

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

**POTENCIALIDADES E LIMITAÇÕES DAS BARRAS DE AÇO COM
700 MPA DE RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO EM VIGAS DE
CONCRETO ARMADO**

Murilo Scieve Uliana

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: Guilherme Aris Parsekian

São Carlos – SP
Agosto de 2023

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos aos meus pais, que ao longo de toda minha vida me proporcionaram todo o necessário para me encontrar onde estou hoje.

POTENCIALIDADES E LIMITAÇÕES DAS BARRAS DE AÇO COM 700 MPa DE RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

RESUMO

Neste trabalho se objetivou realizar estudos paramétricos de vigas em concreto armado com barras de aço do convencional CA-50 e do “CA-70” a fim de comparar esses elementos em termos do comportamento de elementos estruturais, dos custos e consumo de materiais. Para que a comparação seja válida, se faz necessário que todos os elementos atendam aos Estados Limites impostos na ABNT NBR 6118:2014. A norma brasileira de Projetos de Estruturas de Concreto Armado não prevê a utilização de aço de 700 MPa de resistência ao escoamento em armaduras. Sendo assim, foi necessário recorrer a normas nacionais, internacionais, artigos e monografias; para identificar as conseqüentes implicações nos processos de projeto causados pela utilização de um produto novo no mercado brasileiro, sem regulamentação técnica nacional. Em posse de todos os elementos com dimensionamento correto em termos técnicos de segurança e de serviço, a comparação pôde ser realizada.

Palavras-chave: Armaduras; Concreto; Concreto Armado; Aço; Aço de Alta Resistência; CA-50; CA-70; Grade 100; Estruturas; Mecânica dos Sólidos.

POTENTIALITIES AND LIMITATIONS OF STEEL BARS WITH 700 MPa YIELD STRENGTH IN REINFORCED CONCRETE BEAMS

ABSTRACT

The objective of this work was to conduct parametric studies of reinforced concrete beams with bars of the conventional CA-50 and of "CA-70" in order to compare these elements in terms of the behavior of structural elements, costs and consumption of materials. For the comparison to be valid, it is necessary that all elements meet the Limit States imposed in ABNT NBR 6118:2014. The Brazilian standard for Design of Reinforced Concrete Structures does not provide for the use of steel with a yield strength of 700 MPa in reinforcement. Therefore, it was necessary to resort to national and international standards, fundamentals of solid mechanics, articles, and monographs; to identify the consequent implications in the design processes caused using new product in the Brazilian market, without national technical regulation. In possession of all elements with correct dimensioning in terms of technical safety and service, the comparison could be conducted.

Keywords: Reinforcement; Concrete; Reinforced Concrete; Steel; High Resistance Steel; CA-50; CA-70; Grade 100; Structures; Solids Mechanics.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto comprimido.....	15
Figura 2 - Diagrama tensão-deformação do aço.....	16
Figura 3 - Diagramas tensão-deformação reais	16
Figura 4 - Forças atuantes numa seção retangular de concreto armado	18
Figura 5 - Concreto de envolvimento das armaduras.....	34
Figura 6 - Efeito do concreto e barras de armadura no peso de aço longitudinal (M20)	36
Figura 7 - Efeito do concreto e barras de armadura no peso de aço longitudinal (M30)	36
Figura 8 - Mobilização da tensão nas armaduras comprimidas das vigas	37
Figura 9 - Quantidade de estribos na viga de 6 m com diferentes categorias de armadura longitudinal.....	38
Figura 10 - Flechas desenvolvidas em vigas de diferentes vãos, tipo de aço e de concreto	39
Figura 11 - Efeito da categoria de aço no comprimento de ancoragem necessário..	41
Figura 12 - Modelo para cálculo da linha neutra no Estádio II	54
Figura 13 - Situação 1 de cobertura do diagrama decalado.....	61
Figura 14 - Situação 2 de cobertura do diagrama decaladoTa.....	62
Figura 15 - Situação 3 de cobertura do diagrama decalado.....	62
Figura 16 - Cobertura do diagrama decalado para Viga V9	63
Figura 17 - Regiões de envolvimento para viga V9.....	67
Figura 18 - Consumo de aço para as vigas em carregamento 1.....	75
Figura 19 - Consumo de aço para vigas em carregamento 2.....	77
Figura 20 - Consumo de aço para vigas em carregamento 3.....	78
Figura 21 - Consumo de aço para vigas em carregamento 4.....	79
Figura 22 - Flechas finais das vigas submetidas ao carregamento 1	84
Figura 23 - Flechas finais das vigas submetidas ao carregamento 2.....	85
Figura 24 - Flechas finais das vigas submetidas ao carregamento 3.....	86
Figura 25 - Flechas finais das vigas submetidas ao carregamento 4.....	87
Figura 26 - Relação percentual de flechas para carregamento 1	88
Figura 27 - Relação percentual de flechas para carregamento 2.....	89
Figura 28 - Relação percentual de flechas para carregamento 3.....	90

Figura 29 - Relação percentual de flechas para carregamento 4.....	90
Figura 30 - Abertura de fissuras considerando f_{ctm} para carregamento 1.....	92
Figura 31 - Abertura de fissuras considerando f_{ctm} para carregamento 2.....	93
Figura 32 - Abertura de fissuras considerando f_{ctm} para carregamento 3.....	94
Figura 33 - Abertura de fissuras considerando f_{ctm} para carregamento 4.....	95
Figura 34 - Abertura de fissuras pelo envolvimento para carregamento 1	96
Figura 35 - Abertura de fissuras pelo envolvimento para carregamento 2	97
Figura 36 - Abertura de fissuras pelo envolvimento para carregamento 3	97
Figura 37 - Abertura de fissuras pelo envolvimento para carregamento 4	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de modificação do comprimento de ancoragem de barras tracionadas pelo ACI318	27
Tabela 2 - Diâmetros mínimos dos Pinos de dobramento para armaduras longitudinais	29
Tabela 3 - Dobramento do aço de acordo com a fabricante	30
Tabela 4 – Característica do GG70 da Gerdau	30
Tabela 5 - Pinos de dobramento de armaduras longitudinais tracionadas pelo ACI318	31
Tabela 6 - Casos de carregamentos para vigas.....	44
Tabela 7 - Vigas do estudo paramétrico.....	45
Tabela 8 - Consumo de aço para a viga V9	73
Tabela 9 - Identificação e dados das vigas	74
Tabela 10 - Casos de carregamentos	75
Tabela 11 - Consumo comparativo CA-70 x CA-50 para carregamento 1	80
Tabela 12 - Consumo comparativo CA-70 x CA-50 para carregamento 2	80
Tabela 13 - Consumo comparativo CA-70 x CA-50 para carregamento 3	81
Tabela 14 - Consumo comparativo CA-70 x CA-50 para carregamento 4	81
Tabela 15 - Comprimentos de ancoragem básicos para as barras utilizadas	83
Tabela 16 - Custos armaduras positivas para carregamento 1	100
Tabela 17 - Custos armaduras positivas para carregamento 2	100
Tabela 18 - Custos armaduras positivas para carregamento 3	101
Tabela 19 - Custos armaduras positivas para carregamento 4	101

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
2 JUSTIFICATIVA	12
3 OBJETIVO	13
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
4.1 DIAGRAMAS SIMPLIFICADOS TENSÃO-DEFORMAÇÃO	14
4.1.1 Diagrama idealizado do concreto comprimido	14
4.1.2 Diagrama idealizado do aço na compressão e tração.....	15
4.2 ESTÁDIOS.....	17
4.2.1 Estádio I	17
4.2.2 Estádio II	17
4.2.3 Estádio III	17
4.3 PROFUNDIDADE DA LINHA NEUTRA NO ESTÁDIO III E ÁREA DE AÇO ...	18
4.4 RELAÇÃO x/d LIMITE	20
4.5 ÁREA DE AÇO MÍNIMA	21
4.6 ALONGAMENTO PARA ATINGIR RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO	22
4.7 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM	23
4.7.1 Efeito da categoria de aço no comprimento de ancoragem	28
4.8 RAIOS DE DOBRA	29
4.9 FLECHA.....	31
4.10 FISSURAÇÃO	33
4.11 SINGH (2022)	35
4.11.1 Quantidade de Armadura Longitudinal.....	35
4.11.2 Quantidade de Armadura Transversal	37
4.11.3 Deslocamento limite (Flecha).....	38
4.11.4 Abertura de Fissuras	39
4.11.5 Comprimentos de Ancoragem.....	40
4.11.6 Ductilidade das Seções.....	41
5 MÉTODO	43
5.1 ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO PARA VIGAS	46
5.2 EXEMPLO EXPLÍCITO V9 COM CARREGAMENTO 1.....	46
5.2.1 Dados iniciais	46
5.2.2 Armaduras longitudinais.....	50

5.2.3 Estádio II	53
5.2.4 Armadura de pele.....	55
5.2.5 Armadura transversal	56
5.2.6 Espaçamento da armadura longitudinal.....	58
5.2.7 Decalagem e cobertura do diagrama de momento fletor	59
5.2.8 Área de aço junto a apoios e ancoragem junto a apoios.....	64
5.2.9 Verificações ELS.....	65
5.2.9.1 ELS-F (Formação de Fissuras).....	65
5.2.9.2 ELS-W (Abertura de Fissuras).....	66
5.2.9.3 ELS-DEF (Deformação ou flecha excessiva)	68
5.2.10 Consumo de aço	71
5.2.10.1 Armaduras longitudinais de apoio a apoio.....	71
5.2.10.2 Armaduras positivas cortadas.....	72
5.2.10.3 Armadura transversal	72
5.2.10.4 Armadura de pele	73
5.2.10.5 Resumo do consumo de aço para a viga V9	73
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	74
6.1 CONSUMO DE AÇO EM VIGAS	75
6.2 CONSUMO DE CA-70 EM RELAÇÃO AO CA-50 PARA MESMAS FORMAS	79
6.3 ARMADURA TRANSVERSAL	81
6.4 ARMADURA DE PELE	82
6.5 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DAS BARRAS UTILIZADAS	82
6.6 FLECHAS	83
6.7 FLECHAS EM RELAÇÃO AOS DESLOCAMENTOS LIMITES	87
6.8 ABERTURA DE FISSURAS	91
6.8.1 Abertura de fissuras considerando resistência à tração do concreto	91
6.8.2 Abertura de fissuras considerando aço na área de envolvimento	95
6.9 CUSTO DAS ARMADURAS POSITIVAS	99
7 CONCLUSÃO	102
REFERÊNCIAS.....	104

1 INTRODUÇÃO

Atualmente no Brasil, o CA-50 é o aço mais utilizado na construção civil como armadura para elementos de concreto. A ABNT NBR 7480:2007 determina que os aços da categoria CA-50 devem obrigatoriamente possuir nervuras transversais, resistência característica ao escoamento (f_{yk}) igual a 500 MPa, limite e resistência característica igual a 108% de f_{yk} , alongamento após ruptura igual a 8%, e limites quanto a alongamento total na força máxima, diâmetros de pinos de dobramento e coeficientes de aderência em função do diâmetro da barra.

Os recentes avanços tecnológicos e os investimentos em pesquisas proporcionaram o surgimento de aços com maiores resistências para aplicação em armaduras de estruturas de concreto (CRSI, 2020).

A categoria de aços para armadura chamada “CA-70” chegou recentemente ao mercado brasileiro. Portanto é necessário identificar e analisar as implicações de seu eventual uso em projetos de engenharia.

A empresa ArcelorMittal (2022) 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”. Enquanto isso, a empresa Gerdau (2022), divulga o GG70.

Materiais com resistência semelhante são produzidos em outros países. Previsto pelo ACI 318 (ACI, 2019), tem-se como exemplo as barras Grade 100 (100 ksi = 69 kN/cm²).

A principal diferença entre o CA-50 e o “CA-70” se dá no valor das resistências de escoamento. Enquanto o CA-50 possui resistência característica ao escoamento de 500 MPa, o “CA-70” possui resistência característica ao escoamento de 700 MPa. É possível dizer que o “CA-70” é 40% mais resistente que o CA-50 (ARCELORMITTAL, 2022).

