

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

MARCIO JOSE AREDES JUNIOR

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE VIGAS DE TRANSIÇÃO EM
CONCRETO ARMADO**

SÃO CARLOS-SP
2025

MARCIO JOSE AREDES JUNIOR

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS DE
TRANSIÇÃO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a conclusão da graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

São Carlos-SP
2025

RESUMO

As vigas de transição são frequentemente utilizadas em edifícios como soluções para descontinuidades entre pavimentos, onde há o desalinhamento de pilares, resultando em elevados esforços concentrados e exigências específicas de cálculo e detalhamento, para garantir rigidez e resistência. Neste trabalho, desenvolve-se uma análise paramétrica do comportamento estrutural de vigas de transição em concreto armado, com o objetivo de avaliar a influência da geometria da seção transversal e da continuidade estrutural sobre o desempenho desses elementos. A metodologia adotada baseia-se na modelagem numérica de diferentes configurações estruturais por meio do *software* TQS, considerando critérios normativos quanto ao dimensionamento e verificações de serviço prescritos na ABNT NBR 6118:2023. Os resultados foram analisados quanto aos esforços solicitantes, taxas de armadura, abertura de fissuras e deformações, permitindo a identificação de tendências de comportamento, limites críticos de desempenho e soluções estruturalmente mais eficientes. Ao final, são apresentadas análises comparativas e diretrizes de caráter técnico, com base nos resultados obtidos, destinadas a contribuir para o dimensionamento de vigas de transição à luz dos critérios normativos de segurança e desempenho em serviço.

Palavras-chave: vigas de transição; análise paramétrica; concreto armado; otimização estrutural.

ABSTRACT

Transfer beams are frequently used in buildings as solutions for vertical discontinuities between floors, where column misalignment occurs, resulting in high concentrated forces and specific requirements for structural analysis and detailing to ensure adequate stiffness and strength. In this study, a parametric analysis of the structural behavior of reinforced concrete transfer beams is developed, aiming to evaluate the influence of cross-sectional geometry and structural continuity on the performance of these elements. The adopted methodology is based on the numerical modeling of different structural configurations using the TQS software, considering normative criteria for design and serviceability verifications prescribed by ABNT NBR 6118:2023. The results were analyzed in terms of internal forces, reinforcement ratios, crack widths, and deflections, allowing the identification of behavioral trends, critical performance limits, and structurally more efficient solutions. Finally, comparative analyses and technical guidelines are presented, based on the obtained results, intended to contribute to the design of transfer beams in accordance with normative criteria of safety and service performance.

Keyword: transfer beam; parametric analysis; reinforced concrete; structural optimization.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura real e estrutura discretizada	14
Figura 2 – Viga de transição.....	16
Figura 3 – Diagrama tensão-deformação idealizado (no concreto, na compressão)	18
Figura 4 – Diagrama tensão-deformação idealizado no aço de armaduras passivas, na tração e na compressão	19
Figura 5 – Situações típicas de regiões D	21
Figura 6 – Valores para o coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	25
Figura 7 – Valores para o coeficiente γ_{f2}	26
Figura 8 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	28
Figura 9 – Simplificação do diagrama parábola-retângulo pelo diagrama retangular simplificado.....	30
Figura 10 – Elemento de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada para flexão simples (concreto até C50)	31
Figura 11 – Envoltória de momento fletor para viga de transição no TQS	39
Figura 12 – Representação 3D do edifício didático base	42
Figura 13 – Modelo estrutural didático base	43
Figura 14 – Modelo estrutural do Caso 7 (Tabela 1) desconsiderando a continuidade da transição.....	46
Figura 15 – Modelo estrutural do Caso 8 (Tabela 1) desconsiderando a continuidade da transição.....	47
Figura 16 – Modelo estrutural do Caso 9 (Tabela 1) desconsiderando a continuidade da transição.....	47
Figura 17 – Seções de análise de momentos fletores positivos e negativos	49
Figura 18 – Seções de análise de esforço cortante	49
Figura 19 – Momentos fletores máximos positivos (na seção M2) e armadura longitudinal em função da geometria da seção transversal.....	53
Figura 20 – Momentos fletores máximo negativos (nas seções M1 e M3) e armadura longitudinal em função da geometria da seção transversal.....	53
Figura 21 – Comparação da armadura transversal necessária entre os modelos de cálculo I e II	56
Figura 22 – Esforços cortante máximos (nas seções V1 e V2) e armadura transversal (pelo modelo I) em função da geometria da seção transversal.....	57

Figura 23 – Esforços cortante máximos (nas seções V1 e V2) e armadura transversal (pelo modelo II) em função da geometria da seção transversal	57
Figura 24 – Momento fletor positivo solicitante e armaduras efetivas	61
Figura 25 – Momento fletor negativo solicitante e armaduras efetivas.....	62
Figura 26 – Esforço cortante solicitante máximo no tramo de transição (continuidade da viga de transição)	63
Figura 27 – Representação gráfica da abertura de fissuras para as seções transversais analisadas	65
Figura 28 – Representação gráfica da verificação das flechas máximas para as seções analisadas	67
Figura 29 – Equações para determinação das flechas sob carregamentos usuais...	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Seções transversais de estudo.....	45
Tabela 2 – Casos e seções transversais para estudo da continuidade.....	48
Tabela 3 – Momentos fletores máximos (positivo) em M2 e armadura longitudinal ..	51
Tabela 4 – Momento fletores máximos (negativo) em M1 e M3 e armadura longitudinal ..	52
Tabela 5 – Esforço cortante nos pontos V1 e V2 e armadura transversal pelo Modelo I ..	55
Tabela 6 – Esforço cortante nos pontos V1 e V2 e armadura transversal pelo Modelo II ..	55
Tabela 7 – Momentos fletores máximos (positivo) em M2 e armadura longitudinal (continuidade da viga de transição).....	60
Tabela 8 – Momentos fletores máximos (negativo) em M1 e M3 e armadura longitudinal (continuidade da viga de transição).....	60
Tabela 9 - Verificação do Estado Limite de Abertura de Fissuras para as seções transversais analisadas ..	64
Tabela 10 – Verificação do estado limite de deformação excessiva para as seções transversais analisadas ..	66
Tabela 11 – Comparação entre a eficiência das seções na redução das flechas totais ..	68
Tabela 12 – Verificação do Estado Limite de Abertura de Fissuras para a viga de transição com e sem continuidade ..	69
Tabela 13 – Verificação do estado limite de deformação excessiva para a viga de transição com e sem continuidade ..	70

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
1.1 JUSTIFICATIVA.....	12
1.2 OBJETIVO	12
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1 CONCRETO ARMADO: PRINCÍPIOS E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	13
2.1.1 Discretização e elementos estruturais	14
2.2 DIAGRAMAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO	16
2.2.1 Módulo de elasticidade	17
2.2.2 Diagramas de tensão-deformação na compressão	17
2.3 CARACTERÍSTICAS DO AÇO E DIAGRAMA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	18
2.3.1 Diagrama de tensão-deformação para aços de armaduras passivas	18
2.4 ASPECTOS NORMATIVOS.....	19
2.4.1 Métodos de cálculo na ruptura	19
2.4.2 Elementos especiais	21
2.4.3 Ações	23
2.5 ANÁLISE, DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE ELEMENTOS LINEARES: VIGAS.....	27
2.5.1 Dimensionamento à flexão normal simples	30
2.5.2 Dimensionamento à força cortante	32
2.5.3 Estado-limite de fissuração	35
2.5.4 Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)	36
2.5.5 Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)	36
2.6 VIGAS DE TRANSIÇÃO NO TQS.....	38
3 METODOLOGIA	41
3.1 SITUAÇÕES ANALISADAS.....	43
3.1.1 Carregamento	43
3.1.2 Geometria da seção transversal	44

3.1.3 Continuidade da viga de transição	45
3.2 PREMISSAS DE DIMENSIONAMENTO NO TQS	48
3.3 SEÇÕES DE INTERESSE ANÁLISADAS.....	49
4 RESULTADO E DISCUSSÕES	51
4.1 DIMENSIONAMENTO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO	51
4.1.1 Geometria da seção transversal	51
4.1.2 Continuidade da viga de transição	59
4.2 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO	63
4.2.1 Geometria da seção transversal	63
4.2.2 Continuidade da viga de transição	68
5 CONCLUSÃO	72
6 REFERÊNCIAS	74

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado, especialmente as moldadas no local, possuem elevada complexidade na análise do comportamento estrutural dos elementos devido, principalmente, ao comportamento monolítico do sistema. Em razão disso, tornam-se necessárias simplificações da estrutura real, com o objetivo de melhor representá-la por meio de um sistema estrutural compatível com o comportamento esperado. Desse modo, ressalta-se que a representação física e matemática dessas estruturas demanda a aplicação da técnica de discretização, que consiste em subdividir a estrutura em elementos estruturais cujos comportamentos são previamente conhecidos ou de fácil estudo, permitindo, assim, a formulação de modelos compatíveis com a realidade. Por outro lado, com o avanço tecnológico dos computadores pessoais e dos programas de cálculo estrutural, em muitos casos é possível o estudo global sem o uso da discretização (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024).

No contexto da discretização da estrutura real, surgem os elementos estruturais, que são componentes, geralmente, com uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais. A discretização pode ser feita nos seguintes elementos: laje, vigas, pilares e blocos ou estacas. O comportamento discretizado ideal de uma estrutura aporticada simples, consiste na transferência de esforços entre as lajes, vigas, pilares e fundações. Onde, as lajes suportam tanto o peso próprio quanto as cargas acidentais, transferindo esses esforços às vigas, que por sua vez resistem as solicitações provenientes das lajes e as transmitem, juntamente com seu peso próprio, aos pilares. Estes, por fim, transferem as cargas – inclusive o peso próprio – às fundações (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024).

Uma vez que as edificações, por adversidades arquitetônicas, apresentam descontinuidades verticais, dos pilares, e há necessidade de reposicioná-los entre pavimentos distintos, o comportamento discretizado ideal é interrompido, exigindo adaptações no sistema estrutural. Neste contexto, surgem as vigas de transição como elementos estruturais fundamentais para transferência de cargas entre pilares desalinhados em diferentes níveis de pavimento. Essas vigas têm como principal função compatibilizar a trajetória dos esforços verticais, desviando cargas de pilares superiores, que se apoiam, para apoios laterais, situados fora de seu alinhamento.

Devido a essa configuração peculiar, as vigas de transição estão sujeitas a elevados esforços cortantes, momentos fletores significativos e, muitas das vezes, à combinação com esforços de torção. Conseqüentemente, seu dimensionamento exige maior rigor técnico e sempre que possível deve ser evitada.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2023 estabelece os procedimentos e requisitos básicos para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, no entanto, não trata de forma detalhada as especificidades das vigas de transição, deixando lacunas quanto aos métodos de dimensionamentos, coeficientes adicionais, detalhamentos e limites específicos, que precisam ser supridas por meio de estudos técnicos e ensaios numéricos. Assim, estudos que associem simulações computacionais e critérios normativos e práticos podem contribuir significativamente para o aprimoramento das recomendações desses elementos.

Conforme apresentado por Gimenez *et al.* (2017), o uso exclusivo da Teoria Geral da Flexão pode resultar em insegurança estrutural quando não são consideradas as diretrizes do Método de Bielas e Tirantes, indicado pela ABNT NBR 6118:2023 para determinado elementos especiais, sobretudo em relação ao dimensionamento da armadura transversal.

Diante desse cenário, o presente trabalho tem como objetivo principal realizar uma análise paramétrica do comportamento estrutural de vigas de transição em concreto armado (de até 50 MPa), avaliando o impacto de diferentes arranjos estruturais – seção transversal e continuidade – sobre seu desempenho. A proposta busca explorar e discutir a literatura e os aspectos normativos que envolvem a viga de transição, com o objetivo de garantir um dimensionamento seguro e eficiente do ponto de vista técnico. Para isso, adota-se uma abordagem baseada em modelagem computacional por meio do *Software* TQS, em sua versão estudantil, respeitando os critérios normativos vigentes verificados em planilhas eletrônicas elaboradas com o *SMath Studio*.

O *SMath Studio* é um software gratuito de cálculo simbólico e numérico. Ele permite realizar operações matemáticas, físicas, e de engenharia com uma interface semelhante a uma folha de caderno, sendo ideal para elaboração de relatórios técnicos, análises estruturais e memoriais de cálculo.

Espera-se que os resultados obtidos sirvam como base para reflexões técnicas e apoio à tomada de decisão em projetos que envolvam tais elementos estruturais.

1.1 JUSTIFICATIVA

As vigas de transição são elementos estruturais amplamente empregados em edificações onde as peculiaridades arquitetônicas impedem a continuidade vertical, especialmente quando há desalinhamento de pilares entre pavimentos (Figura 2). Essas situações geram elevados esforços e exigem soluções de projeto que garantam a segurança, desempenho e economia. No entanto, mesmo com sua relevância como solução prática, ainda se observa uma carência de estudos específicos sobre a otimização dessas vigas sob diferentes condições de projeto, de mesmo modo, as normas nacionais vigentes não abrangem quais especificidades adotar para o dimensionamento seguro de vigas de transição. Nesse contexto, a realização deste trabalho se justifica pela contribuição para a área em pesquisa, através da fundamentação teórica da bibliografia existente e, de ferramentas de modelagem e análise estrutural que permitam avaliar o impacto das variáveis como geometria (seção transversal) e continuidade da seção para os tramos adjacentes.

1.2 OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo realizar uma análise do comportamento estrutural de vigas de transição em concreto armado, considerando diferentes configurações geométricas e arranjos estruturais. A pesquisa envolve a modelagem de vigas de transição com variações de altura e largura da seção transversal e continuidade da viga de transição, avaliando os efeitos dessas alterações sobre a flecha, fissuração, esforços internos e a taxa de armadura. Com base nos resultados obtidos por meio da simulação numérica, buscou-se identificar padrões de comportamento que contribuam para um dimensionamento mais eficiente, culminando na contribuição para o dimensionamento de vigas de transição.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com a finalidade de embasar teoricamente a análise desenvolvida neste trabalho, este capítulo apresenta uma revisão sobre os principais conceitos relacionados ao concreto armado, com foco nos princípios do comportamento estrutural e nas particularidades das vigas de transição. Serão abordadas ainda as lacunas normativas referentes a esse tipo de elemento e a importância da análise aprofundada do comportamento estrutural dos projetos nos quais esta é uma solução.

2.1 CONCRETO ARMADO: PRINCÍPIOS E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

O concreto armado é um dos materiais mais utilizados na construção civil, sendo este a associação entre concreto simples e armadura, de forma a explorar as vantagens mecânicas de ambos os materiais.

O concreto simples é um material composto de água, cimento e agregados. Devido ao custo elevado do cimento, o principal objetivo da mistura com os agregados é a redução de custos sem prejudicar significativamente a qualidade. Além disso, é possível a utilização de aditivos com finalidades específicas para obtenção de diferentes tipos de concreto, como de alto desempenho, ultra alto desempenho, adensável, leve, pesado, colorido etc. Desse modo, existem diversas classificações para o concreto em função dos materiais que o compõe e da classe de resistência à compressão (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024).

Segundo a NBR 6118:2023, os elementos de concreto simples, são elaborados com concreto que não possuem qualquer tipo de armadura, ou possuem armaduras construtivas inferiores ao mínimo exigido para o concreto armado. Embora possua boa resistência à compressão, o concreto simples tem baixa resistência à tração (cerca de 10% de sua resistência à compressão). Conseqüentemente, para aumentar a resistência dos elementos estruturais, faz-se necessário a utilização da combinação do concreto simples com um material que possua boa resistência à tração, comumente o aço, dando origem ao concreto armado (armadura passiva) (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024).

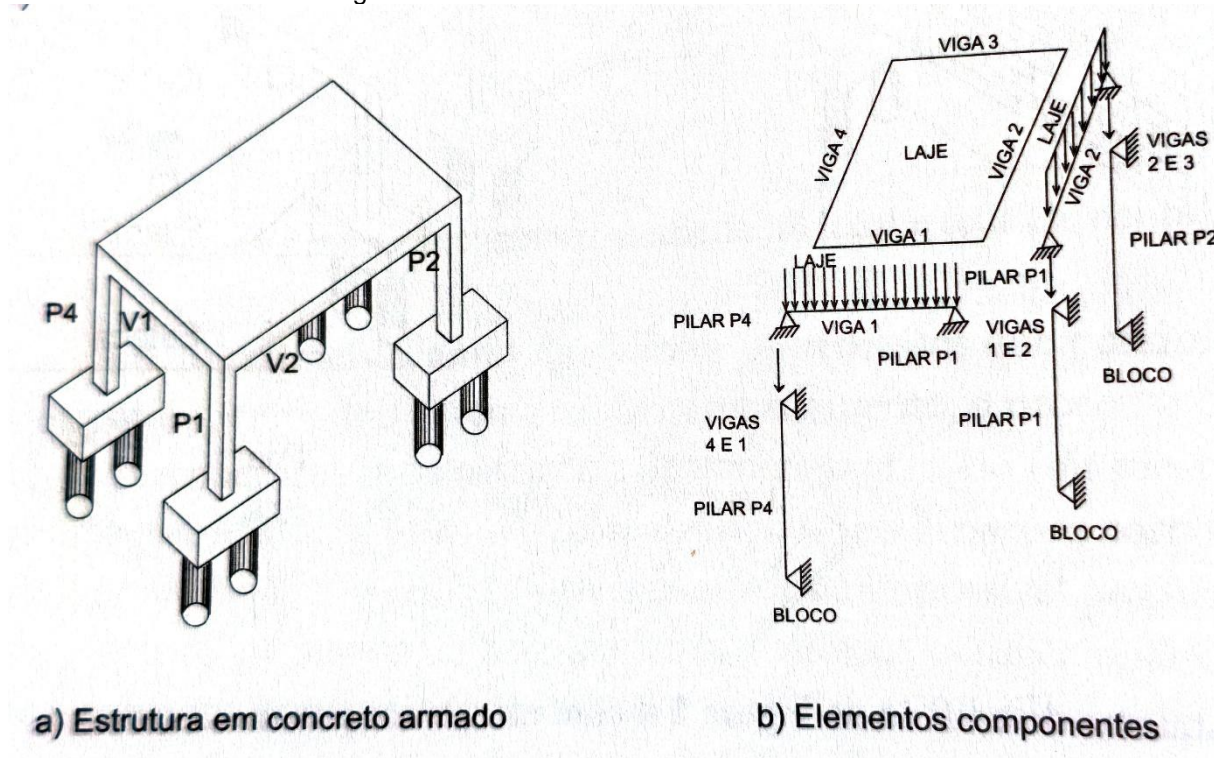
Um dos princípios essenciais do concreto armado é a aderência entre o concreto e as armaduras, a qual possibilita a transferência de esforços entre esses dois materiais. Essa cooperação resulta em um comportamento monolítico

característico das estruturas moldadas no local, permitindo que as deformações e a redistribuição dos esforços ocorram de forma integrada entre os elementos.

2.1.1 Discretização e elementos estruturais

Devido à complexidade na determinação do comportamento estrutural das estruturas em geral, especialmente, nas estruturas de concreto armado moldado no local, surge a discretização da estrutura real em elementos estruturais cujo comportamento é admitido como já conhecidos e de fácil estudo, como: lajes, vigas, pilares e fundações (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024). A Figura 1, apresenta a discretização de uma estrutura simples em elementos estruturais usuais.

Figura 1 - Estrutura real e estrutura discretizada



Fonte: CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024 p. 32.

2.1.1.1 Lajes

As lajes são elementos de superfície plana (placas), em que uma de suas dimensões é relativamente pequena em relação as demais, no caso das lajes sua espessura. As lajes estão sujeitas principalmente as ações normais ao seu plano (ABNT NBR 6118, 2023).

2.1.1.2 Pilares

Os pilares são elementos lineares, onde o comprimento longitudinal é três vezes mais do que a maior dimensão da seção transversal. Usualmente, os pilares são dispostos na vertical, tendo como ações preponderantes as forças normais de compressão (ABNT NBR 6118, 2023).

