econômicos, ambientais, construtivos e até mesmo evitar diversas patologias futuras, quando bem executado. O objetivo deste trabalho é apresentar uma verificação de segurança e dimensionamento de determinados elementos estruturais de um edifício residencial com dois pavimentos, que foi construído em desconformidade com o projeto original e fazer uma análise afim de comparar as áreas de aço e dimensionamento obtidas no projeto, com o que já foi construído, para levantar possíveis inconsistências e analisar a aplicação de medidas corretivas e reforços estruturais. Com tudo, para a análise e dimensionamento foram utilizadas normas brasileiras e materiais didáticos obtidos ao longo do curso, além de referências bibliográficas e a utilização de *softwares* de cálculo estrutural para auxiliar na obtenção de esforços e deformações das estruturas.

Palavras-chave: estrutural; concreto; dimensionamento; levantamento; segurança; objetivos econômicos.

ABSTRACT

Structural design with reinforced concrete elements is essential to ensure safety and development in civil engineering projects, and can achieve economic, environmental, and construction goals and even prevent several future pathologies, when well executed. The objective of this work is to present a safety assessment and dimensioning of certain structural elements of a two-story residential building, which was built in non-compliance with the original design, and to perform an analysis to compare the steel areas and dimensions obtained in the design with what has already been built, to identify possible inconsistencies and analyze the application of corrective measures and structural reinforcements. However, Brazilian standards and teaching materials obtained throughout the course were used for the analysis and dimensioning, in addition to bibliographical references and the use of structural calculation software to assist in obtaining stresses and deformations of the structures.

Keywords: structural; concrete; sizing; lifting; security; economic objectives.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1:DOMÍNIOS DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE UMA SEÇÃO TRANSVERSAL.	35
FIGURA 2: LINHA NEUTRA EM VIGA RETANGULAR.....	36
FIGURA 3 : FLUXOGRAMA DE METODOLOGIA.	38
FIGURA 4: ALVENARIA 1. ° PAVIMENTO.....	40
FIGURA 5: ALVENARIA 2. ° PAVIMENTO.....	41
FIGURA 6: LOCALIZAÇÃO DA VIGA V4.....	43
FIGURA 7: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS LAJOTA CERÂMICA.....	44
FIGURA 8: ÁREA DE AÇO LONGITUDINAL.	47
FIGURA 9: BARRAS DE AÇO ESTRIBOS.....	47
FIGURA 10:REAÇÕES DE LAJE EM CADA SEGMENTO DAS VIGAS DO PRIMEIRO PAVIMENTO. .	51
FIGURA 11: REAÇÕES DE LAJE EM CADA SEGMENTO DAS VIGAS DO SEGUNDO PAVIMENTO. .	53
FIGURA 12: ESPESSURA DE REVESTIMENTO POR FACE.....	54
FIGURA 13: PLANTA DE FÔRMA VIGA V4 (A-B-C).....	55
FIGURA 14: REAÇÕES VIGA V8.	56
FIGURA 15: CARREGAMENTO VIGA V4.	56
FIGURA 16: DIAGRAMA ESFORÇOS CORTANTES VIGA V4.	57
FIGURA 17: DIAGRAMA MOMENTOS FLETORES VIGA V4.	57
FIGURA 18: DISPOSIÇÃO DAS ARMADURAS NA SEÇÃO TRANSVERSAL VIGA V4.	58
FIGURA 19: DEFORMAÇÃO IMEDIATA F _{TOOL}	67
FIGURA 20: CARREGAMENTO ATUANTE COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE.....	84
FIGURA 21: DIAGRAMA MOMENTO FLETOR.	84
FIGURA 22: DEFORMAÇÃO IMEDIATA F _{TOOL}	88
FIGURA 23: DIAGRAMA MOMENTO FLETOR PARA COMBINAÇÃO FREQUENTE.....	90
FIGURA 24: PROJETO ESTRUTURAL.	101
FIGURA 25: PAVIMENTO INFERIOR.	102
FIGURA 26: PAVIMENTO SUPERIOR.....	103

LISTA DE TABELAS

TABELA 1: CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL.	18
TABELA 2: CORRESPONDÊNCIA ENTRE A CLASSE DE AGRESSIVIDADE E A QUALIDADE DO CONCRETO.	18
TABELA 3: CORRESPONDÊNCIA ENTRE A CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL E (<i>cnom</i>) PARA $\Delta c=10\text{MM}$	19
TABELA 4: VALORES DOS COEFICIENTES γ_c E γ_s	20
TABELA 5: COEFICIENTE ($\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$).	25
TABELA 6: COEFICIENTE (γ_{f2}).	25
TABELA 7: LIMITES DE DESLOCAMENTO.	27
TABELA 8: VALORES LIMITES RELATIVAS À FISSURAÇÃO.....	28
TABELA 9: TAXAS MÍNIMAS DE ARMADURA DE FLEXÃO PARA VIGAS COM SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR	30
TABELA 10: PESO ESPECÍFICO APARENTE DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO (CONTINUA)....	31
TABELA 11: PESO DE COMPONENTES CONSTRUTIVOS (ALVENARIA)	32
TABELA 12: PESO ESPECÍFICO TELHADO	33
TABELA 13: TABELA DE CARGA VARIÁVEIS.....	34
TABELA 14: ESPECIFICAÇÕES ENCONTRADAS (LAJOTA CERÂMICA H8).....	44
TABELA 15: ESPECIFICAÇÕES ENCONTRADAS (BLOCO CERÂMICO 8 FUROS).....	46
TABELA 16: ESPECIFICAÇÕES ENCONTRADAS (PISO E CONTRAPISO)	46
TABELA 17: ESPECIFICAÇÕES ENCONTRADAS (VIGA 4 (A-B-C)).....	48
TABELA 18: REAÇÕES DAS LAJES NAS VIGAS DO PRIMEIRO PAVIMENTO.....	51
TABELA 19: REAÇÕES DAS LAJES DE FORRO NAS VIGAS	52
TABELA 20: REAÇÃO TOTAL NA VIGA.....	55
TABELA 21: DADOS PARA DIMENSIONAMENTO	70
TABELA 22: ÁREA DE AÇO MOMENTO FLETOR NEGATIVO.....	76
TABELA 23: VALORES DE CARGAS REDUZIDO PARA COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE	83
TABELA 24: VALORES DE CARGAS REDUZIDO COMBINAÇÃO FREQUENTE	90
TABELA 25: VERIFICAÇÃO DE DEFORMAÇÕES	94
TABELA 26: DEFORMAÇÕES COM DIFERENTES (<i>fck</i>)	94
TABELA 27: COMPARATIVO ENTRE AS SEÇÕES (IN LOCO X DIMENSIONADA)	96

LISTA DE ABREVIATURAS

c_{nom} - Cobrimento nominal;
 c_{min} - Cobrimento mínimo;
 E_{ci} - Módulo de elasticidade;
 E_{cs} - Módulo de deformação secante;
ELU – Estado limite último;
ELS – Estado limite último de serviço;
 f – Resistência;
 f_{ck} - Resistência característica de concreto;
 f_{cd} - Resistência de cálculo do concreto;
 f_{ct} - Resistência direta;
 $f_{ct,sup}$ - Resistência direta superior;
 $f_{ct,inf}$ - Resistência direta inferior;
 $f_{ct,m}$ - Resistência direta médio;
 f_{ctk} – Resistência direta característica;
 f_{yd} – Resistência de cálculo do aço à tração;
 f_{yk} - Resistência característica do aço;
 f_{bd} - Resistência de aderência de cálculo da armadura passiva;
 bw - Base da viga;
 c - Cobrimento da armadura;
 d - Altura útil da viga;
 h - Altura da viga.
 x - Distância da linha neutra ao topo da seção comprimida na viga;
 M_r - Momento de fissuração;
 A'_s – Área de aço armadura comprimida;
 A_s – Área de aço armadura tracionada;
 $A_{s,efe}$ – Área de aço armadura utilizada;
 σ_{si} - Tensão de tração no centro de gravidade da armadura;
 E_s - Módulo de elasticidade do aço;
 σ_{st} – Tensão de escoamento do aço.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 OBJETIVOS.....	12
1.1.1 OBJETIVO GERAL	12
1.1.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS	12
1.2 JUSTIFICATIVA.....	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 CONCRETO ARMADO.....	15
2.1.1 MATERIAIS CONSTITUINTES	15
2.1.2 MASSA ESPECÍFICA CONCRETO.....	17
2.1.3 DURABILIDADE	17
2.1.4 CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	17
2.1.5 COBRIMENTO	18
2.1.6 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DO CONCRETO	19
2.1.7 RESISTÊNCIA DO CONCRETO À TRAÇÃO.....	21
2.1.8 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DO AÇO À TRAÇÃO	22
2.1.9 MÓDULO DE ELASTICIDADE CONCRETO.....	22
2.1.10 RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA	23
2.2 ESTADOS LIMITES.....	24
2.2.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO	24
2.2.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	26
2.3 VIGA	28
2.3.1 ARMADURA DE PELE	29
2.3.2 ARMADURA CONSTRUTIVA.....	29
2.3.3 ARMADURA LONGITUDINAL MINÍMA DE TRAÇÃO	29
2.4 AÇÕES	30
2.4.1 AÇÕES PERMANENTES	30
2.4.2 PESO PRÓPRIO MATERIAIS	31
2.4.3 AÇÕES VARIÁVEIS	33
2.5 ESFORÇOS RESISTENTES.....	34
2.6 LINHA NEUTRA	36
3 METODOLOGIA	38

3.1	COLETA DE DADOS.....	38
3.2	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	39
3.3	DIMENSIONAMENTO DA VIGA.....	39
3.4	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	39
4	ESTUDO DE CASO	40
4.1	ANÁLISE DA EDIFICAÇÃO.....	41
4.2	ANÁLISE DA ESTRUTURA.....	42
4.2.1	ESTRUTURAS EXISTENTES.....	43
4.3	AÇÕES ATUANTES	48
4.3.1	LAJE	48
4.3.2	PESO PRÓPRIO DA VIGA	53
4.3.3	PESO DE ALVENARIA.....	53
4.3.4	CARREGAMENTO ATUANTES NA VIGA	54
4.4	DIAGRAMAS DE ESFORÇOS SOLICITANTES	55
4.5	RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO	58
4.6	VERIFICAÇÕES DOS ESTADOS LIMITES	58
4.6.1	ESTADO LIMITE ÚLTIMO	58
4.6.2	ESTADOS LIMITES SERVIÇOS.....	62
4.7	ÁREA DE AÇO NECESSÁRIA PARA MESMA SEÇÃO GEOMÉTRICA	70
4.7.1	ÁREA DE AÇO LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA	71
4.7.2	ALTURA ÚTIL DA VIGA.....	71
4.7.3	ARMADURA DE FLEXÃO	71
4.7.4	ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	77
4.7.5	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	83
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	93
5.1	ANÁLISE DA VIGA V4 (A-B-C-) IN LOCO.....	93
5.1.1	CAPACIDADE DE SUPORTE DA VIGA V4.....	93
5.1.2	ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA	94
5.1.3	ESTADO LIMITE PARA ABERTURA DE FISSURAS.....	95
5.2	COMPARATIVO ENTRE SEÇÕES (DIMENSIONADA X IN LOCO)	95
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	97
6.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	97

6.2	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	98
	REFERÊNCIAS.....	99
	APÊNDICE A – Projeto estrutural	101
	APÊNDICE B – Planta Baixa	102

1 INTRODUÇÃO

Projetos estruturais de concreto armado são cruciais para assegurar a segurança e o bom andamento das obras na engenharia civil. Quando realizado adequadamente, contribui para a viabilidade econômica, sustentabilidade ambiental, eficiência construtiva e a prevenção de futuras patologias.

Segundo a NRB 6118 (item 3.1.3), elementos de concreto armado são aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência.

Essa caracterização ressalta que a resistência e estabilidade são alcançadas principalmente por meio dessa interação entre matérias, colaborando para o objetivo e qualidade desejados.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6118 (ABNT, 2023) faz uma abordagem sobre os requisitos gerais de qualidade para estruturas de concreto armado, definindo diretrizes essenciais para a construção de edificações seguras e duráveis. Essas diretrizes desempenham um papel vital, pois asseguram a solidez das estruturas, e preservam a segurança daquelas que as frequentam.

Ainda de acordo com NBR 6118 (ABNT, 2023), os requisitos de qualidade são divididos em três categorias distintas: capacidade resistente (refere-se a segurança contra-ruptura, garantindo uma robustez suficiente para suportar as cargas previstas). Desempenho em serviço (está ligado à capacidade da estrutura em manter-se em boas condições de uso ao longo da vida útil). Por último a durabilidade diz respeito à capacidade da estrutura de resistir às influências ambientais, como corrosão e umidade, sendo que essas influências ambientais devem ser previstas e definidas pelo autor do projeto. Devendo ainda considerar as características funcionais, construtivas, arquitetônicas, estruturais e levantamento de cargas que podem ser obtidas na NBR 6120 (ABNT, 2019), que tem como propósito determinar valores de cargas a serem considerados em um projeto, fornecendo dados essenciais para manter a segurança dentro dos limites necessários.

Dessa forma, o foco do estudo abordará a análise do dimensionamento estrutural do elemento (Vigas) relacionando a área de aço, dimensionamento da área

de seção transversal e sua resistência característica a compressão (FCK) que é de suma importância, pois influencia no desempenho e vida útil do concreto.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho é apresentar uma verificação de segurança e o dimensionamento de determinados elementos estruturais de um pavimento tipo de uma edificação residencial com dois pavimentos. Além de fazer uma análise das áreas de aço e dimensionamento obtidas no estudo, comparando-as com o que já foi construído.

1.1.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS

Aplicar e verificar conhecimentos nas estruturas de uma residência real em construção, confrontando os critérios normativos citados abaixo:

1. Critérios de segurança estrutural NBR 6118/2023:
 - Estado Limite Últimos (ELU);
 - Estado Limite de Serviço (ELS);
 - Dimensionamento de Seções.
2. Critérios de durabilidade NBR 6118/2023:
 - Cobertura das armaduras;
 - Controle de qualidade do concreto.
3. Critério de execução NBR 6118/2023:
 - Controle de Execução;
 - Acompanhamento técnico.
4. Critérios de classificação das cargas NBR 6120/2019:
 - Cargas Permanentes (g);

- Cargas Variáveis (q);
 - Cargas Acidentais (a).
5. Critérios de combinação de cargas NBR 6120/2019:
 - Combinação das Ações;
 - Fatores de Segurança.
 6. Critérios de distribuição de cargas NBR 6120/2019:
 - Distribuição das cargas nos elementos estruturais;
 - Consideração de cargas concentradas e distribuídas.
 7. Critérios de cargas de uso NBR 6120/2019:
 - Cargas de uso e ocupação;
 - Cargas de sobrecarregamento.
 8. Critérios de segurança contra colapso NBR 6120/2019:
 - Evitar sobrecargas locais;

1.2 JUSTIFICATIVA

SANTOS (2014) “durante a construção e o tempo de utilização a estrutura deve atender aos requisitos de segurança, como suportar ações impostas sem atingir a ruína, ter bom desempenho, sem apresentar deformações excessivas.” Esses critérios devem ser seguidos conforme normas e regulamentos, alcançando ao máximo seu desempenho aumentando a vida útil dessas estruturas e evitando reparos futuros causados pelas manifestações patológicas.

De acordo com RESENDE (2018);

As manifestações patológicas nas edificações, notadamente nas estruturas de concreto armado, são causadas por diversos fatores, podendo estar presentes em todas as etapas de uma obra. Na sua concepção, podem resultar de equívocos nos projetos e planejamento ou erros de dimensionamento e detalhamento. Na etapa executiva, que inclui má execução dos serviços devida à mão de obra pouco qualificada, como deficiência na concretagem, na confecção de fôrmas e escoramentos, má distribuição de armaduras, falta de cura, cobrimento insuficiente, relação água/cimento indevida, entre outros.

No entanto, para GIONDO (2007) “cada elemento estrutural deve ter função compatível com os esforços solicitantes e sua segurança tem que ser garantida com

relação ao Estados Limites Últimos e de Serviços”. Devendo ter ainda uma disposição entre os componentes estruturais, aumentando a segurança e confiabilidade, mantendo a harmonia com o desenho arquitetônico.

Assim, de acordo com SANTOS (2014) “uma estrutura é considerada segura quando as resistências calculadas são maiores que as solicitações para ambos os estados limites, visto que são aplicados coeficiente de ponderação nos cálculos”.

Nesse contexto, é de extrema importância seguir todos os critérios estabelecidos pela norma, garantindo a segurança e eficiência nas estruturas de concreto armado. No mesmo viés, deve-se também atentar para uma boa execução do projeto entregue na obra, pois a má execução também poderá acarretar graves consequências nessas estruturas e até mesmo danos graves à edificação.

Contudo, espera-se aplicar os conhecimentos adquiridos durante a graduação, de forma a verificar e vivenciar as principais etapas constituintes do projeto de uma estrutura de concreto armado, também compreender a respeito da otimização do dimensionamento de seções transversais, e certificar como esses elementos se comportam mediante a esforços e carregamento atuantes nessas estruturas. E buscar também compreender os meios empregados para prevenir e tratar futuras patologias, assim evitando o comprometimento desses elementos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO ARMADO

De acordo com CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2014, p.28) o concreto é um material constituído por aglomerante (cimento), água, agregados miúdos (areia) e agregados graúdo (brita ou rocha), e pode conter aditivos químicos, com a finalidade de melhorar ou modificar suas propriedades básicas. Crucialmente são associadas armaduras de aço visando melhorar suas propriedades de resistência à tração. Ainda segundo CLÍMACO (2016, p. 31), o concreto armado com a finalidade estrutural deve apresentar três qualidades essenciais: resistência, durabilidade e disponibilidade.

Em relação a associação do concreto e barras de aço CLÍMACO (2016, p. 34) relata que, constitui um sólido único do ponto de vista mecânico, quando submetido a ações externas, sem introduzir nenhum esforço adicional a peça. Ou seja, as armaduras trabalham apenas quando houver solicitações nas peças de concreto armado.

2.1.1 MATERIAIS CONSTITUINTES

2.1.1.1 Cimento

É importante considerar que o cimento:

É o produto de uma atividade industrial integrada, obtido a partir da extração e do beneficiamento de calcário e argila: sua industrialização ocorre mediante moagem, homogeneização e produção da farinha (mistura crua) e posterior processamento físico-químico em clínquer (cimento não pulverizado) e respectiva à última etapa de moagem (SNIC, 2023, p1).

2.1.1.2 Agregados

Definidos como materiais (pedra e areia) de forma granular, natural ou artificial livres de impurezas, podendo ser classificados em função da origem e das dimensões de suas partículas. Conforme as dimensões características (ϕ) dividem-se em dois grupos; agregados miúdos com $0,075\text{mm} < \phi < 4,8\text{mm}$ e agregados graúdos com $\phi \geq 4,8\text{mm}$, de acordo com PINHEIRO (2007).

Com essas características os agregados assumem papel importante na mistura de concreto, pois o volume de agregados na confecção do concreto varia de 70 a 80% do volume total BASTOS (2006).

2.1.1.3 Aço

O uso do aço no concreto armado se dá pelo fato da baixa resistência a tração do concreto, adicionando a barra de aço no interior do concreto armado tem -se a absorção desses esforços, devendo ainda seguir os requisitos gerais pela NBR 7480 (ABNT, 2024).

2.1.1.4 Água

A água de amassamento do concreto deve seguir alguns requisitos como, qualidade e composição da água, tomando precauções em relação as águas de rejeito industrial, água do mar e às águas de pântanos, sendo ensaiadas e certificadas de que as exigências normativas estejam sendo atendidas. A água potável que atende a portaria nº 518 do ministério da saúde, pode ser utilizada sem restrições na preparação do concreto. É previsto na NBR 15900-1 (ABNT, 2009), a mais adequada, não necessitando de ensaio.

2.1.2 MASSA ESPECÍFICA CONCRETO

A NBR 6118 (ABNT, 2023) traz que se a massa específica real do concreto não for conhecida, para efeito de cálculo, pode-se adotar para concreto armado o valor de 2500 kg/m³.

2.1.3 DURABILIDADE

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023) “consiste na capacidade da estrutura de resistir as influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto”. Essas definições relacionam diretamente com a durabilidade do concreto uma vez que, deve seguir critérios como: Drenagem, cobrimento das armaduras, classe de agressividade e a relação água/cimento.

2.1.4 CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

A NBR 6118 (ABNT, 2023) aborda que “a agressividade do meio está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto independentemente das ações mecânicas.” Devendo ainda ser classificada de acordo com valores da tabela de classes de agressividade ambiental do item 6.4.2 da referida norma. Essa classificação é dada pelo tipo de ambiente onde a estrutura será inserida conforme mostrado Tabela (1).

Tabela 1: Classes de agressividade ambiental.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural 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: Tabela 6.1 NBR 6118 (ABNT, 2023)

2.1.5 COBRIMENTO

A NBR 6118 (ABNT,2023) traz que a durabilidade das estruturas está ligada diretamente à classe de agressividade e é extremamente dependente das características do concreto, da espessura e do cobrimento da armadura, devendo ser estabelecidos requisitos mínimos como, relação água/cimento em massa e classe de concreto expressos na Tabela (2).

Tabela 2: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^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: Tabela 7.1 NBR (ABNT, 2023).

