



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR  
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO EM VIGAS DE  
CONCRETO SUJEITAS AO EFEITO DA RESISTÊNCIA DO AÇO**

**MATHEUS RODRIGUES DE QUEIROGA**

**POMBAL – PB**

**2023**

MATHEUS RODRIGUES DE QUEIROGA

AVALIAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO EM VIGAS DE  
CONCRETO SUJEITAS AO EFEITO DA RESISTÊNCIA DO AÇO

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado à Unidade Acadêmica de  
Ciências e Tecnologia Ambiental da  
Universidade Federal de Campina  
Grande, como parte dos requisitos  
necessários para obtenção do título de  
Engenheiro Civil.

Orientador(a): Prof. Dr. Leovegildo  
Douglas Pereira de Souza

POMBAL – PB

2023

Q3a Queiroga, Matheus Rodrigues de.

Avaliação de estados limites de serviço em vigas de concreto sujeitas ao efeito da resistência do aço / Matheus Rodrigues de Queiroga. – Pombal, 2023.  
25 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar, 2023.

“Orientação: Prof. Dr. Leovegildo Douglas Pereira de Souza”.

Referências.

1. Vigas de concreto. 2. Resistência do aço. 3. Vergalhões CA-50 S/AR. 4. Deformações excessivas. 5. Abertura de fissuras. I. Souza, Leovegildo Douglas Pereira de. II. Título.

CDU 624.072.2 (043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR  
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PARECER DA COMISSÃO EXAMINADORA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO.

MATHEUS RODRIGUES DE QUEIROGA

**AVALIAÇÃO DE ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO EM VIGAS DE CONCRETO  
SUJEITAS AO EFEITO DA RESISTÊNCIA DO AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso do discente (MATHEUS RODRIGUES DE QUEIROGA) **APROVADO** em 04 de novembro de 2023 pela comissão examinadora composta pelos membros abaixo relacionados como requisito para obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL pela Universidade Federal de Campina Grande

Registre-se e publique-se.



Assinado digitalmente por LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA:08419377457  
ID=LEOVEGILDO DOUGLAS PEREIRA DE SOUZA:08419377457, OU=UFCG - Universidade Federal de Campina Grande, O=CPEdu, C=BR  
Razão: Eu atesto a precisão e a integridade deste documento  
Localização: Pombal - PB  
Data: 2023.12.06 11:14:12-03'00"  
Foxit PDF Reader Versão: 11.2.1

Prof. Dr. Leovegildo Douglas Pereira de Souza  
(Orientador – UFCG)

Prof. Arthur Coutinho de Araújo Pereira  
(Membro Interno – UFCG)

Prof.<sup>a</sup> Dra. Aline Figueiredo da Nóbrega  
(Membro Externo – UFPB)

# Avaliação de Estados Limites de Serviço em Vigas de Concreto Sujeitas ao Efeito da Resistência do Aço

*Evaluation of the Service Limit State in Concrete Beams Subject to the Effect of Steel Strength*

Matheus Rodrigues de Queiroga, e-mail: matheus.rodrigues.eng2808@gmail.com

Leovegildo Douglas Pereira de Souza, e-mail: leovegildo.douglas@professor.ufcg.edu.br

## RESUMO

A análise da interação entre o aço e o concreto em um projeto estrutural é fundamental para a segurança, resistência e estabilidade das edificações. Para garantir essa segurança a norma NBR 6118:2023 define os estados limites, seja “último” ou de “serviço”, para avaliar os requisitos mínimos estruturais. O trabalho tem como objetivo analisar como a resistência do aço à tração dos vergalhões CA-50 e CA-50 S/AR, comporta-se perante a metodologia descrita pela NBR 6118:2023 recomendada para avaliação do estado limite de serviço por deformações excessivas (ELS-DEF) e para avaliação do estado limite de abertura de fissuras (ELS-W). Nesse contexto, embora uma maior resistência resulte na redução da área de aço ao utilizar o vergalhão CA-50 S/AR, ela também acarreta um aumento nas deformações e na abertura de fissuras nas vigas.

**Palavras-chave:** CA-50 S/AR. Deformações excessivas. Abertura de fissuras.

## ABSTRACT

The analysis of the interaction between steel and concrete in a structural project is crucial for the safety, strength, and stability of buildings. To ensure this safety, the NBR 6118:2023 standard defines the limit states, whether "ultimate" or "service," to assess the minimum structural requirements. The objective of the study is to analyze how the tensile strength of CA-50 and CA-50 S/AR reinforcing bars behaves according to the methodology described by the NBR 6118:2023, recommended for the evaluation of the serviceability limit state due to excessive deformations (ELS-DEF) and for the assessment of the limit state of crack opening (ELS-W). In this context, although higher strength results in a reduction of the steel area when using CA-50 S/AR bars, it also leads to an increase in deformations and crack opening in the beams.

**Keywords:** CA-50 S/AR. Excessive deformations. Crack opening.

## 1. INTRODUÇÃO

O aço na construção civil é um componente importante devido à sua interação intrínseca com outros materiais, desempenhando um papel determinante na segurança, na durabilidade e na funcionalidade das estruturas. A compreensão aprofundada desse elemento é fundamental, uma vez que influencia significativamente o comportamento das estruturas. Compreender como o aço se relaciona com o concreto é essencial para a análise e o projeto de estruturas, bem como para garantir a segurança, resistência e estabilidade das edificações.

A norma NBR 6118:2023 - Projeto de estruturas de concreto aborda questões relacionadas à segurança estrutural e estabelece critérios conhecidos como estados limites, que definem condições críticas que as estruturas não devem exceder. Esses estados limites se dividem em dois tipos distintos: a segurança contra o colapso, associada ao estado limite último, e a segurança dos usuários durante a utilização da

estrutura, relacionada aos estados limites de Serviço (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023).

Segundo Araújo (2010, p.239):

Deve-se analisar o comportamento da estrutura sob as condições normais de utilização, ou seja, antes da ruína. Assim, a estrutura deve ser suficientemente rígida para que suas deformações, sob a ação das cargas de serviço, não provoquem danos inaceitáveis em elementos não estruturais, não afetem o seu uso ou a sua aparência, nem causem desconforto aos usuários. Além disso, o grau de fissuração, em geral inevitável nas peças fletidas de concreto armado, não deve afetar a durabilidade da comprovação da não ocorrência dos estados limites de utilização: estados de deformações excessivas e estado de fissuração inaceitável.

Essencialmente, os deslocamentos excessivos e a tendência à vibração de elementos estruturais podem ser problemáticos por quatro razões principais: aceitabilidade sensorial, efeitos específicos, efeitos em elementos não estruturais e estruturais (Carvalho; Figueiredo, 2014).

As fissuras em vigas e estruturas fornecem informações essenciais sobre seu comportamento e segurança, elas indicam como a carga afeta a estrutura, auxiliando na compreensão do desempenho. Detectar fissuras precocemente evita riscos de colapso, além disso, ajuda a planejar reparos e manutenção, economizando recursos e preservando a estética e o conforto da estrutura.

Um fator crítico que influencia o comportamento das vigas de concreto no estado limite de serviço é a resistência característica de escoamento do aço a tração ( $f_{yk}$ ) (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023). A qualidade e resistência do aço ( $f_{yk}$ ) desempenha um papel crucial na capacidade das vigas de concreto de resistir a deformações excessivas e fissurações, requisitos essenciais para o cumprimento das normas de serviço em uma estrutura (Carvalho; Figueiredo, 2014).

A empresa ArcelorMittal produz barras com identificação CA-50 S/AR. Com essa nomenclatura, a produtora divulga que o material possui Alta Resistência “AR” e é Soldável “S” (Uliana, 2023). “Este aço possui adição de elementos de liga que aumentam à resistência à tração do produto, atingindo um patamar de escoamento mínimo de 700MPa, conservando as características de ductilidade” (ARCELORMITTAL, 2022, p.2).

“A norma brasileira de Projetos de Estruturas de Concreto não ampara a utilização de aço com  $f_{yk} = 700 \text{ Mpa}$ ” (Uliana, 2023, p.11). Levando em conta essa afirmação, o trabalho tem o intuito de avaliar dois tipos de barras sujeitas a metodologia descrita pela NBR 6118:2023 recomendadas para a avaliação do Estado Limite de Serviço Deformações Excessivas (ELS-DEF) e para avaliação do Estado Limite De Abertura De Fissuras (ELS-W). Para conduzir as verificações, dois tipos de vergalhão de aço foram utilizados: CA-50 e CA-50 S/AR.

Por meio deste estudo, pretende-se contribuir para uma compreensão mais profunda do comportamento das vigas de concreto no estado limite de serviço e fornecer ideias valiosas para os envolvidos na concepção e na construção de estruturas de concreto armado. Ao explorar a relação entre a resistência do aço e as deformações/fissurações em vigas de concreto, este trabalho busca promover práticas de engenharia mais eficientes e seguras.

## **2. MATERIAIS E MÉTODOS**

Para conduzir o experimento, utilizou-se a sequência recomendada pela NBR 6118: 2023 - Projeto de estruturas de concreto. Inicialmente, foram implementadas todas

as equações para o dimensionamento da área do aço. Posteriormente, foram obtidas as deformações imediatas e diferidas, bem como a abertura de fissuras.

Para compreender a redução e o comportamento das barras de aço sob progressão de sollicitação, seguimos a metodologia da NBR 6118:2023 Projeto de estruturas de concreto, com momentos aplicados variando de 50 Kn.m a 300 Kn.m, em intervalos de 50 kn.m.

A Tabela 1 contém os dados essenciais inseridos para as três análises, seja o dimensionamento da área de aço, as deformações excessivas ou a abertura de fissuras.

Tabela 1 - Dados fundamentais inseridos

Parâmetros	$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$l$ (cm)	$f_{ck}$ (Mpa)	$c$ (cm)	$d'$ (cm)	$d$ (cm)	$E_s$ (Mpa)
Valor	22	40	410	25	3	4	36	$2.10^5$

Fonte: Autoria própria.

## 2.1. Dimensionamento da área do aço

Para realizar o dimensionamento da viga projetada no estado limite último (ELU), com o objetivo de alcançar a ductilidade desejada e supondo que a falha ocorra com a presença de deformações visíveis e fissuras aparentes, a NBR 6118:2023 estabelece um critério fundamental. Esse critério se baseia na capacidade de rotação dos elementos estruturais, sendo determinado em relação à posição da linha neutra, onde  $\xi = x/d \leq 0,45$ . Esse limite é aplicado especificamente para o concreto com resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) igual ou inferior a 35 MPa. Além disso, é importante notar que essa análise considera uma seção submetida à compressão, mantendo a tensão constante e representada por  $\sigma_{cd} = 0,85.f_{cd}$  até uma profundidade de  $0,8.x$ , onde "x" representa a altura da região tracionada da viga. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023).