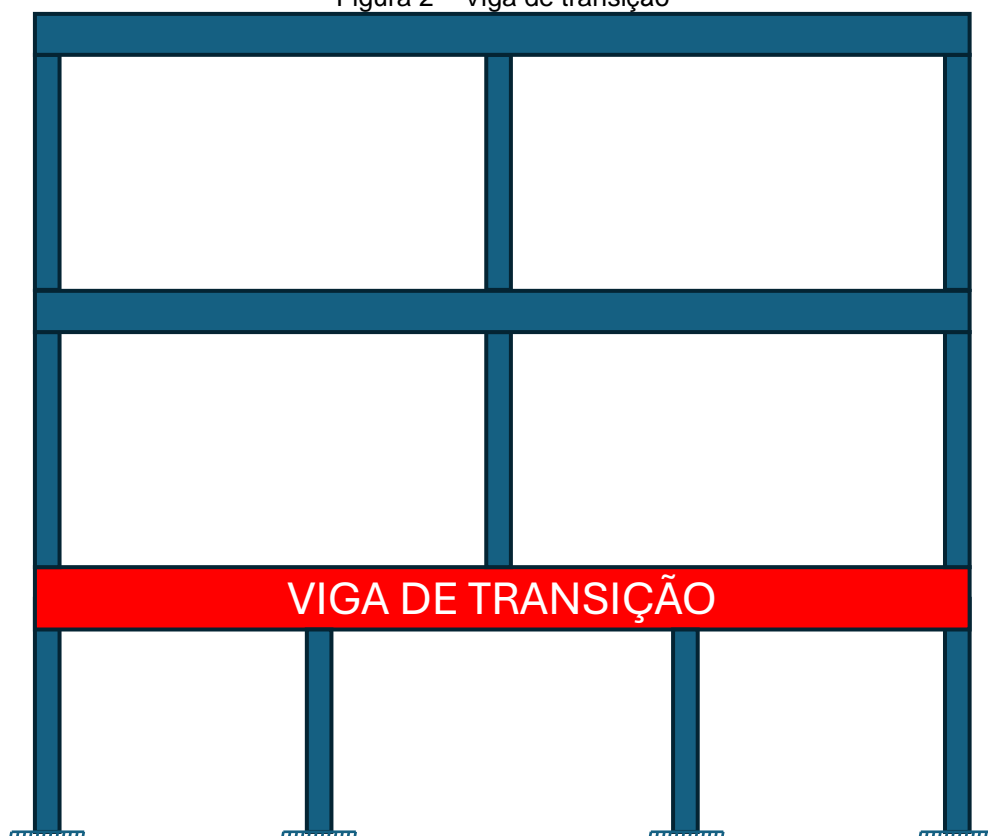
2.1.1.3 Vigas

As vigas são elementos estruturais lineares cuja principal função é resistir aos esforços de flexão e transferi-los aos pilares. Também estão sujeitas a esforços de cisalhamento e, eventualmente, torção.

2.1.1.3.1 Vigas de transição

Vigas de transição são elementos estruturais lineares (Figura 2), cuja função é transferir cargas verticais de pilares dos pavimentos superiores para os apoios localizados fora do seu alinhamento vertical, sendo empregadas em situações de descontinuidade estrutural entre pavimentos, comuns em projetos arquitetônicos complexos. As vigas de transição são comumente adotadas como uma solução para a necessidade de se atender vãos nos pavimentos inferiores, principalmente para atender aos requisitos de edifícios com uso misto ou com a presença de garagem abaixo dos pavimentos tipo e ou térreo. Em função desse arranjo estrutural, as vigas de transição estão sujeitas a elevados esforços de flexão, cortante e, em muitos casos, torção. Devido à complexidade do seu comportamento estrutural e à importância na integridade da edificação, essas vigas requerem atenção especial no dimensionamento, uma vez que eventuais falhas podem ocasionar o colapso progressivo da estrutura.

Figura 2 – Viga de transição



Fonte: Autoria própria, 2025.

2.2 DIAGRAMAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

A análise do comportamento dos materiais utilizados nos elementos estruturais é essencial para o entendimento do desempenho das estruturas de concreto armado. Nesse contexto, os diagramas de tensão-deformação, apresentados na NBR 6118:2023, são ferramentas fundamentais para visualização idealizada, para elaboração de projetos, do comportamento dos materiais com o incremento de tensões. Esses diagramas apresentam graficamente a relação entre a tensão aplicada (σ) e a deformação (ϵ) sofrida, permitindo identificar os regimes de deformação. Devido às diferenças entre as resistências à compressão e tração do concreto e do aço, apresentam curvas distintas. A correta interpretação desses comportamentos é indispensável para o dimensionamento seguro e eficiente de elementos estruturais.

O módulo de elasticidade, também conhecido como módulo de deformação, é uma propriedade mecânica que expressa o grau de rigidez de um material no estado sólido. Ele é determinado a partir da relação entre a tensão aplicada e deformação resultante, conforme apresentado nos diagramas de tensão-deformação.

2.2.1 Módulo de elasticidade

Para o concreto, o módulo de elasticidade (ou deformação) tangente inicial (E_{ci}), deve ser obtido, aos 28 dias de idade, segundo método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522-1:2021. No entanto, segundo a ABNT NBR 6118:2023, na ausência dos ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial a partir da expressão a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \text{ para } f_{ck} \text{ superior à 50 MPa.} \quad (\text{Eq. 2})$$

Em que:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Por sua vez, o módulo de deformação secante, também pode ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, e na ausência de ensaio, pela expressão:

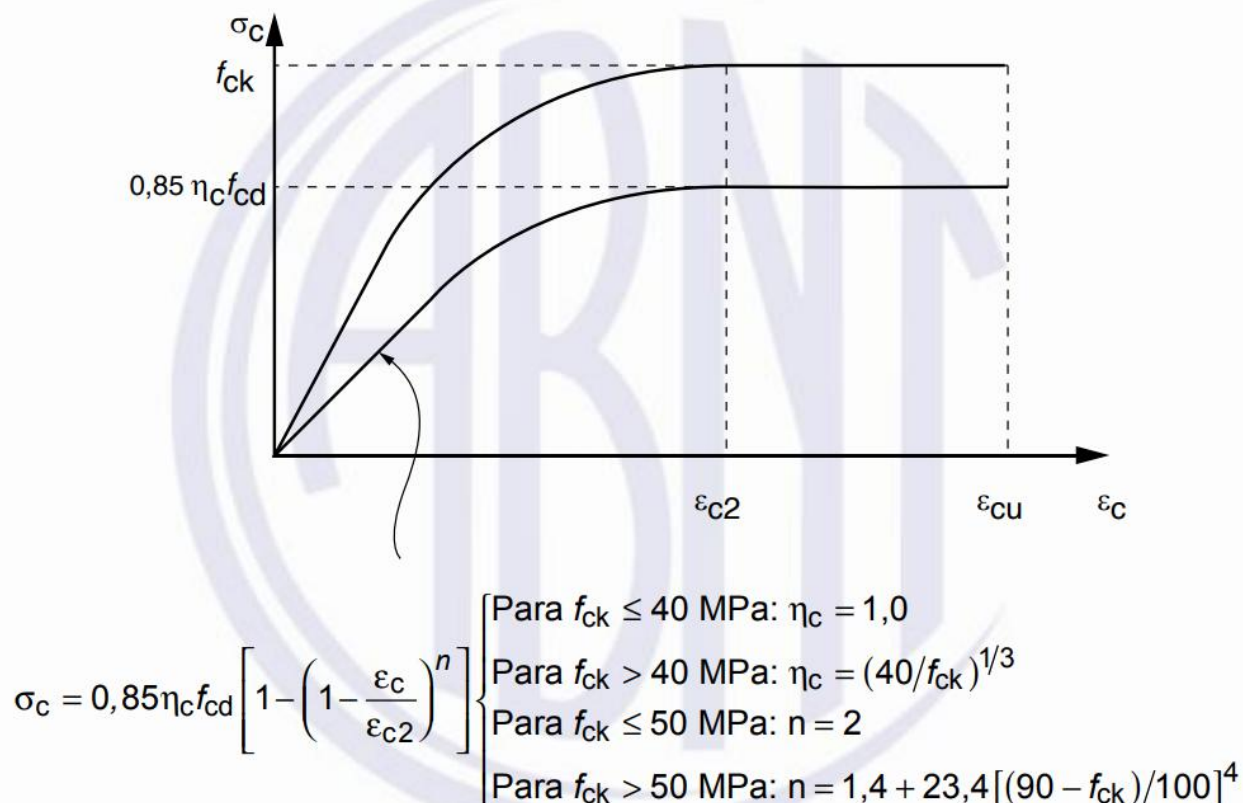
$$E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}\right) \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (\text{Eq. 3})$$

2.2.2 Diagramas de tensão-deformação na compressão

Para tensões de compressão inferiores a 50 por cento da resistência à compressão do concreto (f_c), pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações. Podendo então ser adotado para o módulo de elasticidade o valor apresentado na equação (Eq. 1).

Segundo a NBR 6118:2023, para análises nos estado-limite último, podem ser empregados o diagrama tensão-deformação idealizado, apresentado na Figura 3.

Figura 3 – Diagrama tensão-deformação idealizado (no concreto, na compressão)



Fonte: ABNT NBR 6118, 2023, p. 26

2.3 CARACTERÍSTICAS DO AÇO E DIAGRAMA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

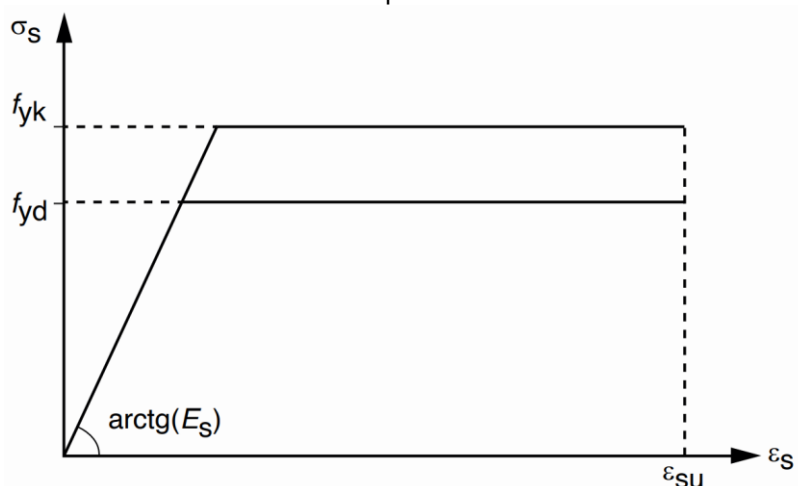
O aço utilizado em estruturas de concreto armado é classificado pela ABNT NBR 7480, e possui valor característico da resistência de escoamento de 250 MPa, 500 MPa e 600 MPa, categorizados em CA-25, CA-50 e CA-60, respectivamente. Além disso, as barras ou fios podem ser lisos, entalhados ou providos de saliências ou mossas. A NBR 6118:2023 sugere que, na falta valores do módulo de elasticidade do aço por meio de ensaios ou pelo fabricante, pode ser admitido o valor de 210 GPa.

2.3.1 Diagrama de tensão-deformação para aços de armaduras passivas

De acordo com a NBR 6118:2023, o comportamento tensão-deformação do aço é apresentado por meio de um diagrama obtido a partir de ensaios de tração, realizados conforme a ABNT NBR ISO 6892-1:2024. A partir desses ensaios, determinam-se os valores característicos da resistência ao escoamento (f_{yk}) da resistência à tração (f_{stk}) e da deformação na ruptura (ϵ_{uk}).

Nos aços que não apresentam patamar de escoamento definido, o valor de f_{yk} corresponde à tensão associada a uma deformação plástica permanente de 0,2%. Para o dimensionamento nos estados-limite de serviço e último, a norma permite o uso de um diagrama tensão-deformação simplificado, ilustrado na Figura 4, aplicável tanto a aços com quanto sem patamar de escoamento.

Figura 4 – Diagrama tensão-deformação idealizado no aço de armaduras passivas, na tração e na compressão



Fonte: ABNT NBR 6118, 2023, p. 29.

2.4 ASPECTOS NORMATIVOS

Neste item é apresentado os aspectos normativos a respeito dos métodos cálculo na ruptura, ou como também é conhecido, cálculo dos estados-limites. Além disso, será apresentado referências bibliográficas que comparam outros modelos de dimensionamento com a Teoria Geral da Flexão para o caso de vigas de transição.

2.4.1 Métodos de cálculo na ruptura

Nos métodos de cálculo na ruptura, a segurança estrutural é assegurada mediante a aplicação de coeficientes parciais que elevam os esforços solicitantes e reduzem as resistências dos materiais. Dessa forma, os esforços de cálculo, devidamente majorados, devem permanecer inferiores às resistências últimas da estrutura, que representam a condição de ruptura.

Segundo a ABNT NBR 6118:2023, as condições de segurança exigem que, para cada combinação de ações e para todos os estados-limite considerados, a resistência de cálculo da estrutura (R_d) seja igual ou superior aos esforços solicitantes

(S_d), garantido a inequação fundamental $R_d \geq S_d$. A norma estabelece ainda que, na verificação específica do estado-limite de perda de equilíbrio como corpo rígido, os valores de R_d e S_d devem corresponder, respectivamente, às ações estabilizantes e desestabilizantes atuantes, assegurando que a estrutura mantenha sua estabilidade global frente às combinações mais desfavoráveis de carregamentos.

2.4.1.1 Estados limites

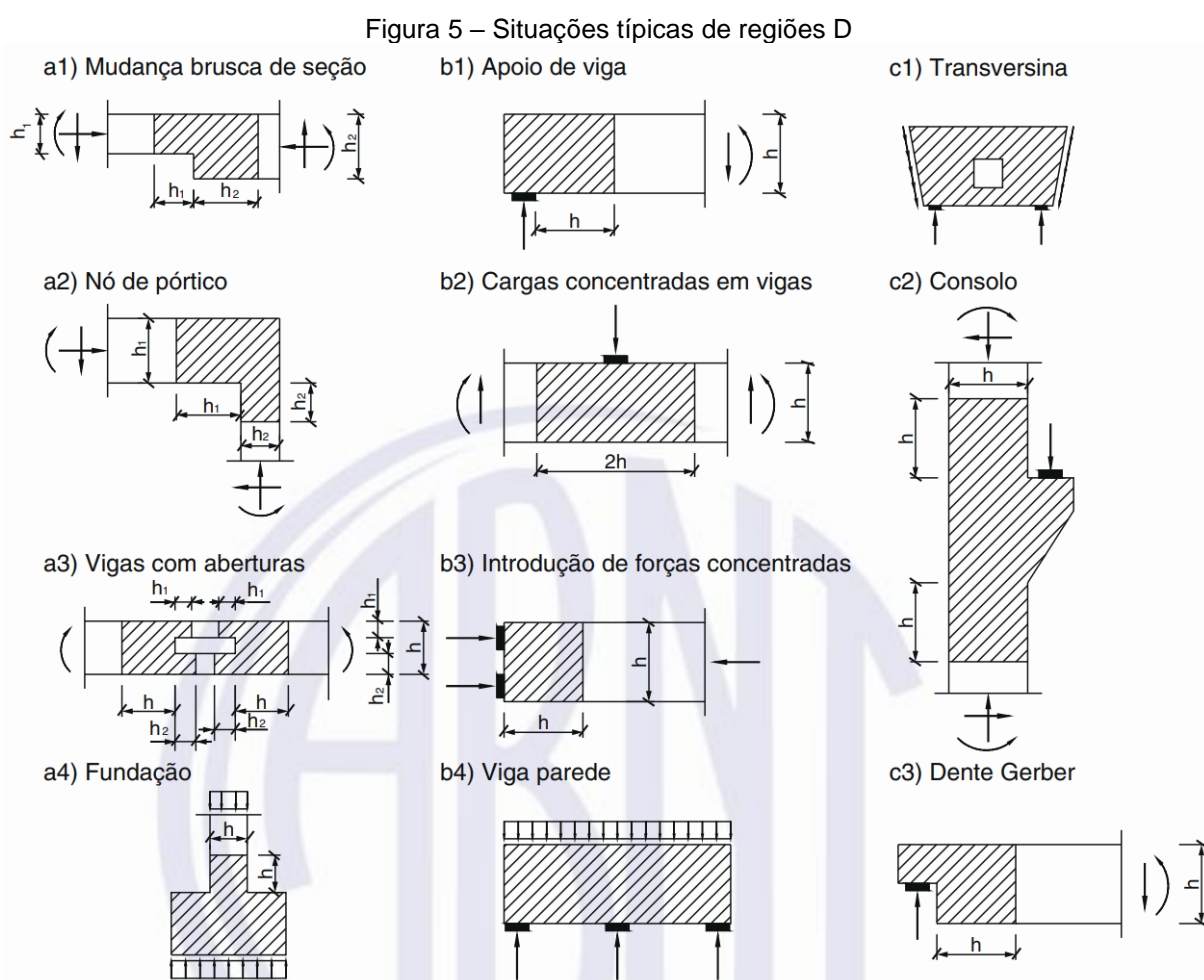
Para garantir a segurança pela norma ABNT NBR 6118:2023, deve ser considerado os estados-limite últimos (ELU) e os estados-limites de serviço (ELS). O estado limite último de seção de um elemento estrutural está relacionado com o colapso, parcial ou total, caracterizado pela paralisação, do uso da estrutura, e deve seguir pela verificação dos seguintes estados-limites últimos:

- a) estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais [...];
- c) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas [...];
- e) estado-limite último de colapso progressivo;
- f) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo [...];
- g) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas [...];
- h) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais (ABNT NBR 6118, 2023, p. 54).

Os estados limites de serviços referem-se, às condições que asseguram a durabilidade da estrutura e o desempenho adequado em termos de aparência, conforto e funcionalidade, considerando tanto a atuação dos usuários quanto o funcionamento de máquinas e equipamentos associados. Segundo a ABNT NBR 6118:2023, excluindo os estados-limites referentes ao concreto protendido, têm-se para o concreto armado as verificações do estado-limite de formação de fissuras, estado-limite de abertura das fissuras, estado-limite de deformações excessivas e estado-limite de vibrações excessivas (não aplicável a este trabalho).

2.4.2 Elementos especiais

A NBR 6118:2023 apresenta no Item 22.2 a definição dos elementos especiais, sendo estes, elementos onde apresentam descontinuidades geométricas ou estáticas. As descontinuidades estão associadas a regiões onde não se aplica a hipótese da seção plana, ou seja, não há uma distribuição linear de deformações específicas na seção, sendo estas regiões denominadas de regiões D. (Figura 5).



Fonte: ABNT NBR 6118, 2023, p. 183.

As situações de regiões D, apresentadas na Figura 5, vão ocorrer em determinados trechos das vigas de transição. A NBR 6118:2023 apresenta, orientações para o dimensionamento de elementos estruturais que apresentam descontinuidades geométricas ou estáticas, utilizando o Método das Bielas e Tirantes (MBT). Contudo, não estabelece recomendações específicas para o dimensionamento das vigas de transição, mesmo sendo elementos que podem ter o

seu comprimento quase que em sua totalidade com comportamentos onde não se aplica a hipótese de Bernoulli.

No item 22.2 da ABNT NBR 6118:2023, é apresentado o coeficiente adicional γ_n (de no mínimo 1,2) aplicável a consolos, dentes Gerber e elementos com comportamento estrutural semelhante. Entretanto, sua aplicabilidade às vigas de transição não é evidente, uma vez que, embora essas vigas possam apresentar comportamento descontínuo, não se assemelham aos elementos mencionados.

Outrossim, a norma norte-americana *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-19), uma das principais referências mundiais para o projeto de estruturas de concreto, não aborda diretamente o termo “viga de transição”. No entanto, a depender da geometria, as vigas de transição podem ser classificadas como vigas altas (“*Deep beams*”, tratada na seção 9.9 da ACI 318-19). A ACI 318-19 define uma viga alta como um elemento cujo vão livre é menor ou igual a quatro vezes sua altura total, ou que possui cargas concentradas aplicadas a uma distância de até duas vezes a altura a partir da face do apoio. Por outro lado, a ABNT NBR 6118:2023, trata de vigas altas como vigas-parede quando a relação entre o vão e a altura da viga é inferior a 2 em vigas biapoiadas e inferior a 3 em vigas contínuas. Essa geometria impede a validade da hipótese de seções planas, exigindo uma abordagem de projeto que considere a distribuição não linear das tensões, sendo o Método de Bielas e Tirantes (*Strut-and-Tie Method*), o recomendado pela a ACI 318-19, assim como pela a NBR 6118:2023.

As incertezas acerca do comportamento das vigas de transição, fomentou estudos comparativos entre os métodos de dimensionamento de vigas de transição. GIMENES *et al.* (2017) realizaram o comparativo entre a Teoria Geral da Flexão e o Método de Bielas e Tirantes (especificado na NBR 6118:2023 para o cálculo de elementos especiais), e concluíram que, mesmo quando o dimensionamento das vigas é realizado conforme os estados limites últimos e de serviço, com base na Teoria Geral da Flexão, pode fazer insegurança se não forem consideradas as diretrizes do método das bielas e tirantes. Os autores ainda observaram uma pequena variação na armadura longitudinal entre os métodos analisados, e uma significativa discrepância no cálculo da armadura transversal, o que poderia representar risco à segurança estrutural. O trabalho foi baseado nos critérios da NBR 6118:2014, e sugeriu revisões no método de dimensionamento para as armaduras de cisalhamento, uma vez que as

verificações do estudo apontam taxas de armaduras subestimadas em relação às exigências reais da viga de transição, onde ainda segue o mesmo método na NBR 6118:2023.

Sendo assim, devido à ausência de uma metodologia definida especialmente para as vigas de transição na norma vigente, o presente trabalho visa a otimização no dimensionamento pelo método geral da flexão, apresentando na ABNT NBR 6118:2023 e descrito no item 2.5.