Os cobrimentos nominais (c_{nom}) e mínimos (c_{min}) referem-se à superfície da armadura externa, incluindo a face externa e o estribo. Sendo o cobrimento mínimo a distância entre a face do estribo até a face externa de concreto, para garantir o (c_{min}) deve ser considerado o (c_{nom}), respeitando os valores de (c_{nom}) da Tabela (3) NBR 6118 (ABNT, 2023).

Tabela 3: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e (c_{nom}) para $\Delta c=10\text{mm}$.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		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
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	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: Tabela 7.2 NBR (ABNT, 2023).

2.1.6 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DO CONCRETO

Para que seja calculado a resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), alguns dados devem ser conhecidos, como por exemplo a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) e um coeficiente de minoração (γ_c). De acordo com NBR 6118 (ABNT, 2023) a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) é obtida por meio de ensaios de corpos de prova cilíndricos, moldados segundo a NBR 5738 (ABNT, 2015) e rompidos conforme NBR 5739 (ABNT, 2018). Sendo o (f_{ck}) uma propriedade fundamental do concreto e indispensável ao projeto.

A norma NBR 6118 (ABNT, 2023) também especifica valores mínimos de (f_{ck}) para diferentes classes de resistências, para classe C20 a resistência mínima

para estruturas apenas com armadura passiva é $f_{ck} = 20\text{Mpa}$. Assim, para o cálculo da resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) deve-se ainda considerar um coeficiente de minoração (γ_c), para obtenção da resistência de cálculo do concreto a compressão (f_{cd}).

Quando o rompimento do corpo de prova se faz em data igual ou superior a 28 dias adota-se a Equação (2.1).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.1)$$

Valores para coeficiente γ_c são indicados na Tabela (4), o coeficiente γ_c refere-se aos coeficientes de segurança que devem ser aplicados aos materiais (concreto e aço). A coluna combinações, refere às ações que solicitam a estrutura, ou seja, às cargas e esforços que atuam sobre o elemento estrutural.

Tabela 4: Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023).

Para corpos de provas rompidos com data inferior a 28 dias adota-se a Equação (2.2):

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.2)$$

Sendo β_1 calculado pela Equação (2.3):

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \times \left[1 - \frac{\sqrt{28}}{t} \right] \right\} \quad (2.3)$$

Onde:

- $s = 0,38$ para concreto de cimento CPM e VI;
- $s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;
- $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;
- $s = 0,38$ para concreto de cimento CPM e VI;
- t é a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

2.1.7 RESISTÊNCIA DO CONCRETO À TRAÇÃO

A resistência do concreto a tração é a capacidade do concreto de resistir as tensões de tração. Sendo uma característica essencial desse material. Principalmente na determinação da fissuração, no dimensionamento de vigas à força cortante e na resistência de aderência entre o concreto e a barra de aço CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2014, P.36).

Assim para a resistência direta a tração do concreto armado (f_{ct}), pode ser considerada igual a $0,9 \times f_{ct,sp}$ ou $0,7 \times f_{ct,inf}$. Na falta de ensaios para obtenção desses valores pode ser avaliado o valor médio ($f_{ct,m}$) ou característico (f_{ctk}) dado pelas equações (2.4) e (2.5), de acordo com a NBR 6118 (ABNT,2023).

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (2.4)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m} \quad (2.5)$$

Onde para concretos de classe até C50 deve-se usar a Equação (2.6).

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (2.6)$$

2.1.8 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DO AÇO À TRAÇÃO

Para determinar a resistência de cálculo do aço à tração (f_{yd}), deve-se utilizar um coeficiente de minoração (γ_s), devendo adotar para aço CA-50 o valor de 1,15 para combinações normais conforme visto na Tabela (4) do item 2.1.6 desse trabalho. E para resistência característica do aço (f_{yk}), para CA-50, deve-se adotar o valor de 500 MPa, dessa forma temos a Equação (2.7).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa} = 43,48 \text{ kN/cm}^2 \quad (2.7)$$

2.1.9 MÓDULO DE ELASTICIDADE CONCRETO

Na NBR 6118 (ABNT, 2023) o módulo de elasticidade (E_{ci}) deve ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na NBR 8522-1 (ABNT, 2021), na falta de ensaios para obtenção desses valores podem ser estimados usando a Equação (2.8), considerando os valores para $\alpha_E=1$ para granito e gnaiss com (f_{ck}) variando de 20 a 50 MPa.

$$E_{ci} = \alpha_{E \times 5600} \times \sqrt{f_{ck}} \therefore E_{ci} = 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (2.8)$$

Para o módulo de deformação secante (E_{cs}) estima-se pela Equação (2.9):

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \quad (2.9)$$

Sendo α_i calculado pela Equação (2.10):

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.10)$$

2.1.10 RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA

A NBR 6118 (ABNT, 2023) traz que a resistência de aderência de cálculo (f_{bd}) entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas deve ser calculada pela Equação (2.11):

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad (2.11)$$

Onde f_{ctd} é estimado pela Equação (2.12):

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (2.12)$$

Para valores de η_1 , η_2 , η_3 deve ser verificado quanto à superfície de contato de cada barra e a região onde essa barra está inserida, podendo ser então:

- | | |
|--------------------------------|-------------------------------|
| • Lisas | $\eta_1 = 1,0$ |
| • Entalhadas | $\eta_1 = 1,4$ |
| • Nervuradas | $\eta_1 = 2,25$ |
| • Situação de boa aderência | $\eta_2 = 1,0$ |
| • Situação de má aderência | $\eta_2 = 0,7$ |
| • Para $\phi < 32\text{mm}$ | $\eta_3 = 1,0$ |
| • Para $\phi \geq 32\text{mm}$ | $\eta_3 = (132 - \phi) / 100$ |

De acordo com CLÍMACO (2016, p. 37), uma estrutura “executada sem aderência não pode ser considerada, propriamente, como concreto armado, mas sim como composta por dois materiais concreto e aço trabalhando do ponto de vista estrutural, sem solidariedade”.

2.2 ESTADOS LIMITES

Conforme a ABNT NBR 6118:2023, relaciona o estado limite ao colapso, ou a qualquer forma de ruína estrutural, que determina a paralisação do uso da estrutura.

Ainda de acordo com CLÍMACO (2016, p.78) é o “estado que define a impropriedade do uso da estrutura, por razões de segurança, funcionalidade ou estética, com desempenho fora dos padrões especificados para utilização normal ou interrupção por ruína”. Podendo ser divididas em dois grupos: estado limite último e de serviço.

2.2.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Estado limite último do concreto (ELU) ocorre ao se atingir a deformação específica convencional máxima de um dos materiais, concreto ou aço, ou ambos simultaneamente CLÍMACO (2016, p. 146).

Portanto, conforme NBR 6118 (ABNT, 2023) é indispensável a verificação de alguns estados limites últimos, sendo eles:

- a. (ELU) da perda do equilíbrio da estrutura como corpo rígido;
- b. (ELU) de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu topo ou em partes, devido as solicitações normais e tangenciais;
- c. (ELU) de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, por parte de efeitos de segunda ordem;
- d. (ELU) provocado por solicitações dinâmicas;
- e. (ELU) por exposição ao fogo;

2.2.1.1 Coeficientes de ponderação para estados limites últimos

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), quando se consideram estados limites últimos, o coeficiente de ponderação (γ_f) podem ser considerados como sendo o produto de outros três coeficientes, podendo ser escrito como:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \quad (2.13)$$

Onde:

(γ_{f1}) coeficiente parcial que considera a variabilidade das ações;

(γ_{f3}) que considera erros de avaliação dos efeitos das ações;

(γ_{f2}) é associado ao tipo de combinação para verificação do ELU ou de ELS.

Assim, a Tabela (5) apresenta valores para o coeficiente ($\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$) e a Tabela (6) para coeficiente (γ_{f2}).

Tabela 5: Coeficiente ($\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$).

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as ações permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3. Neste caso, as demais ações permanentes devem ser ponderadas conforme a ABNT NBR 8681:2003 Versão Corrigida:2004, Tabela 1.

Fonte: NBR 6118(ABNT, 2023)

Tabela 6: Coeficiente (γ_{f2}).

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas de utilização de edificações	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Áreas com ocupação residencial ou hospedagem e áreas de acesso restrito.
^c Áreas com ocupação comercial, de escritórios, lojas, estações de passageiros, edifícios públicos e áreas de acesso público.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023)

2.2.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2023) o estado limite de serviço está relacionado ao conforto do usuário e à durabilidade, juntamente com aparência e boa utilização das estruturas. Devendo atender as necessidades funcionais, de estética e durabilidade das estruturas, sendo necessário a verificação de alguns (ELS) sendo elas:

- Estado de deformação de fissuras: estado em que há grande possibilidade de iniciar-se a formação de fissuras;
- Estado de fissuração inaceitável: abertura de fissuras que, porém, ser prejudicial ao uso ou durabilidade;
- Estado de deformação excessiva: deformações ultrapassam os limites aceitáveis para utilização;

2.2.2.1 Coeficientes de ponderação para estados limites serviços

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), para o coeficiente de ponderação dos estados limites de serviço, pode ser escrito pela Equação (2.14):

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (2.14)$$

Onde

γ_{f2} assume valores expressos na Tabela (6) do item 2.2.1.1 desse trabalho.

$\gamma_{f2} = 1$ para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$ para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$ Para combinações quase permanentes.

2.2.2.2 Estado limite de deformação excessiva

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), para a verificação em serviço do estado limite de deformação excessiva da estrutura é necessário a verificação dos valores

práticos de deslocamentos, devendo respeitar os limites de deslocamento da Tabela (7), onde (l) representa a medida do vão da estrutura em análise.

Tabela 7: Limites de deslocamento.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Acessibilidade sensorial	Visual	Deslocamento visíveis em elementos estruturais	total	$l/250$
	Outros	Vibrações sentidas no piso	Devido a carga variáveis de utilização	$l/350$
Efeitos em elementos estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500$ e 10mm

Fonte: NBR 6118 (2023)

2.2.2.3 Estado limite de fissuração

Para abertura de fissuras a NBR 6118 (ABNT, 2023) impõe que, o valor característico da abertura de fissuras (w_k) é determinado para cada parte da região de envolvimento (áreas próximas à superfície de concreto em contato com ambiente externo ou em pontos críticos da estrutura), sendo o menor valor obtido entre as equações seguintes:

$$w_{k1} = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3\sigma_{si}}{f_{ct,m}} \quad (2.15)$$

$$w_{k2} = \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{cri}} + 45 \right) \quad (2.16)$$

Onde:

σ_{si} , ϕ_i , E_{si} , ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento;

A_{cri} é a área da região de envolvimento projetado pela barra ϕ_i ;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra de diâmetro ϕ_i ;

ϕ_i é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento;

ρ_{cri} é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (fora da bainha) em relação a área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura, estágio II.

Contudo, para uma melhor durabilidade as estruturas de concreto armado, devem ser respeitadas os limites imposto pela NRB 6118 (ABNT, 2023), apresentado Tabela (8).

Tabela 8: Valores limites relativos à fissuração.

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT,2023)

2.3 VIGA

A NBR 6118 (ABNT, 2023) descreve as vigas como sendo, elementos lineares em que a flexão é predominante. De acordo com a mesma norma, pode ser calculada como sendo contínua, admitindo-se apoios simples nos pilares para o estudo das cargas verticais, sendo necessário o uso das seguintes correções adicionais.

- Não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos.
- Quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida da direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que de engastamento perfeito nesse apoio.

No dimensionamento de vigas contínuas, é fundamental considerar o momento de inércia da seção transversal geométrica, excluindo as armaduras, podendo ser calculada admitindo toda a viga no estágio (I) conforme descrito por ARAÚJO (2014, P. 204). Além disso, é necessário considerar as ações de pórticos nas ligações entre viga e pilar. Essas ações podem induzir flexão composta nos pilares conforme destacado por CLÍMACO (2016, P. 70).

2.3.1 ARMADURA DE PELE

Conforme ARAÚJO (2014, p. 228), “em vigas altas, a armadura do banzo tracionado não é suficiente para limitar a fissuração”. Sendo necessário adicionar armaduras longitudinal em cada face lateral da viga, recebendo o nome de armadura de pele. Entretanto, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023) em vigas com altura inferior ou igual a 60cm, pode ser dispensada a utilização dessa armadura.

2.3.2 ARMADURA CONSTRUTIVA

Quando não for necessária a utilização de barras longitudinais de compressão determinadas por meio de cálculos, tem de ser colocada nas arestas dos estribos, barras de amarração de bitola igual ou superior à do estribo ARAÚJO (2014, p. 229).

2.3.3 ARMADURA LONGITUDINAL MINÍMA DE TRAÇÃO

Para garantir um comportamento estrutural adequado, deve-se atentar para um valor mínimo de armadura de tração. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), valores podem ser determinados se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura conforme Tabela (9).

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

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023)

2.4 AÇÕES

A NBR 8681 (ABNT, 2003) prescreve que ações são: causas que provocam esforços ou deformação nas estruturas. Em termos práticos, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas as próprias ações. Podendo ser classificadas em ações permanentes, variáveis e cargas acidentais.

2.4.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes ocorrem com valores praticamente constante, durante toda vida útil da edificação. Também são consideradas como permanente as ações que crescem no tempo tendendo a um valor limite constante, conforme descrito na NBR 6118 (ABNT, 2023). Essas ações devem ter seus valores representativos, consideravelmente mais desfavorável para a segurança.

Ainda na mesma norma, são classificadas como diretas, constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes.

2.4.2 PESO PRÓPRIO MATERIAIS

De acordo com a norma NBR 6120 (ABNT, 2019), o peso próprio da estrutura deve ser calculado utilizando as dimensões nominais e o valor médio do peso específico do material considerado. Ainda na mesma norma, evidencia que, na ausência de experimentos rigorosos que determinam o peso específico aparente dos materiais de construção, pode-se considerar o valor médio (entre parênteses na Tabela 10), para o peso específico de alvenaria encontra-se valores na Tabela (11) e para o telhado valores de peso específico na Tabela (12).

Tabela 10: Peso específico aparente dos materiais de construção (continua)

Material		Peso específico aparente γ_{ap} kN/m ³
1 Rochas naturais	Arenito	21 a 27 (24)
	Ardósia	28
	Basalto, diorito, gabro	27 a 31 (29)
	Calcário denso	20 a 29 (24,5)
	Gnaiss	30
	Granito, sienito, pórfiro	27 a 30 (28,5)
	Lava basáltica	24
	Mármore e calcário	28
	Outros calcários	20
	Taquilito	26
2 Blocos artificiais e pisos	Blocos de concreto vazados (função estrutural, classes A e B, ABNT NBR 6136)	14
	Blocos cerâmicos vazados com paredes vazadas (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	12
	Blocos cerâmicos vazados com paredes maciças (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	14
	Blocos cerâmicos maciços	18
	Blocos de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	5,5
	Blocos de vidro	9
	Blocos sílico-calcários	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Porcelanato	23
	Terracota	21

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 2019)

Tabela 10: (Continuação)

Material		Peso específico aparente γ_{ap} kN/m ³
3 Argamassas e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cal	12 a 18 (15)
	Argamassa de cimento e areia	19 a 23 (21)
	Argamassa de gesso	12 a 18 (15)
	Argamassa autonivelante	24
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
	NOTA Os pesos específicos de argamassas e concretos são válidos para o estado endurecido.	

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 2019)

Tabela 11: Peso de componentes construtivos (alvenaria)

Alvenaria	Espessura nominal do elemento cm	Peso - Espessura de revestimento por face kN/m ²		
		0 cm	1 cm	2 cm
ALVENARIA ESTRUTURAL				
Bloco de concreto vazado (Classes A e B – ABNT NBR 6136)	14	2,0	2,3	2,7
	19	2,7	3,0	3,4
Bloco cerâmico vazado com paredes maciças (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	14	2,0	2,3	2,7
Bloco cerâmico vazado com paredes vazadas (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,4	1,6	2,2
	14	1,7	2,1	2,5
	19	2,3	2,7	3,1
Tijolo cerâmico maciço (ABNT NBR 15270-1)	9	1,6	2,0	2,4
	11,5	2,1	2,5	2,9
	14	2,5	2,9	3,3
	19	3,4	3,8	4,2
Bloco sílico-calcário vazado (Classe E - ABNT NBR 14974-1)	9	1,1	1,5	1,9
	14	1,5	1,9	2,3
	19	1,9	2,3	2,7
Bloco sílico-calcário perfurado (Classes E, F e G - ABNT NBR 14974-1)	11,5	1,9	2,3	2,7
	14	2,1	2,5	2,9
	17,5	2,8	3,2	3,6
ALVENARIA DE VEDAÇÃO				
Bloco de concreto vazado (Classe C – ABNT NBR 6136)	6,5	1,0	1,4	1,8
	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,3	1,7	2,1
	14	1,4	1,8	2,2
	19	1,8	2,2	2,6
Bloco cerâmico vazado (Furo horizontal - ABNT NBR 15270-1)	9	0,7	1,1	1,6
	11,5	0,9	1,3	1,7
	14	1,1	1,5	1,9
	19	1,4	1,8	2,3
Bloco de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	7,5	0,5	0,9	1,3
	10	0,6	1,0	1,4
	12,5	0,8	1,2	1,6
	15	0,9	1,3	1,7
	17,5	1,1	1,5	1,9
	20	1,2	1,6	2,0
Bloco de vidro (decorativo, sem resistência ao fogo)	8	0,8	–	–
NOTA Na composição de pesos de alvenarias desta Tabela foi considerado o seguinte:				
— argamassa de assentamento vertical e horizontal de cal, cimento e areia com 1 cm de espessura e peso específico de 19 kN/m ³ ;				
— revestimento com peso específico médio de 19 kN/m ³ ;				
— proporção de um meio bloco para cada três blocos inteiros;				
— sem preenchimento de vazios (com graute etc.).				

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 2019)

Tabela 12: Peso específico telhado

Composição	Peso na superfície horizontal kN/m ²
Com telhas cerâmicas em geral (exceto tipo germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação $\leq 40\%$	0,7
Com telhas cerâmicas (tipo germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação $\leq 40\%$.	0,85
Com telhas de fibrocimento onduladas (com espessura até 5 mm) e estrutura de madeira	0,4
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8 mm) e estrutura metálica de aço	0,3
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8 mm) e estrutura metálica de alumínio	0,2
Com telhas de fibrocimento tipo canaleta (com espessura 8 mm) e estrutura de madeira	0,35
NOTA: Peso por metro quadrado de telhado, na superfície horizontal, incluindo a estrutura de suporte (tesouras, terças, caibros e ripas).	

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 2019)

2.4.3 AÇÕES VARIÁVEIS

A NBR 8681 (ABNT, 2003), descreve que, são ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média durante a vida da construção. Ainda de acordo com CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO (2014, p. 55), essas ações devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento estudado. Podendo ser classificadas em ações variáveis diretas e indiretas.

2.4.3.1 Variáveis diretas (carga acidentais)

As ações variáveis diretas são formadas pelas cargas acidentais e pela ação do vento. Para cargas acidentais de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), são as ações variáveis de utilização que atuam nas construções em função do seu uso por (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos). Conforme NBR 6120 (ABNT, 2023), para áreas sujeitas a várias categorias distintas de utilização, devem ser calculadas para categoria que produzir os efeitos mais desfavoráveis. Os valores de carga considerando uma edificação residencial estão expressos na Tabela (13).

Tabela 13: Tabela de carga variáveis

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m ²	Carga concentrada kN
Cozinhas não residenciais ^a	Validar caso a caso, respeitando o valor mínimo indicado nesta Tabela	3	—
	Câmara fria	5	—
Depósitos de uso geral ^a As cargas devem ser validadas caso a caso, porém com os valores mínimos indicados nesta Tabela.	Validar caso a caso, respeitando o valor mínimo indicado nesta Tabela	7,5 kN/m ² até 2,5 m de altura de estoque + 3 kN/m ² por metro de altura de estoque excedente ^p	q
	Locais sujeitos ao acúmulo de mercadorias, incluindo zonas de acesso Materiais de armazenagem (ver 6.9) Supermercados (ver item nesta Tabela)	7,5	q
Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5	—
	Sala, copa, cozinha	1,5	—
	Sanitários	1,5	—
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2	—
	Quadras esportivas	5 ^a	—
	Salão de festas, salão de jogos	3 ^a	—
	Áreas de uso comum	3 ^a	—
	Academia	3 ^a	—
	Ferro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1 a 1	—
	Sótão	2 ^a	—
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5	—
	Corredores de uso comum	3	—
	Depósitos	3	—
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
	Jardins (ver item nesta Tabela)		

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 2019)

2.4.3.2 Variáveis indiretas

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), as ações variáveis indiretas são causadas por variação de temperatura e por ações dinâmicas.