Porém, é necessário destacar que maior resistência não implica diretamente em redução de custos. Uma vez que a ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) não ampara a utilização de aço com $f_{yk} = 700$ MPa, não necessariamente as equações já existentes de dimensionamento podem ser aplicadas de forma idêntica. A própria ArcelorMittal (2022) sugere a utilização dos documentos ACI 318R-19 e ACI 439.6R-19.

Em outras palavras, a existência de um material mais resistente pode causar a falsa impressão de que sua utilização é mais vantajosa que a de outro para qualquer

caso. Não é possível concluir diretamente se a utilização de aço com maior resistência ao escoamento é mais ou menos vantajosa, sendo necessária uma investigação de caráter técnico acerca do material em situações de aplicação.

Para que se possa identificar em quais casos e em quais aspectos o uso do “CA-70” é mais adequado que o do CA-50, é necessário criar situações nas quais comparações válidas possam ser realizadas. Em sua apresentação acerca do CA-50 S/AR, Silva (2022) compara a utilização do CA-50, CA-60 e “CA-70” ao dimensionar armaduras para uma mesma planta de formas. Para os três projetos de armaduras utilizando combinações distintas de aços, o atendimento aos Estados Limites Últimos e de Serviço eram condição necessária para uma comparação válida. Silva concluiu que a utilização do CA-70 pode diminuir do consumo de aço.

Neste trabalho, para variadas vigas de concreto armado, busca-se dimensionar suas armaduras para duas situações, uma utilizando o CA-50 e a outra o “CA-70”. Para todos os elementos dimensionados, os Estados Limites Últimos e de Serviço devem ser atendidos para que as vigas possam ser comparadas.

Como a norma brasileira de Projetos de Estruturas de Concreto não ampara a utilização de aço com $f_{yk} = 700$ MPa, faz-se necessário buscar suporte nas normas estrangeiras, monografias e artigos; para corretamente dimensionar elementos estruturais com o “CA-70”. Mais especificamente, os tópicos a serem revisados a fim de identificar alterações devido à utilização do “CA-70” são: Diagramas tensão-deformação, estádios de comportamento do concreto, profundidade da linha neutra, relação x/d limite, armadura mínima, alongamento para atingir resistência ao escoamento, comprimento de ancoragem, raios de dobramento, flecha e fissuração.

Ao realizar a revisão sobre esses tópicos frequentes da engenharia de estruturas de concreto, estar-se-á contribuindo para uma melhor compreensão de caráter técnico acerca da utilização e aplicação do “CA-70”.

Durante o desenvolver do trabalho serão utilizadas planilhas eletrônicas elaboradas nos “softwares” Microsoft Excel e Smath Studio.

Em posse de todas as vigas com armaduras dimensionadas, pode-se comparar de forma válida aspectos de consumo, custos de materiais e comportamento dos elementos estruturais. Dessa forma, é possível identificar com maior clareza em que situações e em quais aspectos o uso do “CA-70” é mais adequado que o uso do CA-50.

2 JUSTIFICATIVA

Ao longo da história da construção civil brasileira, os investimentos, as pesquisas e os avanços tecnológicos possibilitaram o surgimento de materiais cada vez mais eficientes em termos da razão entre tensão resistente e o seu peso próprio. A cada novo material que surgia no mercado, o meio técnico não tinha outra escolha senão os estudar para futuramente os prever em suas normalizações. Assim, os documentos técnicos vigentes sempre necessitam passar por revisões e atualizações incluindo prever esses novos materiais.

Um cenário semelhante está acontecendo com a chegada do CA-50 de Alta Resistência ao mercado da construção civil brasileira. No exterior esse material já existe e é equivalente ao Grade 100, comercializado nos Estados Unidos. É previsto que esse aço seja utilizado como armadura em estruturas de concreto, dentro de determinadas condições. Esse aço, chamado informalmente de “CA-70” possui resistência ao escoamento de 700 MPa (70 kN/cm², valor característico). Porém, a norma que regulamenta os projetos de Estruturas de Concreto Armado ABNT NBR 6118:2014 não prevê a utilização de aço com essa resistência ao escoamento.

Sendo assim, o presente trabalho busca contribuir para a compreensão das propriedades físicas e mecânicas do “CA-70” e identificar em quais situações o seu uso é adequado para as armaduras de estruturas de concreto.

3 OBJETIVO

Este trabalho tem por objetivo identificar as implicações no dimensionamento e no comportamento de elementos estruturais por causa da utilização do aço de categoria "CA-70" para armaduras de estruturas de concreto.

Como objetivos específicos, têm-se:

- Verificar conceitos de diagramas tensão-deformação, estádios de comportamento do concreto, profundidade da linha neutra, relação x/d limite, armadura mínima, alongamento para atingir resistência ao escoamento, comprimento de ancoragem, raios de dobramento, flecha e fissuração no contexto da utilização de aço com 700 MPa de resistência ao escoamento, determinando quais as implicações para o comportamento da estrutura e projeto;
- Verificar equações que sejam inspiradas nas já existentes na ABNT NBR 6118:2014, adaptando-as caso necessário, para que o uso do CA-70 seja contemplado, a fim viabilizar o dimensionamento com esse material no Brasil;
- Analisar elementos estruturais com CA-50 e "CA-70" de forma comparativa para identificar em quais aspectos a utilização da categoria CA-70 é adequada para armaduras;
- Analisar dados a respeito de consumo e custos de materiais para verificar a validade da hipótese que maior resistência implica em redução de custos e consumo.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para esta seção, apresenta-se revisão sobre um conjunto de aspectos relevantes da engenharia de estruturas de concreto armado, no contexto da utilização de aço com elevadas resistências de escoamento. Além disso, esta seção apresenta um estudo anterior com tema e objetivos compatíveis, avaliando os métodos empregados e resultados obtidos.

4.1 DIAGRAMAS SIMPLIFICADOS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

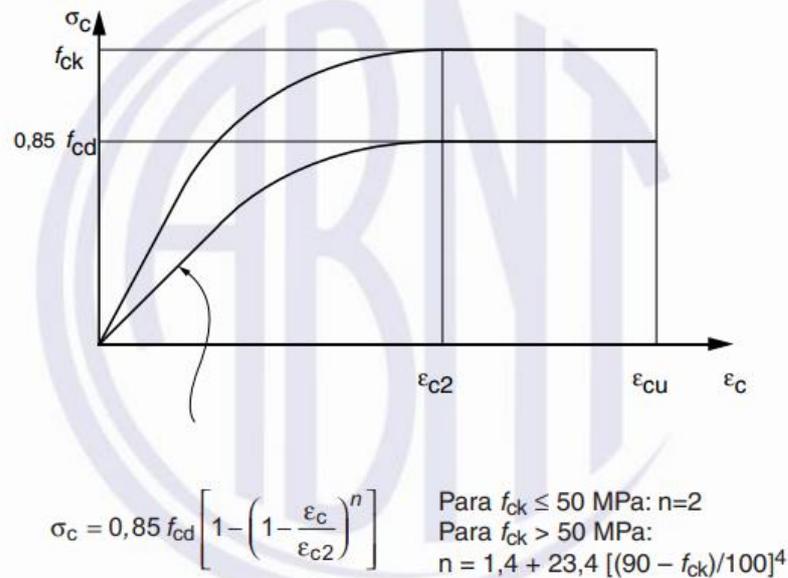
A tensão mobilizada por um material, seja de compressão ou tração, é função da deformação a qual o material está submetido. Essa relação é traduzida graficamente pelos diagramas tensão-deformação característicos dos materiais.

Para a realização de análises, dimensionamento e verificações no Estado Limite Último, é permitida a utilização dos diagramas tensão-deformação simplificados para o concreto e para o aço (CARVALHO e FIGUEREDO FILHO, 2016).

4.1.1 Diagrama idealizado do concreto comprimido

O diagrama simplificado para o concreto na compressão é caracterizado por um trecho em parábola e o trecho seguinte em retângulo. O trecho em retângulo é definido como patamar plástico e é definido entre os limites ϵ_{c2} e ϵ_{cu} . Em termos de tensão característica tem-se a curva superior da Figura 1, em termos de tensão de cálculo tem-se a curva inferior.

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto comprimido



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

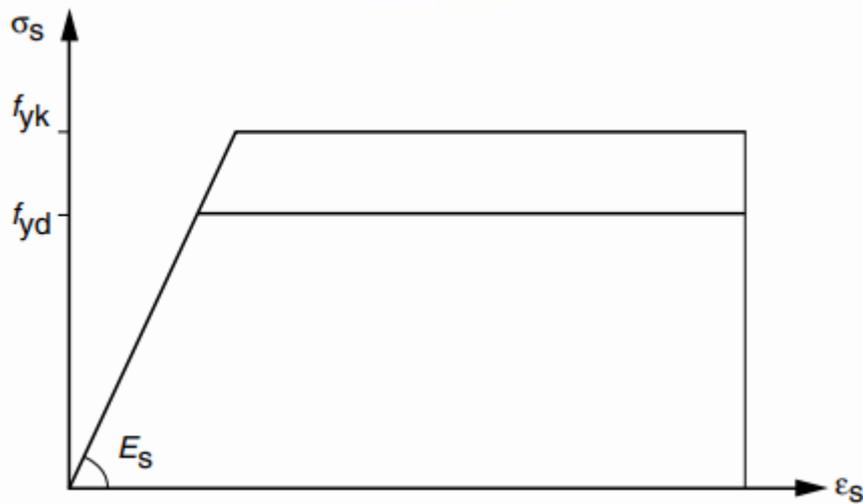
Para dimensionamento da armadura longitudinal de elementos submetidos à flexão, a distribuição das tensões de compressão pode ser substituída por um retângulo de profundidade λx e altura $\alpha_c f_{cd}$, sendo tanto λ quanto α_c parâmetros que variam em função do f_{ck} . Com essa substituição, a tensão se torna constante na região comprimida de determinada viga visto diagrama retangular. Todas essas hipóteses estão apresentadas na da ABNT NBR 6118:2014.

4.1.2 Diagrama idealizado do aço na compressão e tração

O diagrama tensão-deformação idealizado para os aços para concreto armado pode ser adotado tanto na compressão quanto na tração. Ele é caracterizado por um trecho reto inclinado seguido por um trecho reto horizontal. O trecho reto inclinado representa a validade da lei de Hooke até o aço atingir sua resistência ao escoamento. O trecho reto horizontal representa o patamar de escoamento que caracteriza o comportamento do aço de alongar ou encurtar sem mobilizar maiores tensões que a resistência ao escoamento.

A Figura 2 representa o diagrama tensão-deformação idealizado para o aço, presente na ABNT NBR 6118:2014.

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação do aço

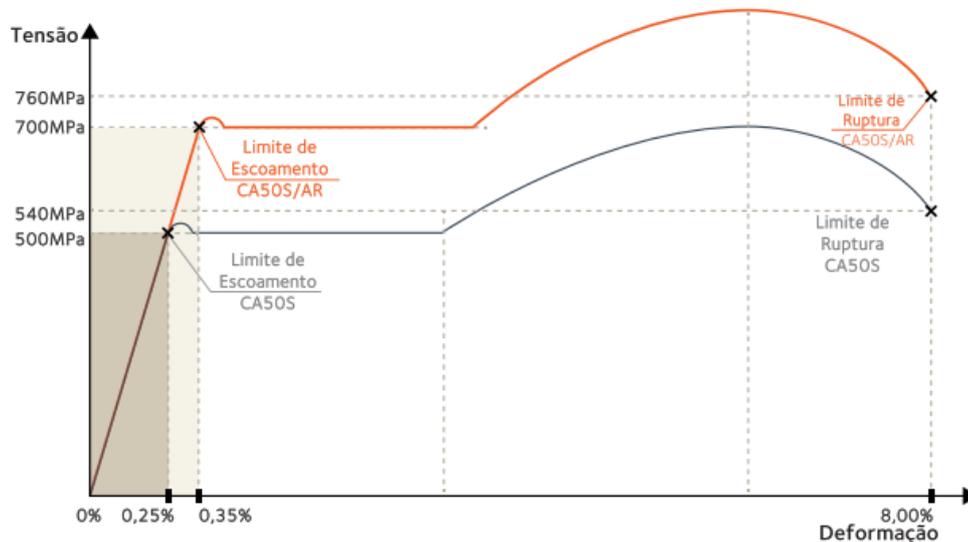


Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

Esse diagrama possui validade para aços da categoria CA-25 e CA-50 em temperaturas entre $-20\text{ }^\circ\text{C}$ e $150\text{ }^\circ\text{C}$. Segundo a fabricante ArcelorMittal (2022), o “CA-70” atende às mesmas características que o CA-50 exigidas pela ABNT NBR 7480:2022, dessa forma o diagrama idealizado para o aço também poderia ser utilizado para o CA-70 em termos de resistência ao escoamento característica (f_{yk}).