2.4.3 Ações

As ações em uma estrutura correspondem ao conjunto de forças, cargas e deformações que atuam sobre ela e que devem ser resistidas com segurança ao longo de sua vida útil. Elas podem ser classificadas em permanentes, como peso próprio da estrutura e componentes fixos, e variáveis, que são as cargas de uso e ocupação, como pessoas e mobília, a pressão do vento, variações de temperatura, entre outras influências que mudam de intensidade ou posição com o tempo.

A NBR 6118:2023 classificam as ações sob o critério de variabilidade no tempo em três categorias: ações permanentes; ações variáveis; e ações excepcionais.

2.4.3.1 Ações permanentes

As ações permanentes são as que possuem pouca variabilidade na vida útil do empreendimento, mantendo-se praticamente constante. A ABNT NBR 8681:2003 subdividida as ações permanentes em diretas e indiretas, sendo elas:

- a) ações permanentes diretas: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devido ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;
- b) ações permanentes indiretas: a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais (ABNT NBR 8681, 2003, p. 3)

2.4.3.2 Ações variáveis

Entende-se por ações variáveis aquelas associadas às condições de uso e operação das edificações, abrangendo cargas provenientes da utilização dos espaços, de equipamentos apoiados ou içados – incluindo efeitos de frenagem, impacto e forças centrífugas –, bem como esforços induzidos pelo vento, por variações de térmicas, pelo atrito em aparelhos de apoio e por pressões hidrostáticas ou hidrodinâmicas.

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, em função da probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais, definidas como:

- a) ações variáveis normais: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande de forma que seja obrigatoriamente considerada no projeto das estruturas;
- b) ações variáveis especiais: ações variáveis de curta duração, que possuem intensidade ou natureza diferenciada, previamente conhecida, consideradas em determinadas estruturas ou situações, e que devem ser observadas e controladas enquanto atuarem na estrutura. [...] (ABNT NBR 8681, 2003, p. 3).

2.4.3.3 Ações excepcionais

Consideram-se como excepcionais as ações provenientes situações como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes, sismos e impactos causados por objetos lançados pelo vento.

2.4.3.4 Coeficiente de ponderação das ações

Os coeficientes de ponderação das ações são aplicados com o intuito de majorar as ações características adotadas devido às incertezas quanto à variabilidade das ações, simultaneidade de ações atuantes, possíveis desvios de construções e aproximações de cálculos feitas no levantamento de cargas.

Os valores de cálculo F_d das ações, são obtidos a partir das combinações ações considerando os respectivos coeficientes de ponderação. Segundo a ABNT

NBR 6118:2023, as ações devem ser majoradas pelo coeficiente γ_f , definido pela equação a seguir.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (\text{Eq. 4})$$

No estado-limite último, para obtenção do coeficiente γ_f utilizam-se os valores apresentados na Figura 6 e Figura 7.

Figura 6 – Valores para o coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

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: ABNT NBR 6118, 2023, p. 65.

Figura 7 – Valores para o 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: ABNT NBR 6118, 2023, p. 65.

A ABNT NBR 8681:2003 (atualizada durante o período de desenvolvimento do presente trabalho) prevê a possibilidade de ajustes nos coeficientes de ponderação por meio dos coeficientes de ajustamento (γ_n) ou coeficientes de importância de utilização, aplicáveis em situações especiais. Esses ajustes têm por finalidade elevar o nível de segurança quando se trata de cenários com maior probabilidade de falha ou de consequências mais severas, como perdas humanas ou impactos econômicos, sociais e ambientais.

Nesse contexto, seria tecnicamente justificável considerar, ainda que de forma isolada, a aplicação de um coeficiente adicional γ_n no dimensionamento de vigas de transição. Uma vez que, estruturas que possuem tais elementos apresentam um potencial de consequências significativamente elevado em caso de ruína, podendo ocasionar o colapso parcial ou global da estrutura (colapso progressivo).

Entretanto, apesar de a ABNT NBR 6118:2023 prever coeficientes de ajustamento para pilares, pilares-paredes e lajes em balanço com espessuras mais delgadas, não há recomendações específicas para vigas de transição, mesmo que,

conforme discutido no item 2.4.2, o método de dimensionamento usual possa não representar adequadamente as solicitações e o comportamento estrutural esperado, em função das regiões D, presentes nas vigas de transição.

Para as combinações dos estados-limites de serviço, o coeficiente de ponderação das ações pode ser adotado como $\gamma_f = \gamma_{f2}$, onde, γ_{f2} assume valores diferentes a depender da verificação desejada, sendo 1 para as combinações raras, ψ_1 (ver Figura 7) para combinações frequentes, 2 (ver Figura 7) para combinações quase permanentes.

2.5 ANÁLISE, DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE ELEMENTOS LINEARES: VIGAS

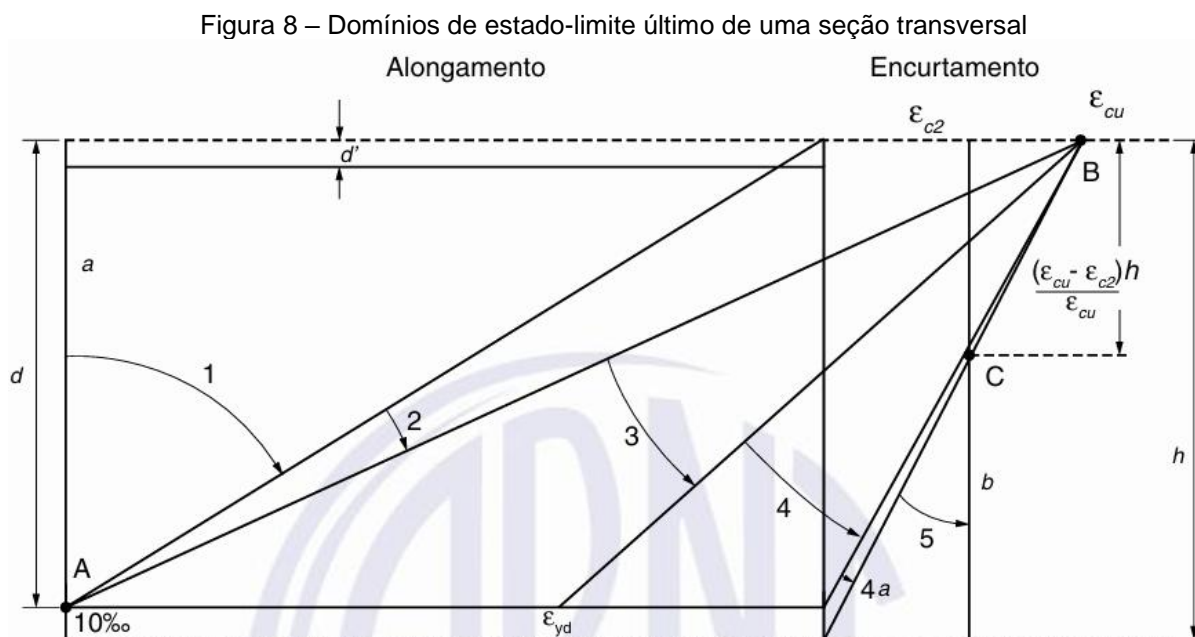
A NBR 6118:2023 estabelece critérios específicos para o dimensionamento de elemento lineares, como as vigas, com foco na segurança estrutural, no desempenho em serviço e na durabilidade. O dimensionamento deve considerar os efeitos da flexão, esforço cortante e torção, bem como os estados-limite último e de serviço, assegurando que a estrutura mantenha seu funcionamento adequado ao longo da vida útil da edificação. Além disso, a norma traz as seguintes hipóteses básicas para análise dos esforços resistentes de uma seção de viga (concreto armado):

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) a deformação das barras passivas aderentes [...] deve ser a(o) mesma(o) do concreto em seu entorno;
- d) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;
- e) a distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama idealizado curvo e retangular [...];
- f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação [...];
- g) o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios [...] (ABNT NBR 6118, 2023, p. 120).

No estado-limite último, a falha de uma seção submetida a qualquer regime de flexão ocorre quando as deformações de cálculo do concreto e/ou do aço alcançam

os respectivos valores máximos admissíveis para esses materiais (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024).

Os estados de deformações específicas do concreto e do aço distribuídos ao longo de uma seção retangular com armadura simples, definem os domínios de deformação apresentados Figura 8.



Fonte: ABNT NBR 6118, 2023, p. 122.

A classificação dos domínios de deformação da seção baseia-se nos mecanismos convencionais de ruptura. Quando ocorre falha por deformação plástica excessiva, têm-se inicialmente a reta "a", correspondente à tração uniforme, seguida pelo domínio 1, caracterizado por tração não uniforme sem a presença de compressão, e pelo domínio 2, que representa a flexão simples ou composta sem atingir a ruptura por compressão do concreto, condição em que a deformação do concreto permanece inferior a ϵ_{cu} e o aço atinge seu alongamento máximo permitido. Por outro lado, quando a ruína decorre do encurtamento-limite do concreto, enquadram-se sucessivamente o domínio 3, associado à flexão simples em seção "subarmada" ou à flexão composta com esmagamento do concreto e escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$); o domínio 4, relativo à flexão simples em seção "superarmada" ou à flexão composta com ruptura do concreto, mas sem escoamento da armadura tracionada ($\epsilon_s \leq \epsilon_{yd}$); o domínio 4a, corresponde aos casos de flexão

composta com armaduras comprimidas; e o domínio 5, que descreve a compressão não uniforme sem tração. Por fim, a reta “b” representa a condição de compressão uniforme (ABNT NBR 6118, 2023)

Além do domínio de deformação da peça no estado-limite último, faz-se necessário ter conhecimento dos níveis de deformação, denominados de estádios, que determinam o comportamento da peça até a ruptura. No Estádio I, estado elástico, a tensão de tração do concreto não ultrapassa sua resistência característica à tração (f_{tk}), portanto, o diagrama de tensão normal ao longo da seção é linear e não há fissuras visíveis. No Estádio II, estado de fissuração, as tensões de tração na maioria dos pontos abaixo na linha neutra terão valores superiores ao f_{tk} , sendo assim, admite-se que apenas o aço resiste aos esforços de tração, a tensão de compressão no concreto é linear, e as fissuras de tração na flexão podem ser visíveis. Por fim, o Estádio III, o momento fletor se eleva até um valor próximo ao de ruína, correspondendo ao estado-limite último, onde a fibra mais comprimida do concreto começa a plastificar, admitindo-se que a distribuição de tensões no concreto ocorra segundo um diagrama parábola-retângulo (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024).

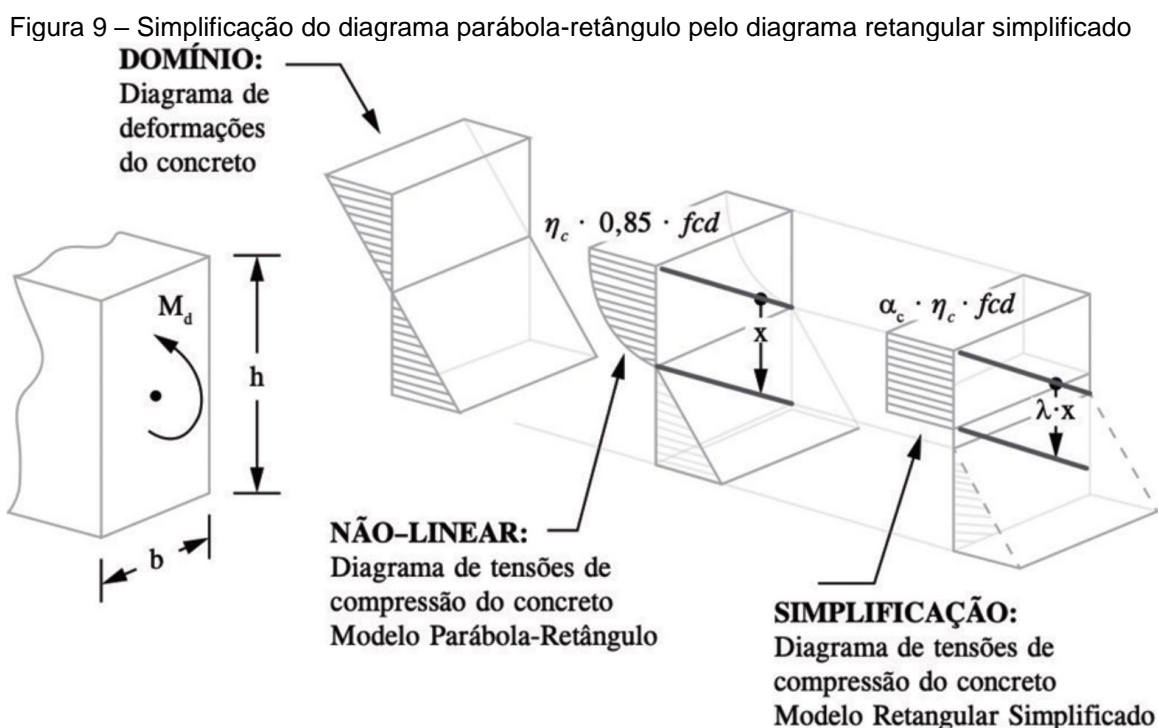
O dimensionamento das estruturas de concreto armado é conduzido no estado limite último (estádio III), uma vez que o propósito fundamental é garantir que a estrutura suporte os esforços de forma segura e econômica, evitando a ruptura. Embora as verificações em serviço também sejam relevantes, em muitos casos as próprias análises no ELU, aliadas a um detalhamento adequado das armaduras, já conduzem ao atendimento dos requisitos de utilização, que devem ser avaliados sempre que necessário. Ressalta-se que, no conceito de estado limite último, o momento resistente adotado no dimensionamento não deve ser alcançado pela seção ao longo de sua vida útil, ainda que o modelo considere a plastificação do concreto e o escoamento do aço (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024).

No caso das vigas de transição, o estado-limite de serviço precisa ser devidamente verificado e controlado, pois deformações excessivas podem comprometer a capacidade de redistribuição de esforços. Em situações extremas, o pilar apoiado sobre a viga pode deixar de trabalhar à compressão e torna-se um tirante, transmitindo esforços à viga já deformada. Além disso, as vigas apoiadas neste pilar podem ter inversão de momentos fletores, contrariando o comportamento

previsto e detalhado em projeto. Sendo assim, é importante que a seção transversal da viga de transição possua inércia suficiente para garantir o mínimo de deslocabilidade possível no apoio do pilar que nasce nela. Da mesma forma, os estados-limite de fissuração e abertura de fissuras devem ser rigorosamente controlados, garantindo a durabilidade e a segurança global da edificação, uma vez que a falha desse elemento pode desencadear o colapso progressivo.

2.5.1 Dimensionamento à flexão normal simples

Com o objetivo de tornar o processo de dimensionamento mais simplificado, de acordo com a hipóteses básicas de dimensionamento de elementos lineares apresentados pela ABNT NBR 6118:2023, é possível empregar um diagrama retangular equivalente em substituição ao modelo parábola-retângulo, concentrando as tensões em uma profundidade reduzida. A Figura 9 apresenta os parâmetros normativos referentes a essa simplificação (KIMURA *et al.*, 2022).

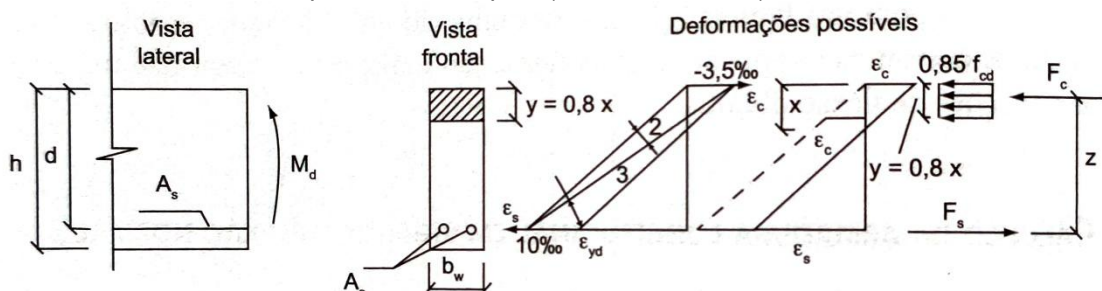


Fonte: KIMURA *et al.*, 2022.

Com base no diagrama simplificado apresentado na Figura 9, é possível deduzir as expressões para o dimensionamento de elementos de seção retangular para concretos de todas as classes, conforme devidas adaptações das equações. A

Figura 10 apresenta os valores das adaptações para elementos lineares, de seção retangular, em concreto armado submetidos à flexão simples para classes de até 50MPa.

Figura 10 – Elemento de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada para flexão simples (concreto até C50)



Fonte: CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024.

A partir da distribuição de tensões apresentadas na Figura 10, pode se realizar o equilíbrio de forças e momentos. Defronte ao diagrama retangular simplificado de tensões no concreto, temos:

$$F_c = F_s \quad (\text{Eq. 5})$$

$$M_d = F_c \cdot z \quad (\text{Eq. 6})$$

A partir da determinação da posição da linha neutra LN, temos condições de calcular a resultante das tensões de compressão no concreto (F_c) e o braço de alavanca (z), pelas respectivas equações.

$$F_c = (0,85 \cdot F_{cd}) \cdot b_w \cdot (0,8 \cdot x) \quad (\text{Eq. 7})$$

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (\text{Eq. 8})$$

Aplicando as equações (Eq. 7) e (Eq. 8) na equação (Eq. 6), tem-se:

$$M_d = 0,85 \cdot F_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad (\text{Eq. 9})$$

Vale ressaltar que, no dimensionamento, visando a ductilidade do elemento estrutural na ruptura, deve ser realizado respeitando a relação entre a posição da linha neutra e a altura útil da seção (x/d), imposta pela ABNT NBR 6118:2023 de até 0,45 para concretos de até 50 MPa.

2.5.1.1 Armadura longitudinal

A partir da solução da equação (Eq. 9), temos a posição da LN e condições para calcular a armadura necessária para resistir ao momento fletor na seção a partir da equação a seguir.

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_s} \quad (\text{Eq. 10})$$

Considerando que a seção opere nos domínios 2 ou 3, a deformação do aço tracionado tende a atingir o valor correspondente ao escoamento, portanto, a tensão f_s é igual a f_{yd} . Se essa condição não for atendida, a deformação deve ser obtida diretamente do diagrama tensão-deformação do aço para determinação de f_s . Contudo, a seção passaria a atuar no domínio 4 (ruptura frágil), condição não admissível para o dimensionamento CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024.

2.5.2 Dimensionamento à força cortante

No item 17.4 da ABNT NBR 6118:2023 é apresentado o dimensionamento de elementos lineares sujeitos à força cortante no ELU, onde, é ressaltado que as equações contidas neste item não se aplicam às vigas-parede. Portanto, deve se atentar no dimensionamento à cortante quando se tem vigas muito alta com vãos relativamente menores, sendo essa situação comum às vigas de transição.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, todos elementos lineares submetido a força cortante, dadas exceções descritas em norma, devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos, com uma taxa geométrica mínima conforme a equação a seguir.

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (\text{Eq. 11})$$

Sendo que

A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos;

s é o espaçamento dos estribos;

α é a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal;

b_w é a largura média da alma;

f_{ywk} é a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal;

$f_{ct,m}$ é a resistência à tração média do concreto.

Na verificação do estado limite último, a resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, é atendida quando forem verificadas simultaneamente as seguintes condições.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

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

V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal;

V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} é a força cortante resistida pela armadura transversal.

Nas regiões de apoio, a ABNT NBR 6118:2023 determina que os cálculos devem considerar as forças cortantes agente nas faces deles, considerando reduções do esforço cortante para cargas próximas aos apoios, conforme a seguir.

a) no trecho entre o apoio e a seção situada à distância $d/2$ da face de apoio, a força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada constante e igual a desta seção;

a) força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância $a \leq 2d$ do eixo teórico do apoio pode, nesse trecho de comprimento a , ser reduzida, multiplicando-a por $a/(2d)$. [...] (ABNT NBR 6118, 2023, p. 135)

As condições de cálculo para elementos lineares admitem dois modelos, apresentados nos itens a seguir, baseados na analogia com treliças de banzos paralelos, associadas a mecanismo resistentes complementares, formados no interior do elemento estrutural e responsáveis por absorver parte do esforço cortante (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024).

2.5.2.1 Modelo I

Neste, é admitido que as diagonais comprimidas possuem inclinação (θ) igual a 45° em relação ao eixo longitudinal da viga. A parcela resistida pelos elementos complementares ao de treliça (V_c), é constante independentemente do valor de sollicitação de esforços cortante.

Sendo assim, a resistência da peça é assegurada pela verificação das tensões de compressão nas bielas.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 14})$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 15})$$

E pela força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal ($V_{Rd3,I}$), conforme as equações a seguir.

$$V_{sd} \leq V_{Rd3,I} = V_c + V_{sw} \quad (\text{Eq. 16})$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 17})$$

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \quad (\text{Eq. 18})$$

Para o modelo I armadura de cisalhamento é obtida isolando A_{sw} da equação 17.