2.5 ESFORÇOS RESISTENTES

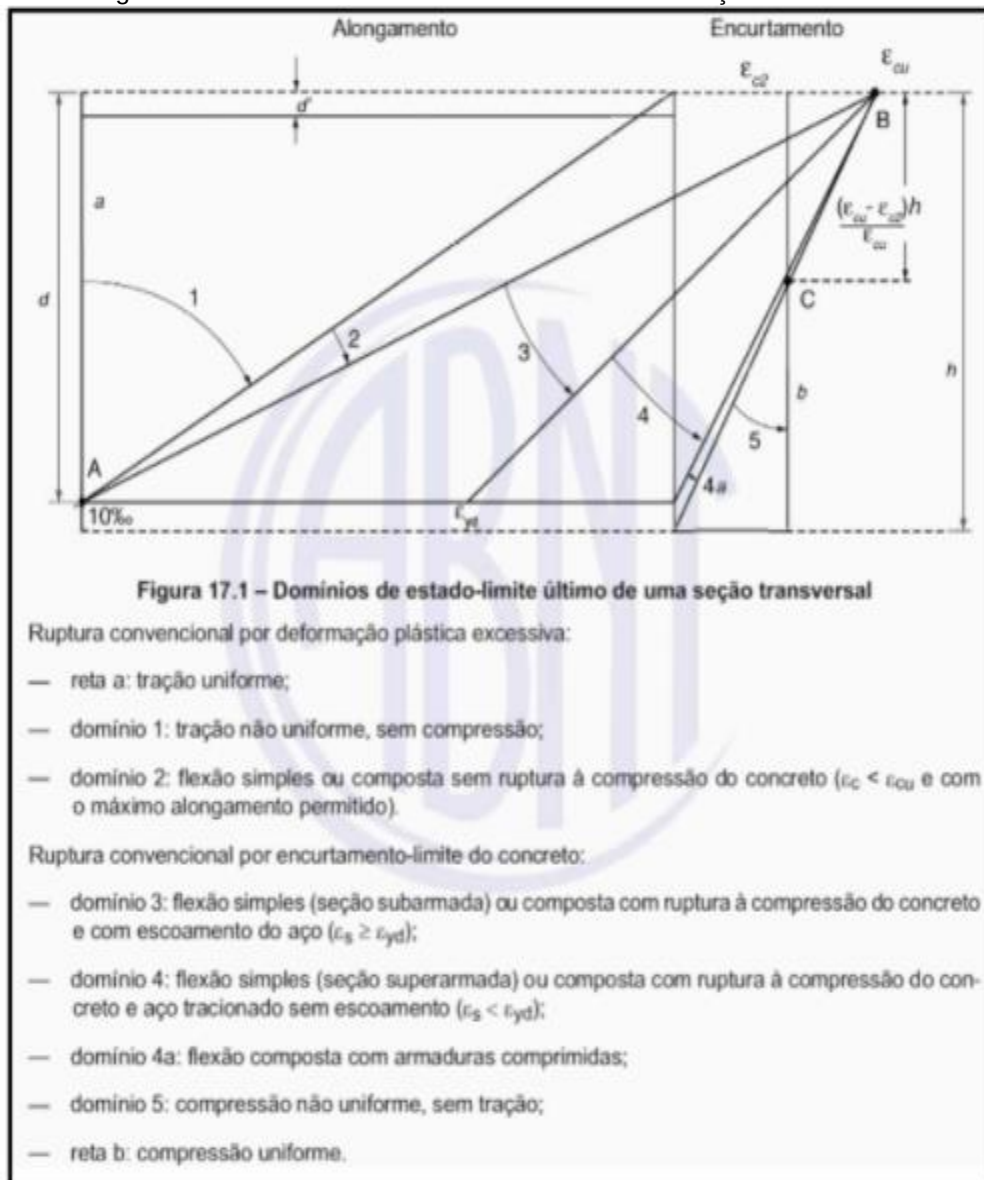
Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023) na análise dos esforços resistentes de uma viga, devem ser consideradas algumas hipóteses básicas, como:

- as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- a deformação das barras passivas aderentes deve ser a mesma do concreto em seu entorno;
- as tensões de tração do concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas do (ELU);
- a distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama retangular de profundidade $y = 0,8x$ (sendo x à altura da linha neutra)

e onde a tensão constante atuante até a profundidade y é igual a $0,85 \times \eta_c \times f_{cd}$ no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para borda comprimida. Para $f_{ck} \leq 40\text{MPa}$: $\eta_c = 1$;

- e) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores definidos em 8.3.6 e 8.4.5 da referida norma;
- f) o estado limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencente a um dos domínios da Figura (1).

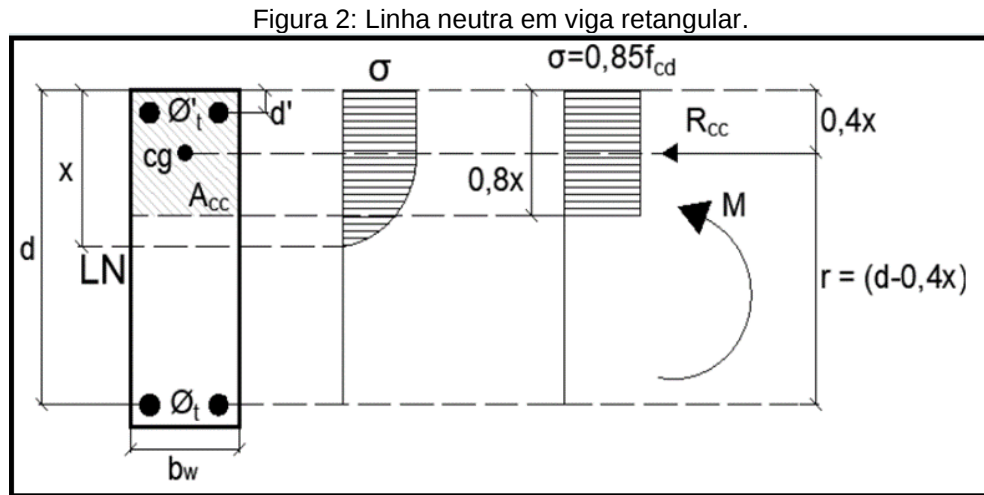
Figura 1: Domínios de estado limite último de uma seção transversal.



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023)

2.6 LINHA NEUTRA

Segundo MOURA (2019) a linha neutra em um elemento sob flexão simples, separa a região comprimida da região tracionada e pode ser obtida em função do momento fletor na seção transversal. Na Figura (2) é visto essa relação e alguns limites de cálculos previsto na NBR 6118 (ABNT, 2023).



Fonte: MOURA (2019)

Para calcular a força na região comprimida (R_{cc}), de acordo com MOURA (2019) os cálculos são baseados no equilíbrio de momento fletor da região comprimida do concreto e da tração do aço na seção longitudinal da viga. Com auxílio da Figura (2) pode-se calcular (R_{cc}) em função da tensão (σ) e a área concreto comprimida (A_{cc}) pela Equação (2.17).

$$\sigma = \frac{\text{Força}}{\text{Area}} \therefore R_{cc} = 0,85 \times f_{cd} \times A_{cc} \quad (2.17)$$

O momento fletor gerado na seção transversal pode ser calculado como sendo o produto de (R_{cc}) pelo braço de alavanca ($d - 0,4x$) do centro de gravidade da área comprimida até a barra de aço tracionada pela Equação (2.18).

$$M = R_{cc} \times r \therefore M = 0,85 \times f_{cd} \times A_{cc} \times (d - 0,4x) \quad (2.18)$$

Onde:

$$A_{cc} = b_w \times 0,8x \quad (2.19)$$

Assim pode-se calcular a altura da linha neutra pela Equação (2.20).

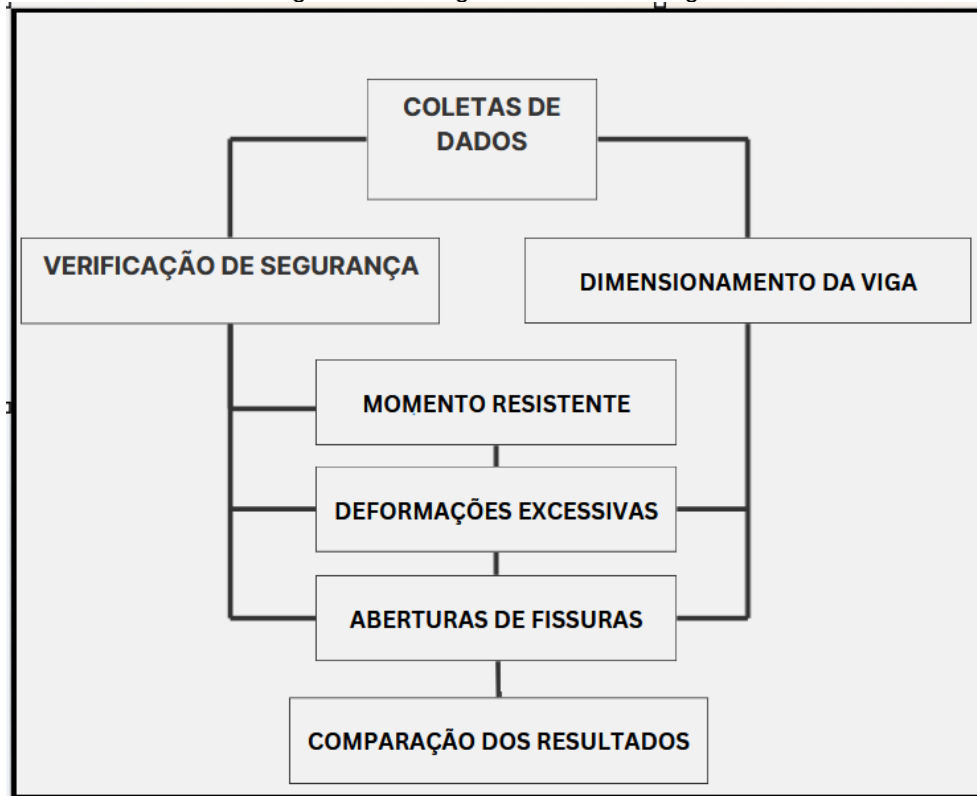
$$M = 0,85 \times f_{cd} \times b_w \times 0,8x \times (d - 0,4x) \quad (2.20)$$

Ainda de acordo com NBR 6118 (ABNT, 2023) para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas, a posição da linha neutra no (ELU) deve obedecer ao limite, $\frac{x}{d} \leq 0,45$, para concreto com $f_{ck} \leq 50Mpa$.

3 METODOLOGIA

A metodologia foi realizada conforme fluxograma representado na Figura (3):

Figura 3 : Fluxograma de metodologia.



Fonte: Autor.

O processo de coletas de dados, verificação de segurança e dimensionamento seguiu as etapas descritas a seguir:

3.1 COLETA DE DADOS

A primeira etapa consistiu em uma análise em campo para realizar o levantamento de informações sobre a edificação analisada. Nela foram realizadas inspeções in loco para obtenção das dimensões geométricas da viga de interesse. Foram verificadas as características da viga, como o comprimento do vão, altura, largura, área de aço utilizada e a distribuição de cargas ao longo da estrutura.

3.2 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Na verificação de segurança, foram realizados cálculos para verificar:

- Momento resistente de cálculo: Com base nas cargas aplicadas, determinou-se o momento fletor máximo suportado pela viga é comparou-o com o momento fletor atuante.
- Deformações excessivas: Foi determinada a deformação da viga sob carga, verificando se os deslocamentos verticais atendem aos limites estabelecidos pelas normas.
- Abertura de fissuras: A viga foi inspecionada quanto a presença de fissuras, e calculados os valores teóricos de abertura de fissuras verificando se estão dentro dos limites aceitáveis.

3.3 DIMENSIONAMENTO DA VIGA

Utilizando-se da mesma seção geométrica da viga observada in loco para realizar um novo dimensionamento, com objetivo de comparar as áreas de aço necessárias para que essa estrutura fosse considerada segura. O dimensionamento foi realizado seguindo os critérios normativos conforme a ABNT NBR 6118:2024, obedecendo os critérios dos Estados Limites Últimos e de Serviços.

3.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos na verificação de segurança e no dimensionamento foram comparados com os parâmetros de segurança estabelecidos pelas normas vigentes, analisando a conformidade da viga existente. O objetivo desta comparação foi verificar se a área de aço e as condições estruturais da viga atendem aos requisitos normativos e se são compatíveis com o comportamento esperado da estrutura.

4 ESTUDO DE CASO

A edificação analisada fica localizada na Rua Suécia, no bairro Jardim Andere em Varginha, Minas Gerais. Um edifício em construção com dois pavimentos, compreende uma área construída de 165 m². Os elementos estruturais (Vigas, Pilares) são constituídos por concreto armado, laje pré-moldada, alvenaria do primeiro pavimento de bloco de concreto e no segundo pavimento alvenaria de tijolos cerâmicos, conforme observado nas Figuras (4) e (5).

Após a análise do projeto estrutural apêndice (A) e visita técnica em obra, foi detectado a ausência do projeto estrutural do segundo pavimento e algumas divergências nas estruturas construídas, como por exemplo, dimensões das vigas alteradas, área de aço reduzidas e falta de informações de resistência do concreto.

Figura 4: Alvenaria 1.º pavimento.



Fonte: Autor.

Figura 5: Alvenaria 2.º pavimento.



Fonte: Autor.

Dessa forma, o estudo abordará a análise da edificação serão demonstrados cálculos para verificação de segurança nos Estados limites (último e de serviço) e cálculos de armadura necessária para combater à esforços (normais e cortantes) de um elemento estrutural (viga).

4.1 ANÁLISE DA EDIFICAÇÃO

Segundo CLÍMACO (2016, p. 69) a análise da edificação é a “etapa inicial do projeto que tem como objetivo delimitar a edificação em relação ao meio físico externo e definir as partes que vão constituir o subsistema estrutural”.

Nesse sentido, antes de projetar ou intervir em uma construção é necessário realizar estudos e avaliações das partes que compõem a estrutura interna do edifício (vigas, pilares e lajes) que juntos formam o subsistema estrutural responsável pela estabilidade e segurança da edificação.

4.2 ANÁLISE DA ESTRUTURA

A NBR 6118 (ABNT, 2023) diz que, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificação dos estados limites últimos e de serviços. Permitindo estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamento, em uma parte ou em toda a estrutura. Além disso, “é importante classificar de modo adequado as cargas atuantes na edificação, visando associá-las a elementos capazes de fornecer a capacidade resistente necessária” CLÍMACO (2016, p. 72).

Ainda na NBR 6118 (ABNT,2023) a norma dispõe que a análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. Além do que, os modelos de projeto precisam constituir sistemas estruturais resistentes, mostrando de forma explícita os trajetos seguidos pelas forças até chegarem aos apoios das estruturas.

Dessa forma, seguir algumas etapas (dimensionamento, verificação e detalhamento), são fundamentais após o processo de análise estrutural, garantindo a segurança, em relação aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), das estruturas como um todo e de cada uma de suas partes, conforme orienta a NBR 6118 (ABNT,2023).

Ainda de acordo com NBR 6118 (ABNT,2023):

Essa segurança exige que sejam respeitadas condições analíticas do tipo:

$$S_d \leq R_d$$

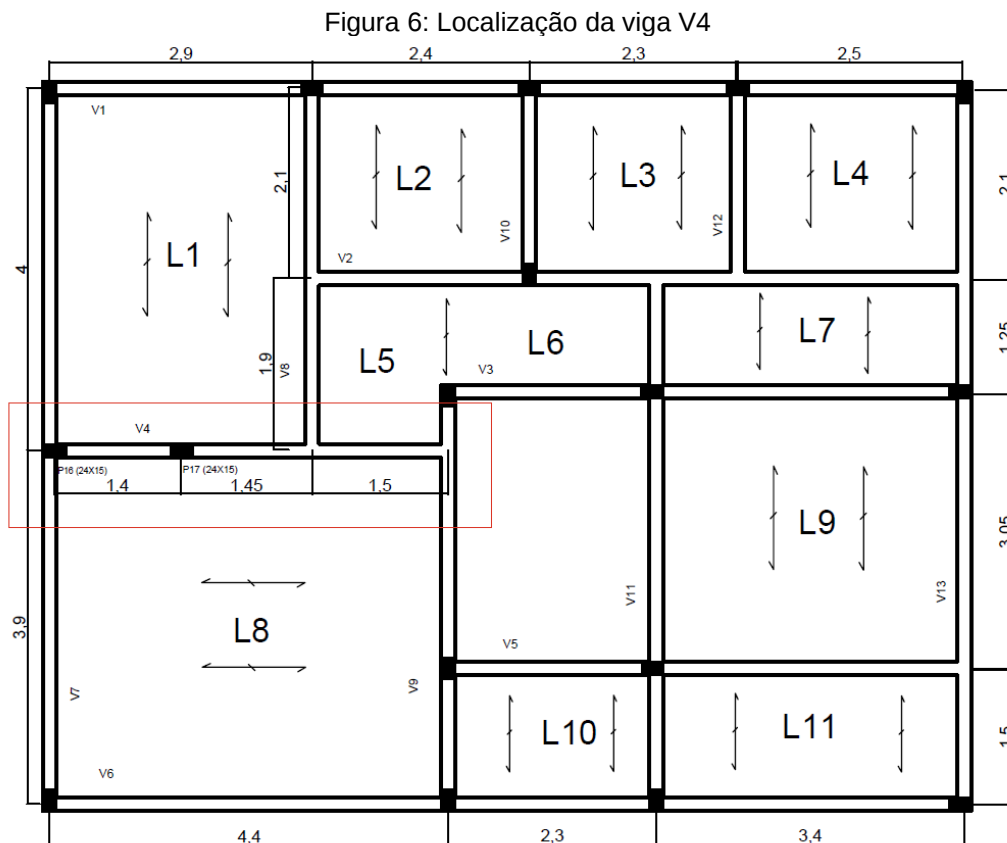
Onde se impõe que as solicitações de cálculo sejam inferiores às resistências de cálculo para todos os estados limites considerados importantes para a estrutura em questão. Essa segurança exige ainda que sejam respeitadas regras construtivas. Além de um arranjo estrutural que garanta segurança ao conjunto, devem ser aplicadas regras como as de dimensões mínimas para definição das fôrmas, bem como as regras de detalhamento das armaduras.

Para a realização do estudo de verificação e dimensionamento todos os dados necessários foram definidos e coletados previamente.

4.2.1 ESTRUTURAS EXISTENTES

Concentrando-se exclusivamente no estudo das vigas, a primeira etapa consiste em determinar as cargas atuantes. A fim de alcançar esse objetivo a estratificação manual nas estruturas foi empregada como etapa fundamental.

Posteriormente, com auxílio de tabelas da norma NBR 6120 (ABNT, 2019), mencionadas no item 2.4.2 desse trabalho pode-se então calcular as cargas de cada elemento, levando em consideração as cargas atuantes de laje, paredes, piso, revestimento, peso próprio e possíveis cargas variáveis de utilização. Sendo neste estudo os cálculos particularizados para viga V4 (A-B-C).



Fonte: Autor (2024)

4.2.1.1 Lajes

Foram coletados dados de dimensões geométricas para laje em questão, em seguida anotados na Tabela (14). Trata-se de uma laje treliçada H8 com lajotas

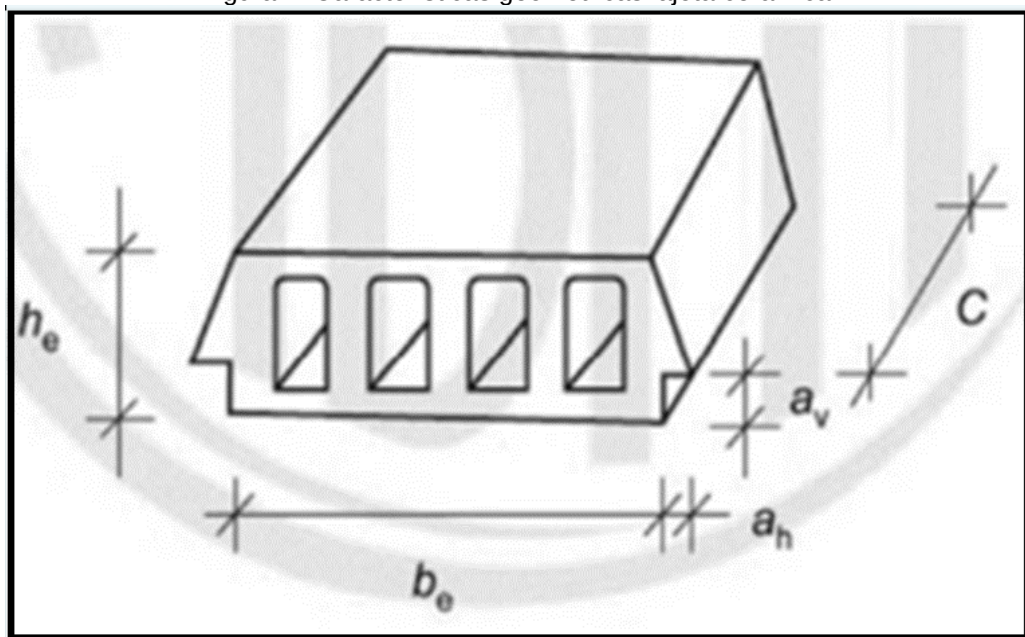
cerâmicas. Características geométricas da lajota cerâmica conforme ilustrado na Figura (7).

Tabela 14: Especificações encontradas (lajota cerâmica H8)

Especificações		
Lajota cerâmica H8	Valores	Unidade
Largura do elemento (b_e)	0,30	m
Altura do elemento (h_e)	0,06	m
Comprimento (c)	0,20	m
Encaixe vertical (a_v)	0,02	m
Encaixe horizontal (a_h)	0,02	m
Massa do bloco (m)	2,20	kg
Capa de concreto (h_{capa})	0,04	m

Fonte: Autor

Figura 7: Características geométricas lajota cerâmica.



Fonte: NBR 14859-2 (2016)

Com as informações apresentadas na Tabela (14) e o peso específico dos materiais envolvidos na confecção da laje, pode-se terminar as demais propriedades geométricas dos materiais e o respectivo peso por metro quadrado de laje, conforme mostrado a seguir.