Para distinguir entre a armadura dupla, que inclui barras de aço resistindo tanto à tensão de tração quanto à compressão, e a armadura simples, que possui apenas barras de aço resistindo à tensão de tração, utiliza-se o momento fletor reduzido  $\mu_{lim} = 0,2952$ . A dedução desse parâmetro leva em consideração a posição da linha neutra, como descrito no parágrafo anterior.

Quando  $\mu < \mu_{lim}$ , utiliza-se armadura simples. Assim, a área de aço de armadura de tração é dada pela equação 01:

$$A_s = \frac{0,85.b_w.\xi.d.0,8.f_{cd}}{f_{yd}} \quad (01)$$

- $f_{yd}$  - Resistência de projeto do escoamento do aço à tração.
- $A_s$  - Área de aço de armadura de tração.
- $b_w$  - Largura da seção transversal.
- $d$  - Distância entre a extremidade da seção transversal da viga e o eixo da armadura oposta.
- $f_{cd}$  - Resistência de cálculo à compressão do concreto.
- $\xi$  - Posição da linha neutra.

Na situação em que  $\mu > \mu_{lim}$ , utiliza-se armadura dupla. Além da área de aço de armadura de tração, também é calculada a área de aço de armadura de compressão.

$$\delta = \frac{d'}{d} \quad (02)$$

- $\delta$  - Parâmetro que relaciona a posição da linha neutra para a nova concepção dos esforços.
- $d'$  - Distância entre a extremidade da seção transversal da viga e o eixo da armadura sujeita a tração.

$$\sigma'_{sd} = E_s \cdot \frac{3,5}{1000} \cdot \left( \frac{0,45 - \delta}{0,45} \right) < f_{yd} \quad (03)$$

- $\sigma'_{sd}$  - Tensão normal solicitante de cálculo.
- $E_s$  - Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva.

$$A_s = \left( 0,8 \cdot 0,45 + \frac{\mu - \mu_{lim}}{1 - \delta} \right) \cdot \frac{b_w \cdot d \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (04)$$

$$A'_s = \frac{(\mu - \mu_{lim}) \cdot b_w \cdot d \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{(1 - \delta) \cdot \sigma'_{sd}} \quad (05)$$

## 2.2. Deformação excessiva (ELS – DEF)

É importante notar que as deformações reais da estrutura dependem de fatores como o processo construtivo e as propriedades dos materiais, quais sejam o módulo de elasticidade e a resistência à tração, durante a aplicação das cargas. Portanto, utiliza-se o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) para descrever a capacidade do material de deformar-se elasticamente (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023). Conforme as recomendações da NBR 6118 para o elemento estrutural da viga composto por granito e gnaíse, o módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) deve ser calculado da seguinte forma:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (06)$$

Considerando o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ), que é expresso como um fator multiplicativo ( $\alpha_i$ ) do módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ), podemos representar a capacidade de deformação elástica do material.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (07)$$

Vale destacar algumas variáveis que serão utilizadas nas fórmulas a seguir. Como a resistência à tração direta ( $f_{ct}$ ), que possui seu valor obtido pela seguinte equação:

$$f_{ct} = f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (08)$$

Como também o fator de ponderação  $\alpha_e$ , que deve ser calculado da seguinte forma:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (09)$$

Devido à complexidade de fatores, como a variação do momento fletor ao longo do vão das vigas submetidas a flexão, o que influencia na altura da linha neutra e, conseqüentemente, na profundidade das fissuras, bem como a necessidade de considerar a rigidez efetiva de cada seção, incluindo o concreto fissurado, as previsões de



deslocamento por meio de métodos analíticos apresentam limitações de precisão (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023).

O modelo de comportamento pode tratar concreto e aço como materiais elásticos e lineares, permitindo deformações específicas nas seções no estágio I (antes da fissuração) e no estágio II (após a fissuração) dependendo dos esforços aplicados (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023). Os estádios são importantes pois definem os “estágios de tensão pelo qual um elemento fletido passa, desde o carregamento inicial até a ruptura” (Bastos, 2019, p.57), desempenhando um papel crucial na obtenção das propriedades geométricas, tensões e deformações da estrutura.

A separação entre esses dois estádios é determinada pelo momento de fissuração ( $M_r$ ), calculado da seguinte maneira:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_1}{y_t} \quad (10)$$

- $\alpha$  - Possui o valor de 1,5 para ponderar em seções retangulares.
- $I_1$  – Momento de inércia da seção bruta do concreto no estágio I.
- $y_t$  - Distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

Para usar a fórmula 14, é necessário encontrar  $I_1$ , que começa sendo definido como a altura na linha neutra no estágio 1 ( $x_1$ ).

A homogeneização da seção é feita substituindo a área de aço por uma área equivalente de concreto, o que pode ser realizado com a fórmula a seguir:

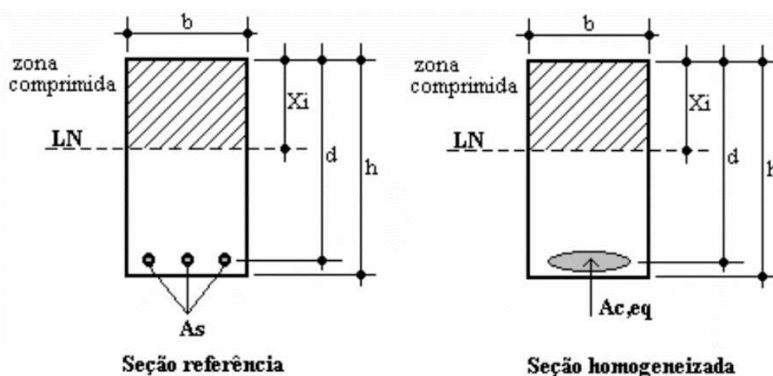


Figura 01 - Homogeneização da seção transversal (Camacho, 2009, p. 24).

$$x_1 = \frac{\frac{b_w \cdot h^2}{2} + \alpha_e \cdot A_s \cdot d}{(b_w \cdot h) + \alpha_e \cdot A_s} \quad (11)$$

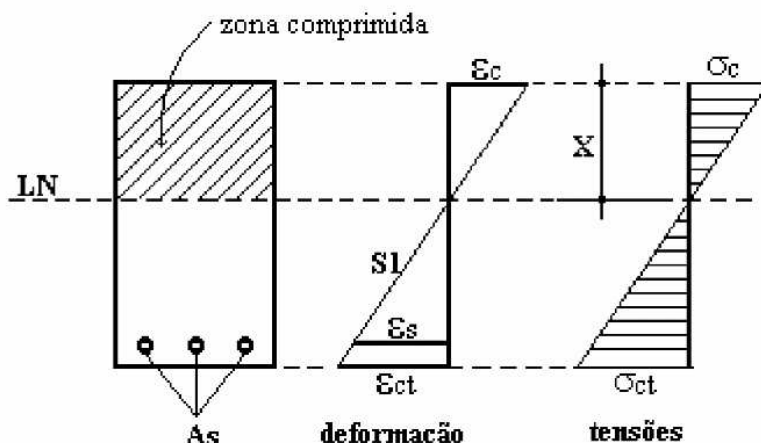


Figura 02 - Configuração inicial do estágio I. (Camacho, 2009, p. 22).

Em seguida,  $I_I$  é definido da seguinte forma:

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(x_1 - \frac{h}{2}\right)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_1)^2 \quad (12)$$

“Nas seções mais solicitadas, onde há fissuração, a peça apresenta um comportamento de estágio II. Porém, à medida que se afastam dessas regiões, as seções não-fissuradas se encontram no estágio I” (Camacho, 2009, p. 26).

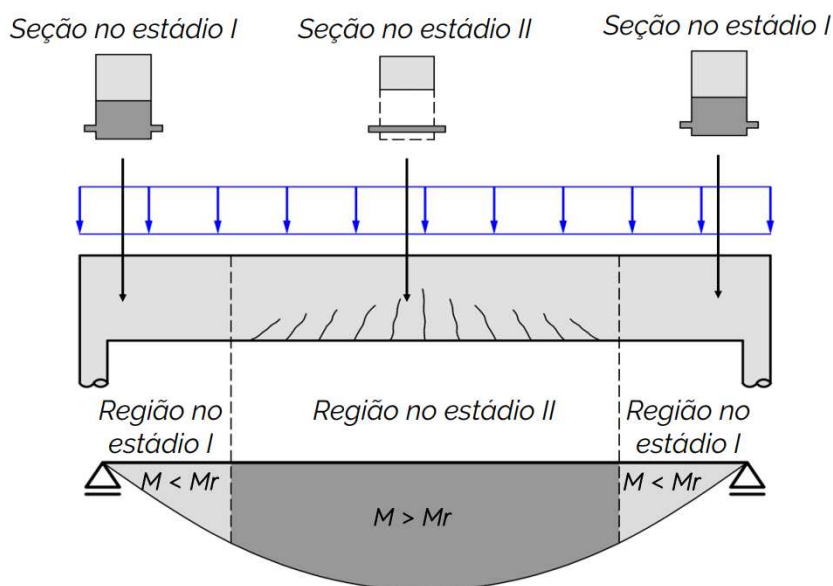


Figura 03 - Estádio de deformação (Notas de Aula. Leovegildo Douglas Pereira de Souza, 2023).

Dessa forma, um procedimento mais adequado é considerar um nível de fissuração que esteja entre o de uma peça não completamente fissurada e o de uma peça totalmente fissurada. Isso implica em utilizar uma rigidez equivalente que se encontre em algum ponto intermediário entre o estágio I, que corresponde a uma peça sem fissuras, e o estágio II, que representa uma peça completamente fissurada. Isso se justifica pelo fato de que a estrutura em questão exibe áreas fissuradas e áreas não fissuradas, resultando em uma situação intermediária entre os dois estádios mencionados.

A linha neutra intermediária ou linha neutra efetiva fica:

$$x_e = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot x_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot x_{II} \leq x_I \quad (13)$$

- $x_I$  – Posição da linha neutra no Estádio I.
- $x_{II}$  – Posição da linha neutra no Estádio II puro.