2.5.2.2 Modelo II

No modelo II, admite-se que as diagonais comprimidas possuem inclinação (θ) entre 30° e 45° , para as verificações apresentadas nesse trabalho foi adotado $\theta = 30^\circ$. Diferentemente do modelo I, a parcela V_c sofre redução com o aumento da força cortante solicitante de cálculo.

No modelo II, temos as verificações dadas pelas equações apresentadas a seguir.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2,II} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2\theta \cdot (\text{cota} + \text{cot}\theta) \quad (\text{Eq. 19})$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \quad (\text{Eq. 20})$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3,II} = V_{c0} + V_{sw} \quad (\text{Eq. 21})$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \text{ quando } V_{sd} \leq V_c \quad (\text{Eq. 22})$$

$$V_{c0} = 0 \text{ quando } V_{sd} = V_{Rd2,II} \quad (\text{Eq. 23})$$

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{cota} + \text{cot}\theta) \cdot \text{sena} \quad (\text{Eq. 24})$$

Para o modelo II, a armadura de cisalhamento é obtida isolando A_{sw} da equação 23.

2.5.3 Estado-limite de fissuração

O estado limite de fissuração discutido neste item, limita-se nas fissuras que podem ocorrer em serviço nos elementos lineares sujeito à esforços de flexão. De modo geral, a fissuração excessiva em um elemento estrutural em concreto armado pode comprometer consideravelmente sua durabilidade. Embora não seja o único fator determinante na durabilidade, o surgimento das fissurações eleva o risco de haver degradação rápida do concreto superficial e da armadura CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2024.

A abertura de fissura é o que separa o elemento estrutural do estágio I do estágio II. Segundo a ABNT NBR 6118:2023, a separação entre esses dois

comportamentos pode ser definida pelo momento de fissuração (M_r), apresentado a seguir.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (\text{Eq. 25})$$

Onde

α é o fator de forma (1,5 para seção retangular);

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

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

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto. (igual a $f_{ctk,inf}$ no ELS-F, ou f_{ctm} no ELS-DEF).

2.5.4 Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W)

Segundo a ABNT NBR 6118:2023, a verificação do estado-limite de abertura de fissuras é fundamental para garantir a integridade das armaduras e o controle da fissuração no concreto. Os valores característicos podem ser estimados de acordo com a equação apresentada a seguir, sendo adotado o menor valor entre eles.

$$w_k \leq \begin{cases} \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (\text{Eq. 26})$$

Onde

w_k é o tamanho da abertura da fissura;

ϕ_i é o diâmetro da barra i envolvida pela região considerada;

σ_{si} é a tensão de tração no centro da barra i ;

E_{si} é o módulo de elasticidade da barra i ;

ρ_{ri} é a taxa de armadura na região i .

2.5.5 Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

A verificação dos deslocamentos (flechas) em vigas de concreto armado é fundamental para garantir o conforto dos usuários, a funcionalidade da estrutura e a integridade dos elementos não estruturais (como alvenaria e revestimentos). No caso

das vigas de transição os deslocamentos excessivos podem causar diversos problemas estruturais para os pavimentos superiores. Segundo a ABNT NBR 6118:2023, a avaliação das deformações deve considerar a não linearidade física do material, ocasionada pela fissuração do concreto na zona tracionada, e as deformações diferidas no tempo no tempo (fluência).

Para verificação do ELS-DEF, utilizou-se os valores calculados pelas ferramentas “Grelha” e “Grelha Não-Linear”, onde é possível a visualização das deformações pela análise linear e não linear, respectivamente. Além disso, com o intuito de verificação das recomendações normativas, foi realizado a comparação da estimativa das flechas imediatas e diferidas conforme os itens 2.5.5.1 e 2.5.5.2 a seguir.

2.5.5.1 Estimativa da flecha imediata

Para a estimativa da flecha imediata em vigas, o modelo de comportamento deve considerar a redução da rigidez da peça após o início da fissuração. A ABNT NBR 6118:2023 recomenda a utilização da rigidez equivalente de Branson ($(EI)_{eq}$), que pondera a rigidez da seção bruta ($E_{cs}I_c$) e a rigidez da seção fissurada ($E_{cs}I_{II}$).

A expressão para o cálculo da rigidez equivalente é dada por:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs}I_c \quad (\text{Eq. 27})$$

Onde

E_{cs} é o módulo de elasticidade sectante do concreto;

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

I_{II} é o momento de inércia da seção fissurada, considerando a armadura;

M_a é o momento fletor na seção crítica do vão;

M_r é o momento de fissuração do elemento estrutural.

Para vigas contínuas, a norma permite uma aproximação para obter uma rigidez média ponderada ao longo do vão, conforme a equação a seguir.

$$(EI)_{eq} = \frac{1}{l} \cdot \left[(EI)_{eq,1} \cdot a_1 + (EI)_{eq,v} \cdot a_v + (EI)_{eq,2} \cdot a_2 \right] \leq E_{cs}I_c \quad (\text{Eq. 28})$$

Nesta formulação, considera-se a rigidez nos apoios e no meio do vão, permitindo uma análise mais precisa da deformação global.

2.5.5.2 Estimativa da flecha diferida no tempo (fluência)

Além da deformação imediata que ocorre logo após a aplicação das cargas, o concreto sofre deformações adicionais ao longo do tempo devido ao fenômeno da fluência. A flecha total deve ser obtida multiplicando a flecha imediata por um fator de ampliação $(1 + \alpha_f)$.

O coeficiente α_f pode ser calculado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (\text{Eq. 29})$$

Onde

ρ' é a taxa de armadura de compressão;

$\Delta\xi$ é a variação do coeficiente de fluência em função do tempo.

O valor de ξ depende do tempo decorrido desde a concretagem e da idade do concreto no momento da aplicação da carga. Para tempo muito longos, superiores a 70 meses, adota-se ξ igual a 2, conforme apresentado pela ABNT NBR 6118:2023.

2.6 VIGAS DE TRANSIÇÃO NO TQS

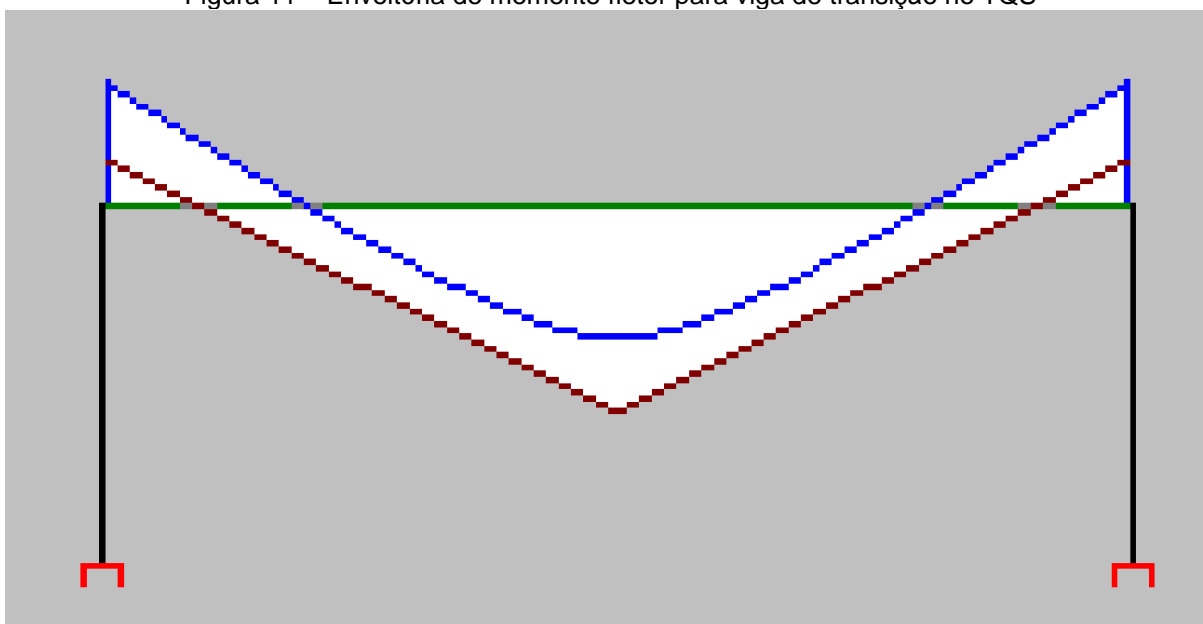
O *software* TQS realiza um tratamento diferenciado para as vigas de transição, devido à complexidade estrutural associada a esse tipo de elemento. Ao realizar o lançamento dos elementos estruturais, quando um pilar é configurado, no modelador estrutural, para nascer em viga, o *software* identifica que a viga recebe um pilar, e ela é automaticamente reconhecida como viga de transição, passando a ter comportamento distinto no modelo de análise.

Nessas situações, o TQS considera variações na rigidez à flexão da viga, por meio da aplicação de um multiplicador de inércia, definido nos parâmetros do edifício. Essa abordagem permite representar de forma mais realista o comportamento estrutural, especialmente no que se refere à redistribuição dos esforços entre pilares e vigas adjacentes. Uma vez que, a viga é carregada a cada construção de um novo

pavimento (efeito incremental) ou uso da edificação, a viga desloca e eventualmente estabiliza, fazendo com que a distribuição de esforços varie entre as condições em que o apoio do pilar de transição é deslocável (viga de transição com baixa rigidez à flexão) e pouco deslocável (viga de transição com elevada rigidez à flexão).

Para o dimensionamento, o sistema gera dois modelos de pórtico espacial: um com a rigidez normal da seção (em função da geometria adotada) e outro com a rigidez aumentada (multiplicando a rigidez normal da seção pelo valor adotado no critério multiplicador de inércia). A partir desses dois cenários, tem-se uma envoltória de esforços, combinando os valores críticos de momento fletor e esforço cortante. Assim, como representado na Figura 11, os momentos negativos máximos tender a ocorrer no modelo de rigidez normal (em azul, Figura 11), enquanto os positivos máximos ocorrem no modelo com a rigidez aumentada (em vermelho, Figura 11) (TQS Informática, 2025).

Figura 11 – Envoltória de momento fletor para viga de transição no TQS



Fonte: TQS Informática, 2025

Após o processamento da estrutura, é possível visualizar os esforços e deslocamentos gerados por todas as combinações pré-definidas, onde o sufixo “VTN” ou “_V” na descrição das combinações são referentes às combinações com a viga de transição com a inércia normal. Dessa forma, torna-se imprescindível uma análise criteriosa das combinações de carregamento empregadas, uma vez que diferentes cenários podem resultar em respostas estruturais distintas. Logo, a avaliação da

envoltória de esforços é um recurso importante, pois ela reúne os valores máximos e mínimos obtidos nas diferentes combinações pré-definidas, permitindo identificar as condições mais críticas para o dimensionamento.

Caso a viga de transição possua continuidade, ainda é possível determinar se a transição ocorrerá em todos os vãos ou apenas no vão de transição. Essa configuração pode ser feita tanto por meio de critérios quanto nas propriedades da viga, e se as informações entre o critério e o modelador estrutural divergirem, o *software* irá priorizar a transição em todos os vãos. A continuação ou não da viga de transição por meio do critério apresentado no TQS, impactará na distribuição de esforços para os elementos adjacentes, uma vez que a envoltória de esforços considerando a multiplicação da inércia a flexão, será aplicado em todos tramos ou apenas no tramo de transição. Quando a seção dimensionada no tramo da transição não for adotada nos tramos adjacentes, esse critério deve considerar a transição ocorrendo apenas no tramo da transição, sendo assim, será imposto que os demais tramos da viga de transição não contribuem para a distribuição do esforço recebido do pilar que nasce na viga.

Entre os anos de 2022 e 2023, a equipe técnica da TQS Informática realizou diversos testes de verificação do funcionamento da análise incremental, utilizando modelos de edifícios reais encaminhados por usuários ao suporte técnico. A partir dessas análises, constatou-se que o comportamento estrutural das vigas de transição com rigidez majorada, correspondente ao valor padrão anteriormente adotado pelo sistema, não era totalmente reproduzido pela análise incremental. Sendo assim, foram conduzidas diversas análises para identificar o valor mais adequado do multiplicador de inércia das vigas de transição em modelos com efeito incremental. Os resultados apontaram que valores entre 3 e 6 proporcionavam respostas mais condizentes com o comportamento esperado, sendo o valor 6 definido como novo parâmetro padrão para quando considerado no dimensionamento o efeito incremental. Ressalta-se que, até o momento, não foram encontradas referências bibliográficas nacionais ou internacionais que abordam especificamente essa calibração do multiplicador de inércia em análises incrementais (TQS Informática, 2025).

Destaca-se que, devido à limitação de versão utilizada no presente trabalho, não foi possível a verificação do efeito incremental, sendo assim, os esforços são aplicados de uma única vez sem considerar a construção (incremento de carga).

3 METODOLOGIA

Neste capítulo foram apresentados os procedimentos adotados para o desenvolvimento do trabalho, a planta de formas dos pavimentos com a indicação da viga de transição estudada, os parâmetros de dimensionamento adotado para cada caso estudado.

A modelagem do pórtico espacial que representa o edifício didático foi realizada no *software* TQS V25, em sua versão estudantil, no qual se baseia na NBR 6118:2023 para realização do dimensionamento dos elementos estruturais de concreto armado.

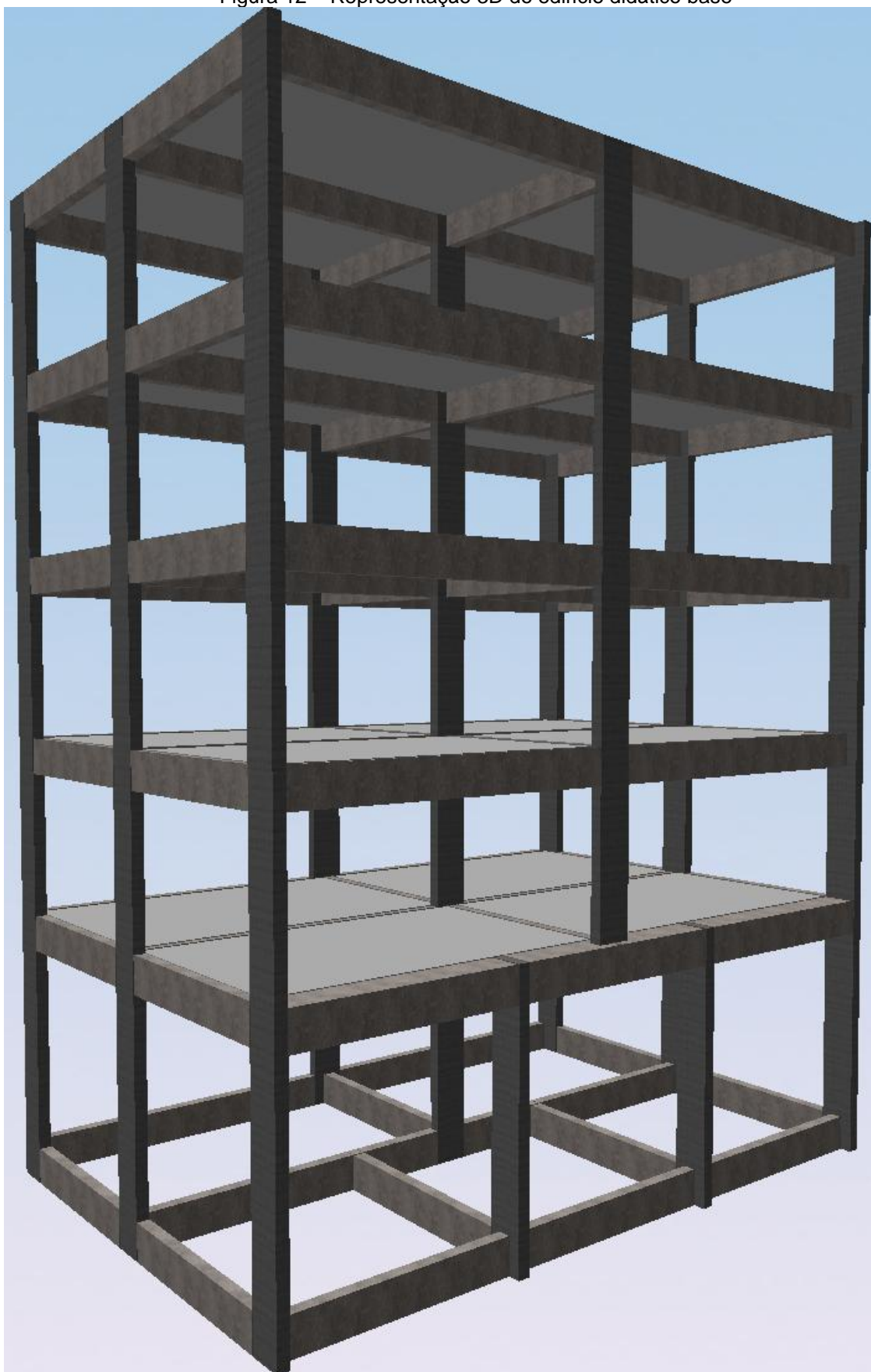
Além disso, foi verificado o dimensionamento das vigas por meio de planilhas eletrônicas desenvolvidas no *Smath Studio*, tanto para os estados limites últimos quanto para os estados limites de serviço, com fundamentação teórica baseada na teoria da flexão apresentado no item 2.5.

No TQS, para verificações dos estados limites de serviço de deformação (ELS-DEF) e abertura de fissuras (ELS-W), foi utilizado a aplicação “Grelha TQS”. Onde, foi possível realizar a análise tanto linear quanto não-linear, por meio das ferramentas “Grelha-Linear” e “Grelha-Não-Linear”, respectivamente. Essa avaliação é fundamental para compreender a redistribuição de rigidez ao longo do carregamento e o impacto da fissuração, especialmente nas vigas de transição, onde a limitação de deslocamento é determinante para seu desempenho funcional.

Sendo assim, por se tratar de uma versão estudantil do *software* de análise (TQS), para a análise estrutural do edifício didático foi utilizado o modelo estrutural “IV” (modelo de vigas e pilares), valores padrões para o multiplicador de inércia à flexão para as vigas de transição e desconsideração da análise incremental. As limitações apresentadas podem resultar em discrepâncias significativas a depender da semelhança com as configurações estruturais abordadas neste trabalho.

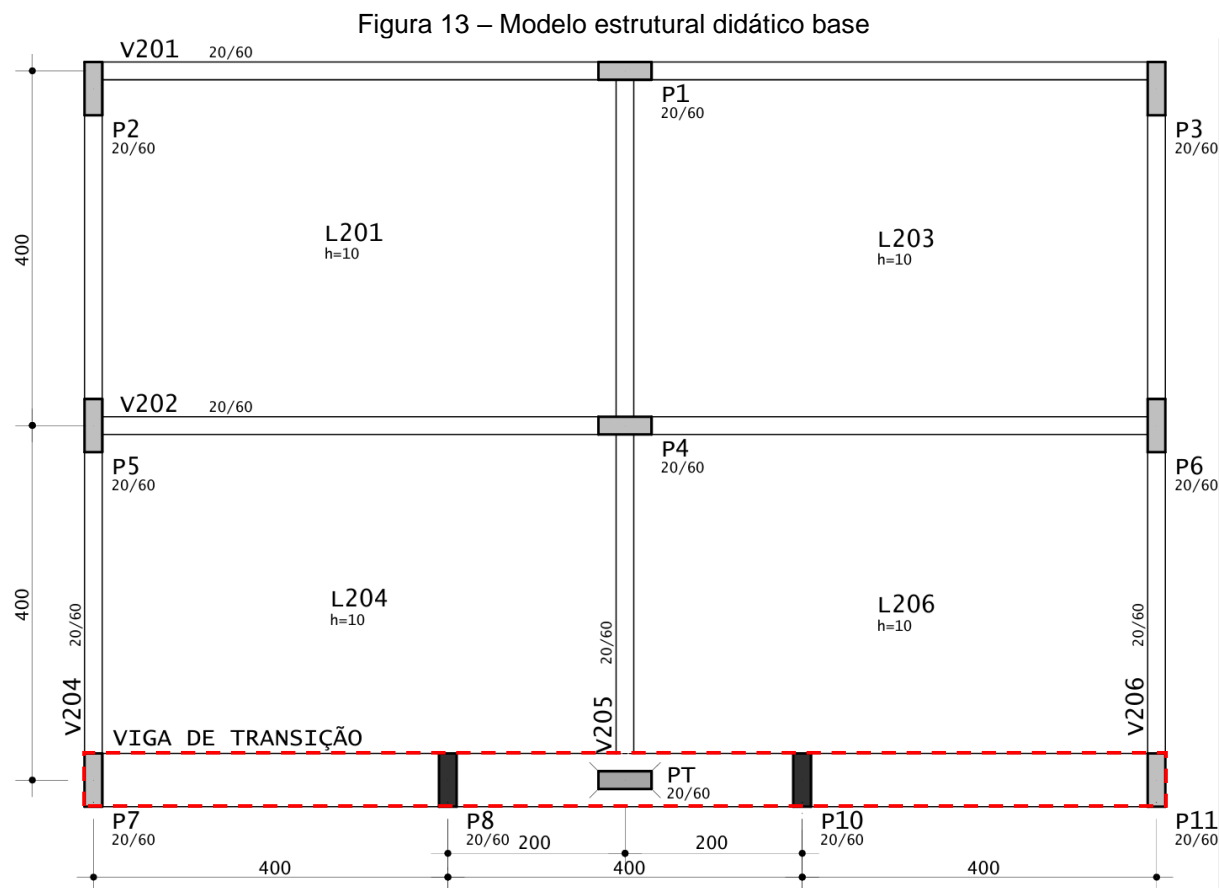
O edifício analisado foi limitado, pela licença do TQS, em 5 pavimentos, sendo o 1 térreo + 4 pavimentos, como apresentado na Figura 12.