- Área do bloco

$$A_{\text{bloco}} = b_e \times h_e + \left(\left(\frac{h_e - a_v}{2} \right) \times \frac{a_h}{2} \times 2 \right) = 1,840 \times 10^{-2} \text{m}^2 \quad (4.1)$$

- Volume do bloco

$$V_{\text{bloco}} = A_{\text{bloco}} \times c = 3,680 \times 10^{-3} \text{m}^3 \quad (4.2)$$

- Peso específico aparente do bloco

$$\gamma_{\text{apar,bloco}} = \frac{m \times g}{V_{\text{bloco}}} = 5,865 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (4.3)$$

- Área total

$$A_{\text{total}} = (b_e + b_v) \times (h_e + h_{\text{capa}}) = 0,043 \text{m}^2 \quad (4.4)$$

Sendo $b_v = 0,13\text{m}$ a largura da base da vigota pré-moldadas.

- Área do concreto

$$A_{\text{concreto}} = A_{\text{total}} - A_{\text{bloco}} = 0,043 \text{m}^2 - 1,840 \times 10^{-2} \text{m}^2 = 0,025 \text{m}^2 \quad (4.5)$$

4.2.1.2 Paredes

Para determinar o peso da parede é necessário verificar algumas dimensões da alvenaria de fechamento. As especificações encontradas in loco estão apresentadas na Tabela (15).

Tabela 15: Especificações encontradas (Bloco cerâmico 8 furos)

Especificações		
Bloco cerâmica vazado (Furo horizontal)	Valores	Unidade
Largura do elemento (b_e)	0,09	m
Altura do elemento (h_e)	0,19	m
Comprimento (c)	0,29	m
Massa do bloco	0,70	kN/m ²
Pé direito	2,60	m
Revestimento por face	0,02	m

Fonte: Autor.

4.2.1.3 Piso e contrapiso

Apesar do piso e contrapiso ainda não terem sido executados, foram considerados valores convencionais, sendo favorável a segurança da edificação. Para o peso específico, valores são determinados conforme NBR 6120 (ABNT, 2019), expresso na Tabela (16).

Tabela 16: Especificações encontradas (Piso e Contrapiso)

Especificações		
Piso e Contrapiso	Valores	Unidade
Espessura de contrapiso ($h_{contrapiso}$)	0,030	m
Peso específico da argamassa ($\gamma_{contrapiso}$)	21,00	kN/m ³
Espessura de piso (h_{piso})	0,010	m
Peso específico do piso (γ_{piso})	23,00	kN/m ³
Espessura de teto (h_{teto})	0,015	m
Peso específico da argamassa ($\gamma_{revestimento}$)	19,00	kN/m ³

Fonte: Autor.

4.2.1.4 Vigas

Para viga V4 (A-B-C), verificou-se a necessidade de expor uma pequena parte das barras de aço, sem comprometer a integridade da viga Figura (8). Encontrando duas barras de aço com 10mm de diâmetro para armadura longitudinal, totalizando um valor de $A_s = 1,57\text{cm}^2$. Para armadura porta estribos, encontrou-se duas barras de 10mm. Para área de aço transversal encontrou-se barras de 5mm de diâmetro com

espaçamento de 15cm Figura (9), essas barras se mantem com a mesma quantidade em todo comprimento da viga V4.

Figura 8: Área de aço longitudinal.



Fonte: Autor

Figura 9: Barras de aço estribos.



Fonte: Autor

A Tabela (17) apresenta valores de dimensões de fôrma, cobrimento e áreas de aço encontradas. Após análise foi determinado o vão efetivo (l_{ef}), que pode ser

definido como a distância de centro a centro entre pilares conforme ARAUJO (2014, P. 203).

Tabela 17: Especificações encontradas (Viga 4 (A-B-C))

Viga	l_{ef} (cm)	b_w (cm)	h (cm)	Armadura Longitudinal (cm ²) CA-50	Armadura porta estribo CA-50	Armadura transversal (cm ²) CA-60	Cobriment o (cm)
V4-(A-B)	1,40	15,0	25,0	2 $\emptyset$ 10mm = 1,57cm ²	2 $\emptyset$ 10mm = 1,57cm ²	$\emptyset$ 5 C/15cm	1
V4-(B-C)	2,95	15,0	25,0				

Fonte: Autor.

4.3 AÇÕES ATUANTES

4.3.1 LAJE

4.3.1.1 Peso próprio da laje

Conforme mencionado por CLÍMACO (2016, p .71), “para fins de cálculos, o peso próprio das lajes é considerado como uma carga distribuída uniformemente atuando em sua superfície média”. Assim, com todos dados das equações obtidos no item (4.2.1.1) desse trabalho, o peso próprio (g_{laje}) nas lajes assume o valor de 1,705kN/m² expresso na Equação (4.6):

$$g_{\rho,laje} = \frac{(A_{bloco} \times c_e \times \gamma_{bloco}) + (A_{concreto} \times c_e \times \gamma_{concreto})}{(b_e + b_v) \times c_e}$$

$$g_{\rho,laje} = \frac{(1,840 \times 10^{-2} \times 0,20 \times 5,865) + (0,025 \times 0,20 \times 25)}{(0,30 + 0,13) \times 0,20}$$

$$g_{laje} = 1,705 \text{ kN/m}^2$$
(4.6)

4.3.1.2 Peso do piso e contrapiso

Assumindo valores de cálculo conforme mencionado no item 4.2.1.3 Tabela (16) desse trabalho, pode-se calcular peso do piso e contrapiso com a Equação (4.7).

$$g_{\rho,piso} = (h_{contrapiso} \times \gamma_{contrapiso}) + (h_{piso} \times \gamma_{piso})$$

$$g_{\rho,piso} = (0,030 \times 21,0) + (0,010 \times 23,0) = 0,860 kN/m^2 \quad (4.7)$$

4.3.1.3 Peso do revestimento do teto

Para espessura final do revestimento do teto, verificou-se um valor de 1,5cm e para o peso específico da argamassa (cal, cimento e areia) adota-se conforme item (2.4.2) desse trabalho, Tabela (10), o valor de $19 kN/m^3$. Dessa forma, o peso do revestimento pode ser determinado conforme apresentado na Equação (4.8).

$$g_{\rho,teto} = h_{teto} \times \gamma_{teto} = 0,015m \times 19,0 kN/m^3 = 0,285 kN/m^2 \quad (4.8)$$

4.3.1.4 Carga total laje

Sendo assim, com todas as premissas apuradas, tem-se então o valor da carga distribuída total para laje do primeiro pavimento em função da carga variável (q_1) fixado na Equação (4.9).

$$g_{t,laje} = g_{laje} + g_{piso} + g_{teto} + q_1$$

$$g_{t,laje} = 1,705 + 0,860 + 0,285 = (2,85 + q_1) \frac{kN}{m^2} \quad (4.9)$$

4.3.1.5 Carga variável

Conforme mencionado no item (2.4.3.1) Tabela (13) desse trabalho, para edifício residencial os valores de carga variável (q_1), são definidos conforme projeto arquitetônico ilustrado no apêndice (B).

Assim, após análise do projeto arquitetônico são definidos valores de cargas variáveis para cada área conforme visto na Tabela (13) do item (2.4.3.1) desse

trabalho. Definindo os valores para (q_1) de $1,5kN/m^2$ para dormitórios e sanitários e $3,0kN/m^2$ para corredores de uso comum.

4.3.1.6 Reações da laje nas vigas

Para CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2014, p.79), “as lajes pré-moldadas unidirecionais têm vigotas seguindo uma só direção, geralmente a de menor vão e simplesmente apoiada nas extremidades”. Dessa forma, esse arranjo faz com que as vigas perpendiculares às nervuras (direção y), atue toda a carga proveniente da laje, e nas vigas paralelas (direção x), 25% da carga. Sendo a Equação (4.10) as ações nas vigas perpendiculares às nervuras (ρ_{vy}) e Equação (4.11) as ações nas vigas paralelas às nervuras (ρ_{vx}).

$$\rho_{vy} = \frac{p \times l_x}{2} \quad (4.10)$$

$$\rho_{vx} = \frac{0,25 \times p \times l_y}{2} \quad (4.11)$$

Sendo:

p = carga distribuída sobre o pavimento;

l_x o valor do vão na direção paralelas às nervuras;

l_y o valor do vão na direção perpendiculares às nervuras.

Pode-se então calcular o valor de carga total de laje utilizando a Equação (4.9) vista anteriormente, ficando com um valor para carga de laje de $4,35kN/m^2$ para dormitórios e sanitários e $5,85kN/m^2$ para corredores de uso comum. A Tabela (18) apresenta os valores das reações de laje que atua em cada segmento das vigas do primeiro pavimento, calculadas utilizando as Equações (4.10) e (4.11). Sendo mais bem ilustrado na Figura (10), valores finais das reações em cada segmento das vigas do primeiro pavimento.

Tabela 18: Reações das lajes nas vigas do primeiro pavimento

Laje	$l_x(m)$	$l_y(m)$	$q_1(kN/m^2)$	$g_{laje}(kN/m)$	$g_{t,laje}(kN/m)$	Vigas perpendiculares (kN/m)		Vigas paralelas (kN/m)	
L1	4,00	2,90	1,5	$(2,85+q_1)$	4,35	V1-A	V4-B	V7-B	V8-A
						8,70	8,70	1,58	1,58
L2	2,10	2,40	1,5	$(2,85+q_1)$	4,35	V1-B	V2-A	V8-A	V10-A
						4,57	4,57	1,30	1,30
L3	2,10	2,30	1,5	$(2,85+q_1)$	4,35	V1-C	V2-B	V10-A	V12-A
						4,57	4,57	1,25	1,25
L4	2,10	2,50	1,5	$(2,85+q_1)$	4,35	V1-D	V2-C	V13-A	V12-A
						4,57	4,57	1,36	1,36
L5	1,90	1,50	3,0	$(2,85+q_1)$	5,85	V2-A	V4-B	V8-A	V9-A
						5,56	5,56	1,10	1,10
L6	1,25	2,30	3,0	$(2,85+q_1)$	5,85	V2-A	V3-A	V9-A	V11-A
						3,65	3,65	1,68	1,68
L7	1,25	3,40	1,5	$(2,85+q_1)$	4,35	V2-B	V3-B	V11-A	V13-A
						2,72	2,72	1,85	1,85
L8	4,40	3,90	1,5	$(2,85+q_1)$	4,35	V7-A	V9-A	V4-A	V6-A
						9,57	9,57	2,12	2,12
L9	3,05	3,40	1,5	$(2,85+q_1)$	4,35	V3-B	V5-B	V11-A	V13-B
						6,63	6,63	1,85	1,85
L10	1,50	2,30	3,0	$(2,85+q_1)$	5,85	V5-A	V6-B	V9-B	V11-C
						4,39	4,39	1,68	1,68
L11	1,50	3,40	3,0	$(2,85+q_1)$	5,85	V5-B	V6-C	V11-C	V13-B
						4,39	4,39	2,48	2,48

Fonte: Autor.

Figura 10: Reações de laje em cada segmento das vigas do primeiro pavimento.



Fonte: Autor.

Para cálculo da laje de forro, será considerado mesmo valor de peso próprio para laje e teto. Para carga variável (q_1), segundo NBR 6120 (ABNT, 2019), será considerado telhado com telhas de alumínio com espessura de até 0,8mm e estrutura metálica de aço assumindo valor de $0,3\text{ kN/m}^2$, fixando o carregamento total para laje de forro o valor de $2,30\text{ kN/m}^2$, conforme Equação (4.12). A Tabela (19) deste trabalho apresenta valores de carregamento para laje de forro, sendo mais bem ilustrado na Figura (11), os valores finais das reações em cada segmento das vigas do segundo pavimento.

$$g_{t,laje,forro} = g_{laje} + g_{teto} + q_1$$

$$g_{t,laje,forro} = 1,705 + 0,285 + q_1 = (1,99 + q_1)\text{ kN/m}^2$$

$$g_{t,laje,forro} = 1,99 + 0,300 = 2,30\text{ kN/m}^2 \quad (4.12)$$

Tabela 19: Reações das lajes de forro nas vigas

Laje	$l_x(m)$	$l_y(m)$	$q_1(kN/m^2)$	$g_{t,laje}(kN/m)$	Vigas perpendiculares (kN/m)		Vigas paralelas (kN/m)	
12	4,00	2,90	0,3	2,30	V1-A	V4-A, B	V7-B	V8-A
					4,60	4,60	0,84	0,84
13	2,10	2,40	0,3	2,30	V1-B	V2-A	V8-A	V10-A
					2,42	2,42	0,69	0,69
14	2,10	2,30	0,3	2,30	V1-C	V2-B	V10-A	V12-A
					2,42	2,42	0,66	0,66
15	2,10	2,50	0,3	2,30	V1-D	V2-C	V12-A	V13-A
					2,42	2,42	0,72	0,72
16	1,90	1,50	0,3	2,30	V2-A	V4-B	V8-A	V9-A
					2,19	2,19	0,43	0,43
17	1,25	2,30	0,3	2,30	V2-A,B	V3-A	V9-A	V11-A
					1,44	1,44	0,66	0,66
18	2,30	3,05	0,3	2,30	V9-A	V11-A,B	V3-A	V5-A
					2,65	2,65	0,88	0,88
19	3,90	4,40	0,3	2,30	V4-A	V6-A	V7-A	V9-A
					4,49	4,49	1,27	1,27
20	3,40	4,30	0,3	2,30	V11-A, B	V13-A, B	V2-B, C	V5-B
					3,91	3,91	1,83	1,83

Fonte: Autor

Figura 11: Reações de laje em cada segmento das vigas do segundo pavimento.



Fonte: Autor

4.3.2 PESO PRÓPRIO DA VIGA

De acordo com CLÍMACO (2016, p. 71) nas vigas o peso próprio (g_{viga}) é considerada como uma carga distribuída linearmente em seu eixo longitudinal. Adotando valores para $b_w = 0,15m$ e h sendo a altura da viga com $0,25m$. Assim, calculando-se o peso próprio da viga pela Equação (4.13).

$$g_{p,viga} = (25 \times b_w \times h) = 25 \times 0,15 \times 0,25 = 0,9kN/m \quad (4.13)$$

4.3.3 PESO DE ALVENARIA

Conforme análise realizada in loco, foi utilizado o bloco cerâmico vazado, com espessura de 9,0 cm e espessura de revestimento argamassado por face de 0,02 m Figura (12) deste trabalho. De acordo com a NBR 6120, o peso específico da alvenaria

com essas características é igual a $\frac{1,6kN}{m^2}$, sendo que, para altura do Pé-direito igual a 2,6m, tem-se então a Equação (4.14).

$$\rho_{alvenaria} = 1,6 \frac{kN}{m^2} \times 2,6m = 4,16kN/m \quad (4.14)$$

Figura 12: Espessura de revestimento por face.

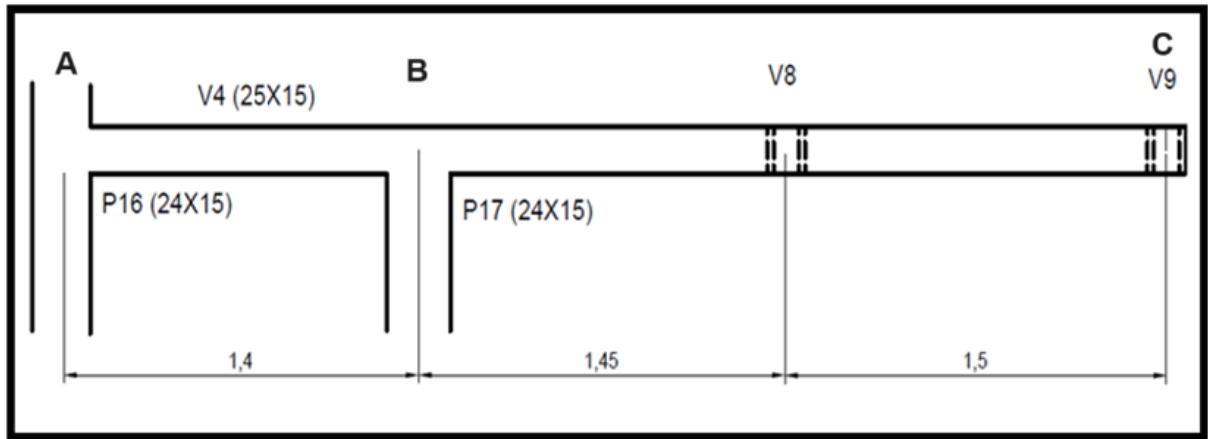


Fonte: Autor.

4.3.4 CARREGAMENTO ATUANTES NA VIGA

Em uma viga de concreto armado, o carregamento atuante pode ser classificado pelo tipo de ação (concentrada ou uniformemente). Essa classificação depende da distribuição das cargas aplicadas. Sendo necessário avaliar todos os elementos que são sustentados por ela. Para cargas distribuídas uniformemente ao longo do seu comprimento, são considerados o peso próprio do elemento estrutural em questão (viga ou cinta de amarração), lajes (L1, L5, L8, L12, L16 e L19) e paredes (segundo pavimento e platibanda em vigas externas). Para carga concentrada a viga V4 (A-B-C) Figura (13) recebe uma carga aplicada em um único ponto servindo de apoio para viga V8.

Figura 13: Planta de fôrma viga V4 (A-B-C).



Fonte: Autor

4.4 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS SOLICITANTES

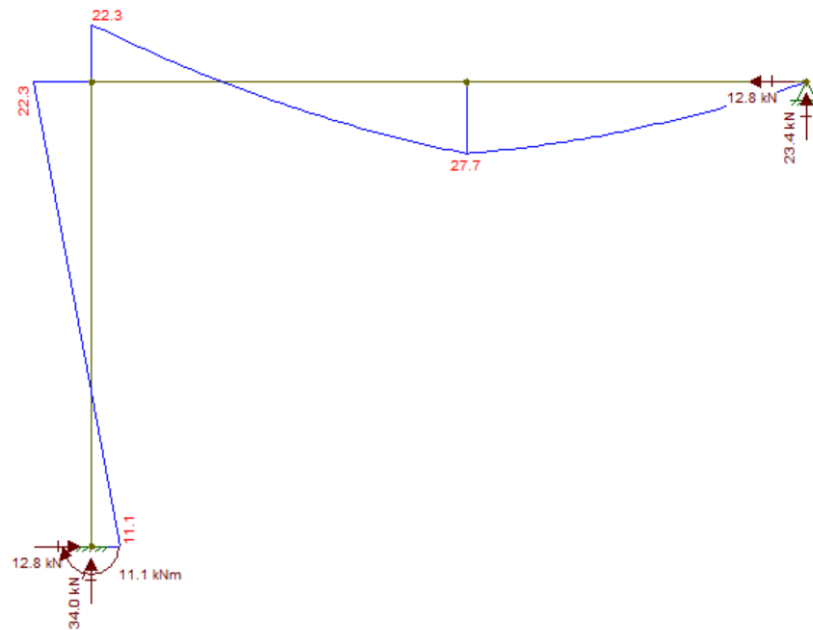
Com o auxílio da Tabela (20) destacam-se todas as cargas distribuídas atuantes no seguimento da viga V4 (A-B-C). Considerando as cargas do segundo pavimento que incidem diretamente sobre as estruturas do primeiro pavimento, por não possuir uma estrutura (viga) que suporte essas cargas, estas deverão ser somada às demais cargas que incidem nas vigas do primeiro pavimento. No ponto em que a viga V8 se apoia em V4 à um carregamento concentrado de 23.4kN, Figura (14) calculado por meio do *software* Ftool.

Tabela 20: Reação total na viga

Viga	$g_{t,laje}$ (kN/m)			$g_{t,laje,forro}$ (kN/m)			$g_{p,viga}$ (kN/m)	$g_{p,cinta}$ (kN/m)	$\rho_{alvenaria}$ (kN/m)	$\rho_{pratibanda}$ (kN/m)	carga total (kN/m)
	L1	L5	L8	L12	L16	L19					
V 4(A-B)	8,7		2,12	4,6		4,49	0,90	0,22	4,16	1,6	26,77
V4(B-C)		5,56	2,12	4,6	2,19	4,49	0,90	0,22	4,16	1,6	21,16

Fonte: Autor

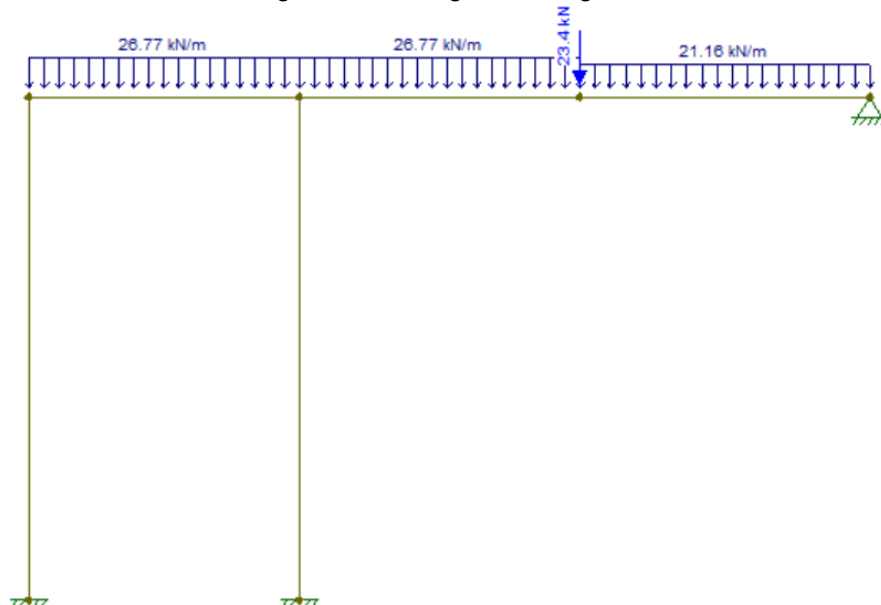
Figura 14: Reações Viga V8.