Em sua apresentação a respeito do aço CA-50 S/AR, a ArcelorMittal apresentou seu diagrama tensão-deformação em comparação ao do CA-50 convencional. A Figura 3 consiste nesses diagramas, sendo que fica possível identificar as similaridades entre o CA-50 S/AR e o CA-50 convencional.

Figura 3 - Diagramas tensão-deformação reais



Fonte: (ARCELORMITTAL, 2022)

4.2 ESTÁDIOS DE COMPORTAMENTO DO CONCRETO

Os estádios do concreto implicam na situação e no comportamento que a viga ou laje de concreto armado apresentam em função da intensidade dos esforços solicitantes aplicados. Existem três Estádios que serão abordados nas seguintes seções.

4.2.1 Estádio I

No Estádio I a seção trabalha como seção plena (bruta), portanto não fissurada. Para se encontrar nessa condição o momento resistido pelo elemento é menor que o chamado momento de fissuração. Nessa situação, as deformações são consideradas pequenas e as tensões tanto de compressão quanto tração no concreto são menores que as respectivas resistências. Nesse caso, tem-se o Estádio Ia (CARVALHO E FIGUEREDO FILHOS, 2016).

No Estádio Ib, a borda tracionada está na eminência da fissuração, ou seja, o momento atuante é igual ou muito próximo ao momento de fissuração (CARVALHO E FIGUEREDO FILHOS, 2016).

4.2.2 Estádio II

No Estádio II a seção já se encontra fissurada, ou seja, não existe contribuição do concreto na região de tração, restando a mobilização de tensões de tração apenas à armadura. As tensões mobilizadas na região comprimida de concreto nesse Estádio são diretamente proporcionais às deformações, obedecendo a Lei de Hooke (CARVALHO E FIGUEREDO FILHOS, 2016).

Nesse Estádio, a profundidade da linha neutra “ x_{II} ” varia em função da área de aço. Quanto maior a área de aço da armadura positiva maior será a profundidade da linha neutra. Calcular a sua posição consiste em determinar o eixo cujo cálculo do momento estático ao redor dele seja igual a zero.

4.2.3 Estádio III

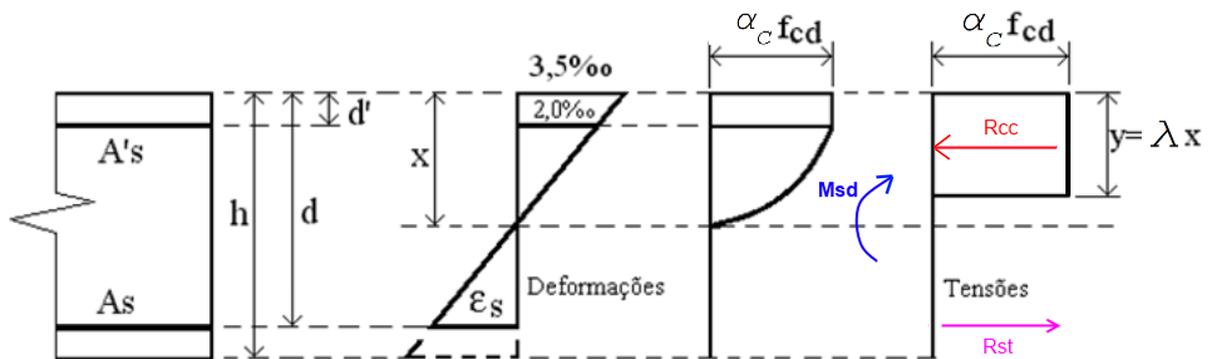
No Estádio III, a seção se encontra completamente fissurada e a linha neutra possui a menor profundidade possível. Nessa situação, considera-se que a tensão na borda comprimida de concreto é igual à sua resistência à compressão. Além disso, as tensões mobilizadas na área comprimida não mais obedecem à Lei de Hooke, mas ao diagrama parábola-retângulo (CARVALHO E FIGUEREDO FILHOS, 2016).

4.3 PROFUNDIDADE DA LINHA NEUTRA NO ESTÁDIO III E ÁREA DE AÇO

A determinação da profundidade “x” da linha neutra é uma das condições para se determinar a área de aço necessária em uma viga de concreto armado. O cálculo de “x” é realizado igualando o momento solicitante de cálculo com o momento resistente de cálculo ($M_{Sd} = M_{Rd}$), igualando a resultante de compressão no concreto com a resultante de tração no aço ($R_{cc} = R_{st}$) e impondo à borda comprimida a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura.

A Figura 4 representa uma seção genérica de concreto armado evidenciando as forças atuantes para montar o equacionamento da profundidade da linha neutra.

Figura 4 - Forças atuantes numa seção retangular de concreto armado



Fonte: (CARVALHO E FIGUEREDO FILHOS, 2016; adaptado)

Considerando as hipóteses da ABNT NBR 6118:2014, ao equacionar o equilíbrio de momento fletor em relação à posição do centro geométrico da área de aço encontra-se a seguinte equação polinomial do segundo grau.

$$\left(\frac{\alpha_c \cdot \lambda^2}{2}\right) \cdot x^2 + (-\alpha_c \cdot \lambda \cdot d) \cdot x + \left(\frac{M_{Sd}}{f_{cd} \cdot b_w}\right) = 0 \quad (\text{eq. 1})$$

sendo que

α_c é o parâmetro de redução da resistência do concreto;

λ é o parâmetro para transformação da distribuição de tensões no concreto para retangular;

x é a profundidade da linha neutra;

d é a altura útil da seção considerada, tomada como a distância entre a borda comprimida ao centro geométrico da área de aço da armadura longitudinal de flexão;

M_{sd} é o momento solicitante de cálculo atuante na seção considerada, pode ser obtido multiplicando o momento solicitante característico pelo coeficiente majorador das ações;

F_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão obtido ao minorar f_{ck} por meio do coeficiente ponderador das resistências;

b_w é a largura da alma da viga, em seções retangulares se confunde com a própria largura da viga.

A Equação 1 possui a estrutura usual de uma equação do segundo grau, sua solução é elementar. Naturalmente ela possui duas raízes, que no caso obrigatoriamente devem ser reais. A raiz de interesse é aquela situada entre 0 e o próprio valor de “d”. Considerando isso, a solução da Equação 1, compreendida entre o intervalo citado é sempre:

$$x = \frac{d}{\lambda} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot d^2 \cdot b_w}} \right) \quad (\text{eq. 2})$$

Dessa forma, fica definida a equação da profundidade da linha neutra. Para concretos de Classe até C50, $\alpha_c = 0,85$ e $\lambda = 0,8$; o que simplifica a equação para:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot d^2 \cdot b_w}} \right) \quad (\text{eq. 3})$$

Por fim, para determinar a área de aço necessária para resistir ao momento solicitante, faz-se o equacionamento do momento em relação à posição da linha de ação da resultante de compressão no concreto (R_{cc}). Isolando a área de aço, tem-se a seguinte equação.

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right)} \quad (\text{eq. 4})$$

sendo que

A_s é a área de aço necessária para resistir à M_{sd} ;

f_{yd} é a resistência no aço, ela varia em função do Domínio de Deformação que a seção se encontra, para vigas sempre vale f_{yd} pois não é permitido o dimensionamento no Domínio 4.

Para concretos de classe até C50, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a Equação 4 se simplifica a:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)} \quad (\text{eq. 5})$$

4.4 RELAÇÃO x/d LIMITE

Em vigas de concreto armado, a linha neutra consiste nas fibras do elemento estrutural que não sofrem deformações axiais. A distância da linha neutra à face comprimida da viga é chamada de profundidade da linha neutra e tem como símbolo a letra “x” (ABNT, 2014).

Esse conceito é aplicado para além de vigas. Efetivamente, em todos os elementos submetidos à flexão, a profundidade “x” da linha neutra varia em função dos esforços solicitantes, geometria da seção e propriedades dos materiais. Em função das deformações apresentadas nesses elementos, existem casos em que a posição da linha neutra se encontra até mesmo fora do elemento estrutural, o que caracteriza tração não uniforme sem compressão ou compressão não uniforme sem tração. No limite onde a linha neutra está infinitamente distante do elemento estrutural, tem-se compressão uniforme ou tração uniforme (ABNT, 2014).

Além da posição da linha neutra, uma dimensão igualmente importante no dimensionamento de vigas consiste na altura útil da seção. Ela consiste na distância entre a borda comprimida da viga e o centro de gravidade de tração da armadura (ABNT, 2014).

No caso de vigas submetidas à flexão pura ou simples, isso é, não há força normal atuante, a linha neutra sempre está contida dentro do elemento estrutural, ou seja, de fato a seção possui tanto uma área comprimida de concreto quanto armadura tracionada. Para esses elementos, a ABNT NBR 6118:2014 limita a profundidade da linha neutra em relação à altura útil. Para concretos da Classe 1 (C20 a C50), a profundidade da linha neutra “x” não pode superar 45% da altura útil “d”. Já para as classes C55 à C90 esse valor é de 35%.

Essa limitação é imposta para garantir às vigas e lajes adequado comportamento dúctil e distanciamento seguro do Domínio 4. A ABNT NBR 6118:2014 define que a ductilidade de uma viga de concreto armado ou laje maciça é função da profundidade da linha neutra calculada considerando a seção no Estado Limite Último.

No ELU, a seção trabalha no Estádio III, o que significa completa fissuração do concreto tracionado e as tensões no concreto comprimido não se manifestam de forma linear em função da altura na seção. Nesse Estádio, a profundidade da linha neutra independe da resistência ao escoamento do aço da armadura. Sendo assim, a utilização de CA-50 ou CA-70 não interfere na posição da linha neutra.

4.5 ÁREA MÍNIMA DE AÇO

Tanto a ABNT NBR 6118:2014 quanto a ACI 318-19 estabelecem áreas de aço mínimas para as armaduras de flexão. As equações propostas em cada norma se diferenciam. A ABNT NBR 6118:2014 diz que a armadura mínima é aquela obtida ao dimensionar um elemento para resistir ao chamado momento mínimo, obtido pela expressão seguinte (Equação 6), respeitando ainda um mínimo absoluto de 0,15% da área da seção bruta de concreto:

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (\text{eq. 6})$$

sendo que

$M_{d,min}$ é o momento fletor mínimo para obtenção da armadura mínima;

W_0 é o módulo de resistência da seção bruta de concreto, relacionado à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$ é a resistência característica superior do concreto à tração, em MPa;

A_c é a área da seção bruta de concreto

Enquanto isso, a armadura mínima obtida pelo ACI 318:19 deve respeitar a equação seguinte (Equação 7):

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt[3]{f_c'}}{f_y} b_w d \geq \frac{200}{f_y} b_w d \quad (\text{eq. 7})$$

sendo que

$A_{s,min}$ é a área mínima de armadura, em polegadas-quadradas

f_c' é a resistência de compressão do concreto, em psi

f_y é a resistência ao escoamento do aço não protendido, em psi

b_w é a largura da alma ou diâmetro da seção circular, em polegadas

d é a distância entre a fibra mais comprimida e o centro de tração da armadura, em polegadas

4.6 ALONGAMENTO PARA ATINGIR A RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que na ausência de ensaios ou valores fornecidos pelos fabricantes, o módulo de elasticidade do aço pode ser adotado como 210 GPa. De acordo com a fabricante ArcelorMittal (2022), o CA50S/AR se enquadra como aço de categoria CA-50 por atender todos os requisitos mínimos normalizados para esse aço, a única diferença consiste em sua resistência de escoamento ser 40% maior que a do CA-50.