Figura 12 – Representação 3D do edifício didático base



Fonte: Autoria própria, 2025.

A Figura 13, mostra o modelo estrutural do pavimento onde possui a viga de transição.



Fonte: Autoria própria, 2025.

Com base nos resultados, pretende-se analisar a variação no consumo de materiais e o comportamento individual da viga de transição, considerando diferentes geometrias, e arranjos estruturais. Para que assim, portanto, possa chegar em recomendações e premissas básicas de dimensionamento para os projetos estruturais que exigirem vigas de transição.

3.1 SITUAÇÕES ANALISADAS

3.1.1 Carregamento

Na análise estrutural realizada, adotou-se, fixo entre os casos, o conjunto de ações típicas de edificações residenciais. Foram considerados os carregamentos permanentes provenientes dos revestimentos e da ocupação, adotados conforme a

ABNT NBR 6120:2019 como uma carga distribuída de 0,10 tf/m², além da ação variável de uso residencial, tomada como 0,15 tf/m². Inclui-se ainda o peso próprio dos elementos estruturais, obtido a partir das dimensões e propriedades dos materiais (automaticamente calculado pelo TQS), bem como as cargas lineares referentes às paredes apoiadas (consideradas apenas nas vigas de borda, no presente trabalho).

3.1.2 Geometria da seção transversal

As vigas de transição avaliadas neste tópico foram consideradas com seção transversal retangular. As alturas foram definidas de modo a garantir relações geométricas compatíveis com o comportamento estrutural das vigas, adotando-se valores mínimos maiores do que 10% do vão, conforme recomendações usuais de pré-dimensionamento (KIMURA *et al.*, 2022). Além disso, foi limitado a altura máxima da viga na qual ela seria considerada viga-parede, pela ABNT NBR 6118:2023, ou como “*deep-beam*”, pela ACI 318-19.

No dimensionamento de vigas em geral, o vão é um parâmetro extremamente sensível devido seu valor ser elevado a 2^a potência para obtenção do esforço de momento fletor, e a 4^a potência na avaliação do estado limite de deformação excessiva (flecha), de mesmo modo, para a viga de transição, o vão elevará os esforços internos e os deslocamentos de forma não proporcional ao aumento do vão. Sendo assim, nas análises que seguem neste tópico, buscou-se trabalhar com um vão, fixo, de 4 metros, com o intuito de avaliar as seções transversais do problema proposto, frente à segurança no ELU e os devidos comportamentos no ELS.

Além disso, foram mantidas determinadas proporcionalidades entre a largura (b_w) e a altura (h) da seção transversal, de forma a representar soluções executivas viáveis. Essa variação geométrica possibilita a comparação entre casos com diferentes proporções estruturais, destacando a influência da geometria no desempenho das vigas de transição. A Tabela 1 apresenta as dimensões das seções transversais adotadas para cada caso avaliado.

Tabela 1 – Seções transversais de estudo

CASO	Vão [m]	b_w [cm]	h [cm]	Momento de Inércia [cm ⁴]	L/h	h/b_w
1	4	20	60	3,60E+05	6,7	3,0
2		40	60	7,20E+05	6,7	1,5
3		60	60	1,08E+06	6,7	1,0
4		20	80	8,53E+05	5,0	4,0
5		40	80	1,71E+06	5,0	2,0
6		60	80	2,56E+06	5,0	1,3
7		20	100	1,67E+06	4,0	5,0
8		40	100	3,33E+06	4,0	2,5
9		60	100	5,00E+06	4,0	1,7

Fonte: Autoria própria, 2025.

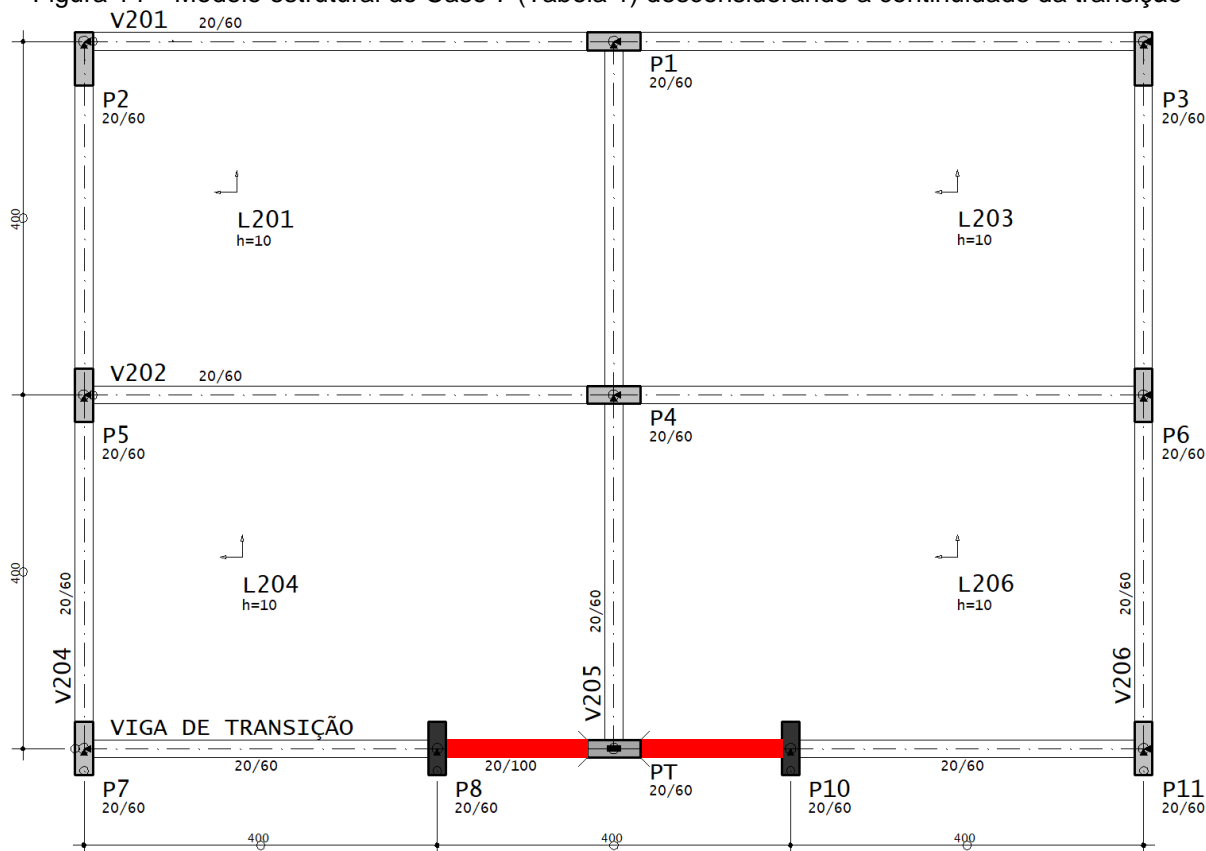
3.1.3 Continuidade da viga de transição

A continuidade entre os tramos de uma viga, de transição ou não, influencia diretamente a redistribuição dos esforços internos e a rigidez global do sistema estrutural. Em situações práticas, é comum que apenas o tramo onde ocorre a transferência de cargas – o tramo de transição – receba uma seção mais robusta, enquanto os tramos adjacentes permanecem com dimensões usuais, adotadas apenas para resistir aos esforços típicos de uma viga convencional. Essa variação abrupta de rigidez ao longo da peça pode alterar significativamente o comportamento estrutural, como às flechas, fissuração e ao regime de distribuição de momentos. Conforme discutido por Leonhardt (1978), vigas contínuas apresentam momentos negativos nos apoios e positivos nos vãos, sendo que as primeiras fissuras tendem a surgir nos apoios em razão dos momentos negativos. A perda de rigidez nessas regiões provoca uma redistribuição natural dos esforços para os vãos, modificando a participação relativa de cada tramo e evidenciando que a continuidade da viga exerce papel fundamental na sua resposta global.

Com o intuito de avaliar os esforços no contexto das vigas de transição sob diferentes condições de rigidez ao longo da peça, serão contrastados os casos 7,8 e 9 apresentados na Tabela 1 com um arranjo estrutural onde os tramos adjacentes permanecem com seções usuais 20 cm x 60 cm. Nesta modelagem, além da alteração geométrica, ajustam-se também os parâmetros do TQS de modo a considerar a transição atuando exclusivamente no tramo principal. Para isso, será alterado no modelo da viga, a consideração da transição apenas pela geometria. Desse modo, o

multiplicador de inércia a flexão (aplicado nas vigas de transição) será aplicado apenas no tramo onde nasce o pilar. Essa configuração, modifica a envoltória de esforços, resultando em um cenário no qual os tramos vizinhos não contribuem para a transferência de cargas verticais, permitindo análise dos efeitos da perda de continuidade sobre o desempenho global da viga. O arranjo estrutural desconsiderando a continuidade da transição, para os casos 7, 8 e 9 estão apresentados nas figuras a seguir.

Figura 14 – Modelo estrutural do Caso 7 (Tabela 1) desconsiderando a continuidade da transição



Fonte: Autoria própria, 2025.

Destaca-se que, embora esse arranjo estrutural possa necessitar de ajustes nos apoios devido às ancoragens, foram mantidas as dimensões dos pilares para garantir a comparação direta entre os modelos (com e sem a continuidade da transição). A Tabela 2 apresenta numericamente os casos estudados para este item.

Tabela 2 – Casos e seções transversais para estudo da continuidade

CASO	Tramo	Contínuo				Descontínuo				Redução do volume de concreto
		b _w [cm]	h [cm]	Volume de concreto [m ³]		b _w [cm]	h [cm]	Volume de concreto [m ³]		
				Por tramo	Total			Por tramo	Total	
7	1	20	100	0,80	2,40	20	60	0,48	1,76	27%
	2	20	100	0,80		20	100	0,80		
	3	20	100	0,80		20	60	0,48		
8	1	40	100	1,60	4,80	20	60	0,48	2,56	47%
	2	40	100	1,60		40	100	1,60		
	3	40	100	1,60		20	60	0,48		
9	1	60	100	2,40	7,20	20	60	0,48	3,36	53%
	2	60	100	2,40		60	100	2,40		
	3	60	100	2,40		20	60	0,48		

Fonte: Autoria própria, 2025.

Ressalta-se que esse arranjo estrutural implica em uma série de questões práticas de detalhamento – não abordadas no presente trabalho – no qual se deve garantir a transferência de esforços entre os materiais e elementos, sempre respeitado as prescrições da ABNT NBR 6118:2023.

3.2 PREMISSAS DE DIMENSIONAMENTO NO TQS

O dimensionamento de vigas de transição foi realizado por meio do *software* TQS, tomando-se como referência as prescrições da ABNT NBR 6118:2023 para o projeto de estruturas de concreto armado. Na criação do edifício, o modelo de cálculo estrutural dotado foi o modelo IV (vigas e pilares), com geração automática dos pórticos espaciais e das combinações para verificação dos estados-limite últimos (ELU) e de serviço (ELS). Considerou-se concreto moldado no local de classe C30 e armaduras passivas em aço CA-50.

Para as vigas de transição, o TQS foi configurado com o parâmetro padrão de multiplicador de inércia à flexão – igual a 10, para análise sem o efeito incremental – previstos para esse tipo de elemento, de forma que, o programa gera

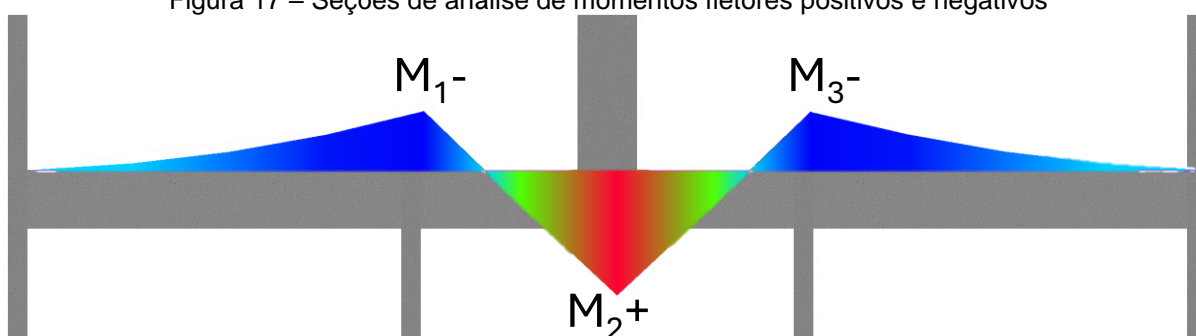
automaticamente modelos de análise com a rigidez geométrica das seções e outros com a rigidez da viga de transição ampliada pelo multiplicador. As envoltórias de esforços utilizadas no dimensionamento correspondem aos valores mais desfavoráveis considerando todas as combinações, tanto para o estado limite último quanto para o estado limite de serviço.

As armaduras longitudinais e transversais fornecidas pelo TQS foram obtidas a partir dos modelos de dimensionamento à flexão e à força cortante descritos na ABNT NBR 6118:2023, sendo posteriormente verificadas e conferidas com as equações descritas no item 2.5, assegurando a compatibilidade entre os resultados numéricos e os critérios normativos.

3.3 SEÇÕES DE INTERESSE ANÁLISADAS

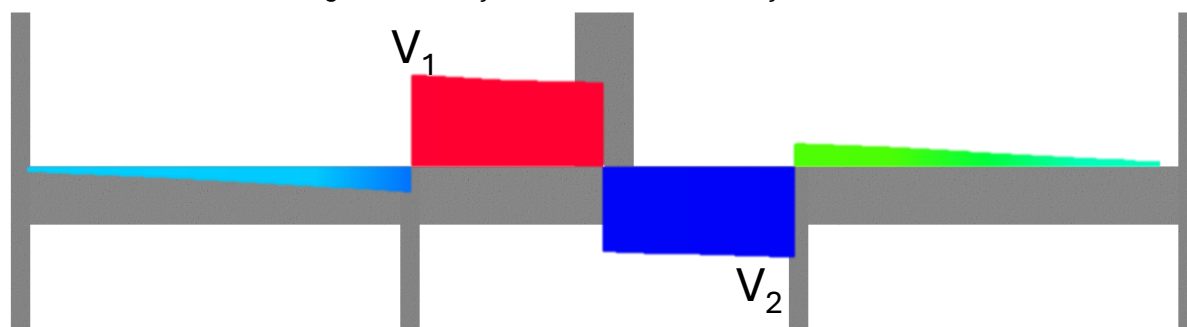
Em todas as situações analisadas, para avaliar o comportamento dos esforços internos no estado limite último, serão limitadas as análises de esforços de momento fletor e esforço cortante nas seções transversais apresentadas na Figura 17 e na Figura 18, respectivamente.

Figura 17 – Seções de análise de momentos fletores positivos e negativos



Fonte: Autoria própria, 2025.

Figura 18 – Seções de análise de esforço cortante



Fonte: Autoria própria, 2025.

Para os estados limites de serviço, serão apresentadas verificações de abertura de fissuras (ELS-W) e deslocamentos (ELS-DEF) na seção onde se aplica a carga concentrada, proveniente do pilar que nasce na viga.

4 RESULTADO E DISCUSSÕES

Neste capítulo, estão apresentados e discutidos os resultados dos dimensionamentos das vigas de transição para os casos apontados no item 3.1.

4.1 DIMENSIONAMENTO NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO

4.1.1 Geometria da seção transversal

4.1.1.1 Momento fletor

Com base nas configurações geométricas apresentadas no item 3.1.2, procedeu-se ao dimensionamento à flexão para as seções M1, M2 e M3 (conforme Figura 17), registrando esforços máximos obtidos pela envoltória de momentos fletores no ELU para verificação de vigas e pilares do TQS, e as respectivas armaduras longitudinais. Destaca-se que o momento fletor positivo resultante da análise estrutural se deu no ponto M2, conforme esperado pelo arranjo estrutural, já os momentos fletores negativos foram obtidos nas seções M1 e M3, cujos valores foram numericamente iguais devido à simetria do problema analisado. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 3 e na Tabela 4.

Tabela 3 – Momentos fletores máximos (positivo) em M2 e armadura longitudinal

CASO	b_w [cm]	h [cm]	M_{sk} [tfm]	M_{sd} [tfm]	$A_{s,min}$ [cm ²]	x/d	domínio	$A_{s,nec}$ [cm ²]	$A_{s,ef}$ [cm ²]	$A'_{s,nec}$ [cm ²]	
1	20	60	36,41	50,97	1,80	0,95	4	25,09	29,45	6φ25	8,8
2	40	60	38,26	53,56	3,60	0,36	3	26,15	29,45	6φ25	-
3	60	60	39,05	54,67	5,40	0,23	2	25,17	29,45	6φ25	-
4	20	80	38,5	53,90	2,40	0,42	3	20,3	24,54	5φ25	-
5	40	80	39,41	55,17	4,80	0,19	2	18,74	18,85	6φ20	-
6	60	80	40,13	56,18	7,20	0,13	2	18,55	18,85	6φ20	-
7	20	100	39,49	55,29	3,00	0,26	2	15,44	15,71	5φ20	-
8	40	100	40,26	56,36	6,00	0,12	2	14,86	15,71	5φ20	-
9	60	100	41,11	57,55	9,00	0,08	2	14,92	15,71	5φ20	-

Fonte: Autoria própria, 2025.

Tabela 4 – Momento fletores máximos (negativo) em M1 e M3 e armadura longitudinal

CASO	b_w [cm]	h [cm]	M_{sk} [tfm]	M_{sd} [tfm]	$A_{s,min}$ [cm ²]	x/d	domínio	$A_{s,nec}$ [cm ²]	$A_{s,ef}$ [cm ²]	$A'_{s,nec}$ [cm ²]	
1	20	60	17,12	23,97	1,80	0,32	3	11,46	12,57	4 ϕ 20	-
2	40	60	18,25	25,55	3,60	0,16	2	11,39	12,57	4 ϕ 20	-
3	60	60	18,78	26,29	5,40	0,11	2	11,47	12,57	4 ϕ 20	-
4	20	80	17,48	24,47	2,40	0,17	2	8,23	9,42	3 ϕ 20	-
5	40	80	18,62	26,07	4,80	0,09	2	8,46	10,05	5 ϕ 16	-
6	60	80	19,44	27,22	7,20	0,06	2	8,74	10,05	5 ϕ 16	-
7	20	100	17,77	24,88	3,00	0,11	2	6,52	9,42	3 ϕ 20	-
8	40	100	19,37	27,12	6,00	0,06	2	6,96	8,04	4 ϕ 16	-
9	60	100	20,19	28,27	9,00	0,04	2	7,2	10,05	5 ϕ 16	-

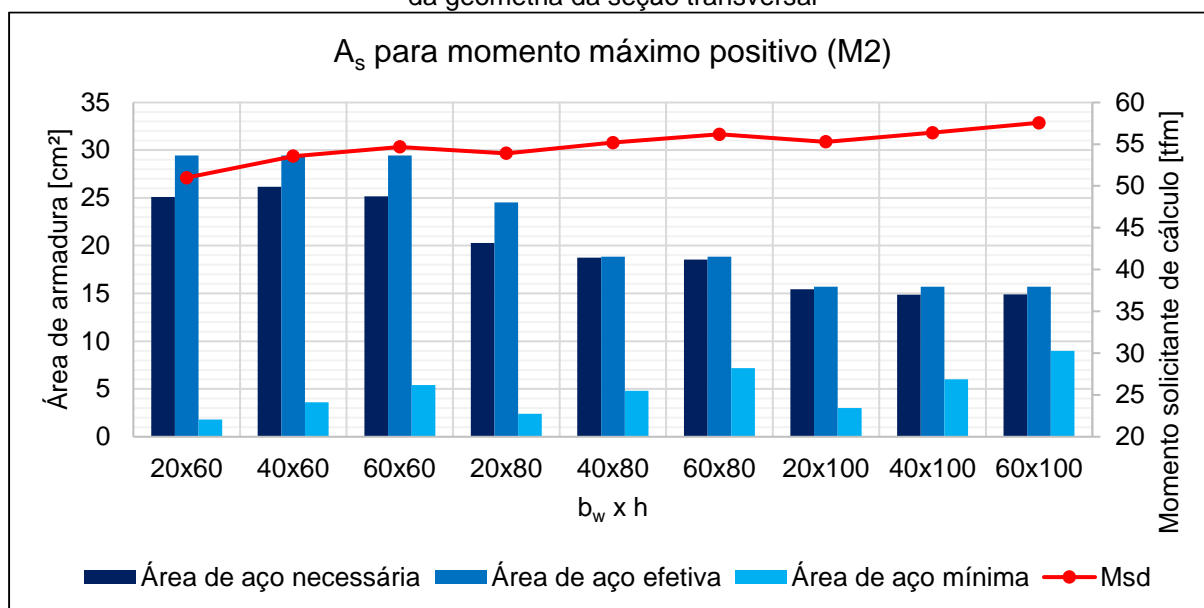
Fonte: Autoria própria, 2025.