Fonte: Ftool (2024)

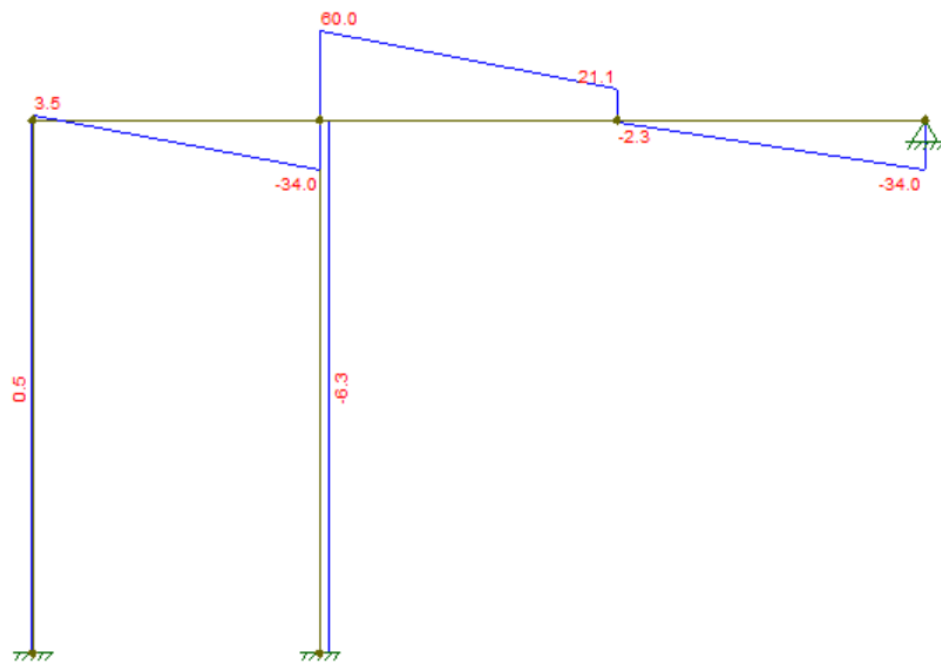
Após determinados os carregamentos atuantes na viga V4 Figura (15), foi utilizado o *software* Ftool para determinar o diagrama de esforços cortantes Figura (16) e o diagrama de momentos fletores Figura (17).

Figura 15: Carregamento viga V4.



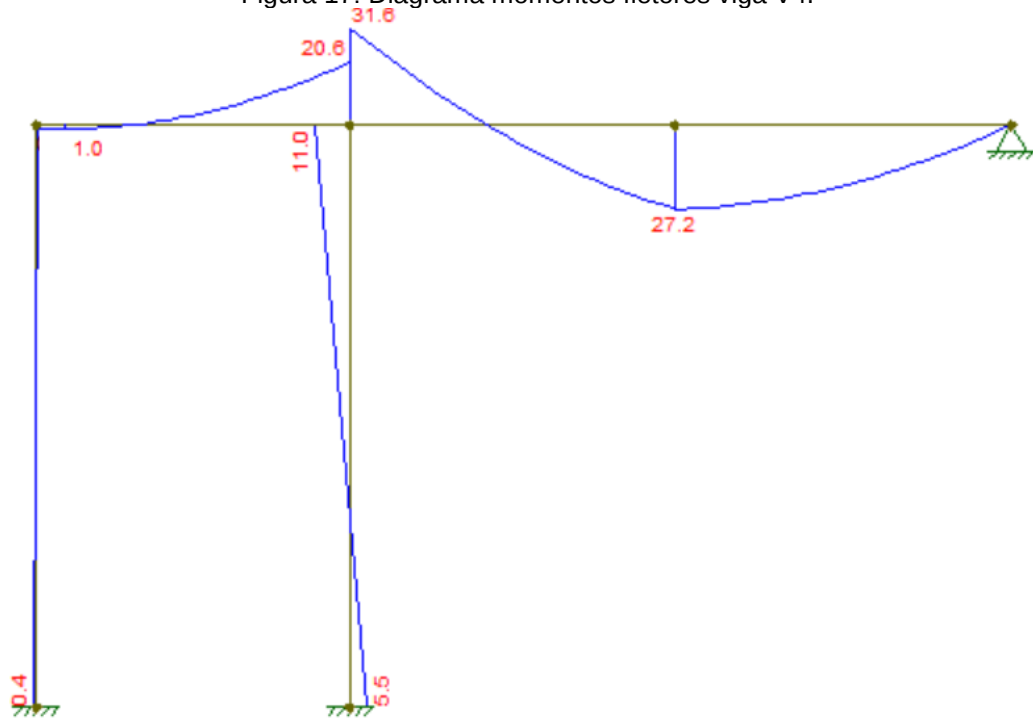
Fonte: Ftool (2024)

Figura 16: Diagrama esforços cortantes viga V4.



Fonte: Ftool (2024)

Figura 17: Diagrama momentos fletores viga V4.



Fonte: Ftool (2024)

4.5 RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO

Para resistência característica do concreto (f_{ck}), como não foi encontrado nenhuma informação de valor em projeto, para desenvolvimento dos cálculos do presente estudo, adotou-se o valor mínimo permitido pela norma NRB 6118 (ABNT, 2023), sendo um valor de 20MPa .

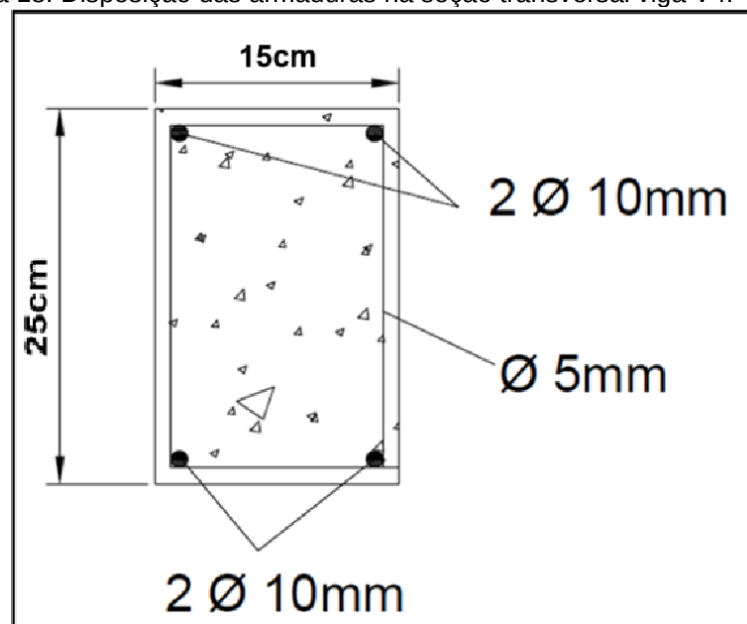
4.6 VERIFICAÇÕES DOS ESTADOS LIMITES

4.6.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

4.6.1.1 MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO

Para determinar o momento resistente de cálculo (M_{Rd}), ou seja, o maior momento que a seção estudada consegue resistir, são necessários o uso de alguns dados, como por exemplo, a geometria da viga, a área de aço das armaduras e resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), todos abordados anteriormente. A Figura (18) apresenta um detalhamento das armaduras e exibe algumas dimensões importantes.

Figura 18: Disposição das armaduras na seção transversal viga V4.



Fonte Autor

Para determinar o (M_{rd}), primeiramente deve ser calculada a resistência de cada material (concreto e aço), para isso, deve-se transformar os valores característicos de resistência em valores de cálculo. Para resistência do concreto, utilizando a Equação (2.1), com um valor de $f_{ck} = 20MPa$ e coeficiente de minoração $\gamma_c = 1,4$, Tabela (4), tem-se:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20MPa}{1,4} = 14,28MPa = 1,43kN/cm^2$$

E para resistência do aço determinada no item 2.1.8 desse trabalho, assume o valor de $43,48kN/cm^2$.

A próxima etapa é determinar a posição da linha neutra, região que divide a parte comprimida da parte tracionada da viga. Para isso deve-se, então, calcular a altura útil da viga (d), que é a distância entre a face comprimida da viga e o centro de gravidade da barra tracionada. Com auxílio da Figura (18) e utilizando as medidas para altura da viga ($h = 25,0cm$), cobrimento ($c = 1,0cm$), diâmetro da barra transversal (estribo) ($\phi_t = 0,5cm$) e o diâmetro da barra longitudinal ($\phi_l = 1,0cm$), calcula-se pela Equação (4.15) a altura útil da viga v_4 .

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_l}{2} = 25 - 1 - 0,5 - \frac{1}{2} = 23,0cm \quad (4.15)$$

Assim, retornando ao cálculo da linha neutra, supondo a princípio, que a viga esteja trabalhando no domínio 2, a ruptura ocorrendo com o esmagamento do concreto e o escoamento do aço com $\sigma_{st} = f_{yd}$. Aplicando o equilíbrio da força resultante de compressão no concreto com a força resultante das tensões de tração na armadura (A_s e A'_s), é possível calcular a linha neutra pela Equação (4.16):

$$R_{cc} + R_{sc} = R_{st} \quad (4.16)$$

Onde:

$$R_{cc} = 0,85 \times f_{cd} \times 0,8x \times b_w$$

$$R_{sc} = A'_s \times \sigma_{sc}$$

$$R_{st} = \sigma_{st} \times A_s$$

$$\sigma_{sc} = 210 \times \frac{x-d'}{d-x} = 210 \times \frac{x-2}{23-x}$$

Portanto, substituindo na Equação (4.16) temos:

$$(0,85 \times f_{cd} \times b_w \times 0,8x) + \left(A'_s \times 210 \times \frac{x-2}{23-x} \right) = A_s \times f_{yd}$$

$$(0,85 \times 1,43 \times 15 \times 0,8x) + \left(1,57 \times 210 \times \frac{x-2}{23-x} \right) = 1,57 \times 43,48$$

$$x = 3,25cm$$

No entanto, com valor da linha neutra definido, deve-se analisar a suposição inicial verificando em qual domínio a viga se encontra. Para isso, para que a viga esteja trabalhando domínio 2 deve-se atender ao limite do domínio, sendo $x \leq x_{lim2,3}$ onde ($x_{lim2,3} = 0,259d$) (Equação 4.17).

$$x \leq x_{lim2,3}$$

$$3,25 \leq 0,259d \therefore 3,25 \leq 0,259 \times 23,0 \therefore 3,25 \leq 5,96cm \quad (4.17)$$

Ainda para garantir condições mínimas de ductilidade a NBR 6118 (ABNT, 2023) impõe um limite da posição da linha neutra, sendo a relação entre a altura da linha neutra (x) e a altura útil da viga (d). Assumindo valores de cálculo para ($x = 3,25cm$) e ($d = 23,0cm$), o valor encontra-se dentro do limite imposto pela norma (Equação 4.18).

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \therefore \frac{3,25}{23,0} \leq 0,45 \therefore 0,14 \leq 0,45 \quad (4.18)$$

Portanto, para finalizar o cálculo do momento resistente de cálculo (M_{Rd}), e necessário considerar o equilíbrio de momento fletores na seção. Para BASTOS (2015), “o momento solicitante (M_{sd}) deve ser equilibrado por um momento fletor resistente (M_{rd}), proporcionado pelo concreto comprimido e pela armadura tracionada. Assim, para efeitos de dimensionamento ambos os momentos devem ser iguais ao momento fletor de cálculo (M_d)”. Podendo ser escrita pela Equação (4.19):

$$M_{sd} = M_{rd} = M_d \quad (4.19)$$

Dessa forma, as forças internas resistentes, geradas pelo concreto comprimido e pela armadura tracionada, formam um binário que se opõe ao momento fletor aplicado BASTOS (2015). Logo, o momento das forças resistentes internas será igual ao somatório dos momentos, escrita pela Equação (4.20).

$$M_{rd} = \sum M \quad (4.20)$$

Portanto, utilizando a força de compressão do concreto na área comprimida (R_{cc}) com braço de alavanca ($d - 0,4x$) somando com à força de compressão na armadura comprimida (R_{sc}) com braço de alavanca ($d - d'$), tem-se a Equação (4.21):

$$\sum M = R_{cc} \times (d - 0,4x) + R_{sc} \times (d - d') \quad (4.21)$$

Logo:

$$M_{rd} = (0,68 \times f_{yd} \times x \times b_w \times (d - 0,4x)) + (A'_s \times \sigma_{sc} \times (d - d'))$$

$$M_{rd} = (0,68 \times 1,43 \times 3,25 \times 15 \times (23 - (0,4 \times 3,25))) + (1,57 \times 13,29 \times (23 - 2)) \quad (4.22)$$

$$M_{rd} = 1466,85 kN.cm$$

$$M_{rd} = 14,67 kN.m$$

4.6.2 ESTADOS LIMITES SERVIÇOS

4.6.2.1 ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO EXCESSIVA

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), para o estado limite de serviço, as estruturas trabalham parte no estágio I e parte no estágio II, sendo necessário a verificação do comportamento da seção da estrutura para que seja determinado em qual dos estádios a viga se encontra. Essa determinação se dá pelo momento de fissuração (M_r), sendo necessário seu cálculo pela Equação (4.23):

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct,m} \times I_c}{\gamma_t} \quad (4.23)$$

Onde:

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

$$\gamma_t = \frac{h}{2} = \frac{0,25}{2} = 0,125m;$$

$$I_{lc} = \frac{b_w \times h^3}{12} = \frac{0,15 \times 0,25^3}{12} = 0,000195 m^4;$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 0,3 \times 20^{2/3} = 2,21 Mpa = 2210,41 Kpa .$$

Portanto:

$$M_r = \frac{1,5 \times 2210,41 \times 0,000195}{0,125} = 5,18kN.m$$

Assim, para que seja avaliado em qual estágio a viga está trabalhando, é necessário verificar se o momento atuante (M_a) na viga é maior que o momento de fissuração (M_r). Para isso, na determinação das cargas atuantes, os cálculos devem ser divididos em dois grupos (Cargas permanentes e cargas variáveis ou acidental).

Portanto, para a combinação quase permanente de serviço, o grupo das cargas (variável ou acidental) podem ser reduzidos pelo coeficiente $\gamma_{f2} = \psi_2 = 0,3$ vista no item 2.2.1.1 desse trabalho. Porém, para efeito de cálculo a favor da segurança será considerado momento máximo positivo no vão ($M_k = M_a = 27,2kN.m$) determinados no item 4.4 Figura (17) desse trabalho.

Desse modo, retornando a análise, para o estágio II, sendo $M_a > M_r \therefore 27,2kN.m > 5,18kN.m$, logo a seção da viga está fissurada, o concreto já não suporta mais as tensões de tração. Para esse cenário deve ser considerar a rigidez equivalente da peça devido a redução da inércia, sendo calculada pela Equação (4.24).

$$E \cdot I_{eq} = E_{cs} \times \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_{lc} + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{II} \right\} \quad (4.24)$$

Para o módulo de deformação secante (E_{cs}), é determinado pela Equação (2.9), com valor do $f_{ck} = 20MPa$

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci}$$

$$E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \times \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \right) \times (1 \times 5600 \sqrt{f_{ck}})$$

$$E_{cs} = 0,85 \times 25043,96$$

$$E_{cs} = 21287,37MPa \quad (4.25)$$

Para momento de inércia no estágio II (I_{II}), é necessário a determinação da posição da linha neutra no estágio II (x_{II}), sendo calculado pela Equação (4.26).

$$x_{II} = \frac{-a_2 \mp \sqrt{a_2^2 - 4 \times a_1 \times a_3}}{2 \times a_1} \quad (4.26)$$

Onde:

$$a_1 = \frac{b_w}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075m \quad (4.27)$$

$$a_2 = \left(\frac{E_s}{E_{sc}} \times A_s \right) + \left(\left(\frac{E_s}{E_{sc}} - 1 \right) \times A'_s \right) \quad (4.28)$$

$$a_2 = \left(\frac{210000}{21287,37} \times 1,57 \cdot 10^{-4} \right) + \left(\left(\frac{210000}{21287,37} - 1 \right) \times 1,57 \cdot 10^{-4} \right)$$

$$a_2 = (9,86 \times 1,57 \cdot 10^{-4}) + (8,86 \times 1,57 \cdot 10^{-4}) = 0,0029m^2$$

$$a_3 = \left(-d \times \frac{E_s}{E_{cs}} \times A_s \right) - \left(\left(\frac{E_s}{E_{sc}} - 1 \right) \times A'_s \times d' \right) \quad (4.29)$$

$$a_3 = (-0,23 \times 9,86 \times 1,57 \cdot 10^{-4}) - ((9,86 - 1) \times 1,57 \cdot 10^{-4} \times 0,02)$$

$$a_3 = -0,00038$$

Portanto:

$$x_{II} = \frac{-2,90 \cdot 10^{-3} \mp \sqrt{(2,90 \cdot 10^{-3})^2 - 4 \times 0,075 \times -3,80 \cdot 10^{-4}}}{2 \times 0,075}$$

$$x_{II} = 0,0544m \quad (4.30)$$

Assim, para finalizar o cálculo do momento de inercia no estágio II, calcula-se pela Equação (4.31).

$$I_{II} = \frac{b_w \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \times A'_s \times (x_{II} - d')^2 \quad (4.31)$$

Sendo:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210000MPa}{21287,37MPa} = 9,86$$

Portanto:

$$I_{II} = \frac{b_w \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \times A'_s \times (x_{II} - d')^2$$

$$I_{II} = \frac{0,15 \times 0,0544^3}{3} + 9,86 \times 1,57 \cdot 10^{-4} \times (0,0544 - 0,23)^2$$

$$+ (9,86 - 1) \times 1,57 \cdot 10^{-4} \times (0,0544 - 0,02)^2$$

$$I_{II} = 5,75 \cdot 10^{-5} m^4$$

Portanto, com o valor da rigidez equivalente da peça em mãos, substituindo os valores calculados anteriormente em metro na Equação (4.24) temos:

$$E \cdot I_{eq} = E_{cs} \times \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_{Ic} + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{II} \right\}$$

$$E \cdot I_{eq} = 21287,36 \times \left\{ \left(\frac{5,18}{27,2} \right)^3 \times 0,000195 + \left[1 - \left(\frac{5,18}{27,2} \right)^3 \right] \times 5,74 \cdot 10^{-5} \right\}$$

$$E \cdot I_{eq} = 21287,36 \frac{MN}{m^2} \times 5,84 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$E \cdot I_{eq} = 1,240 MN \cdot m^2 = 1240,0 kN \cdot m^2 \quad (4.32)$$

Assim, com todas as variáveis determinadas, para o cálculo do deslocamento vertical (flecha) de uma viga sob a ação de cargas aplicadas, deve-se calcular a deformação que ocorre imediatamente após a aplicação da carga, a deformação que ocorre ao longo do tempo e a deformação total que é a soma das duas últimas.

Dessa forma, de acordo com o esquema estrutural da viga visto na Figura (17) no item 4.4 desse trabalho, para estimativa do cálculo da deformação imediata usa-se a equação (4.33).

$$\delta_{im} = 3 \times \frac{1}{384} \times \frac{\rho \times l^4}{E \cdot I_{eq}} \quad (4.33)$$

Onde:

$\rho = 27,2kN.m$ máximo momento positivo vão;

$l = 2,95m$ tamanho do vão;

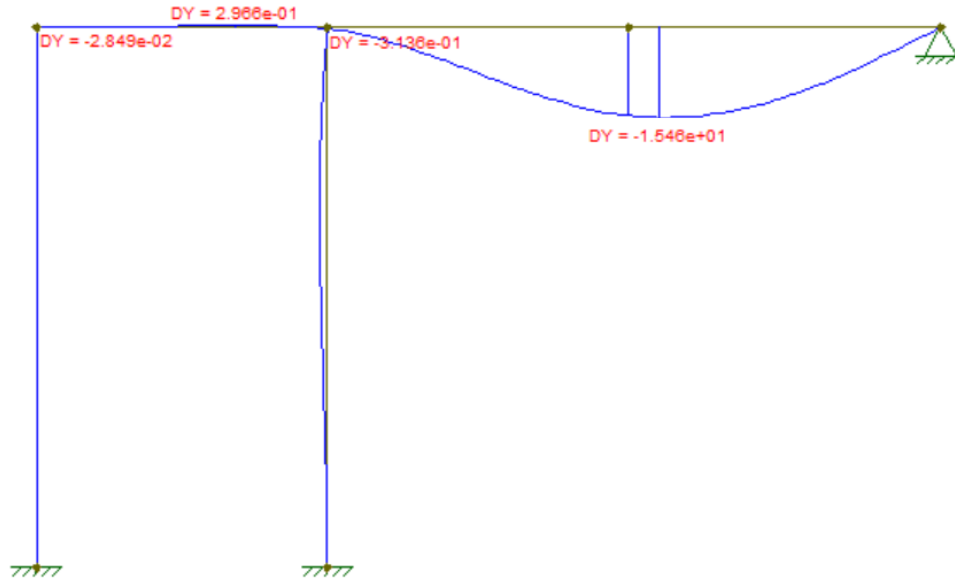
$E \cdot I_{eq} = 1240,0kN.m^2$ rigidez equivalente.