Isso significa que se pode adotar o mesmo valor de módulo de elasticidade tanto para o CA-50 quanto para o CA-70, igual a 210 GPa. Uma vez que ambos os materiais possuem o mesmo módulo de elasticidade e resistências de escoamento diferentes, o alongamento que cada material deve sofrer para mobilizar a tensão de projeto também é diferente.

Pela Lei de Hooke (Equação 8), como a tensão é diretamente proporcional à deformação enquanto regime elástico-linear, o alongamento que o CA-70 deve se submeter para atingir sua resistência ao escoamento é 40% maior que a deformação

que o CA-50 deve se submeter. Ou seja, o CA-70 *deve* se deformar mais para que possa mobilizar sua resistência máxima.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (\text{eq. 8})$$

sendo que

σ é a tensão axial no material;

E é o módulo de elasticidade do material;

ε é a deformação no material, sendo esse valor adimensional.

Isso impacta diretamente na formação e abertura de fissuras das seções. Por consequência, a fissuração reduz o momento de inércia efetivo da seção, o que implica em maiores deslocamentos.

Seguindo a ABNT NBR 6118:2014, utilizando o coeficiente de ponderação de resistência das armaduras igual a 1,15; as resistências de escoamento de cálculo do CA-50 e do CA-70 são respectivamente iguais a 435 MPa e 609 MPa. Adotando 210 GPa como o módulo de elasticidade de ambos, o alongamento de cada material para atingir a resistência ao escoamento são respectivamente iguais a 0,207% e 0,290%.

Uma vez que diferentes aços possuem diferentes deformações para atingir o escoamento, a utilização do CA-70 impacta diretamente nos domínios de deformação, mais especificamente no limite entre os domínios 3 e 4. O limite entre os domínios 2 e 3 permanece o mesmo uma vez que o alongamento de ruptura do aço no ELU é considerado 1% tanto para o CA-50 quanto para o CA-70.

4.7 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

As barras das armaduras devem possuir seus comprimentos de ancoragem respeitados para poderem mobilizar toda a sua resistência ao escoamento de forma segura. Em outras palavras, a resistência de aderência entre as barras e o concreto que as envolve deve ser tal que o aço atingirá o escoamento antes que ocorra o deslizamento da barra ancorada em relação ao concreto que a envolve (CARVALHO E FIGUEREDO FILHOS, 2016).

É sob essas considerações que surge o comprimento de ancoragem básico (Equação 9), que consiste no comprimento reto mínimo em que a barra de aço precisa

estar em contato (aderente) ao concreto à sua volta para que ela mobilize tensão igual à resistência de escoamento antes que ela apresente deslizamento em relação ao concreto (CARVALHO E FIGUEREDO FILHOS, 2016).

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \geq 25 \cdot \phi \quad (\text{eq. 9})$$

sendo que

l_b é o comprimento de ancoragem básico;

ϕ é o diâmetro da barra de armadura passiva;

f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço;

f_{bd} é a resistência de aderência entre o concreto e o aço, considerado uniforme ao longo do comprimento da barra.

A resistência de aderência para armaduras passivas (não protendidas) tem cálculo indicado na ABNT NBR 6118:2014 e está explícito na Equação 10 a seguir:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot f_{ctd} \quad (\text{eq. 10})$$

sendo que

f_{bd} é a resistência de aderência;

η_1 varia de 1,0 a 2,25 em função do tipo de superfície de acabamento da barra;

η_2 varia de 0,7 a 1,0 em função da qualidade da aderência na região de ancoragem da barra;

η_3 vale 1 para barras até 32 mm de diâmetro e cai linearmente para barra de diâmetros maiores;

f_{ctd} é a resistência à tração de cálculo do concreto, obtida a partir $f_{ctk,inf}$ minorado pelo coeficiente de ponderação de resistência Y_C .

O comprimento básico de ancoragem é de conhecimento fundamental pois outras grandezas também relacionadas à ancoragem são obtidas em função dele, como os comprimentos de ancoragem necessário e mínimo (Equações 11 e 12).

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (\text{eq. 11})$$

sendo que

$l_{b,nec}$ consiste no comprimento que de fato será detalhado, em função da existência ou não de gancho e da razão entre a área de aço calculada e a área efetivamente detalhada;

α é 0,7 em caso de barra tracionada com gancho e 1,0 para barras sem gancho;

$A_{s,calc}$ é a área de aço calculada;

$A_{s,ef}$ é a área de aço efetivamente detalhada, maior que a calculada.

$$l_{b,min} \leq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{eq. 12})$$

sendo que

$l_{b,min}$ é o menor valor admitido para ancoragem de barras, de forma que o comprimento necessário é limitado inferiormente por ele;

l_b é o comprimento básico de ancoragem;

Φ é o diâmetro da barra a ser ancorada.

Já o ACI 318-19 não faz diferenciação entre comprimento de ancoragem básico e comprimento necessário. Porém, o número de fatores que impactam no comprimento de ancoragem é maior, como se pode ver na Equação 13:

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \cdot \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad (\text{eq. 13})$$

sendo que

l_d é o comprimento de ancoragem para barras tracionadas, em polegadas;

f_y é a resistência ao escoamento do aço de armadura passiva, em psi;

f'_c é a resistência à compressão do concreto, em psi;

c_b é o menor entre o centro de uma barra até a face externa do elemento, ou metade da distância entre centros da armadura, em polegadas;

d_b é o diâmetro da barra de armadura, em polegadas;

Ψ_t é fator de correção que leva em conta o posicionamento da barra no elemento, mesma lógica do η_2 da ABNT NBR 6118:2014, adimensional;

Ψ_e é o fator de correção que leva em conta o material da superfície da armadura, adimensional;

Ψ_s é o fator que considera o diâmetro das barras utilizadas, adimensional;

Ψ_g é o fator que considera em conta a categoria da barra de aço, adimensional;

λ é o fator que considera em conta o concreto utilizado ser leve ou de densidade normal, adimensional;

K_{tr} é um índice que considera a armadura transversal, calculado pela Equação 14, presente no ACI 318.

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{s \cdot n} \quad (\text{eq. 14})$$

sendo que

K_{tr} é um índice de armadura transversal, em polegadas;

A_{tr} é a área total de armadura transversal, com espaçamento “s”, que corta o potencial plano de ruptura por força cortante, em polegadas-quadradas;

s é o espaçamento entre os estribos de armadura transversal;

n é o número de estribos.

A Tabela 1 a seguir retirada diretamente da ACI 318:19, agrupa os valores dos fatores necessários para o cálculo de l_d .

Tabela 1 - Fatores de modificação do comprimento de ancoragem de barras tracionadas pelo ACI 318-19

Fator de Modificação	Condição	Valor do fator
Densidade λ	Concreto leve	0,75
	Concreto de peso normal	1,0
Categoria do aço de armadura ψ_g	Grade 40 ou Grade 60 (275 ou 415 MPa)	1,0
	Grade 80 (550 MPa)	1,2
	Grade 100 (690 MPa)	1,3
Epóxi* ψ_e	Armaduras revestidas com epóxi, zinco ou revestimento duplo em epóxi com cobrimento menor que 3ϕ ou espaçamento menor que 6ϕ	1,5
	Armaduras revestidas com epóxi, zinco ou revestimento duplo em epóxi em quaisquer outras condições	1,2
	Armaduras sem revestimento ou armaduras galvanizadas	1,0
Diâmetro ψ_s	Maior ou igual a 25 mm	1,0
	Menor ou igual a 20 mm	0,8
Posição no elemento armado* ψ_t	Mais que 30 cm de concreto fresco abaixo da armadura na horizontal	1,3
	Outros	1,0

*O produto $\psi_t \times \psi_e$ não precisar exceder 1,7.

Fonte: (ACI, 2019. Traduzido)

Como se pode observar, ao introduzir na Equação 13 o fator ψ_g , a ACI 318-19 recomenda que para aços de maiores resistências de escoamento há a necessidade de majorar o comprimento de ancoragem. Mais especificamente sobre o Grade 100 (690 MPa), o valor de ψ_g aparece como 1,30.

Orangun (1975) reconheceu pela primeira vez que a utilização de aços de maiores resistências de escoamento requer maiores comprimentos de ancoragem, propondo coeficientes que majoravam os comprimentos calculados em relação ao Grade 60. Desde então estudos mais aprofundados motivaram o ACI de forma a apresentar os presentes coeficientes ψ_g .

Dessa forma, em comparação ao ACI 318-19, a ABNT NBR 6118:2014 não prevê um fator de correção em função da categoria de aço utilizada nas armaduras. Propõe-se para a Equação 10 apresentada neste trabalho, um fator η_4 , de valor 0,77 (= 1/1,3) que considera a utilização do CA-70. Essa proposta baseia-se em como normas estrangeiras, mais especificamente o ACI 318-19, levam em conta o influência da categoria do aço no comprimento de ancoragem.

4.7.1 Consideração da categoria do aço no comprimento de ancoragem

Considerando a utilização de aço de 700 MPa de resistência ao escoamento e a utilização do proposto fator η_4 que considera a categoria das barras ancoradas na resistência de aderência, pode-se deduzir o aumento percentual no comprimento de ancoragem básico " l_b " em relação à utilização do CA-50.

Substituindo o valor de f_{bd} na Equação 9 pela Equação 10 adaptada que considera a existência do fator η_4 , tem-se:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot f_{ctd}} \geq 25 \cdot \phi$$

A utilização do CA-70 no lugar do CA-50 influencia apenas o valor das variáveis f_{yd} e η_4 . Isso acontece, pois, a condição para a comparação ser válida consiste na utilização de mesmo diâmetro de barra ancorada, mesma situação de aderência e mesma classe de concreto, o que implica em mesmo f_{ctd} .

Tanto as barras de CA-70 quanto CA-50 são nervuradas, o que implica em η_1 de mesmo valor de 2,25 nos dois casos. Sendo assim, pode-se escrever genericamente o comprimento de ancoragem básico na utilização do CA-50 da seguinte forma:

$$l_{b,CA-50} = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot f_{ctd}} = \frac{\phi \cdot f_{yd,CA-50}}{4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot 1 \cdot f_{ctd}} = \frac{\phi \cdot f_{yd,CA-50}}{4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}} \geq 25\phi$$

Nesse caso, a utilização do CA-50 implica em η_4 de valor unitário. Ao utilizar o CA-70, propõe-se η_4 de valor igual a 0,77. Dessa forma, como o CA-70 tem resistência ao escoamento 40% maior que o CA-50 tem-se a expressão a seguir:

$$\begin{aligned} l_{b,CA-70} &= \frac{\phi \cdot f_{yd,CA-70}}{4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot f_{ctd}} = \frac{\phi \cdot (1,40 \cdot f_{yd,CA-50})}{4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot 0,77 \cdot f_{ctd}} = \\ &= \frac{1,40}{0,77} \left(\frac{\phi \cdot f_{yd,CA-50}}{4 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}} \right) = 1,82 \cdot l_{b,CA-50} \rightarrow \end{aligned}$$

$$\rightarrow l_{b,CA-70} = 1,82 \cdot l_{b,CA-50} \geq 25\phi$$

Sendo assim, entende-se de forma comparativa que o comprimento de ancoragem básico para uma barra de CA-70 é 82% maior que o comprimento de ancoragem básico para uma barra de CA-50 se ambas tiverem mesmo diâmetro, estiverem envoltas em concreto de mesma classe e em mesma situação de aderência.