Para o momento de inercia efetivo ( $I_e$ ), pode ser empregado a seguinte expressão:

$$I_e = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \leq I_I \quad (14)$$

- $I_I$  – Momento de inercia no Estádio I.
- $I_{II}$  – Momento de inercia no Estádio II puro.

“Quando se adota a suposição que todo o concreto da região tracionada está sendo desprezado e o esforço de tração é resistido somente pelas armaduras, tem-se a fase que é nomeada de estágio II puro” (Camacho, 2009, p.25).

Para o cálculo da linha neutra e momento de inercia no estágio II puro, como segue:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e \cdot A_s}{b_w} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_w \cdot d}{\alpha_e \cdot A_s}}\right] \quad (15)$$

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} \cdot \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \quad (16)$$

### 2.2.1 Flecha Imediata

A flecha imediata em vigas de concreto armado representa a deformação instantânea que ocorre sob a influência das cargas de serviço, refletindo diretamente no conforto visual e na funcionalidade da estrutura. Portanto, a compreensão e o controle das flechas imediatas são importantes no processo de projeto e dimensionamento de vigas, porque garantir que essas deformações estejam dentro de limites aceitáveis é fundamental para assegurar o atendimento aos requisitos de desempenho estrutural e, ao mesmo tempo, proporcionar um ambiente seguro e confortável para os usuários da edificação.

Para o cálculo da flecha imediata utiliza-se a expressão da flecha elástica:

$$\delta_{t,0} = \alpha_c \cdot \frac{F_d \cdot L^2}{E_{cs} \cdot I_e} \quad (17)$$

Sendo:

- $F_d$  – Valor de cálculo das ações para combinações de serviço.
- $L$  – Comprimento do vão da viga.
- $E_{cs} \cdot I_e$  – Rigidez equivalente.
- $\alpha_c$  - Coeficiente que depende da condição estática do sistema e do tipo de ações atuantes.

### 2.2.2 Flecha diferida

A flecha diferida em vigas de concreto armado é uma deformação que ocorre gradualmente ao longo do tempo devido à ação contínua das cargas de serviço.

Diferentemente da flecha imediata, que ocorre instantaneamente, a flecha diferida se desenvolve durante a vida útil da estrutura. Essa deformação pode ser afetada por vários fatores, como a fluência do concreto, a retração, as variações de temperatura e a redistribuição de cargas.

Para calcular a flecha diferida ( $\delta_d$ ), de maneira aproximada, a NBR 6118:2023 recomenda a multiplicação da flecha imediata por um fator ( $\alpha_f$ ), que é expresso pela seguinte equação:

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (18)$$

Aqui, a taxa mecânica da armadura comprimida ( $\rho'$ ) pode ser obtida através da seguinte equação:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w \cdot d} \quad (19)$$

Nessa equação,  $A'_s$  representa a área de aço da armadura negativa. Além disso,  $\xi$  é um coeficiente em função do tempo ( $t$ ). Para  $t$  menor ou igual a 70 meses, o coeficiente é dado por:

$$\xi(t) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} \quad (20)$$

Em situações em que  $t$  for maior que 70 meses, pode-se usar  $\xi(t) = 2$ . Assim, a fórmula para a flecha diferida se torna:

$$\delta_{t,d} = \delta_{t,0} \cdot (1 + \alpha_f) \quad (21)$$

### 2.3. Abertura de fissura (ELS-W)

A ocorrência de fissuras em estruturas de concreto armado é um fenômeno comum, atribuído à baixa resistência à tração do concreto e a sua alta variabilidade. Além disso, mesmo sob condições normais de uso, as tensões de tração podem alcançar níveis críticos.

Embora o estado limite de formação de fissuras (ELS-F) seja crucial para compreender o início da formação de fissuras, este trabalho concentra-se na análise do impacto da resistência característica de escoamento do aço à tração nos resultados do estado limite de abertura das fissuras (ELS-W).

O estado limite de abertura das fissuras (ELS-W) é definido como o momento em que as fissuras atingem a abertura máxima característica ( $w_k$ ). De acordo com a NBR 6118:2023, se a abertura máxima característica ( $w_k$ ) das fissuras não ultrapassar valores entre 0,2 mm e 0,4 mm, sob a influência das combinações frequentes de serviço, isso não terá um impacto significativo na corrosão das armaduras passivas, levando em consideração as classes de agressividade ambiental (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023).

Tabela 2 - Aberturas máximas características  $W_k$  das fissuras para concreto armado

Classe de agressividade ambiental	I	II	III	IV
Exigências relativas à fissuração	ELS - W $W_k \leq 0,4$ mm	ELS - W $W_k \leq 0,3$ mm	ELS - W $W_k \leq 0,3$ mm	ELS - W $W_k \leq 0,2$ mm

Combinação de ações	Frequente de serviço	Frequente de serviço	Frequente de serviço	Frequente de serviço
---------------------	----------------------	----------------------	----------------------	----------------------

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023, p.80.

Para a abertura de fissura, utiliza-se a combinação frequente e as primeiras fissuras são geradas pelo momento de fissuração ( $M_r$ ), que é calculado de maneira similar ao processo usado para o estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF). No entanto, a resistência à tração direta ( $f_{ct}$ ) é determinada pela seguinte equação:

$$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (22)$$

O procedimento para o cálculo da posição da linha neutra no estágio I ( $x_I$ ), posição da linha neutra no estágio II puro ( $x_{II}$ ), posição da linha neutra efetiva ( $x_e$ ), momento de inércia no estágio I ( $I_I$ ), momento de inércia no estágio II puro ( $I_{II}$ ) e momento de inércia efetivo ( $I_e$ ) seguem o mesmo procedimento descrito para o estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF).

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2023, p.129):

Para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passiva e ativa aderente (excluindo-se os cabos protendidos que estejam dentro de bainhas), que controlam a fissuração do elemento estrutural, deve ser considerada uma área  $A_{cri}$  do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distem mais de  $7,5 \phi$  do eixo da barra da armadura.

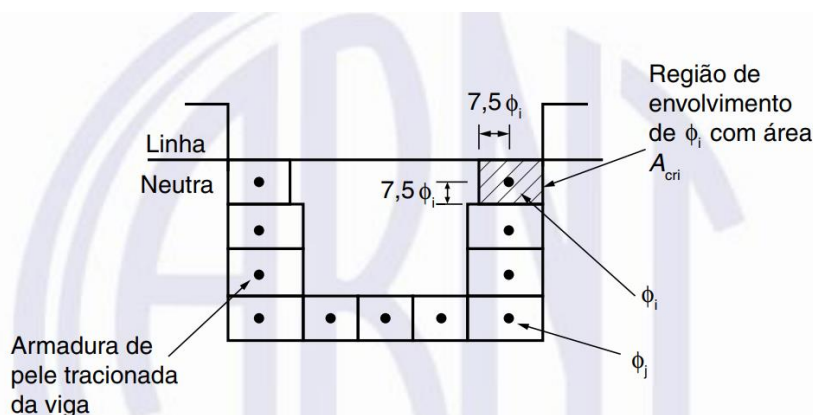


Figura 04 – Concreto de envolvimento da armadura (Associação Brasileira de Normas Técnicas ,2023, p.129).

O valor característico da abertura de fissuras,  $w_k$ , que é calculado para cada parte da área em consideração, é o menor valor obtido entre  $w_1$  e  $w_2$ , conforme determinado pelas expressões a seguir:

$$w_1 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct}} \quad (23)$$

$$w_2 = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (24)$$

Além disso, foram considerados vários parâmetros, como o diâmetro das barras que protegem a região de envolvimento ( $\phi_i$ ), o coeficiente de conformação superficial da armadura ( $\eta_i$ ) - que no caso da barra nervurada foi definido como 2,25 -, a tensão de tração no centro de gravidade na armadura ( $\sigma_{si}$ ), o módulo de elasticidade da barra de

aço ( $E_s$ ), a taxa de armadura passiva em relação à área da região de envolvimento ( $P_{ri}$ ) e a própria área da região de envolvimento protegida pela barra  $\phi_1$  ( $A_{cri}$ ).

A tensão de tração ( $\sigma_{si}$ ) pode ser obtida de maneira aproximada conforme a equação abaixo:

$$\sigma_{si} = \frac{M_a}{A_s \cdot 0,80 \cdot d} \quad (25)$$

Para a taxa de armadura passiva ( $P_{ri}$ ), o valor pode ser obtido conforme a expressão a seguir:

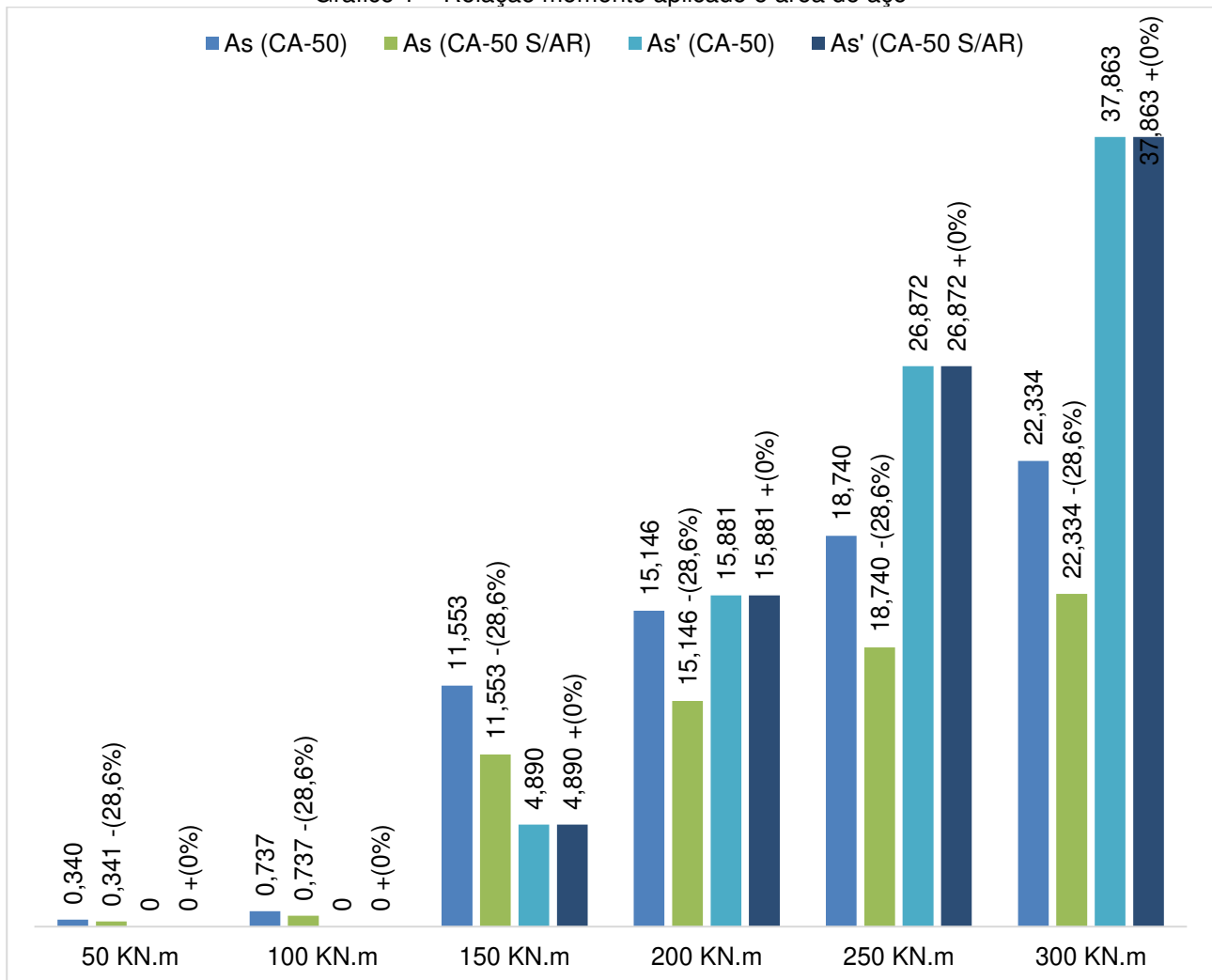
$$\rho_{ri} = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_i^2}{4}}{A_{cri}} \quad (26)$$