Portanto:

$$\delta_{im} = 3 \times \frac{1}{384} \times \frac{27,2 \times 2,95^4}{1240,0} = 0,0130m = 13,0mm$$

No entanto, para uma determinação da deformação imediata com valores precisos, calcula-se com auxílio do *software* Ftool Figura (19), a deformação imediata dada em milímetros.

Figura 19: Deformação imediata Ftool.



Fonte: Ftool (2024)

Para deformação ao longo do tempo é preciso considerar a determinação de um coeficiente (α_f) em função do tempo (Equação 4.34), sendo que para o coeficiente ξ os valores são obtidos da Tabela 17.1 da norma 6118 NBR (ABNT, 2023).

$$\alpha_f = \frac{\Delta_\xi}{1 + 50\rho'} \quad (4.34)$$

Sendo:

$$\Delta_\xi = \xi_t - \xi_{t0}$$

Onde:

$$\xi_t = 2 \text{ para tempo } \geq 70 \text{ meses}$$

$$\xi_{t0} = 0,68 \text{ para tempo inicial de um mês;}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{0,000157}{0,15 \times 0,23} = 0,0046.$$

Portanto:

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,68}{1 + 50 \times 0,0046} = 1,08$$

Assim, para a deformação ao longo do tempo tomando como base o deslocamento limite de 15,46mm, encontrado na Figura (19), tem-se a Equação (4.35):

$$\delta_{dif} = \delta_{im} \times \alpha_f = 15,46 \times 1,08 = 16,67mm \quad (4.35)$$

Dessa forma a deformação total deferida no tempo pode ser calculada pela Equação (4.36), sendo a soma entre a deformação imediata e a deformação ao longo do tempo.

$$\delta_{tot} = \delta_{im} + \delta_{dif} = 15,46 + 16,67 = 32,13mm \quad (4.36)$$

4.6.2.2 Estado limite de abertura de fissuras

Para o cálculo do estado limite de fissuração, primeiramente deve-se determinar a tensão de tração no centro de gravidade da armadura no estágio II (σ_{si}). Devendo ser calculado no caso de seções retangulares com armadura simples pela Equação (4.37).

$$\sigma_{si} = \frac{M_k}{A_s \times (d - \frac{x_{II}}{3})} \quad (4.37)$$

Sendo:

$$M_k = 2720kN.cm$$

$$A_s = 1,57cm^2$$

$$d = 23,0cm$$

$$x_{II} = 5,94cm$$

Portanto:

$$\sigma_{si} = \frac{2720}{1,57 \times (23,0 - \frac{5,94}{3})} = \frac{82,42kN}{cm^2} = 824,2Mpa$$

Dessa forma, com o valor da tensão de tração no centro de gravidade da armadura (σ_{si}) calculado, pode-se calcular a abertura de fissuras (w_k), comparando os valores entre as Equações (2.15) e (2.16), sendo considerado para abertura de fissura o menor valor entre w_{k1} e w_{k2} .

$$w_{k1} = \frac{\emptyset}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_s} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ct,m}}$$

$$w_{k2} = \frac{\emptyset}{12,5 \times \eta_1} \times \frac{\sigma_{si}}{E_s} \times \left(\frac{4}{\rho_{cri}} + 45 \right)$$

Portanto, para determinar w_{k1} e w_{k2} é necessário definir pela tabela 8,2 da norma NBR 6118 (ABNT, 2023) o coeficiente (η_1), que para o aço CA-50 assume o valor de 2,25 e as demais variáveis que aparecem na equação são dados por:

$$\emptyset = 10,0mm;$$

$$\sigma_{si} = 824,2Mpa;$$

$$E_s = 210000Mpa;$$

$$f_{ct,m} = 2,21Mpa;$$

$$A_{cri} = b_w \times (c_{nom} + \emptyset_t + 8\emptyset) = 15 \times (1 + 0,5 + 8 \times 1) = 142,5cm^2;$$

$$\rho_{cri} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{1,57cm^2}{142,5cm^2} = 0,011$$

Portanto:

$$w_{k1} = \frac{10,0}{12,5 \times 2,25} \times \frac{824,2}{210000} \times \frac{3 \times 824,2}{2,21} = 1,56mm$$

$$w_{k2} = \frac{10,0}{12,5 \times 2,25} \times \frac{824,2}{210000} \times \left(\frac{4}{0,011} + 45 \right) = 0,57mm$$

Logo o menor valor para abertura de fissura das equações acima, é $w_{k2} = 0,57mm$.

4.7 ÁREA DE AÇO NECESSÁRIA PARA MESMA SEÇÃO GEOMÉTRICA

Para efeitos comparativos foi feito o dimensionamento da viga V4 (A-B-C) usando a mesma seção geométrica, a fim de comparar a área de aço necessária para atender tanto ao ELU quanto ELS e a que foi utilizada. Para isso alguns dados são necessários. Para o cobrimento (c) será utilizado 2,5 cm para classe de agressividade (I), determinado com auxílio da Tabela (3) do item 2.1.5 desse trabalho. A Tabela (21) apresenta os valores dos esforços solicitantes obtidos nos diagramas já majorados.

Tabela 21: Dados para dimensionamento

Seção	Dimensões	Momento de cálculo	Cortante
Apoio (A)	P16(24x15) cm	$M_d = 1,0 \times 1,4 = 1,4kN.m$	$V_{sd} = 3,5 \times 1,4 = 4,9kN$
Apoio (B-A)	P17(24x15) cm	$M_d = -20,6 \times 1,4 = -28,84kN.m$	$V_{sd} = -34,0 \times 1,4 = 47,6kN$
Apoio (B-C)	P17(24x15) cm	$M_d = -31,6 \times 1,4 = -44,24kN.m$	$V_{sd} = 60,0 \times 1,4 = 84,0kN$
Tramo (B-C)	V4(25x15) cm	$M_d = 27,2 \times 1,4 = 38,08kN.m$	$V_{sd} = 21,1 \times 1,4 = 29,5kN$
Apoio (C)	V9(25x15) cm	$M_d = 0kN.m$	$V_{sd} = -34,0 \times 1,4 = 47,6kN$

Fonte: Autor

4.7.1 ÁREA DE AÇO LONGITUDINAL MÍNIMA E MÁXIMA

Para garantir um comportamento adequado na seção é necessário um valor mínimo e máximo de armadura de tração, para isso, com o auxílio da Tabela (9) do item 2.3.3 desse trabalho, para concreto com $f_{ck} = 20\text{Mpa}$, calcula-se a armadura mínima por meio da Equação (4.38) e a armadura máxima Equação (4.39).

$$A_{s,min} = \rho_{min} \times A_c = \frac{0,15}{100} \times (15,0 \times 25,0) = 0,56\text{cm}^2 \quad (4.38)$$

$$A_{s,max} = 4\% * bw * h = \frac{4}{100} * 15,0 * 25,0 = 15,0\text{cm}^2 \quad (4.39)$$

4.7.2 ALTURA ÚTIL DA VIGA

Para o cálculo da altura útil da viga (d), considerando o cobrimento ($c = 2,5\text{cm}$), deve-se fazer uma estimativa para as medidas das barras a serem utilizadas. Considerando o diâmetro da barra transversal (estribo) ($\phi_t = 0,63\text{cm}$) e o diâmetro da barra longitudinal ($\phi_l = 1,6\text{cm}$), calcula-se pela Equação (4.40) a altura útil da viga v_4 .

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi_l}{2} = 25 - 2,5 - 0,63 - \frac{1,6}{2} \cong 21,0\text{cm} \quad (4.40)$$

4.7.3 ARMADURA DE FLEXÃO

De acordo com CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2014, p.111), “para os cálculos da armadura de flexão, o dimensionamento deve ser feito no estado limite último de ruína, impondo que na seção mais solicitada sejam alcançadas as deformações específicas limite dos materiais”. Assim para o cálculo das armaduras a flexão, considera-se os valores máximos das solicitações para cada seção.

4.7.3.1 Área de aço no apoio (A)

Para a área de aço no apoio (A) com um $M_d = 1,4kN.m$, primeiramente deve ser calculada a altura da linha neutra, assim utilizando a Equação (2.20), pode se então calcular a altura da linha neutra.

$$M_d = (0,68 \times b_w \times x \times f_{cd}) \times (d - 0,4x)$$

$$140 = (0,68 \times 15,0 \times x \times 1,43) \times (21,0 - 0,4x)$$

$$x = 0,46cm$$

Com o valor da linha neutra calculado, é feita a verificação do domínio, sendo o limite para o domínio 1 ($x_{1,2} < 0,167d$) Equação (4.41).

$$x_{1,2} < 0,167d \therefore 0,46 < 3,507 \quad (4.41)$$

Portanto, como os valores estão abaixo do limite do domínio 1, a seção encontra-se no domínio 1. Entretanto, deve-se verificar a ductilidade da seção, devendo obedecer ao limite, $\frac{x}{d} \leq 0,45$, para concreto com $f_{ck} \leq 50Mpa$ Equação (4.42).

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \therefore \frac{0,46}{21} \leq 0,45 \therefore 0,022 \leq 0,45 \quad (4.42)$$

Assim, como o valor de $\frac{x}{d} = 0,022$ está abaixo do limite de 0,45 a seção deve ser calculada como armadura simples utilizando a Equação (4.43).

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4x)} = \frac{140}{43,48 \times (21,0 - 0,4 \times 0,69)} = 0,15cm^2 \quad (4.43)$$

No entanto, como a área de aço encontrada é menor que a área de aço mínima, deve-se então definir a área de aço mínima para o apoio (A), sendo $A_s = 0,56cm^2$. Assim, para a área de aço das barras tracionadas (A_s), são usadas 2 barras com ($\emptyset 8,0mm$), totalizando $A_{ef} = 1,0cm^2$ e 2 barras $\emptyset = 8,0mm$ para armadura porta estribos.

4.7.3.2 Área de aço no tramo (B-C)

Para área de aço no tramo (B-C) com um $M_d = 38,08kN.m$, seguindo o mesmo processo definido no item anterior, determina-se então a posição da linha neutra pela equação (2.20).

$$M_d = (0,68 \times b_w \times x \times f_{cd}) \times (d - 0,4x)$$

$$3808 = (0,68 \times 15,0 \times x \times 1,43) \times (21,0 - 0,4x)$$

$$x = 20,22cm$$

Com o valor da linha neutra determinado, é feito a verificação do domínio, sendo o limite para o domínio 2 $x_{2,3} < 0,259d$ (Equação 4.44) e para domínio 3 $x_{3,2} < 0,628d$ (Equação 4.45):

$$x_{2,3} < 0,259d \therefore 20,22 > 5,44 \quad (4.44)$$

$$x_{3,2} < 0,628d \therefore 20,22 > 13,19 \quad (4.45)$$

Portanto como os valores estão acima dos limites dos domínios 2 e 3 e abaixo da altura útil $d = 21cm$, a seção encontra-se no domínio 4, sendo necessário o seu cálculo como armadura dupla, ou seja, um acréscimo de armadura na região comprimida do concreto. No entanto é necessário o cálculo para o limite da linha neutra, podendo ser calculado para concretos de até $50Mpa$ pela Equação (4.46).

$$x_{lim} = d \times 0,45 = 21,0 \times 0,45 = 9,45cm \quad (4.46)$$

Com a seção trabalhando no limite da linha neutra deve-se então calcular um novo momento (M_{d2}). Devido ao acréscimo de barras na área comprimida do concreto, o novo momento pode ser escrito pela Equação (4.47).

$$M_{d2} = M_d - M_{d,lim} \quad (4.47)$$

Sendo:

$$M_d = 3808kN.cm$$

$$M_{d,lim} = (0,68 \times b_w \times x_{lim} \times f_{cd}) \times (d - 0,4x_{lim}) = 2371,20kN.cm$$

Portanto:

$$M_{d2} = 3808 - 2371,20 = 1436,8kN.cm$$

Assim, pode-se então calcular a área de aço necessária para os novos momentos. Para área de aço necessária para resistir ao momento limite, utilizou-se a Equação (4.48) e para o momento da armadura comprimida a Equação (4.49).

$$A_{s1} = \frac{M_{d,lim}}{f_{yd} \times (d - 0,4x_{lim})} = \frac{2371,20}{43,48 \times (21,0 - 0,4 \times 9,45)} = 3,17cm^2 \quad (4.48)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{d2}}{f_{yd} \times (d - d')} \quad (4.49)$$

Para o cálculo (d') deve-se estimar um valor para o diâmetro da barra longitudinal (ϕ_l) e para barra transversal (ϕ_t), assumindo para $\phi_l = 0,63cm$ e $\phi_t = 1,6cm$ tem-se:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} = 2,5 + 0,63 + \frac{1,6}{2} \cong 4,0cm \quad (4.50)$$

Portanto, substituindo na Equação (4.49) tem-se:

$$A_{s2} = \frac{1436,8}{43,48 \times (21,0 - 4)} = 1,95cm^2$$

No entanto, tendo a seção trabalhando no limite da linha neutra com $x_{lim} = 9,45cm$, garantindo que esta esteja dentro do limite do domínio 3 é necessário verificar se a armadura inferior está escoando. Com o auxílio da Figura (1) do item 2.5 desse trabalho, calcula-se pela Equação (4.51).

$$\varepsilon_{sc} = \frac{(x_{lim} - d') \times \varepsilon_c}{x_{lim}} = \frac{(9,45 - 4) \times 3,5}{9,45} = 2,02\text{‰} \quad (4.51)$$

Como:

$(2,02\text{‰} < 2,07\text{‰})$ a armadura não está escoando. A área de aço total positiva é dada pela soma de (A_{s1} e A_{s2}), sendo $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 5,12cm^2$. E para a área de aço da armadura comprimida, é necessário o seu cálculo pela Equação (4.52).

$$A'_s = \frac{M_{d2}}{\sigma_{sd} \times (d - d')} \quad (4.52)$$

Onde:

$$\sigma_{sd} = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{yd}} \times f_{yd} = \frac{2,02}{2,07} \times 43,48 = 42,43 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto:

$$A'_s = \frac{M_{d2}}{\sigma_{sd} \times (d - d')}$$

$$A'_s = \frac{1436,8}{42,43 \times (21,0 - 4,0)} = 1,99 \text{ cm}^2$$

Assim, como área de aço encontrada é maior que a área de aço mínima, pode-se então definir a quantidade e o diâmetro das barras. Para área de aço das barras tracionadas $A_s = 5,12 \text{ cm}^2$, são usadas 2 barras com $\varnothing 16,0 \text{ mm}$ e 1 barras com $\varnothing = 12,5 \text{ mm}$ totalizando $A_{ef} = 5,23 \text{ cm}^2$ e para área de aço das barras comprimidas $A'_s = 1,99 \text{ cm}^2$ 2 barras com $\varnothing 12,5 \text{ mm}$, totalizando $A'_{ef} = 2,5 \text{ cm}^2$.

4.7.3.3 ÁREA DE AÇO NOS APOIOS (B-A) E (B-C)

Para a área de aço no momento fletor negativo, basta repetir o mesmo roteiro de cálculo do item 4.7.3 desse trabalho. Calculando como armadura dupla com valor de $x_{lim} = 9,45 \text{ cm}$, sendo apresentado na Tabela (22) os valores encontrados para A_s e A'_s .

Tabela 22: Área de aço momento fletor negativo

Seção	$M_d (\text{kN} \cdot \text{cm})$	$M_{d,lim} (\text{kN} \cdot \text{cm})$	$M_{d2} (\text{kN} \cdot \text{cm})$	$A_{s1} (\text{cm}^2)$	$A_{s2} (\text{cm}^2)$	$A_s (\text{cm}^2)$	$A'_s (\text{cm}^2)$
Apoio (B-C)	4424,0	2371,20	2252,81	3,17	2,78	5,94	2,85

Fonte: Autor

Assim, pode-se então definir a quantidade e diâmetro das barras. Para área de aço das barras tracionadas, apoio (B-C), com área de aço $A_s = 5,94\text{cm}^2$, são utilizadas 2 barras com $\varnothing 16,0\text{mm}$ e 2 com diâmetro de $\varnothing 10,0\text{mm}$, totalizando uma área efetiva $A_{s,ef} = 6,5\text{cm}^2$. e para área de aço das barras comprimidas $A'_s = 2,85\text{cm}^2$, 2 barras com $\varnothing 16,00\text{mm}$, totalizando $A_{ef} = 4,0\text{cm}^2$.

Assim, para o apoio (B-A), estende-se as barras do apoio (B-C), uma vez que este possui um momento fletor maior. Com a área de aço utilizada atendendo aos requisitos estruturais de ambas as regiões, evita-se a necessidade de emendas em posições muito próximas, garantindo a continuidade da armadura.

4.7.4 ARMADURA DE CISALHAMENTO

Para determinar a área de aço da seção transversal, primeiramente deve-se verificar a biela de compressão no concreto, (região onde o concreto resiste a esforços compressivos em sua diagonal). Para isso, considerando a região de maior esforço cortante na viga V4 (A-B-C), com um valor de $V_{sd} = 60,0 \times 1,4 = 84,0\text{kN}$, esse valor deve ser comparado com o esforço resistente máximo que a viga suporta para esse esforço (V_{rd2}), sendo calculado pela Equação (4.53).

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (4.53)$$

Onde:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,92$$

Portanto:

$$V_{rd2} = 0,27 \times 0,92 \times 14285,7 \times 0,15 \times 0,21 = 111,78\text{kN}$$

Assim, para que não haja o esmagamento da biela de compressão no concreto, o cortante máximo atuante na seção não deve ser maior que esforço resistente máximo que a viga suporta.

Logo:

$$V_{rd2} \geq V_{sd} = 111,78 \geq 84,0 \text{ kN} \quad (4.54)$$

Contudo, como o maior valor solicitante cortante atuante na viga ($V_{sd} = 84,0 \text{ kN}$) é menor que o esforço resistente, pode-se afirmar que toda viga V4 foi verificada e que não há possibilidade de esmagamento da biela comprimida.

4.7.4.1 Área de aço na seção transversal

Para cálculo da armadura transversal, é necessário considerar a força cortante que atuam em toda viga V4 (A-B-C), com o auxílio da Tabela (21) do item 4.7 desse trabalho, pode-se então calcular a área de aço transversal necessária.

Primeiramente, deve ser calculada a capacidade de cisalhamento que o concreto suporta (V_c). Para seção onde a linha neutra está passando no interior da seção, calcula-se pela Equação (4.55).

$$V_c = 0,09 \times f_{ck}^{2/3} \times b_w \times d \quad (4.55)$$

Onde:

$$f_{ck}^{2/3} = 20^{2/3} = 7,37 \text{ Mpa} = 7370 \text{ kN/m}^2$$

Portanto:

$$V_c = 0,09 \times 7370 \times 0,15 \times 0,21 = 20,89 \text{ kN}$$

Assim, conhecendo a capacidade de cisalhamento que o concreto suporta (V_c) e o valor do cortante atuante na seção (V_{sd}), pode-se então calcular quanto o estribo deve resistir (V_{sw}) pela Equação (4.56).

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (4.56)$$

Portanto, com todos os dados verificados, pode-se então calcular a armadura de cisalhamento necessária por metro, sendo $S = 100cm$, calcula-se pela Equação (4.57). Aplicando-a em cada trecho onde o esforço cortante atua:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{S} \right) \times 0,9 \times d \times f_{yw} \times (\cos \alpha + \sin \alpha)$$

$$A_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{yw} \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \times S \quad (4.57)$$

- Apoio (A) $V_{sd} = 3,5 \times 1,4 = 4,9kN$ e estribos com ângulo de (90°) ;

$$A_{sw} = \frac{4,9 - 20,89}{0,9 \times 21 \times \frac{60}{1,15} \times (\cos 90 + \sin 90)} \times 100 = -1,62cm^2/m$$

- Apoio (B-A) $V_{sd} = 34,0 \times 1,4 = 47,6kN$ e estribos com ângulo de (90°) ;

$$A_{sw} = \frac{47,6 - 20,89}{0,9 \times 21 \times \frac{60}{1,15} \times (\cos 90 + \sin 90)} \times 100 = 2,70cm^2/m$$

- Apoio (B-C) $V_{sd} = 60,0 \times 1,4 = 84,0kN$ e estribos com ângulo de (90°) ;

$$A_{sw} = \frac{84,0 - 20,89}{0,9 \times 21 \times \frac{60}{1,15} \times (\cos 90 + \sin 90)} \times 100 = 6,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Tramo (B-C) $V_{sd} = 21,1 \times 1,4 = 29,5 \text{ kN}$ e estribos com ângulo de (90°) ;

$$A_{sw} = \frac{29,5 - 20,89}{0,9 \times 21 \times \frac{60}{1,15} \times (\cos 90 + \sin 90)} \times 100 = 0,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Apoio (C) $V_{sd} = 34,0 \times 1,4 = 47,6 \text{ kN}$ e estribos com ângulo de (90°) ;

$$A_{sw} = \frac{47,6 - 20,89}{0,9 \times 21 \times \frac{60}{1,15} \times (\cos 90 + \sin 90)} \times 100 = 2,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

No entanto, é necessária a verificação de um valor mínimo para área de aço da seção transversal (A_{swmin}). Assim verifica-se pela Equação (4.58).

$$A_{swmin} = 0,2 \times \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \times b_w \times s \times \sin \alpha$$

$$A_{swmin} = 0,2 \times \frac{0,3 \times 20^{2/3}}{600/1,15} \times 15 \times 100 \times \sin(90) = 1,10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (4.58)$$

Portanto, para o apoio (A) e o tramo (B-C) e (A-B), tendo os valores para área de aço da seção transversal abaixo da área mínima calculada, considera-se $A_{sw} = A_{swmin} = 1,10 \text{ cm}^2$ e para o apoio (B-A), (B-C) e (C) permanece o calculado.