Isso acontece em virtude da resistência ao escoamento 40% maior do CA-70 em relação à do CA-50 e à existência do fator η_4 de valor 0,77 que minora a resistência de aderência. Esse maior comprimento de ancoragem básico influencia diretamente no consumo de aço nos projetos estruturais.

4.8 RAIOS DE DOBRA

A questão de raios de dobramento se faz presente ao tratar de armaduras longitudinais de tração e estribos, que possuem para cada caso, tratamento diferente. Inicialmente, a ABNT NBR 6118:2014 limita a resistência ao escoamento para armadura transversal em 435 MPa (valor de cálculo) o que dificulta uma discussão sobre esse tipo de armaduras no contexto do CA-70.

Para as armaduras longitudinais, a ABNT NBR 6118:2014 apresenta a Tabela de Diâmetros de Pinos de Dobramentos (Tabela 2). Pode-se observar que o diâmetro mínimo dos pinos aumenta com o aumento da categoria do aço.

Tabela 2 - Diâmetros mínimos dos pinos de dobramento para armaduras longitudinais

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
< 20	4 ϕ	5 ϕ	6 ϕ
≥ 20	5 ϕ	8 ϕ	–

Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

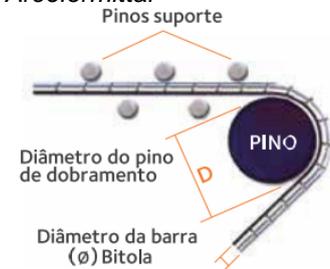
Como citado anteriormente, a versão mais recente da ABNT NBR 6118:2014 não ampara a utilização de aço de categoria semelhante ao CA-70, o que traz insegurança com relação ao uso desse aço no aspecto de pinos de dobramento.

De acordo com a fabricante ArcelorMittal (2022), o CA50 S/AR pode utilizar os mesmos pinos de dobramento que são recomendados na ABNT NBR 6118:2014 para

o CA-50. A Tabela 3 resume uma comparação entre os pinos de dobramento mínimos para o CA-50 e o CA50 S/AR.

Tabela 3 - Dobramento do aço de acordo com a fabricante Arcelormittal

Categoria do aço	Dobramento do aço			
	Uso no laboratório (NBR 7480)		Uso na obra	
	Diâmetro do pino		Diâmetro do pino	
	Bitola < 20mm	Bitola ≥ 20mm	Bitola < 20mm	Bitola ≥ 20mm
CA 50	3 x Ø	6 x Ø	5 x Ø	8 x Ø
CA 50S/AR	3 x Ø	6 x Ø	5 x Ø	8 x Ø



obs.: 1) Ø = Bitola.

2) Para estribos de bitolas ≤ 10 mm, o diâmetro do pino para uso na obra poderá ser de 3 x Ø.

Fonte: (ARCELORMITTAL, 2022)

Enquanto isso, a fabricante Gerdau propõe valores um pouco diferentes em comparação à norma e a ArcelorMittal (Tabela 4). Mesmo que o catálogo da empresa Gerdau conste com 3 bitolas diferentes, a comparação pode ser realizada.

Tabela 4 – Característica do GG70 da Gerdau

Bitola**	Resistência característica mínima de escoamento (MPa)	Limite mínimo de resistência (MPa)	Relação elástica mínima (LR/LE)	Alongamento mínimo após ruptura em 10 Ø (%)	Diâmetro mínimo do pino de dobramento	Soldabilidade
GG 70 - 16 mm	700	770	1,10 *	8	3 Ø	Soldável
GG 70 - 20 mm	700	770	1,10 *	8	6 Ø	Soldável
GG 70 - 25 mm	700	770	1,10 *	8	6 Ø	Soldável

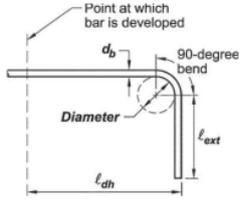
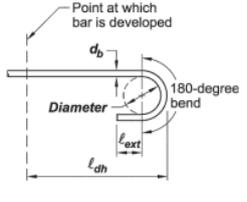
* Antecipando a alteração do texto da ABNT NBR 7480 em revisão na Comissão de Estudos de Aços para Concreto Armado.

** Outras bitolas estão em fase de desenvolvimento e serão disponibilizadas em breve.

Fonte: (GERDAU, 2022)

Por último, em relação a armaduras longitudinais solicitadas à tração, o ACI 318:19 não faz distinção do diâmetro mínimo do dobramento em função da categoria do aço (Tabela 5) mas limita as condições aplicáveis para armadura longitudinal.

Tabela 5 - Pinos de dobramento de armaduras longitudinais tracionadas pelo ACI 318-19

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, in.	Straight extension ^[1] ℓ_{ext} , in.	Type of standard hook
90-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$10d_b$		
180-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 2.5 in.	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$10d_b$		

^[1]A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

Fonte: (ACI 318-19)

Dessa forma, na falta de considerações a respeito das dimensões dos pinos de dobramento para as barras de aço com 700 MPa de resistência ao escoamento, propõe-se utilizar para cada situação, os valores mais conservadores presentes entre as Tabelas 2 a 5.

4.9 FLECHA

A flecha consiste no maior deslocamento vertical em algum ponto ao longo do comprimento das vigas. A determinação da flecha é realizada considerando as combinações quase-permanentes de serviço.

A ABNT NBR 6118:2014 indica que a estimativa da flecha em vigas deve sempre considerar o módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) e obrigatoriamente deve considerar a flecha diferida no tempo (fluência).

Além disso, também estabelece que caso o momento fletor para a combinação considerada não supere o momento de fissuração (M_r) calculado com f_{ctm} , a verificação pode ser realizada considerando a rigidez do elemento em Estádio I, ou seja, seção bruta não fissurada. Em caso contrário, deve ser calculado o momento de inércia equivalente por meio da Equação 15, proposta originalmente por Branson (1965), exposta a seguir:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \leq I_c \quad (\text{eq. 15})$$

sendo que

I_{eq} é o momento de inércia equivalente da seção fissurada;

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

I_{II} é o momento de inércia da seção considerando o Estádio II, calculada com $\alpha_e = E_s/E_{cs}$;

M_r é o momento de fissuração calculado considerando o f_{ctm} ;

M_a é o momento na seção crítica do vão considerado, podendo ser o módulo de um momento negativo, caso esse possua o maior módulo;

De acordo com Branson (1965), essa equação só é válida para vigas de seção retangular ou "T". Na ABNT NBR 6118:2014, essa expressão aparece multiplicando E_{cs} em ambos os lados da equação, de forma que se calcula diretamente a rigidez equivalente à flexão.

O cálculo da flecha imediata é realizado por meio das equações da linha elástica de Mecânica dos Sólidos considerando o carregamento na Combinação Quase-Permanente (CQP), comprimento efetivo do elemento e rigidez equivalente.

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta as considerações sobre a flecha diferida no tempo. Efetivamente ela é calculada ao multiplicar a flecha imediata pela expressão $(1 + \alpha_f)$, sendo que α_f é um fator que leva em consideração os efeitos de fluência.

No contexto de utilização do CA-70, uma menor área de aço calculada afeta diretamente na inércia no Estádio II da seção, reduzindo-a. Uma vez que a seção está fissurada, a Inércia equivalente também será reduzida. Isso implicará em flechas imediatas maiores, conseqüentemente em flechas diferidas no tempo maiores.

Sendo assim, será necessário tomar providências caso a utilização do CA-70 resulte em flechas maiores que os limites impostos da ABNT NBR 6118:2014, seja por detalhamento de mais armadura, alteração da seção transversal ou alteração na classe do concreto.

4.10 FISSURAÇÃO

Uma vez que a seção de concreto armado esteja solicitada por momento fletor de cálculo superior ao momento de fissuração calculado com o $f_{ctk,inf}$, o elemento estrutural apresentará fissuras em sua borda tracionada.

O momento de fissuração é calculado pela Equação 16, presente na ABNT NBR 6118:2014.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (\text{eq. 16})$$

sendo que

M_r é o momento de fissuração, quando superado pelo momento fletor solicitante de cálculo haverá fissuração na borda tracionada;

α é um fator que correlaciona de forma aproximada a resistência à tração direta com a resistência à tração na flexão, varia de 1,2 a 1,5 em função do tipo da seção de concreto;

f_{ct} é a resistência à tração do concreto. Seu valor na Equação 16 varia em função da verificação a ser realizada. É igual a $f_{ctk,inf}$ no estado-limite de formação de fissuras e igual a f_{ctm} no estado-limite de deformação excessiva;

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

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

Portanto, a formação de fissuras acontecerá uma vez que o momento fletor solicitante de cálculo na Combinação Frequente de Serviço (CF) seja maior que o momento de fissuração calculado com $f_{ct} = f_{ctk,inf}$. Isso define o atendimento ou não ao ELS-F (Estado-Limite de Serviço de Formação de Fissuras).

Uma vez que a seção apresente fissuras, as suas aberturas em valores característicos podem ser estimadas como o menor valor entre as Equações 17 e 18, presentes na ABNT NBR 6118:2014:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (\text{eq. 17})$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (\text{eq. 18})$$

sendo que

w_k é a abertura (largura) da fissura na região de envolvimento em valor característico;

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

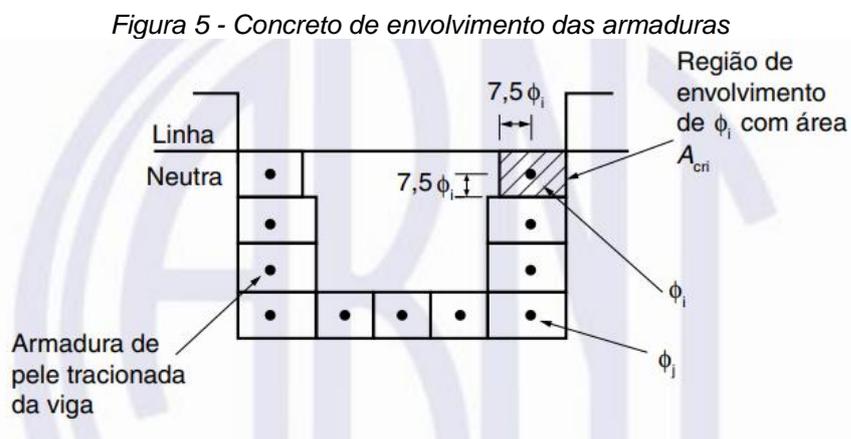
σ_{si} é a tensão de tração no centro da barra considerada, calculada no Estádio II;

ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva da região de envolvimento, calculada como a razão entre a área da barra da armadura e a área de sua região de envolvimento;

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

A_{cr} é a referida área de envolvimento, relativa a uma barra de armadura e seus lados são definidos de forma que cada um deles não diste mais que $7,5\Phi_i$ do centro da barra considerada.

A Figura 5 a seguir consiste no desenho esquemático apresentado na ABNT NBR 6118:2014 para compreender os conceitos aplicados nas Equações 17 e 18.



Fonte: (ABNT NBR 6118:2014)

Analisando as Equações 17 e 18 no contexto da utilização do CA-70, é possível identificar que existem termos que podem variar em função do uso de aço com maiores resistências ao escoamento. O efeito na abertura das fissuras não é causado de forma direta, mas considerando que a área de aço calculada poderá ser menor em face da maior resistência ao escoamento, Φ_i pode ser menor, por consequência A_{cr} pode ser menor.

Além disso, considerando Estádio II, a área de aço menor reduz a profundidade da linha neutra, o que aumenta diretamente as tensões nas armaduras (σ_{si}). Considerando a possibilidade de redução de Φ_i , mas aumento de σ_{si} , não é possível afirmar com certeza o que acontecerá com a abertura de fissuras.