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

#### 3.1 Área de aço

Os resultados apresentados no Gráfico 1, que ilustra os valores obtidos para duas diferentes categorias de vergalhão de aço.

Gráfico 1 – Relação momento aplicado e área de aço



Fonte: O Autor, 2023

A análise do Gráfico 1 permite uma compreensão mais profunda dos aspectos essenciais deste estudo, que envolve a resistência de projeto do escoamento do aço à tração ( $f_{yd}$ ) e o progressivo aumento dos momentos aplicados ( $M_a$ ) em relação a cada barra de aço.

Um ponto crucial desta investigação diz respeito à resistência de projeto do escoamento do aço à tração ( $f_{yd}$ ). Essa resistência é calculada dividindo a resistência característica de escoamento do aço à tração ( $f_{yk}$ ) por um fator minorador igual a 1,15 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023).

No Gráfico 1, é evidente que a área de aço sujeita a compressão ( $A_s'$ ) permanece constante em todas as fases de aplicação de momento, seja para o vergalhão CA-50 ou CA-50 S/AR. Isso ocorre devido ao fato de que a metodologia estabelecida pela NBR 6118:2023 - Projeto de estruturas de concreto, conforme descrita pela equação (05), é independente do fator  $f_{yk}$ . Portanto, observa-se que o momento aplicado ( $M_a$ ) exerce maior influência na região destinada à compressão do que o tipo de barra de aço.

Quanto à área de aço sujeita à tração ( $A_s$ ), evidencia-se uma redução entre os vergalhões, como é possível notar nas barras azuis e verdes em cada tipo de momento aplicado ( $M_a$ ). Essa variação ocorre devido à resistência característica de escoamento do aço à tração ( $f_{yk}$ ) de 700 MPa do vergalhão de CA-50 S/AR.

Uma observação adicional pode ser feita ao comparar as áreas quando são calculadas como armaduras simples, onde  $\mu$  é inferior a  $\mu_{limite}$ , ou seja, para momentos aplicados de 50 e 100 KN.m. Percebe-se que as áreas são consideravelmente menores do que em situações de 150 KN.m, 200 KN.m, 250 KN.m e 300 KN.m. Isso ocorre devido ao fato de que, nesses casos, a região de concreto é responsável por toda a resistência à compressão e à tração, fazendo com que os vergalhões não sejam tensionados. Em situação de armadura simples, os cálculos seguintes foram feitos utilizando a armadura mínima ( $A_{min}$ ) de aproximadamente 1,32 cm<sup>2</sup>, desconsiderando nos cálculos o porta estribo.

O Gráfico 1 proporciona a visualização do crescimento numérico da diferença na área destinada à ocupação das barras de aço sujeitas à tração ( $A_s$ ) com o aumento dos momentos aplicados ( $M_a$ ). No entanto, é importante notar que essa diferença mantém uma porcentagem constante de 28,6%. Adicionalmente, devido à constância da área aço sujeita à compressão ( $A_s'$ ), não se observam variações significativas nesse aspecto.

De acordo com Silva (2022), essa porcentagem referente à redução ao utilizar as barras CA-50 S/Ar pode atingir até 25% nas fundações, uma economia de até 15% nas lajes e uma redução de até 18% nas vigas. Esses números indicam uma redução substancial no consumo de barras de aço, evidenciando os benefícios, tanto do ponto de vista econômico, quanto da eficiência na construção.

Portanto, de acordo com a metodologia empregada, a redução verificada foi superior ao esperado. Essa abordagem possibilita a otimização do desempenho estrutural, garantindo a eficácia do material utilizado em cada situação e, conseqüentemente, maximizando a eficiência do projeto. Contudo, faz-se necessária as verificações para analisar o comportamento da estrutura em situações de estado limite de serviço deformações excessivas (ELS-DEF) e de abertura de fissuras (ELS-W).

### **3.2 Deformação excessiva (ELS-DEF)**

Aplicando os valores dos dois tipos de vergalhões com 500 e 700 Mpa de resistência de projeto do escoamento do aço à tração ( $f_{yd}$ ) diferentes, foram obtidos os seguintes resultados descritos na tabela 03.

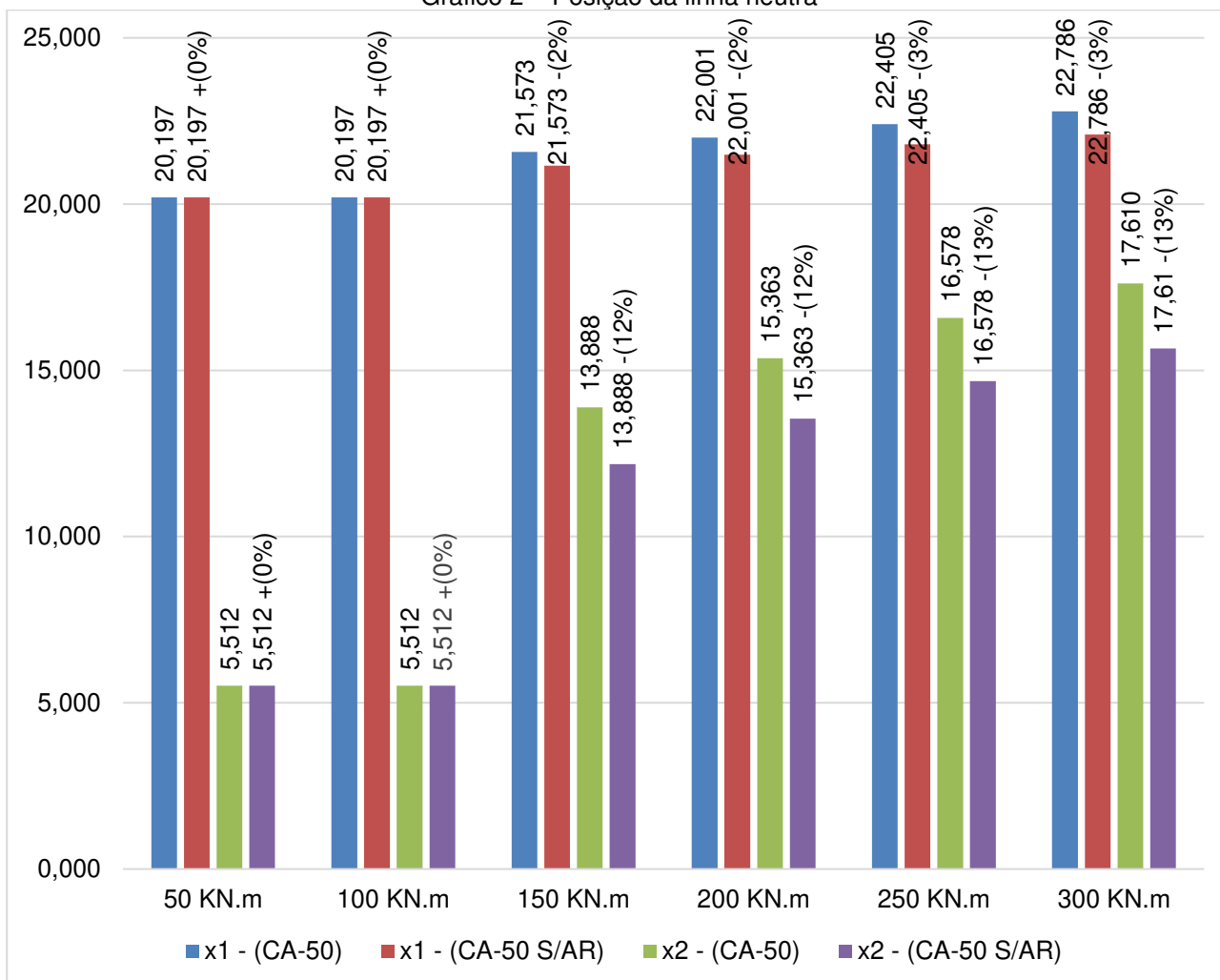
Tabela 3 - Resultados obtido para a posição da linha neutra e momentos nós estádios

Ma		50 (KN.m)	100 (KN.m)	150 (KN.m)	200 (KN.m)	250 (KN.m)	300 (KN.m)
CA-50	$x_I$ (cm)	20,197	20,197	21,573	22,001	22,405	22,786
	$I_I$ (mm <sup>4</sup> )	1,2.10 <sup>9</sup>	1,2.10 <sup>9</sup>	1,39.10 <sup>9</sup>	1,46.10 <sup>9</sup>	1,51.10 <sup>9</sup>	1,57.10 <sup>9</sup>
	$x_{II}$ (cm)	5,512	5,512	13,888	15,363	16,578	17,610
	$I_{II}$ (mm <sup>4</sup> )	1,05.10 <sup>8</sup>	1,05.10 <sup>8</sup>	5,18.10 <sup>8</sup>	6,02.10 <sup>8</sup>	6,71.10 <sup>8</sup>	7,27.10 <sup>8</sup>
	$M_r$ (KN.m)	23,105	23,105	26,832	27,992	29,085	30,117
CA-50 S/AR	$x_I$ (cm)	20,197	20,197	21,156	21,482	21,795	22,094
	$I_I$ (mm <sup>4</sup> )	1,2.10 <sup>9</sup>	1,2.10 <sup>9</sup>	1,34.10 <sup>9</sup>	1,38.10 <sup>9</sup>	1,43.10 <sup>9</sup>	1,47.10 <sup>9</sup>
	$x_{II}$ (cm)	5,512	5,512	12,182	13,544	14,680	15,655
	$I_{II}$ (mm <sup>4</sup> )	1,05.10 <sup>8</sup>	1,05.10 <sup>8</sup>	4,22.10 <sup>8</sup>	4,99.10 <sup>8</sup>	5,63.10 <sup>8</sup>	6,19.10 <sup>8</sup>
	$M_r$ (KN.m)	23,105	23,105	25,703	26,587	27,433	28,243

Fonte: Autoria Própria.