Conforme o resultado esperado, observa-se que, a geometria tem um impacto determinante na ductilidade e na economia dos elementos estruturais. Na Tabela 3, o caso 1 apresenta-se como crítico devido à sua rigidez (20x60) frente ao carregamento proposto, resultando em uma posição de linha neutra muito próximo da altura útil da seção, o que situa a peça no domínio 4, exigindo armadura dupla (de compressão) para equilíbrio da seção.

Em vigas de transição, embora o uso de armadura dupla seja normativamente permitido e tecnicamente viável para vencer limitações arquitetônicas (altura restrita), geralmente não é interessante adotá-la como primeira opção. O principal motivo é que o colapso de uma viga com essa característica pode levar o edifício inteiro à ruína. Portanto, é importante que a viga tenha rigidez suficiente para evitar deslocamentos excessivos e garanta ductilidade na ruptura (domínios 2 e 3), sendo essas características garantida pelo aumento da inércia da seção de concreto ou pelo uso de protensão (não abordada neste trabalho). Embora a armadura dupla aumente a resistência final, ela contribui pouco para a rigidez (inércia). Além disso, as vigas de transição já possuem taxas de armadura elevadas, agravando o congestionamento de barras na região comprimida, dificultando a passagem do concreto e do vibrador, aumentando o risco de ficar regiões (na compressão) onde o concreto não preenche completamente a forma, comprometendo a resistência e exigindo reparos onerosos.

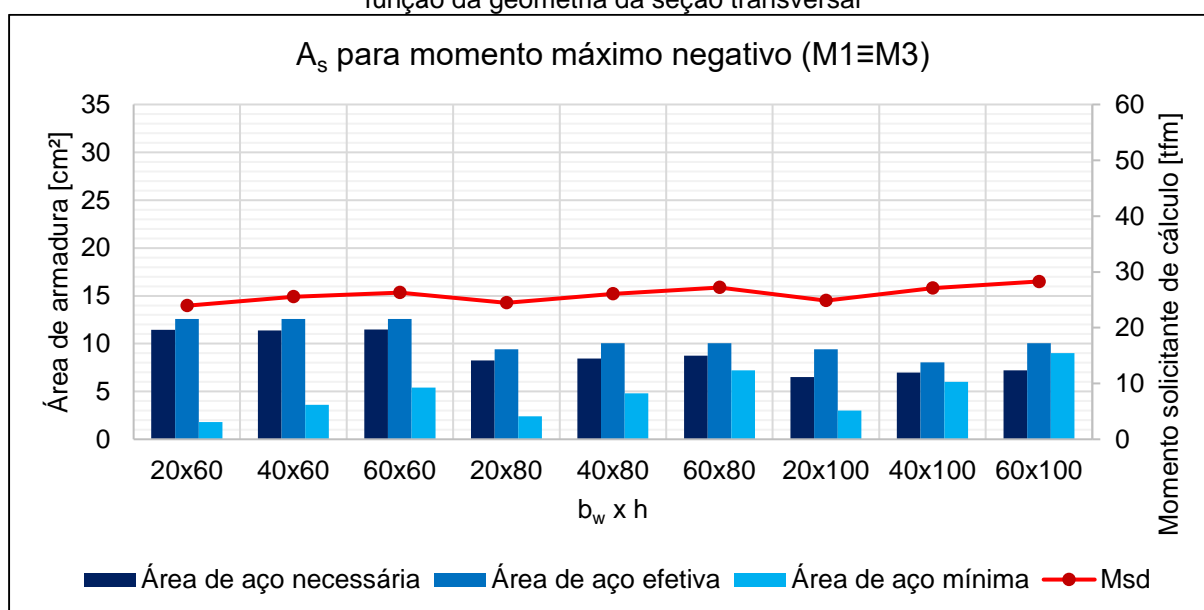
Os resultados foram organizados e consolidados nos gráficos a seguir, que sintetiza a relação entre a demanda resistente da viga e a variação da geometria, de acordo com os casos propostos.

Figura 19 – Momentos fletores máximos positivos (na seção M2) e armadura longitudinal em função da geometria da seção transversal



Fonte: Autoria própria, 2025.

Figura 20 – Momentos fletores máximo negativos (nas seções M1 e M3) e armadura longitudinal em função da geometria da seção transversal



Fonte: Autoria própria, 2025.

Os resultados indicam que o aumento da altura da seção transversal (h) promove elevação significativa da rigidez e, conseqüentemente, redução da área de aço requerida, comportamento já esperado em elementos submetidos predominantemente à flexão. Observa-se que, para a largura da seção transversal

(b_w) fixo, o incremento de h aumenta o braço de alavanca z (apresentado na equação 7), resultando em menores solicitações na armadura tracionada.

Nos diagramas referentes ao momento máximo positivo, a redução da área de aço necessária é clara com o aumento da altura da seção, especialmente nas primeiras transições entre os casos de cada série. A partir de valores mais elevados de h , a taxa de redução diminui, evidenciando tendência de estabilização. Em todos os casos, a armadura mínima permanece inferior às necessárias e não rege o dimensionamento. Embora, exista diferenças entre as armaduras necessárias calculadas e a armadura efetiva, decorrente da compatibilização com bitolas comerciais essa diferença é reduzida.

Para os momentos negativos, observa-se comportamento semelhante ao descrito para o momento positivo, porém com demandas de armadura ligeiramente menores. No arranjo estrutural apresentado, a viga de transição possui continuidade para os tramos adjacentes, sendo assim, há elevação dos momentos fletores nos apoios (M1 e M3) em função distribuição dos esforços provenientes da elevada carga concentrada aplicada pelo pilar. Entretanto, quando comparado com o momento fletor positivo (M2) os apoios não se configuram como regiões críticas no dimensionamento à flexão, uma vez que a variação entre os casos é menos significativa e permanece estável à medida de h aumenta. A maior parte das seções estudadas, para os momentos solicitantes obtidos, trabalham no domínio 2, mantendo o comportamento dúctil compatível com os requisitos normativos.

4.1.1.2 Esforço cortante

Procedeu-se à avaliação dos esforços cortante atuantes nas seções V1 e V2 (conforme Figura 18), correspondentes às regiões de apoio do tramo onde ocorre a transição, sendo estas onde ocorrem as maiores solicitações transversais da viga, frente ao arranjo estrutural analisado. Os valores obtidos para o dimensionamento da armadura transversal pelo modelo de cálculo I ($\theta = 45^\circ$) e pelo modelo II ($\theta = 30^\circ$) estão apresentados na Tabela 5 e na Tabela 6, respectivamente.

Tabela 5 – Esforço cortante nos pontos V1 e V2 e armadura transversal pelo Modelo I

CASO	b_w [cm]	h [cm]	V_{sd} [tf]	V_{rd2} [tf]	V_{rd3} [tf]	V_c [tf]	$V_{sw,nec}$ [tf]	$A_{sw,min}$ [cm ² /m]	$A_{sw,nec}$ [cm ² /m]	Tipo	$A_{sw,efe}$ [cm ² /m]		V_{sd}/V_r
1	20	60	40,35	56,1	40,3	9,6	30,8	2,32	14,28	2R	15,71	φ10 c/ 10	0,93
2	40	60	41,33	112,1	41,3	19,1	22,2	4,63	10,30	4R	13,4	φ8 c/ 15	0,99
3	60	60	42,64	168,2	42,6	28,7	13,9	6,95	6,47	4R	7,13	φ6,3 c/17,5	0,97
4	20	80	41,75	74,8	41,7	12,8	29,0	2,32	10,09	2R	10,47	φ10 c/ 15	0,97
5	40	80	42,60	149,5	42,6	25,5	17,1	4,63	5,95	4R	6,23	φ6,3 c/ 20	0,98
6	60	80	43,97	224,3	44,0	38,3	5,7	6,95	1,98	4R	7,13	φ6,3 c/17,5	0,75
7	20	100	42,49	93,4	42,5	16,0	26,5	2,32	7,39	2R	8,04	φ8 c/12,5	0,95
8	40	100	43,46	186,9	43,5	31,9	11,6	4,60	3,22	4R	4,99	φ6,3 c/ 25	0,87
9	60	100	44,97	280,3	45,0	47,9	-2,9	6,95	-0,80	2R	7,13	φ6,3 c/17,5	0,61

Fonte: Autoria própria, 2025.

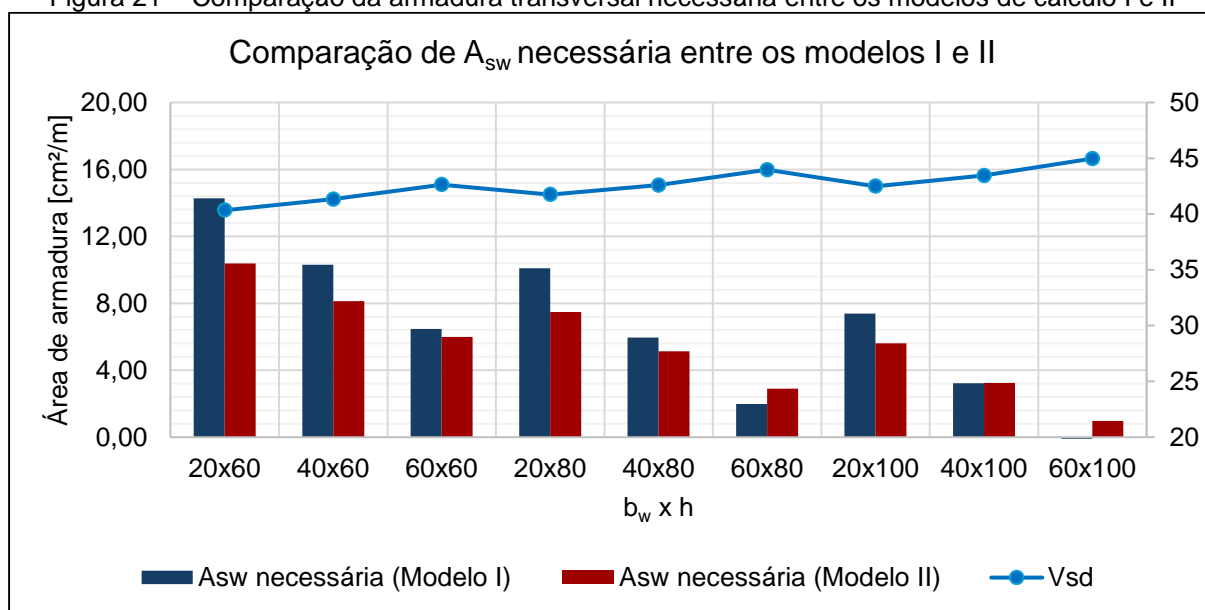
Tabela 6 – Esforço cortante nos pontos V1 e V2 e armadura transversal pelo Modelo II

CASO	b_w [cm]	h [cm]	V_{sd} [tf]	V_{rd2} [tf]	V_{c0} [tf]	$V_{sw,nec}$ [tf]	$A_{sw,min}$ [cm ² /m]	$A_{sw,nec}$ [cm ² /m]	Tipo	$A_{sw,efe}$ [cm ² /m]		V_{sd}/V_r
1	20	60	40,35	48,56	1,62	38,73	2,32	10,38	2R	10,47	φ10 c/ 15	0,99
2	40	60	41,33	97,11	10,99	30,34	4,63	8,13	4R	8,31	φ6,3 c/ 15	0,98
3	60	60	42,64	145,67	20,3	22,34	6,95	5,99	4R	7,13	φ6,3 c/ 17,5	0,91
4	20	80	41,75	64,74	4,53	37,22	2,32	7,48	2R	7,85	φ10 c/ 20	0,96
5	40	80	42,60	129,49	17,12	25,48	4,63	5,12	4R	6,23	φ6,3 c/ 20	0,88
6	60	80	43,97	194,23	29,61	14,36	6,95	2,89	4R	7,13	φ6,3 c/ 17,5	0,68
7	20	100	42,49	80,93	7,58	34,91	2,32	5,61	2R	6,7	φ8 c/ 15	0,92
8	40	100	43,46	161,86	23,33	20,13	4,60	3,23	4R	4,99	φ6,3 c/ 25	0,80
9	60	100	44,97	242,79	38,99	5,978	6,95	0,96	2R	7,13	φ6,3 c/ 17,5	0,54

Fonte: Autoria própria, 2025.

Com a finalidade de facilitar a comparação entre os modelos de cálculo propostos pela ABNT NBR 6118:2023, elaborou-se o gráfico a seguir. Nele, é possível comparar diretamente o desempenho (em termos de armadura necessária) do modelo I em relação ao modelo II para as diferentes seções transversais analisadas.

Figura 21 – Comparação da armadura transversal necessária entre os modelos de cálculo I e II

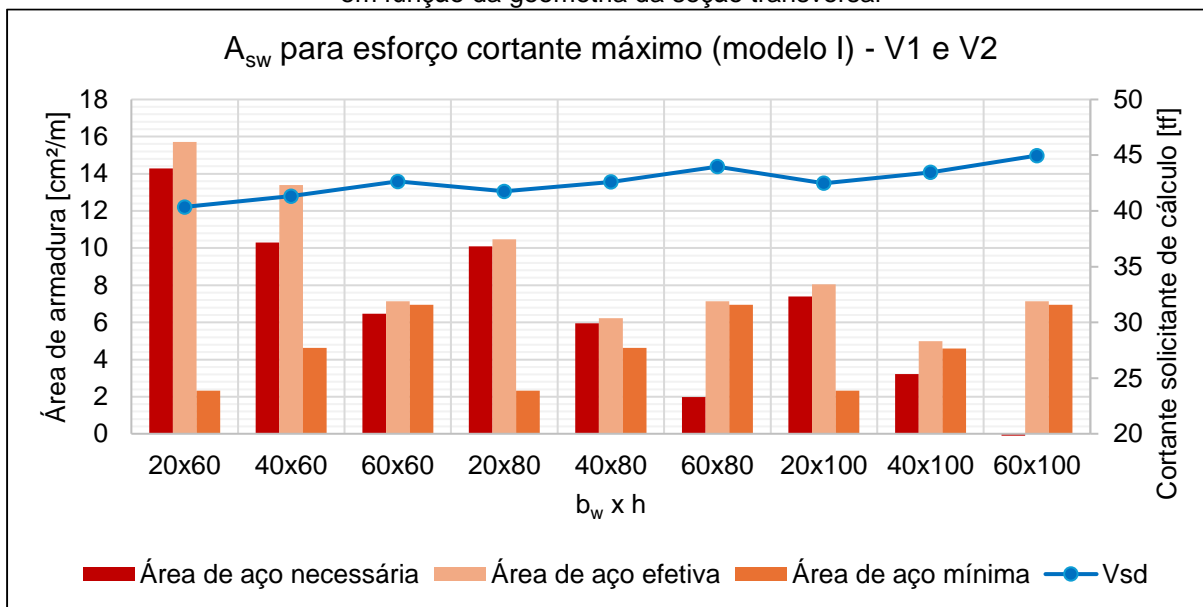


Fonte: Autoria própria

A análise do gráfico apresentado na Figura 21 – Comparação da armadura transversal necessária entre os modelos de cálculo I e II – aponta que o modelo II sugere armaduras mais econômicas em relação ao Modelos I para a maioria das seções estudadas.

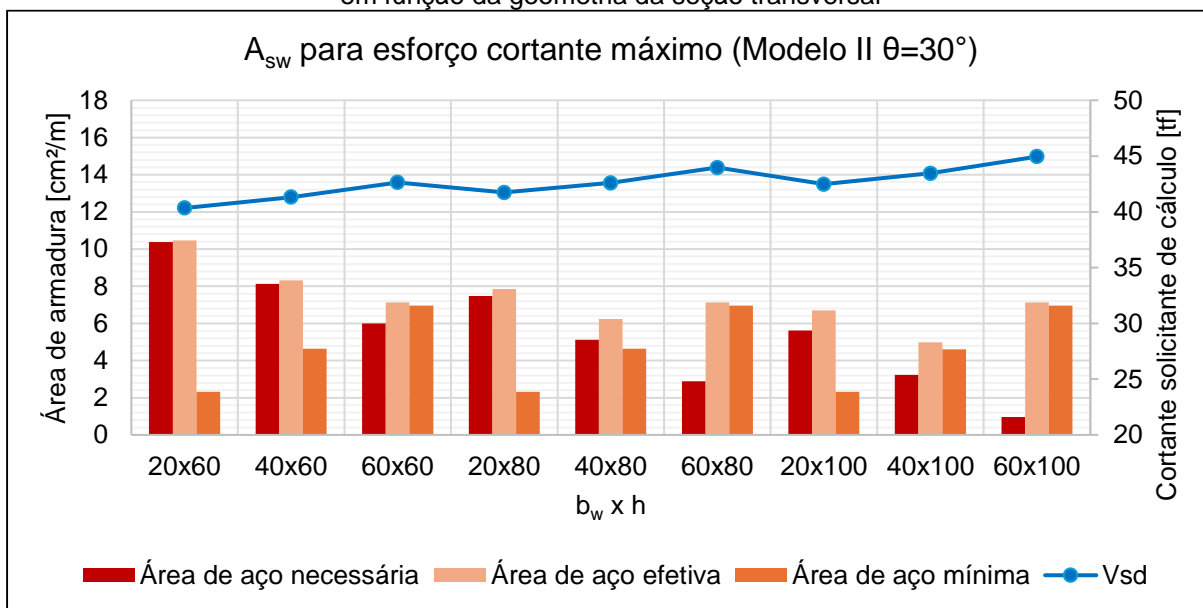
A Figura 22 e Figura 23 permitem identificar tanto a variação dos picos de esforços cortante entre os casos quanto a relação entre a alteração geométrica e a resposta resistente da viga. A partir desses resultados, são discutidos os efeitos da variação da seção transversal da peça sobre o esforço cortante.

Figura 22 – Esforços cortante máximos (nas seções V1 e V2) e armadura transversal (pelo modelo I) em função da geometria da seção transversal



Fonte: Autoria própria, 2025.

Figura 23 – Esforços cortante máximos (nas seções V1 e V2) e armadura transversal (pelo modelo II) em função da geometria da seção transversal



Fonte: Autoria própria, 2025.

Nos gráficos apresentados, observa-se que os esforços cortantes solicitantes (V_{sd}) apresentou tendência crescente para seções transversais maiores, isso ocorre em função do aumento do peso próprio do elemento estrutural, conseqüentemente da carga distribuída que deverá ser resistida pelas seções. Entretanto, esse aumento nos esforços não é significativo em relação ao aumento da rigidez da viga, ou seja, o aumento do peso próprio compensa, caso seja necessária maior capacidade

resistente da seção. Isso ocorre, pois, o aumento da largura da alma (b_w), eleva a parcela resistente do concreto à compressão diagonal V_c , reduzindo as demandas de armadura referente à parcela V_{sw} . De mesmo modo, o incremento da altura (h) afeta diretamente a componente (V_{sw}) resistida pelos estribos, devido ao aumento da altura útil da seção (d). A influência de V_c é tão relevante em seções maiores que pode resultar em armadura mínima, como foi o caso das seções 60x60, 60x80, 40x100 e 60x100.

Independente do modelo de cálculo adotado, a geometria da seção transversal influencia diretamente a quantidade de armadura transversal necessária. Sob a ótica prática, a decisão sobre qual dimensão alterar depende das condicionantes de projeto. Arquitetonicamente, se a viga estiver oculta por forro, sua altura geralmente é limitada para não comprometer o pé-direito; nesse cenário, a solução recai sobre o aumento da largura. Por outro lado, se a viga fizer parte do acabamento da parede, evita-se o aumento da largura para não criar ressaltos indesejados, dando preferência, portanto, ao aumento da altura.

No aspecto executivo, a disposição das barras representa um desafio crítico, pois espaçamentos insuficientes dificulta a vibração e a passagem dos agregados, podendo gerar regiões de vazios, comprometendo a estrutura. Dessa forma, o aumento de b_w oferece vantagens técnicas superiores, permitindo acomodar as barras longitudinais em menos camadas e facilitando a ancoragem das esperas do pilar de transição sem a necessidade de desvios.