Efetivamente, o que surte considerável efeito em w_k é a distribuição das armaduras na seção transversal, o que dificulta uma conclusão direta sobre o efeito de diferentes f_{yk} na abertura de fissuras.

É necessário realizar testes para se identificar com mais clareza qual o efeito da utilização de aço com maiores resistências de escoamento na estimativa da abertura de fissuras.

4.11 SINGH (2022)

Em nota técnica, Singh (2022) buscou analisar os efeitos causados em vigas biapoiadas de concreto armado ao se variar a categoria das barras de aço utilizadas, comprimento dos elementos e Classe do Concreto.

Em seu estudo, utilizou aços de categoria Fe415, Fe500, Fe550 e Fe600; onde o valor numérico exprime a resistência característica ao escoamento do aço em MPa. Utilizou concretos das classes M20 e M30, equivalentes ao C20 e C30. Por último, considerou comprimentos de 3, 6, 9 e 12 metros para as vigas.

Para que as comparações fossem válidas, todas as 32 vigas biapoiadas foram dimensionadas de acordo com as prescrições da ACI 318-19 (ACI, 2019) de forma a atender a filosofia de Estados-Limites (*Limit States*) descritos nessa norma.

Nas subseções a seguir, faz-se um resumo das conclusões do estudo de Singh (2022) em relação a cada aspecto analisado.

4.11.1 Quantidade de Armadura Longitudinal

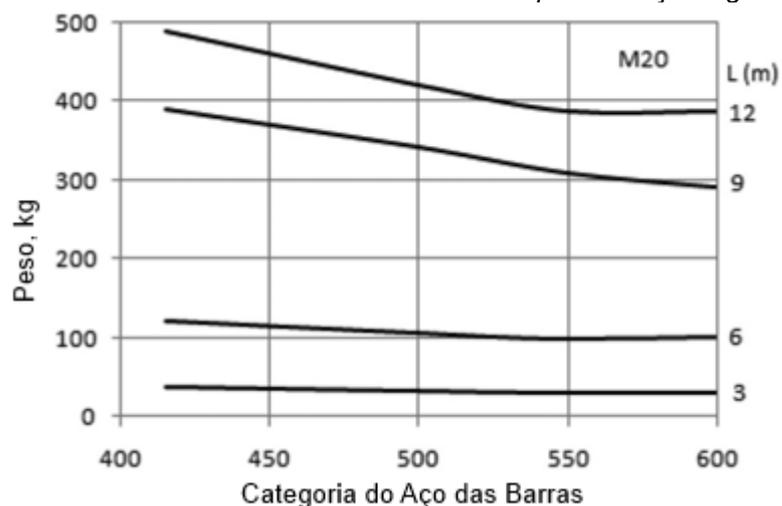
Em relação ao consumo de aço, os resultados de Singh indicaram que quanto maior for a resistência ao escoamento da armadura menor era o seu consumo. Esse comportamento aconteceu para todos os comprimentos de viga, mas seu efeito se mostrou mais significativo para os vãos maiores que 6 metros.

Para os elementos dimensionados com o Fe550 e Fe600 foi necessário detalhamento de armadura além da calculada no Estado-Limite Último para satisfazer

os limites de abertura de fissuras, o que reduziu a sensibilidade do consumo de aço em função de sua categoria entre essas duas resistências.

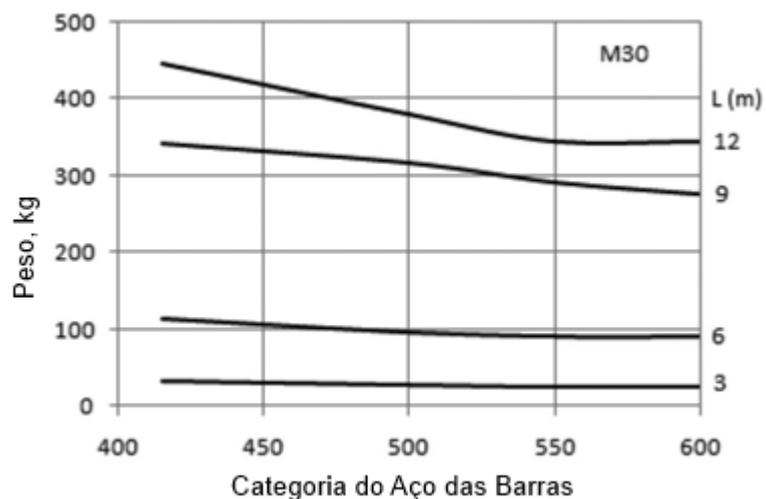
A Figura 6 retrata o consumo de aço nas vigas de concreto M20 do estudo de Singh, em função da categoria de aço utilizada e para os 4 diferentes vãos. A Figura 7 retrata os mesmos resultados, mas considerando o concreto de Classe M30.

Figura 6 - Efeito do concreto e barras de armadura no peso de aço longitudinal (M20)



Fonte: (SINGH, 2022)

Figura 7 - Efeito do concreto e barras de armadura no peso de aço longitudinal (M30)



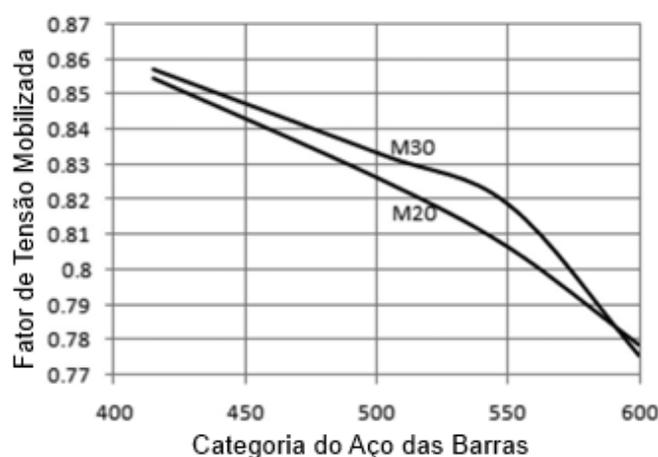
Fonte: (SINGH, 2022)

Um outro aspecto observado, consiste no “*Stress Mobilization Factor*” (Fator de Tensão Mobilizada). Esse fator consiste na razão entre a tensão mobilizada na armadura comprimida e a resistência ao escoamento do aço. Os resultados indicaram que conforme a categoria de aço aumenta, a razão entre a tensão na armadura junto

à face superior e a resistência ao escoamento dessa armadura diminui. Isso significa que para as armaduras comprimidas, quanto maior era a categoria de aço utilizado menor era a utilização da capacidade resistente do material.

Enquanto para o Fe415, a razão entre a tensão mobilizada e total dos resultados é de aproximadamente 85%, para o Fe600 é de aproximadamente 78%. Na Figura 8 é exibido o gráfico do “Stress Mobilization Factor” em função da classe de concreto e da categoria do aço.

Figura 8 - Mobilização da tensão nas armaduras comprimidas das vigas



Fonte: (SINGH, 2022)

Considerando a lei de Hooke, o valor de *Stress Mobilization Factor* é também aplicável em termos de deformação. Ou seja, se para o Fe600 o valor encontrado foi de 78%, também significa que o encurtamento na armadura comprimida corresponde à 78% da deformação para atingir o escoamento desse material.

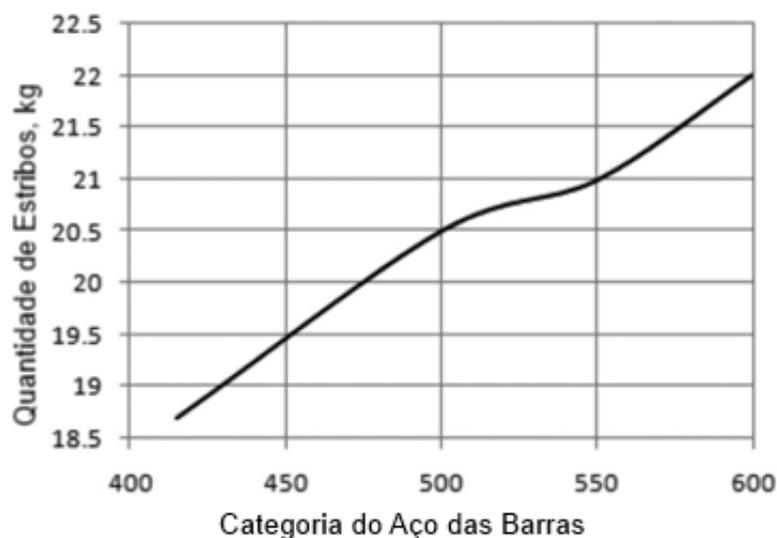
4.11.2 Quantidade de Armadura Transversal

Os resultados obtidos no estudo indicam que para aços de maiores resistências ao escoamento ocorre uma redução da área comprimida de concreto, o que segundo Singh diminui a resistência ao cisalhamento da viga.

Considerando essa diminuição, há a necessidade de diminuir o espaçamento entre os estribos, o que resulta em um consumo maior de armadura transversal. É importante apontar que, em seu estudo, Singh utilizou apenas aço da categoria Fe415 para a armadura transversal, tal como é a recomendação de muitas normas de projeto, como o próprio autor do artigo diz.

A Figura 9 retrata o efeito na quantidade de armadura transversal em função do aumento da categoria do aço de armadura longitudinal para vigas de 6 metros.

Figura 9 - Quantidade de estribos na viga de 6 m com diferentes categorias de armadura longitudinal



Fonte: (SINGH, 2022)

Dessa forma, é relevante identificar se mesmo com a redução da armadura longitudinal, o aumento do consumo de armadura transversal não acaba equiparando o consumo final de aço dos elementos.

4.11.3 Deslocamento limite (Flecha)

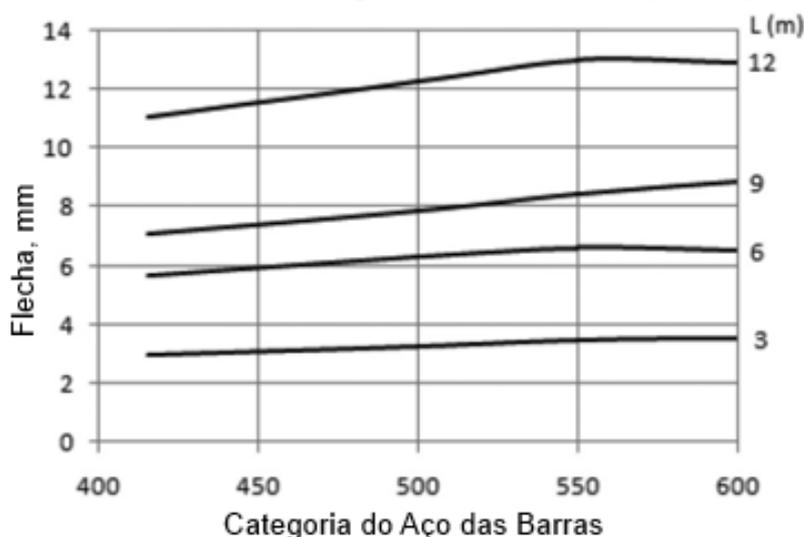
A questão das deformações nos elementos estruturais é uma das que mais recebe atenção na engenharia de estruturas. Os resultados do estudo de Singh (2022) indicaram que quanto maior a categoria do aço utilizado maiores eram as flechas resultantes das vigas.

Segundo Singh, isso acontece principalmente pois a utilização de aço com maior resistência ao escoamento leva ao detalhamento de menor área de barras de aço. Pelo mesmo motivo, a área comprimida do concreto diminui ao considerar a seção trabalhando em Estádio II para verificação de Flecha.

A redução tanto da área de aço quanto da área comprimida de concreto influi diretamente no momento de inércia efetivo da viga, reduzindo-o, o que implica em maiores deformações por flexão.

Esses efeitos comentados anteriormente aconteceram independentemente do comprimento dos elementos e da classe de concreto utilizada. A Figura 10 retrata a variação na flecha das vigas de diferentes vãos em função da categoria de aço utilizada.