Com base nos dados apresentados na Tabela 3, torna-se evidente que à medida que a resistência de projeto do escoamento do aço à tração ( $f_{yd}$ ) aumenta, observa-se uma redução na posição da linha neutra no estágio I ( $x_I$ ) e no estágio II puro ( $x_{II}$ ). Para facilitar a compreensão, o Gráfico 2 foi desenvolvido para representar a diferenciação percentual dos dados da Tabela 3.

Gráfico 2 – Posição da linha neutra



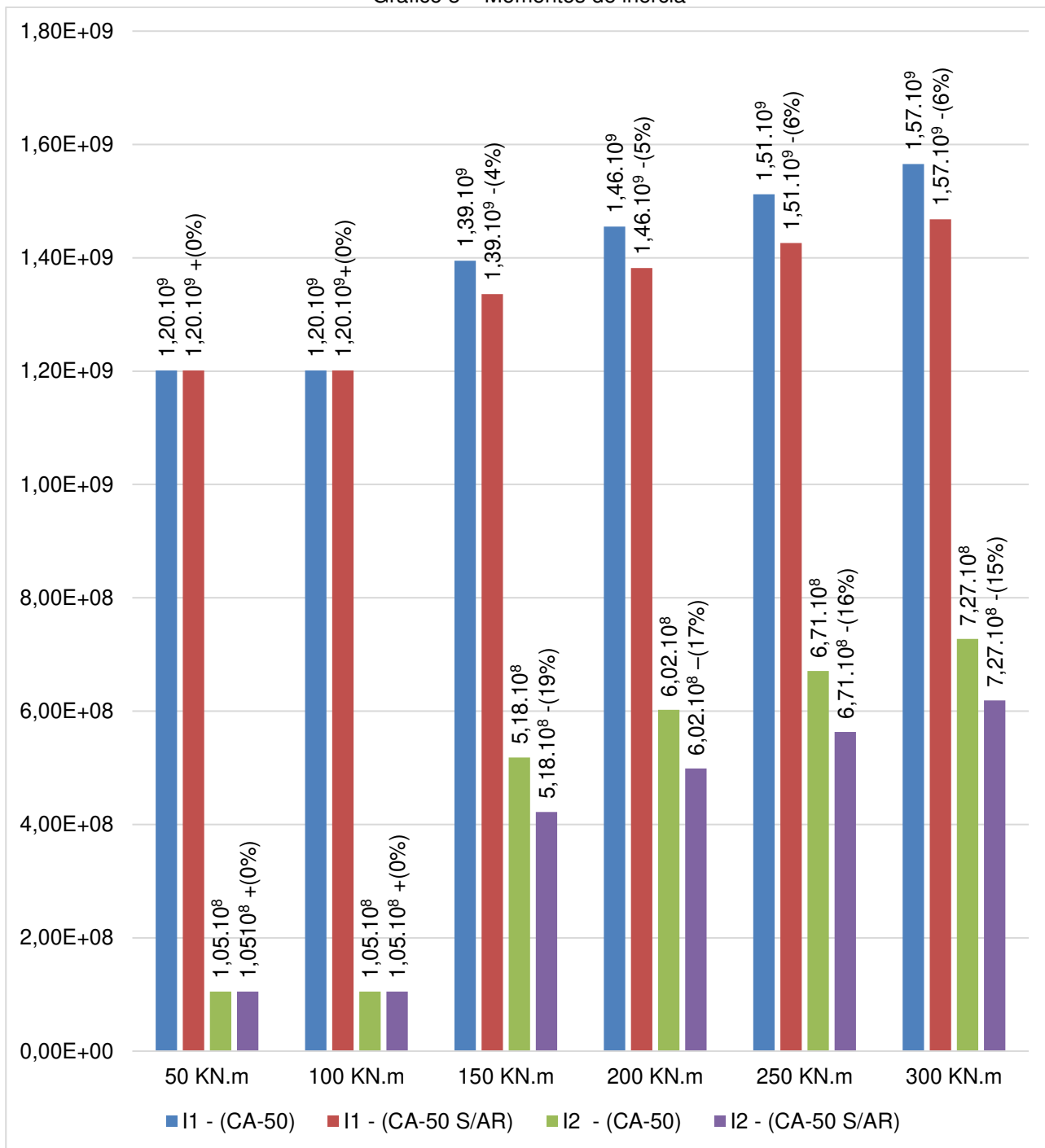
Fonte: O Autor, 2023



No estágio II, a linha neutra ( $x_{II}$ ) apresentou uma redução inicial de 12%, chegando a 11% no final, à medida que a carga aplicada ( $M_a$ ) aumentava. Esses resultados confirmam uma clara tendência de diminuição à medida que a carga aumenta. No estágio I, a redução inicial da linha neutra ( $x_I$ ) foi de 2%, aumentando para 3% no final. Essa variação foi significativamente menor do que na fase anterior e evidenciou uma tendência crescente na diferença à medida que a carga era progressivamente aplicada.

Quanto ao momento de inércia, tanto no estágio I ( $I_I$ ), quanto no estágio II puro ( $I_{II}$ ), o comportamento seguiu um padrão semelhante ao observado na linha neutra e descrito no gráfico 3.

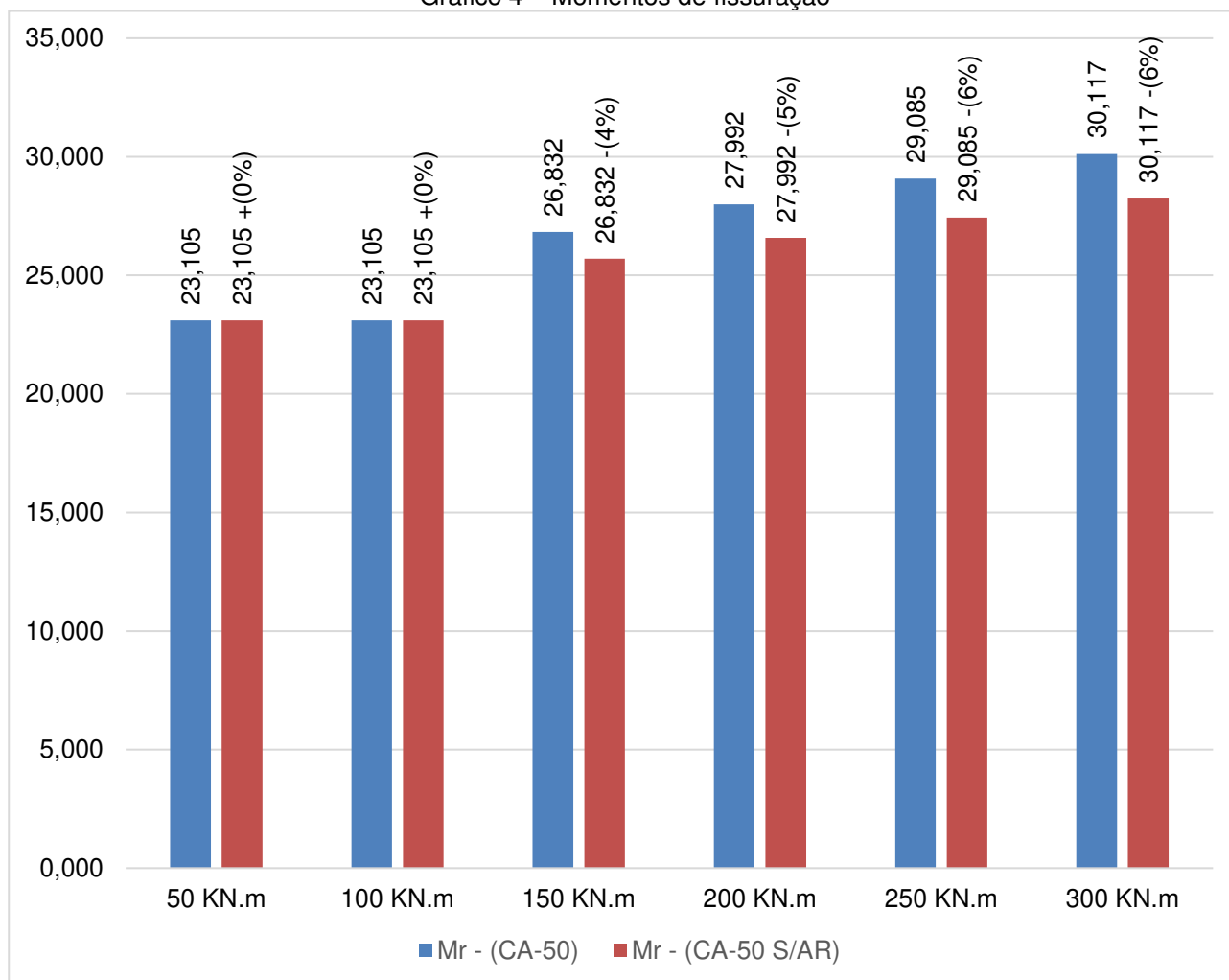
Gráfico 3 – Momentos de inércia



Fonte: O Autor, 2023

No estágio I ( $I_I$ ), iniciou-se com 4% e houve uma tendência crescente na diferença à medida que a solicitação aumentava, chegando a 6%. Já no estágio II puro ( $I_{II}$ ) houve uma tendência de diminuição à medida que a solicitação aumentava, caindo de 19% para 15%.