Ressalta-se que as soluções de alteração de geometria da viga de transição devem ser compatíveis com os elementos de apoio, os pilares que transmitirão os esforços da transição deverão possuir geometrias capazes de absorver e transmitir os esforços provenientes da viga de transição, garantido pelo detalhamento adequado (principalmente as ancoragens nos apoios).

CASTRO JUNIOR; RAMIRES; BOLINA (2018) realizaram ensaios numéricos para verificar o comportamento da região de apoio de vigas de transição sobre pilares com dimensões reduzidas, e concluíram que a eficiência da ancoragem depende da relação geométrica entre os elementos. Observou-se que, quando a largura da viga ultrapassa o dobro da largura do pilar de apoio, as tensões de compressão não se distribuem por toda a seção transversal. Consequentemente, as armaduras longitudinais posicionadas fora do campo de compressões precisam ser avaliadas

quanto a sua ancoragem. Os autores ainda recomendam que as armaduras longitudinais que chegam até o apoio e estejam fora da zona comprimida, não sejam consideradas para atendimento da armadura de tração na seção de apoio, prescrito na ABNT NBR 6118:2023.

Portanto, para as vigas de transição – que são elementos com elevados esforços – para atender ao dimensionamento, recomenda-se iniciar o dimensionamento pela altura máxima permitida pela arquitetura, visando redução global das taxas de armadura, em especial a longitudinal. Simultaneamente, sempre que possível, deve-se adotar uma largura superior à do pilar de transição, otimizando o detalhamento e a execução. Além disso, recomenda-se não adotar larguras superiores a 2 vezes à largura do apoio.

4.1.2 Continuidade da viga de transição

4.1.2.1 Momento fletor

Com base nos arranjos estruturais apresentados no 3.1.3, precedeu-se à avaliação dos efeitos da continuidade da viga de transição sobre os esforços de momento fletor nas seções M1, M2 e M3 (conforme Figura 17). Para cada caso analisado, foram extraídos da envoltória de esforços do TQS os valores máximos de momentos fletores no ELU, tanto para o modelo contínuo quanto para o modelo com descontinuidade entre tramos. Observou-se que o momento fletor positivo crítico manteve-se concentrado na seção M2, enquanto os momentos negativos ocorreram nas seções M1 e M3, com variações de acordo com a rigidez relativa dos tramos adjacentes. Valores obtidos para os momentos positivos e negativos estão apresentados na Tabela 7 e na Tabela 8, respectivamente.

Tabela 7 – Momentos fletores máximos (positivo) em M2 e armadura longitudinal (continuidade da viga de transição)

CASO	b_w [cm]	h [cm]	M_{sk} [tfm]	M_{sd} [tfm]	$A_{s,min}$ [cm ²]	x/d	domínio	$A_{s,nec}$ [cm ²]	$A_{s,ef}$ [cm ²]	
Tramos adjacentes com seção comum										
7	20	100	52,67	73,74	3,00	0,36	3	21,56	24,54	5 ϕ 25
8	40	100	55,18	77,25	6,00	0,15	2	19,54	19,63	4 ϕ 25
9	60	100	55,99	78,39	9,00	0,10	2	19,18	19,63	4 ϕ 25
Tramos adjacentes com seção transversal igual ao tramo de transição										
7	20	100	39,49	55,29	3,00	0,26	2	15,44	15,71	5 ϕ 20
8	40	100	40,26	56,36	6,00	0,12	2	14,86	15,71	5 ϕ 20
9	60	100	41,11	57,55	9,00	0,08	2	14,92	15,71	5 ϕ 20

Fonte: Autoria própria, 2025.

Tabela 8 – Momentos fletores máximos (negativo) em M1 e M3 e armadura longitudinal (continuidade da viga de transição)

CASO	b_w [cm]	h [cm]	M_{sk} [tfm]	M_{sd} [tfm]	$A_{s,min}$ [cm ²]	x/d	domínio	$A_{s,nec}$ [cm ²]	$A_{s,ef}$ [cm ²]	
Tramos adjacentes com seção comum										
7	20	100	9,61	13,45	3,00	0,06	2	3,45	4,02	2 ϕ 16
8	40	100	6,94	9,72	6,00	0,02	2	2,32	6,03	3 ϕ 16
9	60	100	5,75	8,05	9,00	0,01	2	1,90	9,42	3 ϕ 20
Tramos adjacentes com seção transversal igual ao tramo de transição										
7	20	100	17,77	24,88	3,00	0,11	2	6,52	9,42	3 ϕ 20
8	40	100	19,37	27,12	6,00	0,06	2	6,96	8,04	4 ϕ 16
9	60	100	20,19	28,27	9,00	0,04	2	7,2	10,05	5 ϕ 16

Fonte: Autoria própria, 2025.

A partir da Tabela 7, nota-se que a ausência de continuidade entre os tramos resulta em incremento significativo do momento solicitante em M2 para todos os casos analisados, com valores de cálculo variando entre 73,74 tfm e 78,39 tfm. Esse comportamento é coerente, uma vez que os esforços irão se concentrar nos elementos estruturais que possuem maior rigidez. Já nos modelos contínuos, em que todos os tramos apresentam a mesma seção transversal, o momento positivo no meio do vão reduz-se em cerca de 28%, indicando maior capacidade de redistribuição de esforços entre os tramos.

Conseqüentemente, essa diferença entre as configurações se reflete na demanda de armadura. Nos modelos descontínuos, a área de aço efetiva é cerca de 26% superior às armaduras obtidas quando considerado a continuidade.

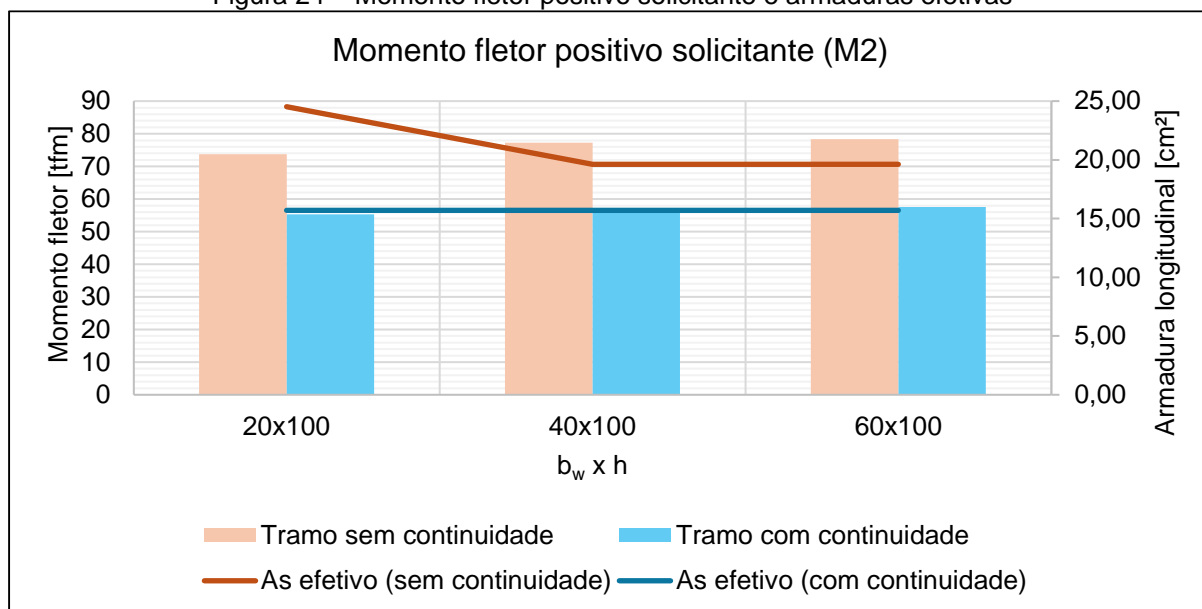
A Tabela 8 sintetiza os momentos fletores negativos nas seções M1 e M3 (nos apoios) e as respectivas armaduras longitudinais. Nos modelos descontínuos, a

redução da seção transversal dos tramos adjacentes resulta em momentos negativos inferiores. Isso decorre do fato de que, na ausência de continuidade, as regiões de apoio deixam de atuar como pontos de redistribuição relevantes, reduzindo-se os momentos negativos pela aproximação do comportamento de uma viga biapoiada. Como consequência, a armadura negativa necessária torna-se substancialmente menor, com valores entre 1,90 cm² e 4,9 cm², refletindo um comportamento de apoio que permite a rotação (menor grau de engastamento).

Destaca-se que, para o modelo contínuo, quando maior a sollicitação de momento fletor no meio do vão da transição, maior é o momento fletor negativo nos apoios, indicando maior sollicitação dos tramos adjacentes para a distribuição de esforços. Em contrapartida, para o modelo descontínuo, quanto maior a sollicitação no vão de transição, menor é a parcela que é absorvida pelos tramos adjacentes, aumentando a tendência de comportamento de vigas biapoiadas.

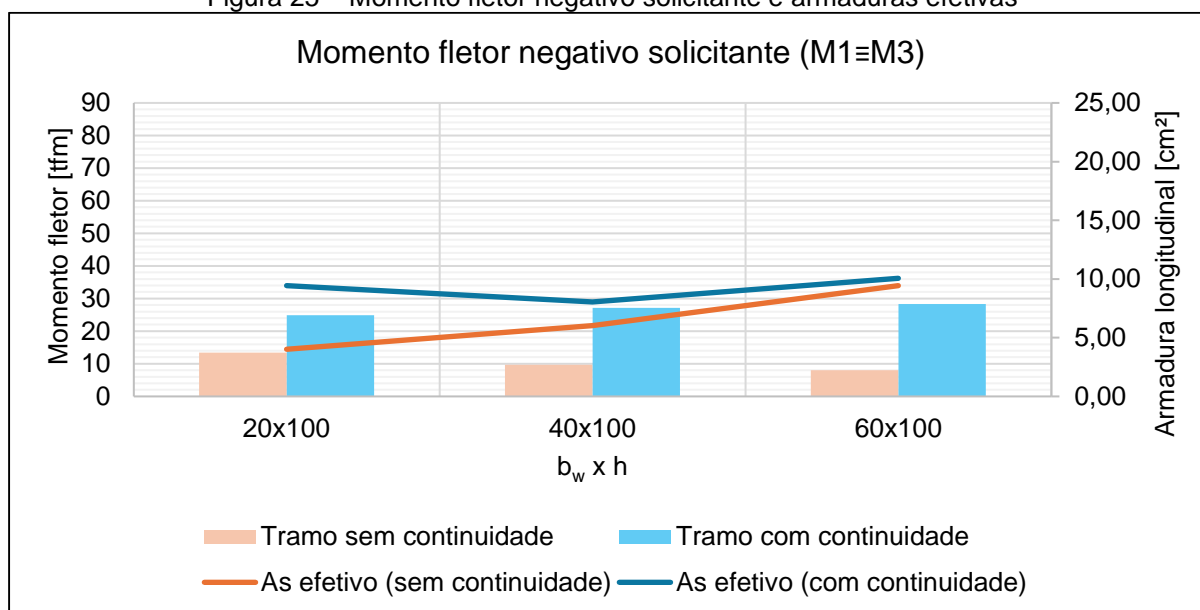
Os gráficos a seguir sintetizam o comportamento dos momentos fletores positivos e negativos, bem como a variação da armadura longitudinal associada, para os casos analisados com e sem continuidade da viga de transição.

Figura 24 – Momento fletor positivo solicitante e armaduras efetivas



Fonte: Autoria própria, 2025.

Figura 25 – Momento fletor negativo solicitante e armaduras efetivas



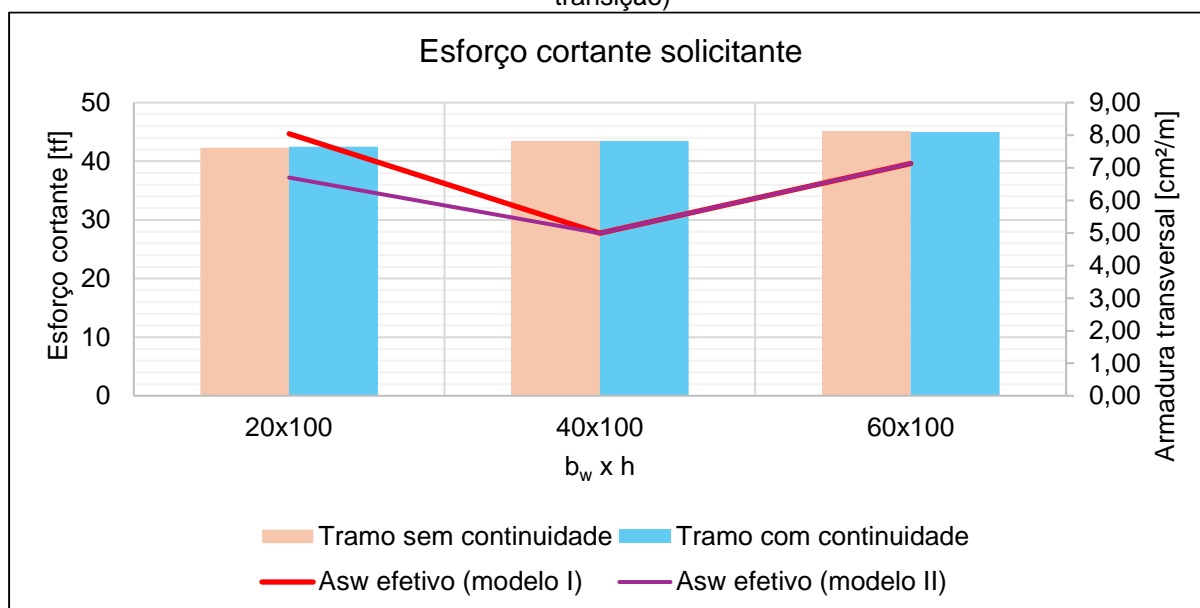
Fonte: Autoria própria, 2025.

As variações observadas entre os modelos com e sem continuidade está em conformidade com o comportamento previsto pela ABNT NBR 6118:2023 para vigas contínuas, que permite a redistribuição limitada de momentos em sistemas hiperestáticos, desde que atendidos os requisitos de ductilidade no ELU. Conforme apresentado no Capítulo 14 da norma, alterações de rigidez entre tramos modificam a forma do diagrama de momentos fletores, reduzindo os valores positivos no vão e elevando as solicitações negativas nos apoios quando a continuidade é mantida. Além disso, o dimensionamento das seções em domínios 2 e 3 segue o comportamento dúctil compatível com as exigências do Capítulo 17 da ABNT NBR 6118:2023.

4.1.2.2 Esforço cortante

Para o esforço cortante, não houve diferenças significativas nos valores obtidos para o modelo contínuo e descontínuo. A Figura 26, apresenta a comparação entre os esforços solicitantes e armaduras transversais efetivas para o tramo com e sem a continuidade.

Figura 26 – Esforço cortante solicitante máximo no tramo de transição (continuidade da viga de transição)



O gráfico evidencia que os valores de esforço cortante solicitante permanecem próximos entre os modelos com e sem continuidade, para os casos analisados. Isso ocorre porque o esforço cortante na região do apoio é predominantemente determinado pela carga transferida do pilar que nasce na viga, sendo pouco influenciado pela continuidade dos tramos adjacentes. Pois, o caminho mais curto para a carga proveniente do pilar de transição são os apoios mais próximos da transição.

4.2 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

4.2.1 Geometria da seção transversal

A avaliação dos Estados Limites de Serviço para as seções transversais estudadas da viga de transição foi conduzida a partir dos valores apresentados nos itens a seguir. As análises contemplam a verificação da abertura de fissuras para as deformações excessivas (ELS-D) – com $f_{ct} = f_{ctm}$ (Equação 25) – bem como da abertura de fissuras (ELS-W), considerando os resultados obtidos no TQS, nos modelos de grelha linear e não linear, além de verificações manuais.

4.2.1.1 ELS-W

A abertura máxima de fissura foi verificada considerando as tensões de tração no aço obtidas no Estádio II e as taxas de armadura em cada configuração geométrica. Os resultados, apresentados na Tabela 9, indicam que todas as seções atendem ao limite de 0,3 mm. Observa-se, contudo, que as seções com menor altura útil apresentam valores mais elevados de abertura de fissura, comportamento coerente com maiores tensões no aço tracionado.

Tabela 9 - Verificação do Estado Limite de Abertura de Fissuras para as seções transversais analisadas

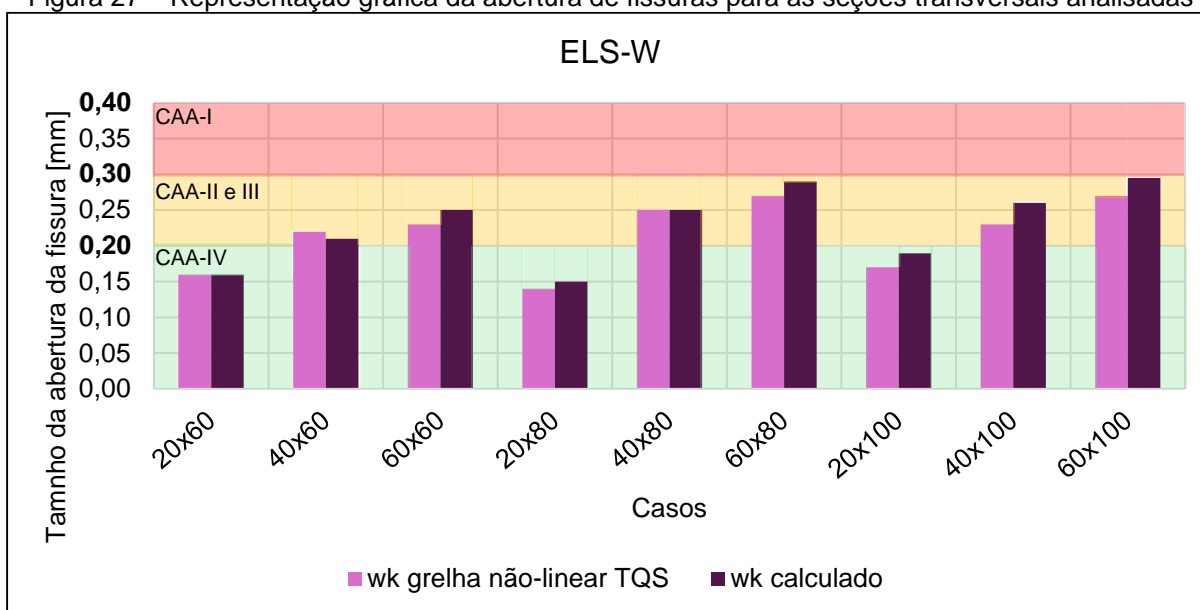
CASO	b_w [cm]	h [cm]	$M_{sd,ser}$ [tfm]	Inércia no Estádio II [cm ⁴]	Tensão de tração no CG da armadura considerada [MPa]	Tamanho da abertura de fissura máxima TQS [mm]	Tamanho da abertura de fissura máxima Verificação manual [mm]	Verificação ⁽¹⁾
1	20	60	33,27	3,22E+05	214,53	0,16	0,16	OK
2	40	60	34,77	3,73E+05	249,68	0,22	0,21	OK
3	60	60	35,34	4,14E+05	248,18	0,23	0,25	OK
4	20	80	34,97	5,45E+05	209,66	0,14	0,15	OK
5	40	80	36,26	5,05E+05	304,74	0,25	0,25	OK
6	60	80	36,92	5,05E+05	304,48	0,27	0,29	OK
7	20	100	36,31	6,74E+05	270,90	0,17	0,19	OK
8	40	100	37,74	7,09E+05	303,91	0,23	0,26	OK
9	60	100	38,72	7,53E+05	306,66	0,27	0,30	OK

(1) Condição de atendimento $w_{k,lim} \leq 0,3 \text{ mm}$

Fonte: Autoria própria, 2025.

Para melhor entendimento do comportamento estrutural das seções transversais frente ao estado limite de serviço, o gráfico, da Figura 27, ilustra os resultados apresentado na Tabela 9. Além disso, o gráfico é segmentado por faixas de desempenho definidas pelas classes de agressividade ambiental (CAA), permitindo avaliar a conformidade dos resultados com os limites normativos de fissuração.

Figura 27 – Representação gráfica da abertura de fissuras para as seções transversais analisadas



Fonte: Autoria própria, 2025.

De forma geral, para todas as combinações de seções ($b_w; h$), observa-se que os valores de w_k calculado tendem a ser superiores aos valores obtidos pela grelha não-linear do TQS. Mesmo assim, a diferença entre ambos mantém um padrão relativamente constante indicando coerência na modelagem. Esse comportamento é comum, uma vez que o método analítico tende a adotar hipóteses mais conservadoras, enquanto a análise numérica considera redistribuições de esforços e rigidezes mais realistas.