Figura 10 - Flechas desenvolvidas em vigas de diferentes vãos, tipo de aço e de concreto



Fonte: (SINGH, 2022)

Para o Fe550 e Fe600, Singh (2022) informou que as flechas encontradas inicialmente eram maiores que as limites. Isso provocou a necessidade de detalhamento de mais área de aço, o que reduziu a flecha da condição inicial. Por esse motivo houve o abatimento da curva entre as categorias Fe550 e Fe600 na Figura 6.

4.11.4 Abertura de Fissuras

Tratando sobre abertura de fissuras, os valores mínimo e máximo encontrando por Singh (2022) em seu experimento foram de 0,17 mm e 0,27 mm. Os resultados permitiram concluir que quanto maior a resistência ao escoamento de aço maior é a abertura das fissuras.

O aparecimento de fissuras acontece em virtude do ao aparecimento das tensões de tração desenvolvidas na face inferior da viga, que superaram a resistência à tração do concreto. O concreto resiste minimamente à tração em situações reais, mas esse efeito é desprezado nos dimensionamentos.

A utilização de aço com maior resistência de escoamento e mesmo módulo de elasticidade induz a necessidade de maior alongamento no aço para que ele atinja a resistência prevista. Com esse alongamento, aumenta-se a intensidade das tensões de tração no concreto, o que provoca fissuras ainda maiores (SINGH, 2022).

Dessa forma, caso a utilização de aço de alta resistência como armadura longitudinal provoque o aparecimento de fissuras maiores que a limite, se faz necessário alterar parâmetros no dimensionamento, aumentando a área de aço e reduzindo a tensão a ser considerada.

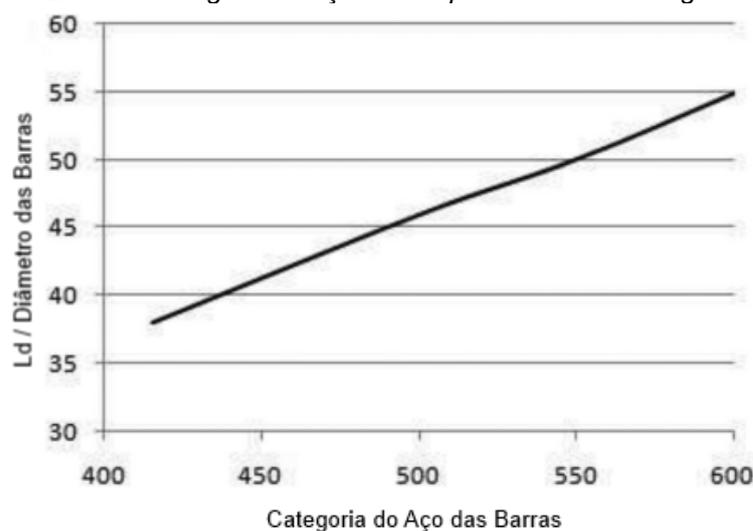
4.11.5 Comprimentos de Ancoragem

Um aspecto que influencia significativamente o consumo de aço nas estruturas é o comprimento de ancoragem. Ele indica o comprimento das barras de aço que devem estar envoltas no concreto da região de emendas de elementos estruturais para que as armaduras possam mobilizar de fato toda a sua tensão prevista.

Foi observado, que para aços de maior resistência ao escoamento, o comprimento de ancoragem necessário é diretamente proporcional à essa resistência. Esse fenômeno também contribuiu para o abatimento da curva das Figuras 2 e 3 para vigas de vãos de 9 e 12 m.

A Figura 11 retrata a relação adimensional l_b/ϕ , que corresponde à razão entre o comprimento de ancoragem requerido e o diâmetro da barra ancorada, variando a resistência ao escoamento das barras de aço.

Figura 11 - Efeito da categoria de aço no comprimento de ancoragem necessário



Fonte: (SINGH, 2022)

De acordo com Singh (2022), existem limites estabelecidos para as tensões de aderência entre o concreto e a barra ancorada. O autor propõe que para satisfazer esses limites pode ser necessário utilizar um concreto de resistência à compressão que seja compatível com as maiores resistências de escoamento da armadura longitudinal.

4.11.6 Ductilidade das Seções

A ductilidade de uma viga consiste em sua capacidade de se deformar antes que ocorra a ruína do elemento estrutural. Essa propriedade recebe muita atenção da engenharia de estruturas por questões de segurança. O fato de as vigas apresentarem deformações consideráveis em suas fibras inferiores provocam o aparecimento de fissuras. Essa é uma forma de identificar previamente a possibilidade de ruína do elemento por flexão. Diz-se que dessa forma o elemento fletido “avisa” que pode ruír.

De acordo com Singh (2022), o uso de aço com alta resistência ao escoamento resulta em aumento da ductilidade das seções de concreto armado, independente da classe de resistência do concreto utilizado. Isso acontece ao considerar a viga de concreto armado trabalhando no Estádio II, sendo que a utilização de aço com maior resistência ao escoamento resulta na diminuição da profundidade da linha neutra.

É nesse sentido que as definições da ABNT NBR 6118:2014 entram em desacordo com os resultados de Singh (2022). A norma brasileira diz que a ductilidade dos elementos estruturais é inversamente proporcional à relação “x/d” no Estado-

Limite Último, o que implica que o cálculo é realizado considerando que a seção trabalha no Estádio III. Nesse estágio, a profundidade da linha neutra não depende das propriedades do aço, de forma que a ductilidade também não depende.

Em outras palavras, tanto a ABNT NBR 6118:2014 quanto o ACI 318-14 concordam que a ductilidade de vigas é inversamente proporcional à relação “ x/d ”. Porém, entram em desacordo quanto a linha neutra como função ou não da resistência ao escoamento do aço. Dessa forma, busca-se realizar análises quanto a ductilidade de vigas de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6118:2014.

5 MÉTODO

Para que se possa compreender em quais situações o uso do CA-70 é adequado em armaduras de estruturas de concreto, serão realizados estudos de natureza paramétrica comparativa de vigas por meio da utilização de programas computacionais e elaboração de planilhas que utilizarão as equações de dimensionamento discutidas na revisão bibliográfica.

Com isso, busca-se compreender como se dá a variação no consumo de materiais e comportamento isolado dos elementos estruturais de diferentes geometrias e classes de concreto frente a utilização de armaduras com diferentes resistências de escoamento (500 MPa e 700 MPa).

O ACI 318-19 que trata de armaduras não protendidas, há a limitação da resistência característica ao escoamento para cálculo das armaduras das estruturas de concreto em função da aplicação do elemento estrutural a ser armado.

Para elementos solicitados por momentos fletores e forças normais que não façam parte de sistemas especiais resistentes a ações sísmicas, o valor máximo permitido para cálculos para a resistência característica ao escoamento de armaduras é 100.000 psi (~ 690 MPa). Para elementos especiais de combate a ações sísmicas esse valor se limita a 80.000 psi (~ 550 MPa). Isso significa que para as vigas deste trabalho, o ACI 318-19 permitiria a aplicação de armaduras com características semelhantes às do “CA-70”.

Serão elaboradas planilhas eletrônicas nos ambientes Excel e Smath Studio. Em especial, o Smath Studio é um ambiente de trabalho eletrônico com procedimentos de edição de texto, atribuição/utilização de variáveis dimensionais ou adimensionais em equações; e consta com lógica de programação. É um programa muito adequado para elaboração de memoriais e planilhas eletrônicas.

Sobre as vigas, serão estabelecidos quatro casos distintos de carregamentos. O primeiro consiste em 25 kN/m permanente e 10 kN/m variável. O segundo consiste em 16 kN/m permanente e 7 kN/m variável. O terceiro, 8 kN/m permanente e 3,5 kN/m variável. O quarto e último, 4 kN/m permanente e 2 kN/m variável. Todos eles consideram também o peso próprio das vigas de concreto, de peso específico 25 kN/m³. A Tabela 6 resume os quatro casos de carregamentos.

Tabela 6 - Casos de carregamentos para vigas

CARREGAMENTO 1	
PP (kN/m)	$f(b_w;h)$. Considera 25 kN/m ³ (ABNT NBR 6120)
Perma (kN/m)	25
Utilização (kN/m)	10
CARREGAMENTO 2	
PP (kN/m)	$f(b_w;h)$. Considera 25 kN/m ³ (ABNT NBR 6120)
Perma (kN/m)	16
Utilização (kN/m)	7
CARREGAMENTO 3	
PP (kN/m)	$f(b_w;h)$. Considera 25 kN/m ³ (ABNT NBR 6120)
Perma (kN/m)	8
Utilização (kN/m)	3,5
CARREGAMENTO 4	
PP (kN/m)	$f(b_w;h)$. Considera 25 kN/m ³ (ABNT NBR 6120)
Perma (kN/m)	4
Utilização (kN/m)	2

Fonte: Elaboração própria via Excel

A magnitude dos carregamentos foi adotada identificando a magnitude dos carregamentos usuais em edificações presentes na ABNT NBR 6120:2019. O peso específico do concreto armado para o peso-próprio da estrutura também foi obtido dessa norma.

Para as vigas, além da categoria de aço utilizado, os parâmetros a serem variados nos estudos são:

- Classes do concreto: C30 e C60;
- Comprimento do vão livre: 3,00 m, 6,00 m e 9,00 m;
- Altura: 1/10 (um décimo) do comprimento do vão livre;
- Largura da alma (b_w): 21 cm;
- A largura dos apoios será variável, de forma que o comprimento de ancoragem disponível será sempre igual ao comprimento de ancoragem necessário acrescido do cobrimento.

Isso totaliza 12 diferentes vigas do tipo biapoiadas. Apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Vigas do estudo paramétrico

Aço	Concreto	Comprimento (cm)	Altura (cm)	VIGA
CA-50	C30	300	30	V1
		600	60	V2
		900	90	V3
	C60	300	30	V4
		600	60	V5
		900	90	V6
CA-70	C30	300	30	V7
		600	60	V8
		900	90	V9
	C60	300	30	V10
		600	60	V11
		900	90	V12
Vigas biapoiadas. O comprimento se refere aos vãos efetivos. Todas as 12 vigas serão submetidas aos 4 carregamentos distintos fora peso-próprio, totalizando 48 dimensionamentos.				

Fonte: Elaboração própria via Excel

Em posse de todos os elementos paramétricos com dimensionamento finalizado, busca-se realizar comparações em termos de consumo de materiais, custos e comportamento dos elementos estruturais.

Vale ressaltar que as condições que permitem comparação consistem no atendimento tanto dos Estados-Limites Últimos (ELU) quanto dos Estados Limites de Serviço (ELS) da ABNT NBR 6118:2014.

Para a distribuição das barras na seção transversal e escolha do número de barras ancoradas nos apoios se estabeleceu o que segue: caso fossem utilizadas até quatro barras na seção transversal, duas delas se estenderão até os apoios e as restantes serão cortadas respeitando a cobertura do diagrama de momentos fletores decalado. Caso sejam detalhadas cinco ou mais barras, elas serão dispostas em duas camadas. A primeira camada sempre terá quatro barras, e todas essas barras da primeira camada serão ancoradas nos apoios enquanto as barras da segunda camada serão cortadas respeitando a cobertura do diagrama de momentos fletores decalado.

5.1 ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO PARA VIGAS

Nesta seção discrimina-se as etapas de dimensionamento para cada uma das vigas a fim de indicar quais serão os aspectos dados atenção durante o processo. As etapas seguem:

- Especificação concreto e aço;
- Propriedades dos materiais
- Geometria do elemento;
- Área de aço de armadura longitudinal;
- Armadura dupla se necessária;
- Armadura mínima se for o caso;
- Armadura transversal;
- Armadura de pele;
- Espaçamentos verticais e horizontais entre barras;
- Comprimentos de ancoragem das barras;
- Decalagem e cobrimento do diagrama de momentos;
- Ancoragem junto a apoios;
- ELS-F;
- ELS-DEF;
- ELS-W.