Gráfico 4 – Momentos de fissuração



Fonte: O Autor, 2023

Para comprovar essa ideia, o momento de fissuração ( $M_r$ ) possui uma tendência de aumento na diferença da resistência característica do escoamento do aço a tração quando comparado cada vergalhão sob cada momento aplicado, comprovando que a peça inicia a fissuração com solicitação menor ao utilizar a barra CA-50 S/AR.

Essas observações indicam uma clara tendência de diminuição da região comprimida da viga e um aumento na área sujeita aos esforços de tração à medida que a resistência do aço é elevada. Isso se traduz em uma redução da solicitação necessária para iniciar as primeiras fissuras, bem como em uma diminuição da rigidez da viga.

Os resultados do momento de inércia efetivo ( $I_e$ ), da rigidez equivalente ( $E_{cs}$ ,  $I_e$ ) e da flecha imediata ( $\delta_{t,0}$ ) e flecha diferida ( $\delta_d$ ) estão expostos na tabela 4, com o aumento de momento para os dois tipos de vergalhão: CA-50 e CA-50 S/AR.

Tabela 4 - Resultados obtido para o cálculo das flechas

Ma		50 (KN.m)	100 (KN.m)	150 (KN.m)	200 (KN.m)	250 (KN.m)	300 (KN.m)
CA-50	$I_e$ (mm <sup>4</sup> )	2,13.10 <sup>6</sup>	1,18.10 <sup>6</sup>	5,23.10 <sup>6</sup>	6,05.10 <sup>6</sup>	6,72.10 <sup>6</sup>	7,28.10 <sup>6</sup>
	$E_{cs} \cdot I_e$ (mm <sup>4</sup> )	5,13.10 <sup>7</sup>	2,85.10 <sup>7</sup>	1,26.10 <sup>8</sup>	1,46.10 <sup>8</sup>	1,62.10 <sup>8</sup>	1,75.10 <sup>8</sup>
	$\delta_{t,0}$ (mm)	30,828	55,448	12,556	10,867	9,777	9,021
	$\delta_d$ (mm)	71,604	128,790	25,247	18,045	14,573	12,541
CA-50 S/AR	$I_e$ (mm <sup>4</sup> )	2,13.10 <sup>6</sup>	1,18.10 <sup>6</sup>	4,27.10 <sup>6</sup>	5,01.10 <sup>6</sup>	5,65.10 <sup>6</sup>	6,20.10 <sup>6</sup>
	$E_{cs} \cdot I_e$ (mm <sup>4</sup> )	5,13.10 <sup>7</sup>	2,85.10 <sup>7</sup>	1,03.10 <sup>8</sup>	1,21.10 <sup>8</sup>	1,36.10 <sup>8</sup>	1,49.10 <sup>8</sup>
	$\delta_{t,0}$ (mm)	30,828	55,448	15,403	13,121	11,639	10,606
	$\delta_d$ (mm)	71,604	128,790	30,971	21,787	17,348	14,744

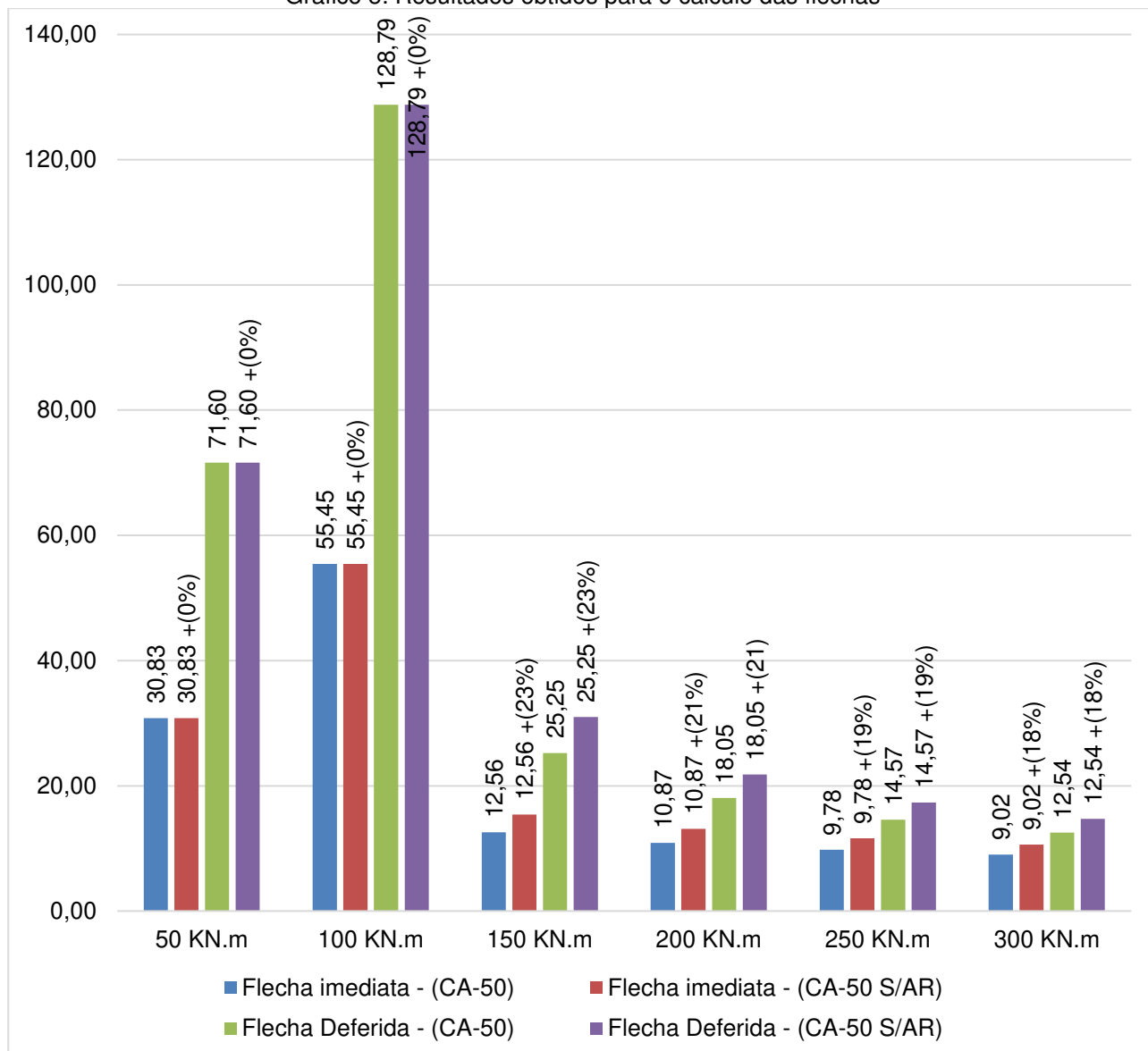
Fonte: O Autor, 2023

Em cenários de armaduras simples, onde  $\mu$  é inferior a  $\mu_{limite}$ , ou seja, para momentos aplicados de 50 e 100 KN.m, os valores do momento de inércia efetivo ( $I_e$ ), da rigidez equivalente ( $E_{cs} \cdot I_e$ ) e da flecha imediata ( $\delta_{t,0}$ ) e flecha diferida ( $\delta_d$ ) são semelhantes, independentemente de se tratar do vergalhão CA-50 ou do CA-50 S/AR. Isso significa que, em situações que envolvem uma armadura simples com uma área de aço mínima positiva ( $A_{min}$ ) e a ausência de armadura negativa, ambos os tipos de vergalhões apresentaram comportamento semelhante, seja para momentos aplicados ( $M_a$ ) de 50 KN.m ou 100 KN.m.

Vale ressaltar que, em situações que envolvem a aceitabilidade sensorial visual, a flecha imediata ( $\delta_{t,0}$ ) é limitada pela norma, geralmente definida como o comprimento do vão ( $l$ ) dividido por 250. No nosso exemplo, esse valor seria aproximadamente 16,4 mm ao aplicar a metodologia da NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023). Assim, essa restrição seria atendida apenas em situações em que  $\mu$  é superior a  $\mu_{limite}$ , onde possui armadura dupla, ou seja, para momentos aplicados de 150, 200, 250 e 300 KN.m.

Para uma melhor compreensão dos dados da tabela 5, os resultados foram apresentados no Gráfico 5 destacam a importância de compreender o comportamento das vigas em relação às flechas, seja a imediata ou diferida.

Gráfico 5: Resultados obtidos para o cálculo das flechas



Fonte: O Autor, 2023

Notavelmente, em situações de armadura simples, não há diferença significativa para os momentos aplicados de 50 KN.m e 100 KN.m quando comparados os dois tipos de vergalhão. No entanto, em situações de armadura dupla, observa-se um aumento nas deformações, tanto para a flecha imediata ( $\delta_{t,0}$ ), quanto para a flecha diferida ( $\delta_d$ ), e esse aumento ocorre nas mesmas proporções para as solicitações de 150 a 300 KN.m.

Conforme os momentos aplicados aumentam, o vergalhão CA-50 S/AR inicialmente registra um aumento de 23% quando sujeito a solicitação de 150 KN.m, mas essa tendência se inverte à medida que a solicitação aumenta, reduzindo-se para 18% ao aplicar a solicitação de 300 KN.m. Portanto, se essa tendência de redução persistir, haverá uma situação ideal para a aplicação das barras CA-50 S/AR. Isso ocorreria em situações de solicitações elevadas, nas quais não haveria uma grande diferença em relação às deformações, tanto para a flecha imediata ( $\delta_{t,0}$ ), quanto para a flecha diferida ( $\delta_d$ ), em comparação com o vergalhão CA-50 com  $f_{yk}$  de 500 MPa.

O fator ( $\alpha_f$ ) foi calculado em função do coeficiente ( $\xi$ ) para 1 mês (30 dias) e para um tempo maior que 70 meses. Nesse contexto, a taxa mecânica da armadura comprimida ( $p'$ ) se manteve constante ao serem empregados os tipos de vergalhão.

Assim, a flecha diferida ( $\delta_d$ ) aumentou devido ao incremento na flecha imediata ( $\delta_{i,0}$ ), que interfere diretamente na deformação final da estrutura. Isso ocorre devido ao comportamento viscoelástico do concreto e da armadura, o que resulta em maior fluência e retração. Deformações diferidas adicionais podem comprometer a integridade da estrutura com o tempo, podendo afetar o conforto dos ocupantes da estrutura e afetar negativamente o uso da edificação.