A variação dos casos estudados para a fissuração, se dá pelo aumento do momento solicitante devido ao incremento do peso próprio. Sendo assim, a tensão nas armaduras aumenta, conseqüentemente, o tamanho da abertura da fissura. Logo, variar as dimensões da seção transversal não é uma solução eficiente para controle de abertura de fissuras uma vez que o aumento no peso próprio é desfavorável. Verificou-se que a forma mais eficiente de reduzir o tamanho da abertura de fissuras é aumentar da taxa de armadura (ρ_{ri}), portanto, caso a solução adotada não se enquadre nos limites normativos apresentados, pode ser necessário aumentar a relação entre a armadura efetiva ($A_{s,ef}$) e armadura calculada ($A_{s,nec}$).

4.2.1.2 ELS-DEF

A verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva (ELS-DEF) foi conduzida com o objetivo de avaliar o desempenho das seções transversais quanto

às flechas imediata e diferida no tempo para a uma viga de transição (carga concentrada), considerando tanto a análise linear (grelha linear) quanto a análise não linear (grelha não-linear). Para cada configuração geométrica, foram determinados os parâmetros essenciais de rigidez, incluindo a inércia bruta e o momento fissuração, possibilitando identificar se a seção trabalha fissurada sob a combinação de serviço. A Tabela 10 apresenta os valores obtidos de deformação no meio do vão de transição.

Tabela 10 – Verificação do estado limite de deformação excessiva para as seções transversais analisadas

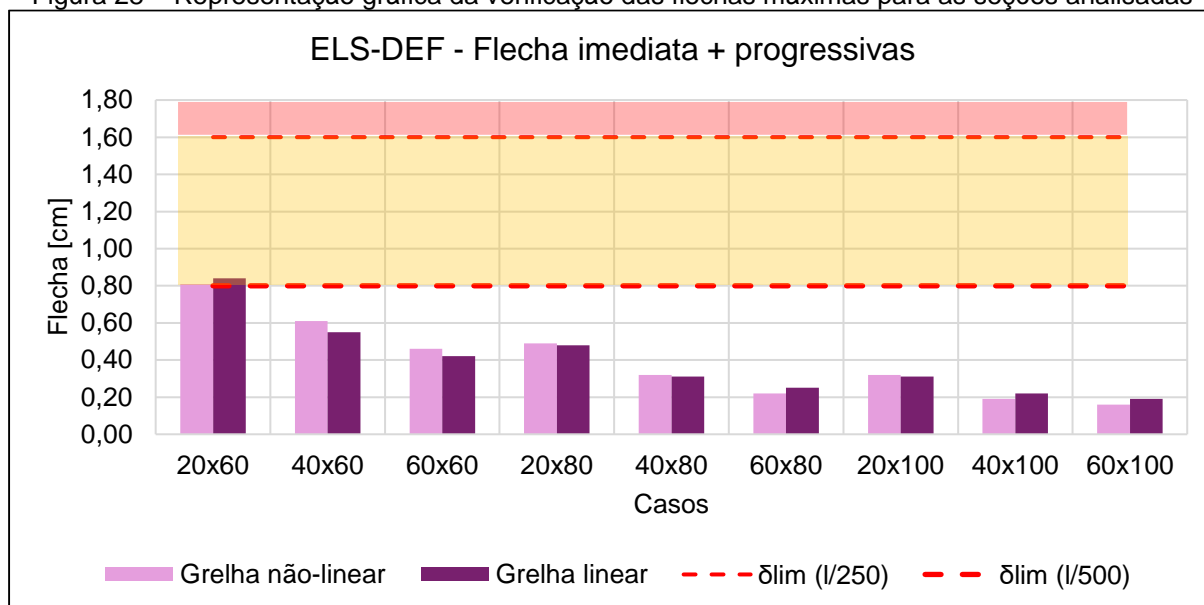
CASO	b _w [cm]	h [cm]	M _{sd,ser} [tfm]	Inércia bruta [cm ⁴]	Momento de fissuração [tfm]	Verificação	Flecha imediata		Flecha diferida no tempo	
							Grelha linear [cm]	Grelha não- linear [cm]	Grelha linear [cm]	Grelha não- linear [cm]
1	20	60	33,27	3,6E+05	5,32	Fissurou	0,34	0,38	0,84	0,81
2	40	60	34,77	7,2E+05	10,63	Fissurou	0,22	0,28	0,55	0,61
3	60	60	35,34	1,1E+06	15,95	Fissurou	0,17	0,21	0,42	0,46
4	20	80	34,97	8,5E+05	9,45	Fissurou	0,19	0,23	0,48	0,49
5	40	80	36,26	1,7E+06	18,90	Fissurou	0,12	0,15	0,31	0,32
6	60	80	36,92	2,6E+06	28,35	Fissurou	0,10	0,10	0,25	0,22
7	20	100	36,31	1,7E+06	14,77	Fissurou	0,12	0,15	0,31	0,32
8	40	100	37,74	3,3E+06	29,54	Fissurou	0,09	0,09	0,22	0,19
9	60	100	38,72	5,0E+06	44,30	Não fissurou	0,08	0,08	0,19	0,16

Fonte: Autoria própria, 2025.

Os resultados apresentados na Tabela 10 indicam que a maior parte das seções trabalham fissuradas em serviço no ELS-DEF, o que reduz a rigidez efetiva e resulta em flechas mais elevadas, sobretudo na parcela diferida ao longo do tempo. As seções de maior altura (maior inércia) apresentam desempenho significativamente superior, evidenciado por deslocamentos menores, em casos pontuais, ausência de fissuração, como observado no caso 9. Além disso, a comparação entre os modelos mostra que a grelha não linear tende a fornecer deslocamento ligeiramente superiores na etapa imediata, enquanto no longo prazo as diferenças se tornam menos acentuadas. Ressalta-se que, para considerar o efeito da fluência e retração (flechas progressivas), na análise linear o *software* TQS multiplica a flecha imediata por um coeficiente de majoração da flecha imediata, sendo este 2,5, diferentemente do cálculo manual, cujo valor é estimado por meio da Equação 29.

Para melhor visualizar esse comportamento global, apresenta-se na Figura 28 o gráfico que sintetiza as flechas totais máximas que ocorrem nas vigas de transição analisadas.

Figura 28 – Representação gráfica da verificação das flechas máximas para as seções analisadas



Observa-se que todas as seções atenderam o limite de deformação $l/250$, sendo que, à medida que a inércia aumenta, a margem de segurança se amplia. No entanto, para a viga com dimensões 20x60, não é atendido a verificação de flecha limite para $(l/500)$. Além disso, é possível observar que o aumento da altura da seção é significativamente mais eficaz do que o aumento da largura para controle de deformações.

De modo a entender a eficiência das seções transversais na redução das flechas totais (imediatas + progressivas), foi realizada a comparação entre as dimensões estudadas nos casos 1 a 9, conforme apresentada na Tabela 11.

Tabela 11 – Comparação entre a eficiência das seções na redução das flechas totais

Comparação de redução de flecha entre as seções	Grelha linear	Grelha não-linear
	[cm]	[cm]
20/60 x 40/60	35%	25%
40/60 x 60/60	24%	25%
20/60 x 60/60	50%	43%
20/80 x 40/80	35%	35%
40/80 x 60/80	19%	31%
20/80 x 60/80	48%	55%
20/100 x 40/100	29%	41%
40/100 x 60/100	14%	16%
20/100 x 60/100	39%	50%
20/60 x 20/80	43%	40%
20/80 x 20/100	35%	35%
20/60 x 20/100	63%	60%
40/60 x 40/80	44%	48%
40/80 x 40/100	29%	41%
40/60 x 40/100	60%	69%
60/60 x 60/80	40%	52%
60/80 x 60/100	24%	27%
60/60 x 60/100	55%	65%

Fonte: Autoria própria, 2025.

A Tabela 11 evidencia que o aumento da altura da seção é o parâmetro que mais contribui para a redução das flechas nas vigas de transição, comportamento também comumente observado em vigas usuais. Quando as seções passam de 60 cm de altura para 100 cm, nota-se uma redução na flecha total entre 55% e 63% para o modelo linear, e entre 60 e 69% para o modelo não-linear. Em contraste, variações apenas na largura apresentam impacto menor; para a altura fixa de 60 cm, a variação gradual (de 20 em 20 cm) na largura contribui da ordem de 25% a 35%, sendo significativa apenas mudanças radicais de b_w , de 20 para 60 cm, entorno de 50%. Sendo este comportamento, semelhante para as demais alturas, indicando que apenas aumentos expressivos de b_w , contribuem para redução das deformações por flexão, enquanto menores incrementos de altura contribua de forma mais eficiente.

4.2.2 Continuidade da viga de transição

A verificação dos Estados Limites de Serviço para a condição de continuidade da viga de transição foi realizada com base nos resultados da modelagem no TQS, através das análises da grelha linear e não-linear, além de verificações complementares com planilhas de cálculo desenvolvida com base nas equações apresentadas no item 2.5. As análises contemplam tanto as verificações das

deformações excessivas (ELS-DEF), quanto a avaliação da abertura característica de fissuras (ELS-W).

4.2.2.1 ELS-W

Para a verificação de ELS-W, considerou-se as tensões de tração no aço, obtidas no Estádio II, e as taxas de armadura na seção de estudo. Os resultados estão apresentados na Tabela 12, onde é possível observar que, embora o momento solicitante aumente, o tamanho da abertura de fissura não é diretamente proporcional.

Tabela 12 – Verificação do Estado Limite de Abertura de Fissuras para a viga de transição com e sem continuidade

CASO	b_w [cm]	h [cm]	$M_{sd,ser}$ [tfm]	Inércia no Estádio II [cm ⁴]	Tensão de tração no CG da armadura considerada [MPa]	Tamanho da abertura de fissura máxima TQS [mm]	Tamanho da abertura de fissura máxima Verificação manual [mm]	Verificação ⁽¹⁾
Tramos adjacentes com seção comum								
7	20	100	46,85	8,64E+05	244,31	0,14	0,17	OK
8	40	100	49,27	9,58E+05	281,26	0,25	0,28	OK
9	60	100	50,61	1,05E+06	287,06	0,33	0,34	> 0,3 mm
Tramos adjacentes com seção transversal igual ao tramo de transição								
7	20	100	36,31	6,74E+05	270,90	0,17	0,19	OK
8	40	100	37,74	7,09E+05	303,91	0,23	0,26	OK
9	60	100	38,72	7,53E+05	306,66	0,27	0,30	OK

(1) Condição de atendimento $w_{k,lim} \leq 0,3 \text{ mm}$

Fonte: Autoria própria, 2025.

Observa-se que, na condição em que os tramos adjacentes possuem a mesma seção da viga de transição (maior rigidez), ocorre a redução significativa nos momentos fletores de serviço devido à redistribuição de esforços.

Contudo, a magnitude da abertura de fissuras (w_k) não obedece a uma relação linear direta exclusiva com o momento fletor. Nota-se que, para o caso 7, a abertura de fissura é ligeiramente superior no arranjo estrutural com continuidade do que no arranjo sem continuidade, mesmo com momentos solicitantes menores. Isso evidencia que o ELS-W é intrinsecamente influenciado pelo detalhamento da peça e pela taxa de armadura efetiva, uma vez que altera a variável ρ_{ri} (taxa de armadura que envolve a região da armadura calculada), podendo reduzir a abertura de fissura conforme apresentado na Equação 26.

4.2.2.2 ELS-DEF

A verificação de ELS-DEF se deu a partir da obtenção das flechas imediatas e diferidas na viga de transição. Para cada caso, foram calculados a inércia e o momento de fissuração, possibilitando verificar o comportamento da peça sob as cargas de serviço. Os resultados encontram-se dispostos na tabela a seguir.

Tabela 13 – Verificação do estado limite de deformação excessiva para a viga de transição com e sem continuidade

CASO	b_w [cm]	h [cm]	$M_{sd,ser}$ [tfm]	Inércia bruta [cm ⁴]	Momento de fissuração [tfm]	Verificação	Flecha imediata		Flecha diferida no tempo	
							Grelha linear [cm]	Grelha não- linear [cm]	Grelha linear [cm]	Grelha não- linear [cm]
Tramos adjacentes com seção comum										
7	20	100	46,85	1,67E+06	14,77	Fissurou	0,15	0,15	0,38	0,41
8	40	100	49,27	3,33E+06	29,54	Fissurou	0,10	0,10	0,26	0,27
9	60	100	50,61	5,00E+06	44,30	Fissurou	0,08	0,08	0,21	0,18
Tramos adjacentes com seção transversal igual ao tramo de transição										
7	20	100	36,31	1,7E+06	14,77	Fissurou	0,12	0,15	0,31	0,32
8	40	100	37,74	3,3E+06	29,54	Fissurou	0,09	0,09	0,22	0,19
9	60	100	38,72	5,0E+06	44,30	Não fissurou	0,08	0,08	0,19	0,16

Fonte: Autoria própria, 2025.

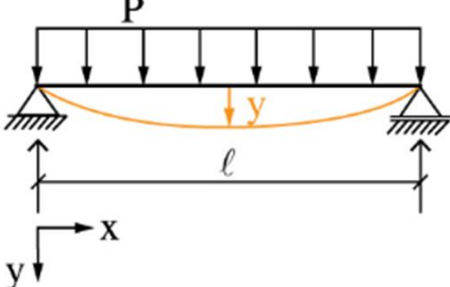
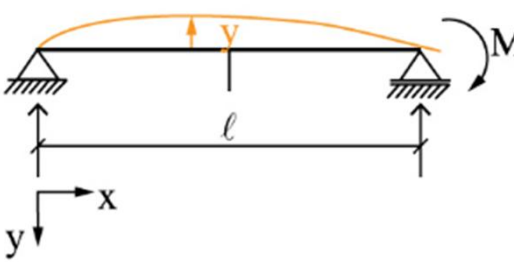
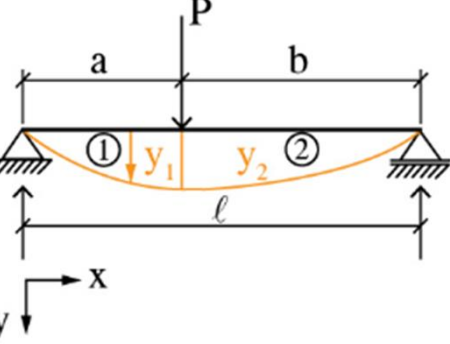
De acordo com os valores apresentados na Tabela 13, para os três casos sem continuidade, todas as seções apresentam momento de fissuração inferior ao momento solicitante, resultando em fissuração imediata sob cargas de serviço. Isso explica com os valores mais elevados de flechas diferidas nesses modelos, já que a perda de rigidez decorrente da fissuração potencializa os efeitos na deformação lenta.

Nos modelos com continuidade, observa-se que os casos 7 e 8 continuam apresentando fissuração no ELS-DEF, mas com flechas imediatas e diferidas ligeiramente inferiores que nos modelos descontínuos.

Em resumo, a tabela confirma que a continuidade entre tramos melhora significativamente o desempenho em serviço, reduzindo flechas e possibilitando, sem peças mais robustas, manter a peça sem fissuração sob carregamentos de serviço. Este comportamento é esperado uma vez que, a determinação da flecha em vigas descontínuas se dá pela aproximação da equação 26, vigas biapoiadas, e para as vigas com continuidade, a equação 27. Onde, a equação 27, considera o momento

fletor negativo nos apoios, que isoladamente geram uma “contra flecha” que ajuda na redução da flecha total, conforme apresentado na Figura 29 a seguir.

Figura 29 – Equações para determinação das flechas sob carregamentos usuais

	$y = \frac{Px}{24EI} [\ell^3 - (2\ell - x)x^2]$
	$y = -\frac{M}{GEI\ell} (\ell^2 - x^2)x$
	$y_1 = \frac{Pb}{GEI\ell} (\ell^2 - b^2 - x^2)x$ $y_2 = \frac{Pa}{GEI\ell} (\ell - x) [x(2\ell - x) - a^2]$

Fonte: KIMURA et al., 2022.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como propósito avaliar o comportamento estrutural de vigas de transição em concreto armado por meio de uma análise considerando variável geométrica e condições de continuidade. A investigação foi conduzida com base em modelagem computacional no *software* TQS, complementada por verificações normativas realizadas em planilhas eletrônicas independentes. Os resultados permitiram interpretar de forma consistente, os efeitos das variáveis de projeto sobre os esforços internos, a taxa de armadura e o desempenho em serviço, contribuindo para o entendimento do comportamento de vigas de transição.

A análise dos modelos demonstrou que a geometria da seção transversal exerce influência direta e significativa sobre as solicitações internas e sobre a demanda de armaduras, tanto longitudinais quanto transversais. De maneira geral, verificou-se que o aumento da altura da viga promove reduções expressivas na taxa de armadura longitudinal e, principalmente nas flechas, devido ao aumento na rigidez. Além disso, o aumento da largura se mostra eficiente para solicitações de esforços cortantes, onde, largura maiores podem possibilitam melhor arranjo das barras longitudinais e possibilitar a redução da armadura transversal por meio de estribos duplos ou triplos.

Outro aspecto relevante refere-se à continuidade da viga de transição com os tramos adjacentes. Os resultados indicaram que a continuidade modifica substancialmente a distribuição de esforços internos, reduzindo demandas de armadura para momento fletor positivo quando comparado com o modelo biapoiado idealizado. Em contrapartida, nos apoios, o momento fletor negativo é maior para as vigas contínuas, indicando a distribuição de esforços entre os tramos quando possuem rigidezes parecidas. Observou-se, ainda, que a continuidade contribui para a diminuição das flechas. Esse comportamento reforça a importância de avaliar a continuidade da viga de transição, evitando a redução da seção transversal nos tramos da viga onde não há transição, sempre que possível.

No que se refere aos estados limite de serviço, verificou-se que tanto a abertura de fissuras quanto as deformações excessivas são aspectos críticos no dimensionamento de vigas de transição. Embora todas as seções estudadas tenham atendido, em sua maioria, as exigências normativas, os modelos evidenciam que

seções de menor inércia trabalham mais próximas dos limites de aceitabilidade, especialmente para as deformações excessivas. O aumento da altura da seção mostrou-se o parâmetro mais eficaz para controle de deformações, sendo esta, uma recomendação prática inicial para controle de deformações em vigas de transição.

Por fim, os resultados obtidos permitem concluir que a combinação entre a modelagem numérica, verificação normativa independente e análise paramétrica sistemática constitui uma abordagem eficiente para compreender e otimizar o dimensionamento de vigas de transição. O estudo reforça que a adoção de seções com maior altura, aliada à possibilidade de continuidade entre os tramos, conduz para soluções com melhores comportamentos estruturais. Foi possível observar a diferença entre as vigas convencionais e as vigas de transição, onde, até mesmo para o modelo didático apresentado, os esforços foram bem acima dos obtidos para as demais vigas usuais, indicando que até para edificações baixas, as transições são de elevada complexidade e deve ser cada vez mais menos adotada, e evitada sempre que possível. Apesar de a NBR 6118:2023 não apresentar diretrizes específicas para esse tipo de elemento, as discussões aqui abordadas contribuem para entendimento do comportamento estrutural das vigas de transição, e como o TQS lida com esse tipo de elemento.

Recomenda-se, como continuidade deste trabalho, a ampliação da análise para considerar outros parâmetros relevantes, não abordados no presente trabalho por limitação do tempo de desenvolvimento ou versão do *software*, como a torção, o vão, a interação solo-estrutura, o colapso progressivo ou em situação de incêndio.

6 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: 2023** - Projeto e detalhamento de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

AMERICAM CONCRETE INSTITUTE (2019) **ACI 318-19-Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary**. Farmington Hills, USA.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. D. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2023**. 5ª. ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2024.

CASTRO JUNIOR, N. D.; RAMIRES, L. D.; BOLINA, F. L. **Vigas de transição apoiadas sobre pilares com dimensões reduzidas: análise da região de apoio pelo método das bielas e tirantes**. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas - XCBPE. Rio de Janeiro: XCBPE. 2018.

GIMENES, Henrique César Campagnolo; SOUZA, Rafael Alves, Vladimir José. **ELU/ELS e o confronto com o método das bielas no cálculo de vigas de transição**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA CIVIL, 7., 2017, Maringá: UEM, 2017.

KIMURA, A. E. *et al.* **Estruturas de concreto armado: capítulos básicos b1 a b9**. 1ª. ed. [S.l.]: Oficina de textos, v. 1, 2022. p. 665.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Vol. 1. Tradução de David Fonini; revisão técnica de João Luiz Escosteguy Merino e Pedro Paulo Sayão Barreto. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1977. 2. Reimpressão, 1982.

TQS Informática Ltda. **Multiplicador da viga de transição na análise incremental**. Disponível em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=814373237&search=multiplicador%20de%20in%C3%A9rcia%20%C3%A0%20flex%C3%A3o&language=pt-BR> . Acesso em: nov. 2025.

TQS Informática Ltda. **Tratamento especial para viga de transição**. Disponível em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=1017490491&search=transi%C3%A7%C3%A3o&language=pt-BR> . Acesso em: nov. 2025.