4.7.4.2 Espaçamento entre estribos

Para determinar o espaçamento entre os estribos, com diâmetro fixado anteriormente de $(\varnothing = 6,3mm)$, totalizando uma área de aço de $A_{sw\varnothing} = 0,315$ e estribos de dois ramos, calcula-se para cada seção pela Equação (4.59).

$$s = \frac{100 \times 2 \times A_{sw\varnothing}}{A_{sw}} \quad (4.59)$$

- Apoio (A) $A_{sw} = 1,10cm^2/m$ e $V_{sd} = 4,9kN$;

$$s = \frac{100 \times 2 \times 0,315}{1,10} \cong 57,0cm$$

- Apoio (B-A) $A_{sw} = 2,70/m$ e $V_{sd} = 47,6kN$;

$$s = \frac{100 \times 2 \times 0,315}{2,70} \cong 23,34cm$$

- Apoio (B-C) $A_{sw} = 6,40cm^2/m$ e $V_{sd} = 84,0kN$;

$$s = \frac{100 \times 2 \times 0,315}{6,40} \cong 9,84cm$$

- Tramo (B-C) $A_{sw} = 1,10cm^2/m$ e $V_{sd} = 29,5kN$;

$$s = \frac{100 \times 2 \times 0,315}{1,10} \cong 57,0cm$$

- Apoio (C) $A_{sw} = 2,71cm^2/m$ e $V_{sd} = 47,6kN$;

$$s = \frac{100 \times 2 \times 0,315}{2,71} \cong 23,3cm$$

Contudo, para a finalização do espaçamento entre estribos, deve-se verificar os valores máximos e mínimos da distância entre estribos medida segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural que a norma NBR 6118(ABNT, 2023) permite.

Segundo a NBR 6118(ABNT, 2023), o espaçamento mínimo entre estribos deve ser suficiente para passagem do vibrador e espaçamento máximo deve seguir a condição:

- Para $V_{sd} \leq 0,67V_{rd2}$, então $S_{tmax} = 0,6d \leq 300mm$;
- Para $V_{sd} > 0,67V_{rd2}$, então $S_{tmax} = 0,3d \leq 200mm$.

Logo:

$$V_{sd} \leq 0,67V_{rd2} = V_{sd} \leq 0,67 \times 111,78 = V_{sd} \leq 74,89kN \quad (4.60)$$

Portanto, para seção com $V_{sd} \leq 74,89kN$ Equação (4.61), caso contrário Equação (4.62):

$$S_{tmax} = 0,6d \leq 300mm = 12,6cm \quad (4.61)$$

$$S_{tmax} = 0,3d \leq 200mm = 6,3cm \quad (4.62)$$

Assim, para os apoios (A), (B-A), (C) e tramo (B-C) o espaçamento entre estribos é de 12,0cm e para o apoio (B-C) o espaçamento entre estribo é de 6,0cm.

4.7.5 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

4.7.5.1 Estado limite de deformação excessiva

Para o estado limite de serviço, permanece a mesma verificação do item 4.6.2.1, haja vista, que a seção geométrica não teve alteração. Portanto a seção permanece com momento de fissuração $M_r = 5,18 kN.m$.

Assim, para que seja avaliado em qual estágio a viga está trabalhando, é necessário verificar se o momento atuante (M_a) na viga é maior que o momento de fissuração (M_r).

Para isso, na determinação das cargas atuantes, leva-se em consideração o grupo das ações permanentes e o grupo das ações variáveis. Entretanto, para a combinação quase permanente de serviço, o grupo das ações (variáveis ou acidentais) podem ser reduzidos pelo coeficiente $\gamma_{f2} = \psi_2 = 0,3$ visto no item 2.2.1.1 desse trabalho, sendo calculada pela Equação (4.63).

$$\rho = g + (q \times \gamma_{f2}) \quad (4.63)$$

A Tabela (23) apresenta valores calculados para combinação quase permanente.

Tabela 23: Valores de cargas reduzido para combinação quase permanente

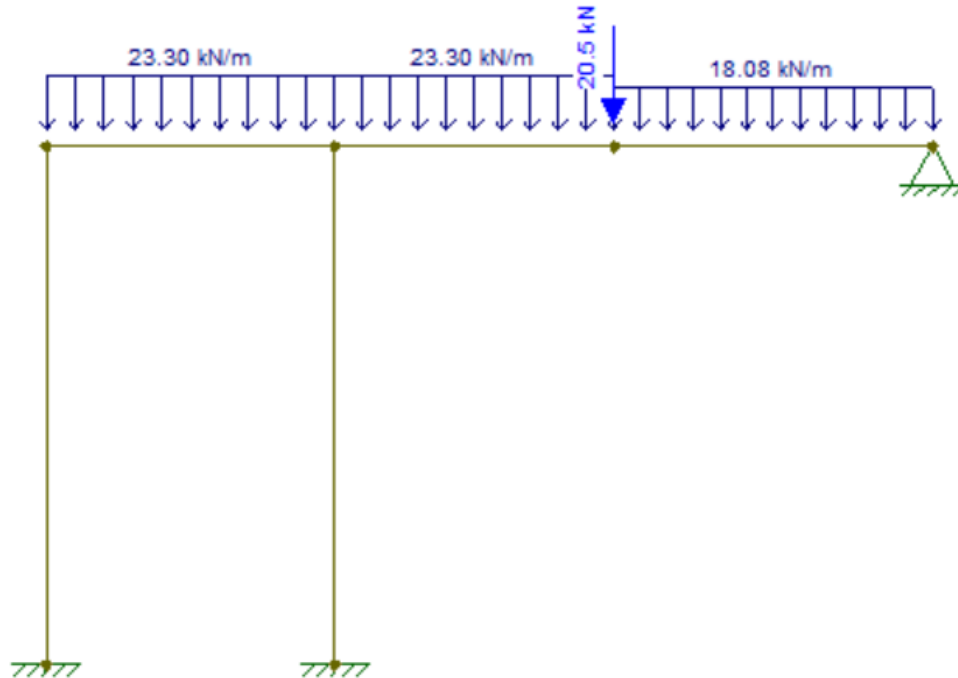
Viga	$g_{t,laje}$ (kN/m)			$g_{t,laje,forro}$ (kN/m)			$g_{p,viga}$ (kN/m)	$g_{p,cinta}$ (kN/m)	$\rho_{alvenaria}$ (kN/m)	$\rho_{pratibanda}$ (kN/m)	carga total (kN/m)
	L1	L5	L8	L12	L16	L19					
V 4-A	6,6		1,60	4,16		4,06	0,90	0,22	4,16	1,6	23,30
V4-B		3,56	1,60		1,98	4,06	0,90	0,22	4,16	1,6	18,08

Fonte: Autor

Assim, com o auxílio do *software* Ftool, pode-se calcular o momento fletor para seção, haja vista que, sendo verificado o maior momento as outras seções com momentos inferiores estarão verificadas. A Figura (20) ilustra o carregamento atuante

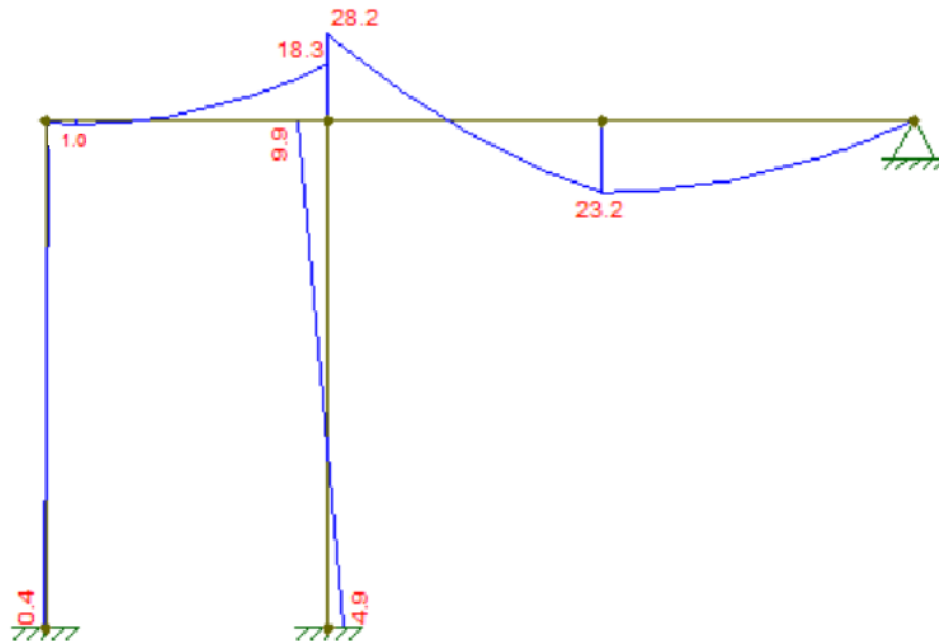
para combinação quase permanente para viga V4 (A-B-C) e a Figura (21) apresentam o diagrama de momento fletor.

Figura 20: Carregamento atuante combinação quase permanente.



Fonte: Ftool (2024)

Figura 21: Diagrama momento fletor.



Fonte: Ftool (2024)

Portanto, retornando a análise, para estágio II com um momento atuante $M_a = 23,2kN.m$, sendo:

$$M_a > M_r = 23,2kN.m > 5,18kN.m \quad (4.64)$$

Logo a seção da viga está fissurada. Para esse cenário deve considerar a rigidez equivalente da peça devido a redução da inércia, sendo calculada pela Equação (4.24).

$$E.I_{eq} = E_{cs} \times \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_{lc} + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{II} \right\}$$

Portanto, para o módulo de deformação secante (E_{cs}), é determinado pela Equação (4.25), com um valor de ($E_{cs} = 21287,37Mpa$). E para o momento de inercia no estágio II (I_{II}) é necessário a determinação da posição da linha neutra no estágio II (x_{II}) considerando a seção duplamente armada com $A_s = 5,23cm^2$ e $A'_s = 2,5cm^2$. Calcula-se pela Equação (4.65).

$$x_{II} = \frac{-a_2 \mp \sqrt{a_2^2 - 4 \times a_1 \times a_3}}{2 \times a_1} \quad (4.65)$$

Sendo:

$$a_1 = \frac{b_w}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075m \quad (4.66)$$

$$a_2 = \left(\frac{E_s}{E_{sc}} \times A_s \right) + \left(\left(\frac{E_s}{E_{sc}} - 1 \right) \times A'_s \right)$$

$$a_2 = (9,86 \times 5,23.10^{-4}) + ((9,86 - 1) \times 2,5.10^{-4}) \quad (4.67)$$

$$a_2 = 7,38.10^{-3}$$

$$a_3 = (-d \times \frac{E_s}{E_{cs}} \times A_s) - ((\frac{E_s}{E_{sc}} - 1) \times A'_s \times d')$$

$$a_3 = -0,21 \times 9,86 \times 5,23.10^{-4} - ((9,86 - 1) \times 2,5.10^{-4} \times 0,04)$$

$$a_3 = -1,17.10^{-3} \quad (4.68)$$

Portanto:

$$x_{II} = \frac{-7,38.10^{-3} \mp \sqrt{(7,38.10^{-3})^2 - 4 \times 0,075 \times -1,17.10^{-3}}}{2 \times 0,075}$$

$$x_{II} = 0,0852m$$

Assim, para finalizar o cálculo do momento de inércia no estágio II, calcula-se pela Equação (4.69).

$$I_{II} = \frac{b_w \times x_{II}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \times A'_s \times (x_{II} - d')^2$$

$$I_{II} = \frac{0,15 \times 0,0852^3}{3} + 9,86 \times 5,23.10^{-4} \times (0,0852 - 0,21)^2$$

$$+ (9,86 - 1) \times 2,5.10^{-4} \times (0,0852 - 0,04)^2$$

$$I_{II} = 1,16.10^{-4}m^4$$

Dessa forma, com o valor da rigidez equivalente da peça em mãos, substituindo os valores calculados anteriormente em metro na Equação (4.24) temos:

$$E.I_{eq} = E_{cs} \times \left\{ \left(\frac{Mr}{Ma} \right)^3 \times I_{Ic} + \left[1 - \left(\frac{Mr}{Ma} \right)^3 \right] \times I_{II} \right\}$$

$$E.I_{eq} = 21287,36 \times \left\{ \left(\frac{5,18}{23,2} \right)^3 \times 0,000195 + \left[1 - \left(\frac{5,18}{23,2} \right)^3 \right] \times 1,16 \cdot 10^{-4} \right\}$$

$$E.I_{eq} = 21287,36 \times 1,168 \cdot 10^{-4} \frac{MN}{m^2} m^4$$

$$E.I_{eq} = 2,488 MN \cdot m^2 = 2488 kN \cdot m^2$$

Assim, com todos as variáveis determinadas, para o cálculo da deformação vertical (flecha), de acordo com o esquema estrutural da viga visto na Figura (20), usa-se a equação (4.33) para estimar a deformação imediata.

$$\delta_{im} = 3 \times \frac{1}{384} \times \frac{\rho \times l^4}{E.I_{eq}}$$

Onde:

$\rho = 23,2 kN \cdot m$ máximo momento positivo vão;

$l = 2,95 m$ tamanho do vão;

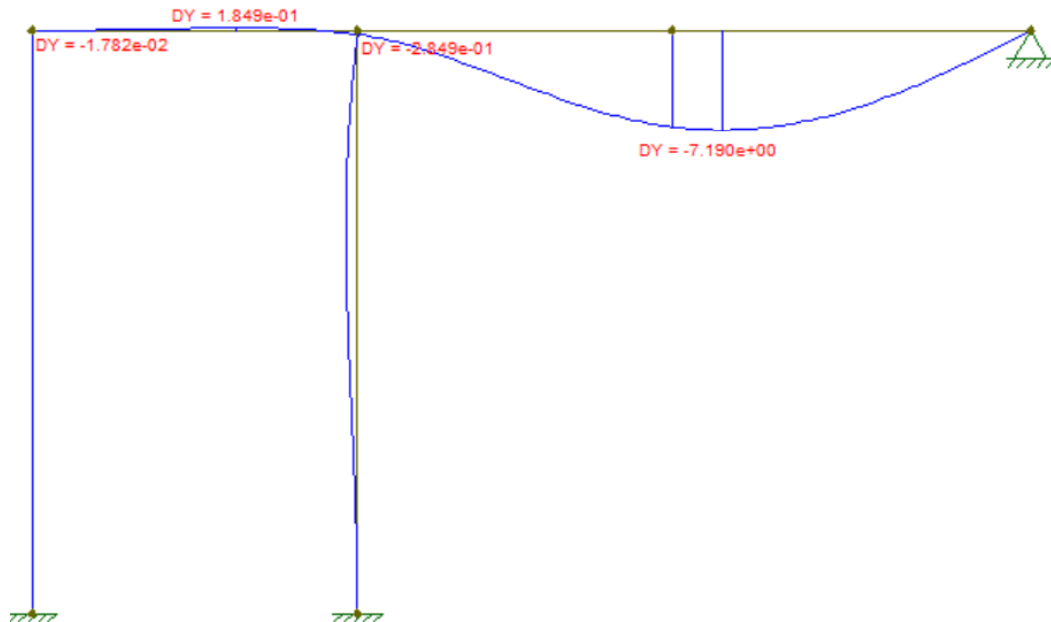
$E.I_{eq} = 2488,0 kN \cdot m^2$ rigidez equivalente.

Portanto:

$$\delta_{im} = 3 \times \frac{1}{384} \times \frac{23,2 \times 2,95^4}{2488,0} = 0,00551 m = 5,51 mm$$

No entanto, para uma determinação da deformação imediata com valores precisos, pode-se determinar com auxílio do *software* Ftool. A Figura (22) apresenta valores precisos de deformação imediata, com valores em milímetros.

Figura 22: Deformação imediata Ftool.



Fonte: Ftool (2024)

Assim, para deformação ao longo do tempo é necessário o cálculo do coeficiente (ξ) pela Equação (4.34), sendo que para coeficiente (ξ) valores são obtidos por meio da Tabela 17.1 da norma 6118 NBR (ABNT, 2023).

Sendo:

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{0,00025}{0,15 \times 0,21} = 0,0079.$$

Portanto, substituindo na Equação (4.34):

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,68}{1 + (50 \times 0,0079)} = 0,95$$

Assim, para deformação ao longo do tempo adota-se a Equação (4,35), sendo que para a deformação imediata, adota-se o valor calculado pelo Ftool de $\delta_{im} = 7,19mm$.

$$\delta_{dif} = \delta_{im} \times \alpha_f = 7,19 \times 0,95 = 6,83mm$$

Dessa forma a deformação total deferida no tempo pode ser calculada pela Equação (4.36).

$$\delta_{tot} = \delta_{im} + \delta_{dif} = 7,19 + 6,83 = 14,02mm$$

No entanto, comparando a deformação total encontrada com as deformações limites da Tabela (7) do Item 2.2.2.2 desse trabalho, mesmo com a redução do momento fletor das cargas variáveis a deformação total ainda não atende à limitação da norma. No entanto a NBR 6118 (ABNT, 2023) na tabela 13.3 da referida norma, relata que os deslocamentos podem ser compensados por contra flecha (c_δ) permitindo o uso de um valor de contra flecha menor que $l/350$, sendo (l) o comprimento do vão. Logo:

$$c_\delta = \frac{l}{350} = \frac{2,95m}{350} = 0,00843m = 8,43mm \quad (4.70)$$

Dessa forma, com a aplicação da contra flecha com um valor de ($c_\delta = 8,43mm$) indicada no projeto, todos os limites para deformação excessiva são verificados e dentro dos limites normativos.

4.7.5.2 Estado limite de abertura de fissuras

Para cálculo do estado limite de fissuração, os cálculos devem ser divididos em dois grupos (Cargas permanentes e cargas variáveis ou acidental). Entretanto,

para a combinação frequente, o grupo das cargas (variáveis ou acidentais) podem ser reduzidos pelo coeficiente $\gamma_{f2} = \psi_1 = 0,4$. Assim para combinação frequente calcula-se pela Equação (4.71).

$$\rho = g + (q \times \gamma_{f2})$$

(4.71)

Portanto, após determinação das cargas atuantes, na Tabela (24) são apresentados os valores de cargas reduzidas para combinação frequente.

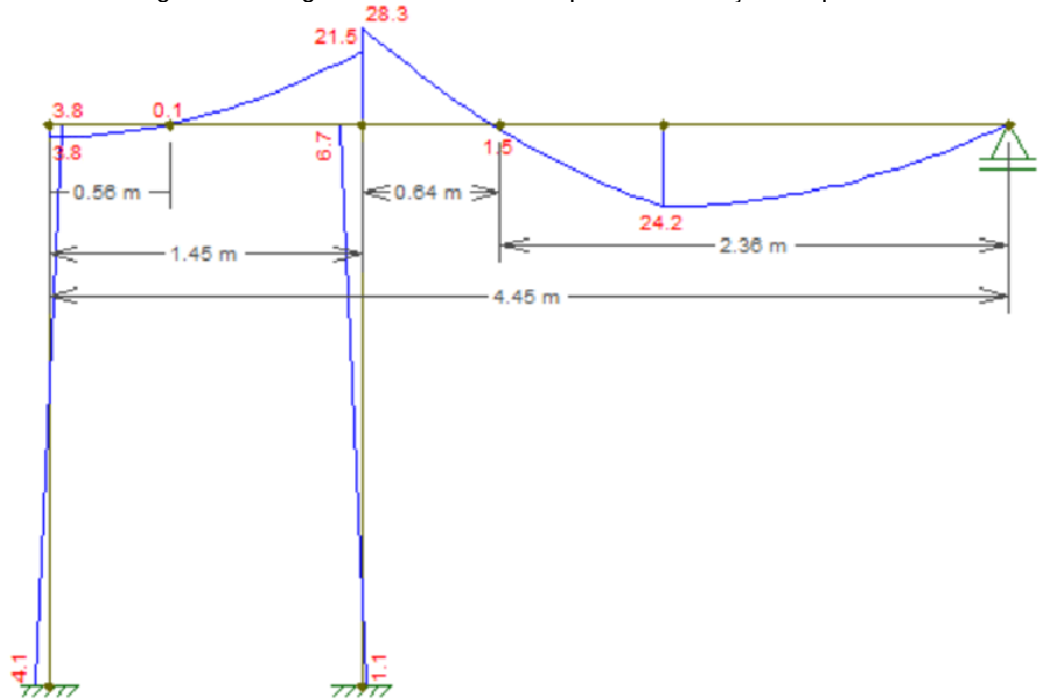
Tabela 24: Valores de cargas reduzido combinação frequente

Viga	$g_{t,laje}$ (kN/m)			$g_{t,laje,forro}$ (kN/m)			$g_{p,viga}$ (kN/m)	$g_{p,cinta}$ (kN/m)	$\rho_{alvenaria}$ (kN/m)	$\rho_{pratibanda}$ (kN/m)	<i>carga total</i> (kN/m)
	L1	L5	L8	L12	L16	L19					
V 4-A	6,9		1,68	4,24		4,13	0,90	0,22	4,16	1,6	23,83
V4-B		3,84	1,68		2,02	4,13	0,90	0,22	4,16	1,6	18,55

Fonte: Autor

Assim, com o carregamento definido pode-se então determinar por meio do *software* Ftool o diagrama de momento fletor. A Figura (23) ilustra o diagrama momento fletor para combinação frequente.