### 3.3 Abertura de fissura (ELS-W)

Para avaliar a formação de fissuras nas vigas de concreto foram utilizadas fórmulas que consideram a resistência à tração direta ( $f_{ct}$ ), com uma ressalva expressa pela fórmula (22). Os resultados obtidos para diferentes tipos de vergalhões de aço, como o CA-50 e o CA-50 S/AR, estão representados na Tabela 5.

Devido à semelhança de cálculo entre o estado limite de serviço para deformações excessivas (ELS-DEF) e o estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), a análise inicial será semelhante.

Tabela 5 - Resultados obtidos para o cálculo da rigidez equivalente para abertura de fissura

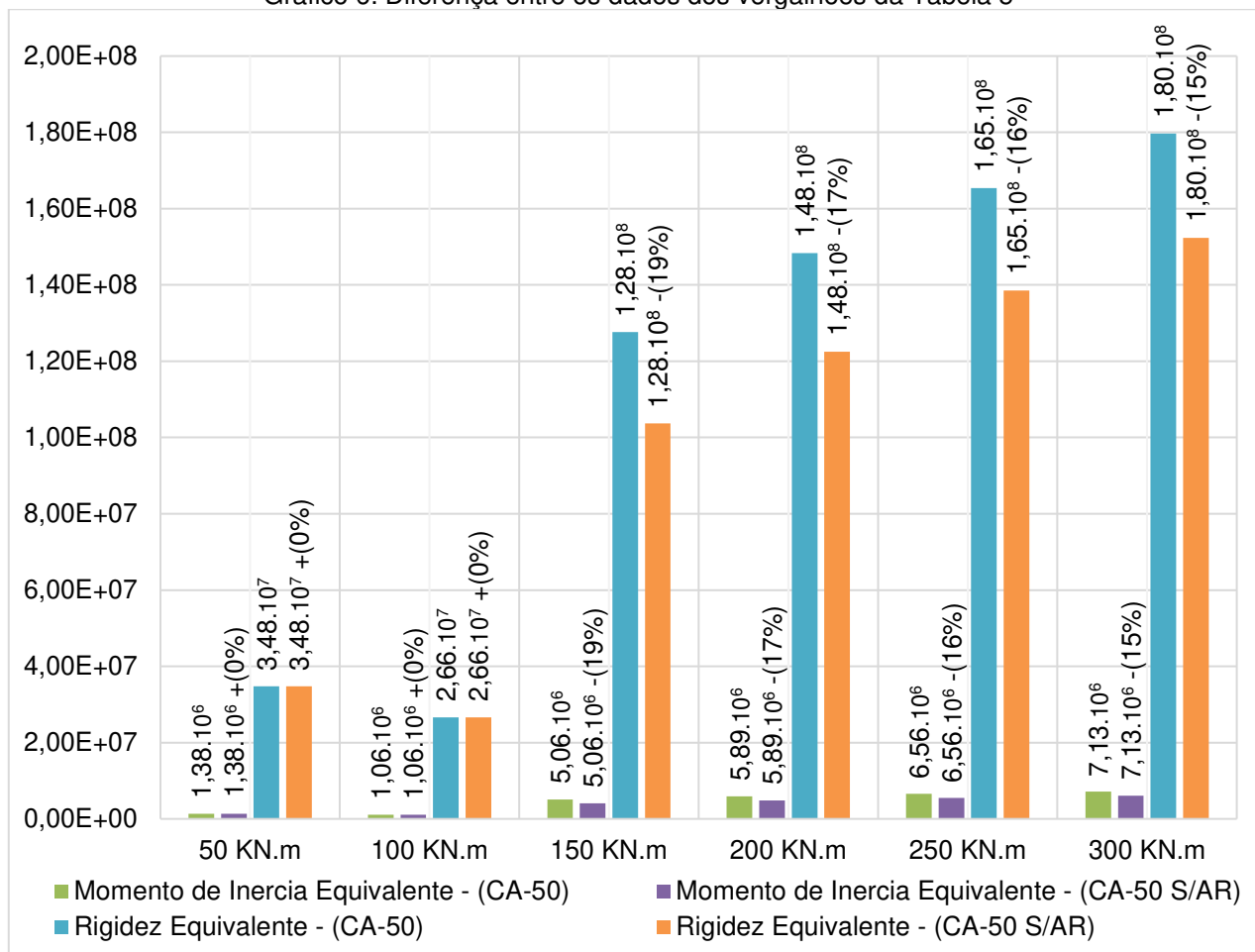
Ma		50 (KN.m)	100 KN.m)	150 (KN.m)	200 (KN.m)	250 (KN.m)	300 (KN.m)
CA-50	$x_I$ (cm)	20,188	20,188	21,510	21,923	22,313	22,682
	$x_{II}$ (cm)	5,399	5,399	13,649	15,109	16,315	17,340
	$I_I$ (mm <sup>4</sup> )	1,20.10 <sup>9</sup>	1,20.10 <sup>9</sup>	1,39.10 <sup>9</sup>	1,44.10 <sup>9</sup>	1,50.10 <sup>9</sup>	1,55.10 <sup>9</sup>
	$I_{II}$ (mm <sup>4</sup> )	1,01.10 <sup>8</sup>	1,01.10 <sup>8</sup>	5,05.10 <sup>8</sup>	5,88.10 <sup>8</sup>	6,56.10 <sup>8</sup>	7,13.10 <sup>8</sup>
	$M_r$ (KN.m)	16,157	16,157	18,663	19,446	20,186	20,886
	$I_e$ (mm <sup>4</sup> )	1,38.10 <sup>6</sup>	1,06.10 <sup>6</sup>	5,06.10 <sup>6</sup>	5,89.10 <sup>6</sup>	6,56.10 <sup>6</sup>	7,13.10 <sup>6</sup>
	$E_{cs} \cdot I_e$ (mm <sup>4</sup> )	3,48.10 <sup>7</sup>	2,66.10 <sup>7</sup>	1,28.10 <sup>8</sup>	1,48.10 <sup>8</sup>	1,65.10 <sup>8</sup>	1,80.10 <sup>8</sup>
CA-50 S/AR	$x_I$ (cm)	20,188	20,188	21,108	21,422	21,724	22,012
	$x_{II}$ (cm)	5,399	5,399	11,963	13,309	14,432	15,399
	$I_I$ (mm <sup>4</sup> )	1,20.10 <sup>9</sup>	1,20.10 <sup>9</sup>	1,33.10 <sup>9</sup>	1,37.10 <sup>9</sup>	1,42.10 <sup>9</sup>	1,46.10 <sup>9</sup>
	$I_{II}$ (mm <sup>4</sup> )	1,01.10 <sup>8</sup>	1,01.10 <sup>8</sup>	4,10.10 <sup>8</sup>	4,85.10 <sup>8</sup>	5,49.10 <sup>8</sup>	6,04.10 <sup>8</sup>
	$M_r$ (KN.m)	16,157	16,157	17,901	18,497	19,068	19,616
	$I_e$ (mm <sup>4</sup> )	1,38.10 <sup>6</sup>	1,06.10 <sup>6</sup>	4,11.10 <sup>6</sup>	4,86.10 <sup>6</sup>	5,50.10 <sup>6</sup>	6,05.10 <sup>6</sup>
	$E_{cs} \cdot I_e$ (mm <sup>4</sup> )	3,48.10 <sup>7</sup>	2,66.10 <sup>7</sup>	1,04.10 <sup>8</sup>	1,22.10 <sup>8</sup>	1,39.10 <sup>8</sup>	1,52.10 <sup>8</sup>

Fonte: Autoria Própria.

Ao aplicar a metodologia do ELS-W é evidente uma tendência de redução ao utilizar o vergalhão de aço CA-50 S/AR para os sete conjuntos de dados da tabela 5. Isso resulta em uma linha neutra e em um momento de inércia semelhante ao que ocorre no ELS-DEF. Essa observação sugere uma consistência nos resultados ao empregar o aço CA-50 S/AR, indicando um comportamento similar nas análises ELS-W e ELS-DEF.

Para uma melhor compreensão dos valores do momento de inércia efetivo ( $I_e$ ) e da rigidez equivalente ( $E_{cs} \cdot I_e$ ), o gráfico 6 compara, para cada momento aplicado, os dois tipos de vergalhão, o CA-50 e CA-50 S/AR.

Gráfico 6: Diferença entre os dados dos vergalhões da Tabela 5



Fonte: O Autor, 2023

Os dados apresentados no Gráfico 6 revelam uma tendência clara de diminuição do momento de inércia efetivo ( $I_e$ ) e da rigidez equivalente ( $E_{cs}$ ,  $I_e$ ), à medida que a resistência do aço aumenta. Isso implica que o método utilizado para avaliar a abertura de fissuras confirma o comportamento da estrutura ao comparar-se ao método de deformações excessivas.

Para o ELS-W foi utilizado um padrão de 6 barras de aço com diâmetro de 20 mm ( $\phi$ ) e nervuradas ( $\eta_1$ ), um cobrimento ( $c$ ) de 3 cm e estribo de 6,3 mm. Levando em consideração essas peculiaridades, foram obtidos os valores descritos na tabela 6 para tensão de tração ( $\sigma_{si}$ ), abertura de fissura 1 ( $W_1$ ) e abertura de fissura 2 ( $W_2$ ).