Figura 23: Diagrama momento fletor para combinação frequente.



Fonte: Ftool (2024)

Portanto, com o auxílio da Figura (23) observa-se que o maior momento positivo atuante na viga é $M_a = 24,2kN.m$. Desse modo, para calcular o estado limite de fissuração, primeiramente deve-se determinar a tensão de tração no centro de gravidade da armadura no estágio II (σ_{si}). Deve ser calculado no caso de seções retangulares pela Equação (4.37).

$$\sigma_{si} = \frac{M_a}{A_s \times (d - \frac{x_{II}}{3})}$$

Sendo:

$$M_a = 2420kN.cm$$

$$A_{s,ef} = 5,23cm^2$$

$$d = 21,0cm$$

$$x_{II} = 8,52cm$$

Portanto:

$$\sigma_{si} = \frac{2420}{5,23 \times (21,0 - \frac{8,52}{3})} = \frac{25,47kN}{cm^2} = 254,7Mpa$$

Dessa forma, com o valor da tensão de tração no centro de gravidade da armadura (σ_{si}) calculado, pode-se calcular a abertura de fissuras (w_k), comparando os valores entre as Equações (2.15) e (2.16), sendo considerado o menor valor entre w_{k1} e w_{k2} .

Portanto, para determinar w_{k1} e w_{k2} é necessário definir pela tabela 8,2 da norma NBR 6118 (ABNT, 2023) o coeficiente (η_1), que para CA-50 assume o valor de 2,25 e para alguns outros parâmetros escreve como sendo:

$$\emptyset = 16,0mm;$$

$$\sigma_{si} = 254,7Mpa;$$

$$E_s = 210000 \text{Mpa};$$

$$f_{ct,m} = 2,21 \text{Mpa};$$

$$A_{cri} = b_w \times (c_{nom} + \emptyset_t + 8\emptyset) = 15 \times (2,5 + 0,63 + 8 \times 1,6) = 238,95 \text{cm}^2;$$

$$\rho_{cri} = \frac{A_s}{A_{cri}} = \frac{5,23 \text{cm}^2}{238,95 \text{cm}^2} = 0,022$$

Portanto:

$$w_{k1} = \frac{16,0}{12,5 \times 2,25} \times \frac{254,7}{210000} \times \frac{3 \times 254,7}{2,21} = 0,23 \text{mm}$$

$$w_{k2} = \frac{16,0}{12,5 \times 2,25} \times \frac{254,7}{210000} \times \left(\frac{4}{0,022} + 45 \right) = 0,16 \text{mm}$$

Logo o menor valor para abertura de fissura das equações acima, é $w_{k2} = 0,16 \text{mm}$.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 ANÁLISE DA VIGA V4 (A-B-C-) IN LOCO

5.1.1 CAPACIDADE DE SUPORTE DA VIGA V4

No item 4.6 desse trabalho foram verificados alguns estados limites, para o estado limite de utilização, calculou-se o momento solicitante máximo resistido pela viga. A estrutura analisada não atingiu o quesito normativo ($M_{sd} \leq M_{rd}$), sendo que, o momento resistente de cálculo (M_{rd}) é menor que o momento solicitante de cálculo (M_{sd}) conforme Equação (5.1).

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$(27,2kN.m \times 1,4) > 14,67kN.m$$

$$38,08kN.m > 14,67kN.m \quad (5.1)$$

Contudo, para a condição atual encontrado in loco, o máximo momento que pode atuar na viga é calculado pela Equação (5.2).

$$M_{rd} = 1,4 \times M_a \therefore M_a = \frac{M_{rd}}{1,4} \quad (5.2)$$

Portanto:

$$M_a = \frac{14,67}{1,4} = 10,49kN.m$$

Dessa forma, comparando o momento fletor que está sendo aplicado na viga V4 no tramo (B-C) com um valor de $27,2kN.m$, verifica-se que a carga aplicada ultrapassa em 159,29% a carga suportada pela viga.

5.1.2 ESTADO LIMITE DE DEFORMACAO EXCESSIVA

Para as deformações verticais (flecha) após o cálculo da deformação total deferida no tempo é necessário a verificação dos limites máximos de deslocamento que a norma NBR 6118 (ABNT, 2023) impõem para um comportamento adequado das estruturas em serviço. Para isso, com auxílio da Tabela (7) do Item 2.2.2.2 desse trabalho pode-se verificar os limites máximos. A Tabela (25) apresenta a verificação dos deslocamentos limites.

Tabela 25: Verificação de deformações

Razão da limitação	Deformações limites (δ_{limite})	Deformação total (δ_{tot})	Verificação	Situação
Visual	$\frac{l}{250} = \frac{2950}{250} = 11,8mm$	32,21mm	$\delta_{tot} < \delta_{limite}$	Não OK!
Vibração	$\frac{l}{350} = \frac{2950}{350} = 8,43mm$			Não OK!
Alvenaria	$\frac{l}{500} = \frac{2950}{500} = 5,9mm$			Não Ok!

Fonte: Autor

Analisando a Tabela (25) para a seção estudada, verifica-se que a seção possui uma deformação excessiva maior que as deformações limites, não atendendo os critérios de deformação máxima imposto pela norma.

Ainda, pode se verificar pela Tabela (26) que para essa situação, mesmo considerando outros valores de (f_{ck}), na deformação excessiva há uma diminuição, mas, não suficientemente para que fique dentro dos valores limites imposto pela norma.

Tabela 26: Deformações com diferentes (f_{ck})

f_{ck}	Deformação imediata (δ_{im})	Deformação deferida (δ_{dif})	Deformação total (δ_{tot})	Situação
25MPa	12,56mm	13,50mm	26,06mm	NÃO OK!
30MPa	12,16mm	13,07mm	25,23mm	NÃO OK!
35MPa	11,74MM	12,62mm	24,35mm	NÃO OK!
40MPa	11,28mm	12,13mm	23,41mm	NÃO OK!

Fonte: Autor

5.1.3 ESTADO LIMITE PARA ABERTURA DE FISSURAS

Para o estado limite de abertura de fissuras, pode-se verificar no item 4.6.2.2 desse trabalho que, o valor calculado para abertura de fissura (w_{k2}) de 0,54mm, não atende as exigências relativas à fissuração para classe de agressividade ambiental CAA I, sendo que:

$$ELS - W w_k \leq 0,4mm$$

$$0,57 > 0,4mm$$

Também pôde-se verificar ao calcular a tensão de tração no centro de gravidade da armadura no estágio II (σ_{si}), verifica-se que o valor calculado de 824,2Mpa ultrapassa a tensão de escoamento do aço de 500Mpa. Portanto, nessas condições o aço poderá se deformar permanentemente, não retornando mais à sua forma original.

Assim como, observou-se que o cobrimento utilizado na estrutura in loco, é insuficiente. Com o limite de abertura de fissura fora dos valores adequados, as barras de aço podem ficar expostas, aumentando o risco de contato com os agentes agressivos, por exemplo, umidade, cloretos e dióxido de carbono acelerando o processo de corrosão das barras.

5.2 COMPARATIVO ENTRE SEÇÕES (DIMENSIONADA X IN LOCO)

Após os cálculos de dimensionamento para a mesma seção analisada no item 4.6 desse trabalho, pode-se comparar os resultados obtidos para a seção encontrada in loco e a seção dimensionada. Para a seção dimensionada, no tramo (B-C) com maior momento atuante (M_a) positivo de 27,2kN.m e um comprimento do vão de 2,95m, foi necessário considerar o cálculo como armadura dupla, por ter sua seção geométrica reduzida.

Na Tabela (27), estão apresentados os valores encontrados para as seções (dimensionada e encontrada in loco) no tramo (B-C). Esses valores referem-se a área

de aço (armadura à flexão e armadura cisalhamento), deformação excessiva e limite de fissuração.

Tabela 27: Comparativo entre as seções (In loco x dimensionada)

Seção	Área de Aço		Estribo			Deformação(mm)			Fissuração	
	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	Bitola	$A_{sw}cm^2/m$	$S(cm)$	δ_{im}	δ_{dif}	δ_{tot}	$\sigma_{si}(Mpa)$	$w_k(mm)$
In loco	1,57	1,57	5,0	2,67	15,0	15,46	16,67	32,13	824,2	0,57
Dimensionada	5,23	2,5	6,3	5,25	12,0	7,19	6,83	14,02	254,7	0,16

Fonte: Autor

Analisando a Tabela (27), nota-se que, a área de aço para armadura à flexão que foi utilizada na estrutura in loco é de aproximadamente 30% do valor necessário para que a estrutura seja considerada segura.

Para área de aço da armadura de cisalhamento, nota-se que a área de aço encontrada in loco é de aproximadamente 50% da armadura necessária calculada, não sendo suficiente para combater os esforços cortantes.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste estudo, buscou-se explorar e compreender a análise e o dimensionamento de um elemento estrutural de uma edificação, abordando as possíveis verificações de segurança dos estados limites e o dimensionamento em elementos de concreto armado no estado limite último de ruína. O estudo desenvolvido permitiu uma análise abrangente, oferecendo percepções importantes sobre a otimização da seção geométrica de uma viga em concreto armado.

Os resultados obtidos indicam que, com a área de aço utilizada no tramo (B-C) mesmo com diferentes valores de resistência para o concreto a estrutura analisada não atende nenhuma verificação de segurança para os estados limites (último e de serviço). Além disso, o estudo revelou que a carga que será aplicada na estrutura ultrapassara em 159,29% a capacidade de suporte da viga, evidenciando a importância da análise estrutural nas verificações das estruturas já existentes. Dessa forma, a estrutura analisada não cumpri os requisitos de qualidade imposto pela NBR 6118 (ABNT,2023), sendo eles a capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade.

No entanto, a viga V4, sob o ponto de vista estrutural, não apresenta patologias evidentes, caracterizando-se pela ausência de fissuras, trincas ou outros sinais de comprometimento em sua integridade. A estrutura demonstra estabilidade, sem indícios de falhas que possam comprometer sua durabilidade ou segurança. Um possível motivo para a inexistência de patologias até o momento é o fato de a carga total ainda não ter sido aplicada em sua totalidade, o que reduz temporariamente os esforços sobre ela. No entanto, é possível que patologias se manifestem quando a carga completa estiver atuando sobre a viga.

Diante do exposto, ao atingir os estados limites (último e de serviço) a estrutura tem a sua capacidade resistente comprometida. Em vista disso é necessário para garantir a segurança contra colapso a recuperação e/ou reforço em todo ou em parte dessa estrutura.

Assim, durante o processo desse estudo foi possível fazer o dimensionamento para a mesma seção analisada utilizando a NBR 6118 (ABNT, 2023), os resultados demonstram que tendo a seção geométrica da viga reduzida, para atender aos limites normativos, há a necessidade de realizar o dimensionamento da seção como sendo duplamente armada, consequentemente aumentando o consumo de aço necessário para combater os esforços nela aplicada.

No desenvolvimento do estudo, ocorreram algumas dificuldades, como a determinação da resistência característica do concreto (f_{ck}), que pode ter impactado nos resultados. Por consequente, sugere-se que para futuros estudos considerem a análise para a resistência característica do concreto na estrutura apresentada no estudo.

Contudo, durante a análise realizada no referido estudo, pôde-se compreender sobre a real importância de uma boa execução das estruturas seguindo rigorosamente todas as informações contidas em projetos. Neste enquadramento, o estudo oportuniza conhecimentos valiosos sobre a análise estrutural em elementos de concreto armado.

6.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Para sugestões para estudos futuros indica-se:

- A. Realizar ensaios não destrutivos para a determinação da resistência característica do concreto.
- B. Realizar estudo para recuperação e/ou reforço nas estruturas da edificação, utilizando métodos convencionais ou com aplicação de fibra de carbono.
- C. Fazer de fato um estudo a respeito da seção geométrica que atenderia melhor a condição de carregamento, bem como a área de aço e o respectivo cálculo para atender à solicitação de projeto.

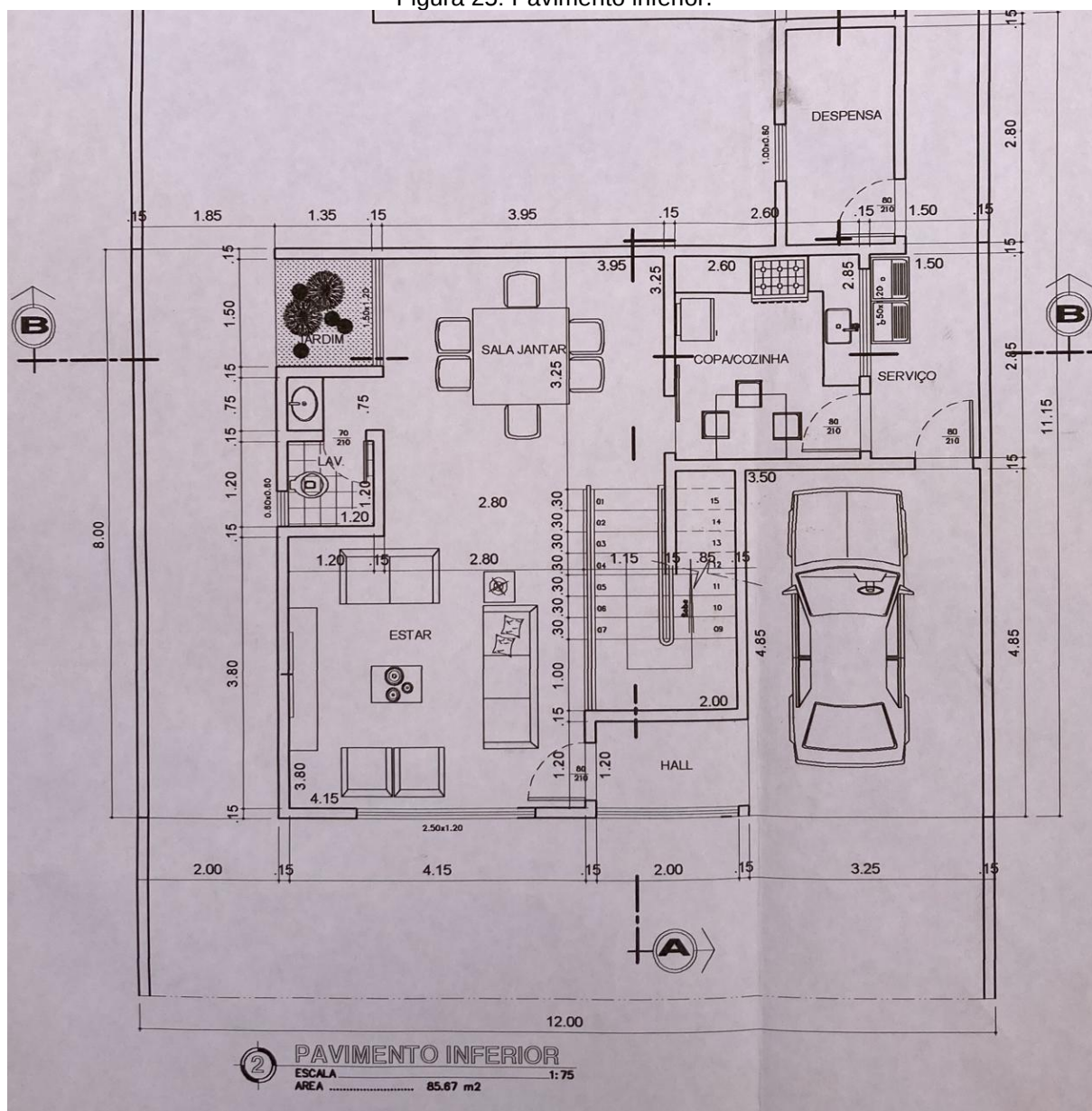
REFERÊNCIAS

- [1] ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto Armado. 4ª. ed.** RIO GRANDE: Editora Dunas, 2014.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-2:** Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 2: Elementos inertes para enchimento e fôrma-requisitos. Rio de Janeiro, 2016.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15900-1:** Água para amassamento do concreto. Rio de Janeiro, 2009.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739:** Concreto-Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:** Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2019.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003.
- [8] BASTOS, P. S. S. **Flexão normal simples – vigas.** Estruturas de concreto. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2015.
- [9] BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. Fundamentos do concreto armado. **Bauru: Unesp**, 2006.
- [10] CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. 4ª. ed.** 2014.
- [11] CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto Armado. 3ª. ed.** BRASÍLIA: Editora UnB, 2016.
- [12] **FTOOL.** Software para análise de estruturas. Versão 4.01. Rio de Janeiro: Luiz Fernando Martha, 2024. Disponível em: <http://www.ftool.com.br/>. Acesso em: 01 set. 2024.
- [13] GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios.** EESC/SET, 2007.
- [14] MOURA, Tiago Rodrigues Coelho de. **Demonstração do cálculo da linha neutra em vigas submetidas à flexão.** Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento, 2019.

- [15] PINHEIRO, Libânio M. Fundamentos do concreto e projeto de edifícios. 2007.
- [16] RESENDE, Guilherme Andrade. Recuperação de Estruturas de Concreto Armado. Técnicas e Materiais Para Prolongar a Vida Útil. **Belo Horizonte**, 2018.
- [17] SANTOS, Paulo Reiser dos et al. **Análise e cálculo de elementos estruturais em concreto armado de um edifício residencial**. 2014.
- [18] SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO (SNIC). **Processo produtivo**. SNIC, 2023. Disponível em <www.snic.org.br>. Acesso em 05 Dez 2023.

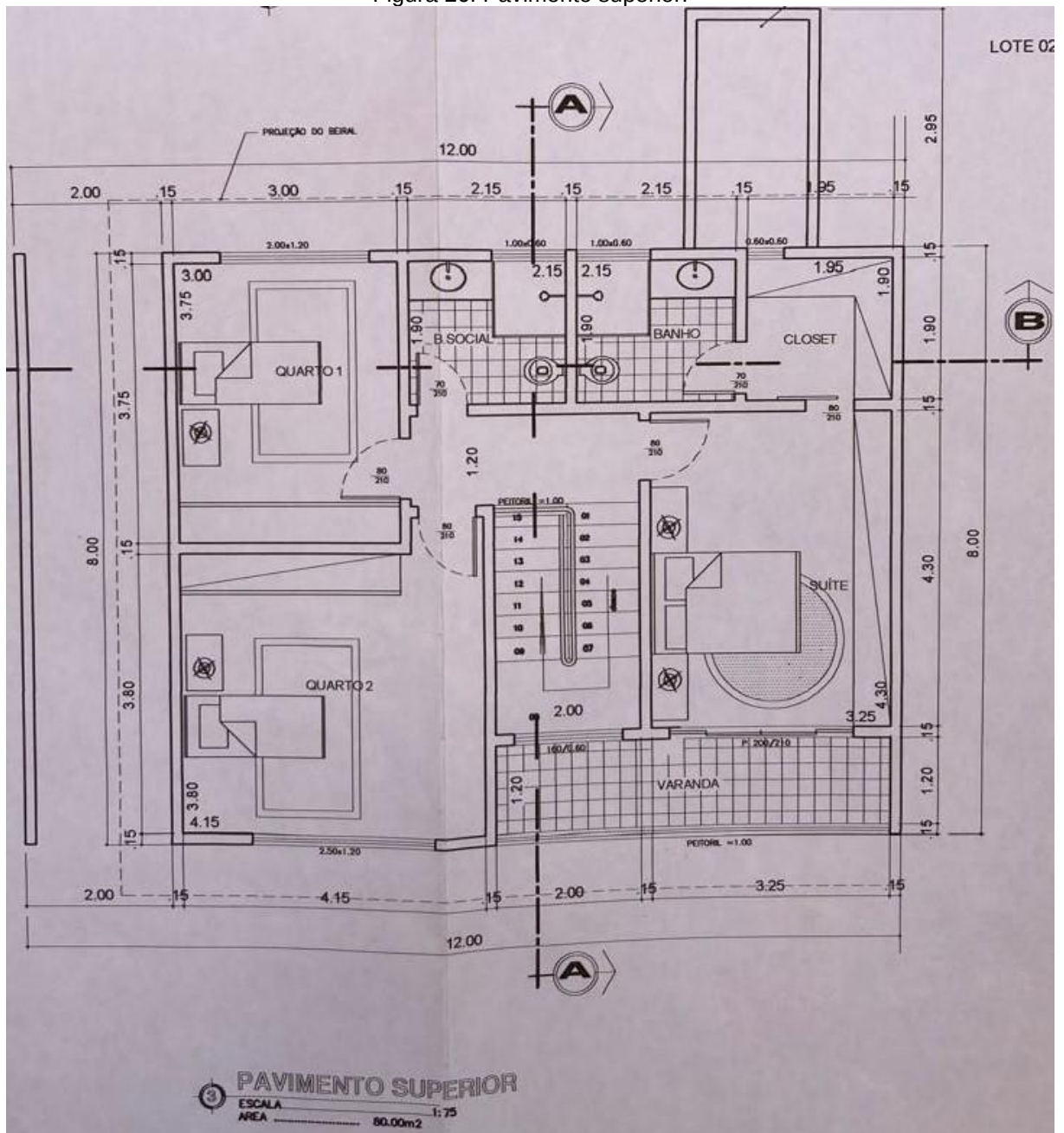
APÊNDICE B – Planta Baixa

Figura 25: Pavimento inferior.



Fonte: Proprietário

Figura 26: Pavimento superior.



Fonte: Proprietário