Tabela 6 - Resultados obtidos para abertura de fissura

Ma		50 (KN.m)	100 (KN.m)	150 (KN.m)	200 (KN.m)	250 (KN.m)	300 (KN.m)
CA-50	$\sigma_{si}$ (Mpa)	1315,2	2630,5	450,83	458,49	463,21	466,41
	$W_1$ (mm)	8,16	32,62	0,96	0,99	1,01	1,03
	$W_2$ (mm)	1,99	3,98	0,68	0,69	0,7	0,7
CA-50 S/AR	$\sigma_{si}$ (Mpa)	1315,2	2630,5	631,17	641,88	648,49	652,97

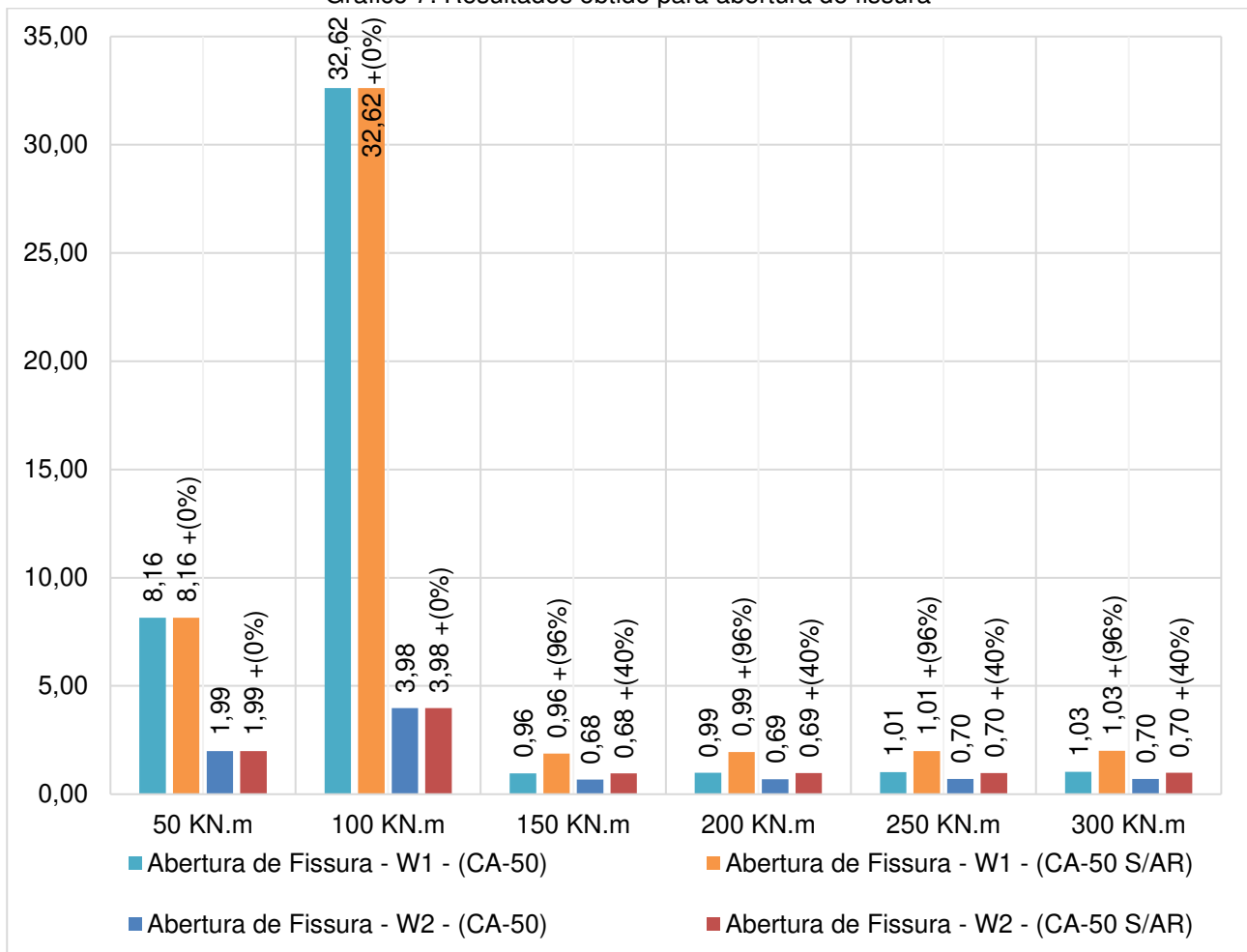
	W <sub>1</sub> (mm)	8,16	32,62	1,88	1,94	1,98	2,01
	W <sub>2</sub> (mm)	1,99	3,98	0,95	0,97	0,98	0,99

Fonte: O Autor, 2023.

Ao examinar a Tabela 6, ressalta-se a consistência nos dados para o estado de armadura simples, destacando-se nos momentos aplicados de 50 e 100 KN.m. Essa uniformidade é consequência da dependência direta da tensão de tração ( $\sigma_{si}$ ), conforme a fórmula (25), em variáveis como o momento aplicado ( $M_a$ ) e as barras de aço sujeitas à tração ( $A_s$ ). A aplicação dos momentos, devido à sua magnitude reduzida, resulta na armadura mínima ( $A_{min}$ ), mantendo-se constante, tanto para 50 KN.m, quanto para 100 KN.m, independentemente do tipo de vergalhão, seja CA-50 ou CA-50 S/AR.

Quanto às aberturas de fissuras ( $W_1$  e  $W_2$ ), expressas nas fórmulas (23) e (24), nota-se uma variação nesta análise devido exclusivamente ao momento aplicado ( $M_a$ ) e às barras de aço sujeitas à tração ( $A_s$ ), que se alteram ao longo da progressão do momento e ao escolher a resistência de projeto do escoamento do aço à tração ( $f_{yd}$ ). Isso possibilita medir o impacto da mudança de um vergalhão de 500 MPa (CA-50) para 700 MPa (CA-50 S/AR) nas aberturas de fissuras (ELS-W), conforme mais claramente entendido ao analisar o Gráfico 7.

Gráfico 7: Resultados obtido para abertura de fissura



Fonte: O Autor, 2023.

Embora apresentem semelhanças para armadura simples, quando expostos a situações de armadura dupla, a diferença se torna evidente. Nesse contexto, devido à dependência da tensão de tração ( $\sigma_{si}$ ), o vergalhão CA-50 S/AR registra um aumento de 40% na tensão de tração ( $\sigma_{si}$ ). Esse aumento, por sua vez, resulta em um acréscimo de 96% na abertura de fissura 1 ( $W_1$ ) e 42% na abertura de fissura 2 ( $W_2$ ).

Os resultados indicam que a implementação de um vergalhão com maior resistência de característica do escoamento do aço à tração ( $f_{yk}$ ), como o CA-50 S/AR, não se traduz necessariamente em um melhor desempenho estrutural. Apesar de provocar uma redução na área das barras de aço sujeitas à tração ( $A_s$ ), gera um significativo aumento nas fissuras, conforme evidenciado no Gráfico 7.

O aumento de fissuras pode comprometer a estabilidade da estrutura, permitindo a entrada de agentes externos como água, gases e agentes agressivos, o que pode acelerar a deterioração do concreto e das armaduras de aço. Essa infiltração pode levar a processos corrosivos, prejudicando a durabilidade e a vida útil da estrutura.

Portanto, é crucial uma análise mais aprofundada para determinar em quais situações seria viável a utilização do vergalhão CA-50 S/AR, especialmente em outras condições de estado limite de serviço. Uma compreensão mais precisa da metodologia adotada pelas normas se torna essencial, destacando a importância de estudos voltados para avaliar as regulamentações relacionadas à incorporação de aço de alta resistência em estruturas de concreto. Isso se justifica pela possibilidade de as normas brasileiras não contemplarem adequadamente o uso de aço com resistência tão elevada.

## 4 CONCLUSÕES

Assim, conclui-se que, com relação às deformações excessivas, foi observado que à medida que a resistência do aço aumenta, a posição da linha neutra, tanto no estágio I, quanto no estágio II puro, se aproxima mais da região comprimida, resultando na diminuição do momento de fissuração ( $M_r$ ). Essa tendência de diminuição na região comprimida da viga e o aumento na área sujeita a esforços de tração têm implicações críticas para o desempenho estrutural, afetando a capacidade de suportar esforços, a estabilidade e a resistência a vibrações indesejadas.

Quanto à abertura de fissuras, também foi observada uma clara tendência de diminuição semelhante às deformações excessivas, ou seja, uma diminuição no momento de fissuração ( $M_r$ ), diminuição na região comprimida da viga e o aumento na área sujeita a esforços de tração. Além disso, à medida que a resistência do aço aumenta, as aberturas de fissuras ( $w_1$  e  $w_2$ ) foram mais significativas em vergalhões de maior resistência.

Portanto, a metodologia empregada pelo estado limite de serviço, deformações excessivas (ELS-DEF) e abertura de fissuras (ELS-W), apresenta uma tendência de limitação quando se lida com o aumento da resistência característica de escoamento do aço à tração ( $f_{yk}$ ). Embora as barras de aço de maior resistência sejam capazes de suportar cargas maiores e exijam menos espaço nas peças estruturais, é importante realizar uma análise abrangente, considerando outros parâmetros, a fim de garantir a segurança integral dos usuários das edificações.

Esse estudo também aponta para a necessidade de avaliar as regulamentações atuais em relação à utilização de aço de alta resistência em estruturas de concreto, uma vez que as normas brasileiras podem não ser adequadas para o uso de aço com resistência tão elevada. Portanto, futuras revisões das normas podem ser necessárias



para garantir que as práticas de construção estejam alinhadas com as últimas inovações em materiais e técnicas construtivas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, José Milton de. **Processos simplificados para cálculo de flechas de vigas de concreto armado**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, v. 4, n. 5, p. 1-10, 2004. Disponível em: <[http://www.editoradunas.com.br/dunas/Art1\\_N5.pdf](http://www.editoradunas.com.br/dunas/Art1_N5.pdf)>. Acesso em: 19 jul. 2023.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado: volume 2**. 3ª Edição. Rio Grande do Sul: DUNAS, 2010.

ARCELORMITTAL. **ArcelorMittal 50 Soldável de Alta Resistência CA-50 S/AR**. Catálogo. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2023 - Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2016.

AYRES, Jeferson Carvalho. **Estudo sobre a influência do efeito arco em paredes de alvenaria estrutural no dimensionamento de vigas de concreto armado**. 2021. Monografia (Trabalho de conclusão de curso) – Curso de Engenharia Civil – Universidade de Caxias do Sul, Rio Grande do Sul, 2021.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Fundamentos do concreto armado**. 1ª Edição. São Paulo: Departamento de engenharia civil e ambiental, 2019.

CAMACHO, Jefferson Sidney. **CONCRETO ARMADO I ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO: FISSURAÇÃO-DEFORMAÇÃO**. Ilha Solteira: Unesp, 2009.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEREDO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2023**. 4ª Edição. São Paulo: Universidade Federal de São Carlos, 2014.

JUNGES, E.; ROVERE, HL LA. **Comparison between simplified and FE models for short-term deflection in continuous RC beams**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 10, p. 415-450, 2017.

SILVA. M. R. Aço CA50 S/AR. Engenharia Inovação. ArcelorMittal. Apresentação de Slides. 2022.

ULIANA, Murilo Scieve. **Potencialidades e limitações das barras de aço com 700 MPa de resistência ao escoamento em vigas de concreto armado**. 2023. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2023. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/18525>.