5.2 EXEMPLO EXPLÍCITO V9 COM CARREGAMENTO 1

5.2.1 Dados iniciais

Como visto na Tabela 7, a Viga V9 possui largura da alma (b_w) de 21 cm. Vão livre (L) de 900 cm, portanto altura h igual a 90 cm. Ela será dimensionada utilizando concreto de Classe C30 ($f_{ck} = 30$ MPa) e o aço CA-70 ($f_{yk} = 700$ MPa; $\eta_4 = 0,77$).

Para esse exemplo, ela estará submetida ao Carregamento 1, observado na Tabela 6, corresponde a 25 kN/m de carregamento permanente linearmente distribuído (g_2), 10 kN/m de carregamento variável linearmente distribuído (q) e peso próprio, calculado a seguir:

$$PP = g_1 = \gamma \cdot b_w \cdot h = 25 \cdot 0,21 \cdot 0,90 \rightarrow g_1 = 4,725 \text{ kN/m}^3$$

Os coeficientes de minoração das resistências para o concreto e aço valem respectivamente $\gamma_c = 1,40$ e $\gamma_s = 1,15$ e valerão para todas as vigas. O coeficiente de majoração das ações vale $\gamma_{ações} = 1,40$. Os coeficientes de combinações frequentes e quase-permanentes valem para esse caso respectivamente $\Psi_1 = 0,4$ e $\Psi_2 = 0,3$.

Dessa forma, já pode-se calcular uma série de propriedades mecânicas dos materiais que serão utilizadas posteriormente ao longo do dimensionamento. Inicialmente tem-se a resistência de cálculo do concreto e resistência ao escoamento do aço:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30 \text{ MPa}}{1,4} \rightarrow f_{cd} = 21,4 \text{ MPa} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{700 \text{ MPa}}{1,15} \rightarrow f_{yd} = 609 \text{ MPa} = 60,9 \text{ kN/cm}^2$$

Módulo de elasticidade secante do concreto, considerando agregado de granito ou gnaiss ($\alpha_E = 1$):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot \alpha_e \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \cdot 1 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = \\ \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{30}{80} \right) \cdot 1 \cdot 5600 \sqrt{30} \rightarrow E_{cs} = 26838,4 \text{ MPa}$$

Resistências à tração média, característica superior, característica inferior e de cálculo do concreto à tração:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 30^{2/3} \rightarrow f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,90 \rightarrow f_{ctk,inf} = 2,03 \text{ MPa} = 0,20 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} = 1,3 \cdot 2,90 \rightarrow f_{ctk,sup} = 3,76 \text{ MPa} = 0,38 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{2,03}{1,4} \rightarrow f_{ctd} = 1,45 \text{ MPa} = 0,15 \text{ kN/cm}^2$$

Para o concreto de Classe C60, que se trata de um concreto Classe 2, a equação para calcular a resistência média à tração difere da apresentada para concretos da Classe 1, como o C30. Ela é apresentada aqui pois para as vigas em C60 ela foi utilizada.

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (\text{eq. 19})$$

Tratando-se de um concreto do Grupo 1, as deformações específicas na compressão uniforme considerando a ruptura convencional do concreto são determinadas e valem:

$$\varepsilon_{c2} = \frac{2,00}{1000}$$

$$\varepsilon_{cu} = \frac{3,50}{1000}$$

Para concretos do Grupo 2, as duas deformações específicas são função de f_{ck} . Da mesma forma que a Equação 19 foi apresentada, elas são apresentadas aqui pois foram utilizadas para vigas em C60.

$$\varepsilon_{c2} = \frac{2,000}{1000} + \frac{0,085}{1000} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (\text{eq. 20})$$

$$\varepsilon_{cu} = \frac{2,60}{1000} + \frac{35}{1000} \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \quad (\text{eq. 21})$$

A deformação de escoamento convencional das barras de aço tem o mesmo valor tanto para o CA-50 quanto para o CA-70 e vale:

$$\varepsilon_{su} = \frac{10,00}{1000} = 1\%$$

Já a deformação de escoamento de cálculo é determinada pela lei de Hooke em função da resistência ao escoamento de cálculo e a rigidez do aço (adotada como 210 GPa):

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{609}{210.000} \rightarrow \varepsilon_{yd} = \frac{2,90}{1000}$$

Essa deformação de escoamento se difere do CA-50, que vale 2,07/1000 e define o limite entre os domínios de deformação 3 e 4.

Os limites entre os domínios de deformação 2 e 3 podem ser calculados. Tal como o limite entre os domínios 3 e 4:

$$x_{23} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} = \frac{3,50}{3,50 + 10,00} \rightarrow x_{23} = 0,259 \cdot d$$

$$x_{34} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s2}} = \frac{3,50}{3,50 + 2,90} \rightarrow x_{34} = 0,547 \cdot d$$

Note que o limite entre os domínios 3 e 4 para o C30 e CA-70 é inferior caso utilizando o CA-50 (0,628). A imposição de x/d limite igual a 0,450 existe para assegurar que o dimensionamento realizado não aconteça próximo do domínio 4.

Faz sentido que ao utilizar o CA-70 esse limite seja reduzido na mesma proporção que x_{34} diminui. Dessa forma, ao utilizar o CA-70, x/d limite poderia ser considerado como 0,400. Nenhuma das vigas dimensionadas com CA-70 neste trabalho atingiu x/d maior que 0,400; o que implicaria na necessidade de utilizar armadura adicional para essas vigas para garantir ductilidade aos elementos.

Para o dimensionamento de vigas, a resistência de cálculo do concreto é minorada pelo coeficiente α_c . A profundidade do diagrama retangular simplificado da distribuição da tensão de compressão no concreto é uma parcela $\lambda < 1$ da profundidade da linha neutra.

Para C30 esses valores são fixos e valem:

$$\alpha_c = 0,85$$

$$\lambda = 0,80$$

Caso utilizando C60, concreto de Classe 2, esses coeficientes são função também de f_{ck} e são calculados pelas expressões:

$$\alpha_c = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} - 50}{200}\right) \quad (\text{eq. 21})$$

$$\lambda = 0,80 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{400}\right) \quad (\text{eq. 22})$$

Para as vigas deste trabalho considerou-se Classe de Agressividade Ambiental II. A partir disso tem indicado na ABNT NBR 6118:2014 f_{ck} mínimo igual a 25 MPa, cobrimento de vigas e pilares de 3 cm e abertura máxima de fissuras de 0,30 mm.

Como o concreto utilizado tem Classe superior ao mínimo exigido, é permitido reduzir em 0,5 cm o valor do cobrimento mínimo.

Dessa forma, tem-se estabelecido:

$$c = 3,0 - 0,5 = 2,50 \text{ cm}$$

$$w_{k,limite} = 0,30 \text{ mm}$$

5.2.2 Armaduras longitudinais

Em posse dos dados iniciais, resta determinar a altura útil e o momento fletor solicitante de cálculo na combinação ELU-N para se calcular a profundidade da linha neutra.

De forma simplificada, a altura útil será calculada pela diferença entre a altura da viga e o cobrimento das armaduras. Assim:

$$d = h - c = 90 - 2,50 \rightarrow d = 87,50 \text{ cm}$$

O momento fletor solicitante de cálculo pode ser calculado pela seguinte expressão, uma vez que a viga é biapoiada com carregamentos uniformemente distribuídos

$$M_{sd} = \frac{\gamma_{ações} \cdot (g_1 + g_2 + q) \cdot L^2}{8} \rightarrow \frac{1,4 \cdot (4,725 + 25 + 10) \cdot 9^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \mathbf{563,10 \text{ kNm}}$$

Dessa forma, a profundidade da linha neutra pode ser calculada por:

$$x = \frac{d}{\lambda} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{\alpha_c f_{cd} d^2 b_w}} \right) = \frac{87,5}{0,8} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 56310}{0,85 \cdot 2,14 \cdot 87,5^2 \cdot 21}} \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow x = \mathbf{23,57 \text{ cm}}$$

O valor de x/d é:

$$\frac{x}{d} = \frac{23,57 \text{ cm}}{87,50 \text{ cm}} \rightarrow \frac{x}{d} = \mathbf{0,269}$$

Como x/d está entre $x_{23} = 0,259$ e $x_{34} = 0,547$ então a viga trabalha no domínio 3. Nesse domínio a tensão no aço pode ser utilizada igual a sua resistência ao escoamento para cálculo da armadura de flexão:

$$\sigma_s = f_{yd} = 609 \text{ MPa} = 60,9 \text{ kN/cm}^2$$

O cálculo da área das barras de aço necessária é:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x)} \rightarrow A_s = \frac{56310}{60,9 \cdot (87,5 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 23,57)} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s,calc} = \mathbf{11,85 \text{ cm}^2}$$

Caso x/d fosse maior que o limite imposto para ductilidade (0,450 ou 0,400 como proposto) deveria ser dimensionada armadura adicional de compressão para garantir a ductilidade e viga trabalhando no Domínio 3.

Para verificar armadura mínima deve-se calcular a área de aço para a viga resistir ao momento fletor mínimo, respeitando ainda o limite absoluto de armadura igual a 0,15% da área de concreto. Dessa forma, para o momento fletor mínimo de cálculo:

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} = 0,8 \cdot \frac{b_w \cdot h^2}{6} \cdot f_{ctk,sup} =$$

$$= 0,8 \cdot \frac{21 \cdot 90^2}{6} \cdot 0,38 \rightarrow M_{d,min} = 8539,95 \text{ kNcm} = 85,4 \text{ kNm}$$

Como o momento fletor mínimo é inferior ao momento fletor de cálculo, então com certeza a área de aço seria menor. Portanto, basta verificar a área que corresponde a 0,15% da área de concreto:

$$A_{s,0,15\%} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h = \frac{0,15}{100} \cdot 21 \cdot 90 \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s,0,15\%} = 2,83 \text{ cm}^2 < A_{s,calc}$$

Dessa forma, a armadura atribuída à viga será a armadura calculada em função do momento fletor solicitante.

A área de 11,85 cm² pode ser atribuída com 4 ϕ 20,0 mm, totalizando 12,57 cm². Porém, antecipa-se que utilizar essa quantidade de armadura afetara diretamente no momento de inércia no Estádio II, portanto no momento de inércia de Branson, de forma que o estado-limite ELS-DEF não foi atendido inicialmente. Sendo assim, para atender ao critério de flecha, foi suficiente utilizar **6 ϕ 20,0 mm**, que totaliza 18,85 cm² de área transversal de aço.

Essa escolha surte o efeito de reduzir a tensão na armadura. Considerando que a profundidade da linha neutra não é alterada com o aumento de área de aço, a queda de tensão pode ser estimada simplesmente pela relação entre as áreas de aço calculada e detalhada:

$$\Delta\sigma_s = 1 - \frac{A_{s,calc}}{A_{s,det}} = 100\% - \frac{11,85}{18,85} \cdot 100\% \rightarrow$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_s = 37,14\% \text{ ou } 62,86\% \text{ da tensão original}$$

Isso significa que mesmo utilizando um material com maior resistência ao escoamento, ela não pode ser aproveitada adequadamente neste exemplo em virtude da necessidade de utilizar mais área de armadura por conta da necessidade de atender o estado limite de deformação excessiva.

Para a armadura na região comprimida da viga, como não há a necessidade de armadura adicional, determina-se **2 ϕ 8,0 mm** com a finalidade construtiva de porta-estribos.

5.2.3 Estádio II

Posteriormente neste exemplo será constatada que de fato ocorre fissuração da viga, portanto, a verificação de ELS-DEF será realizada considerando que a viga trabalhe no Estádio II. Sendo assim, o cálculo da flecha utilizará o momento de inércia equivalente de Branson, que para ser determinado deve ser conhecido o momento de inércia no Estádio II.

Para determinar a Inércia no Estádio II, inicialmente precisa-se calcular a profundidade da linha neutra neste Estádio. A profundidade da linha neutra fica determinada quando o momento estático da seção uniformizada em relação à posição da linha neutra é igual a 0.

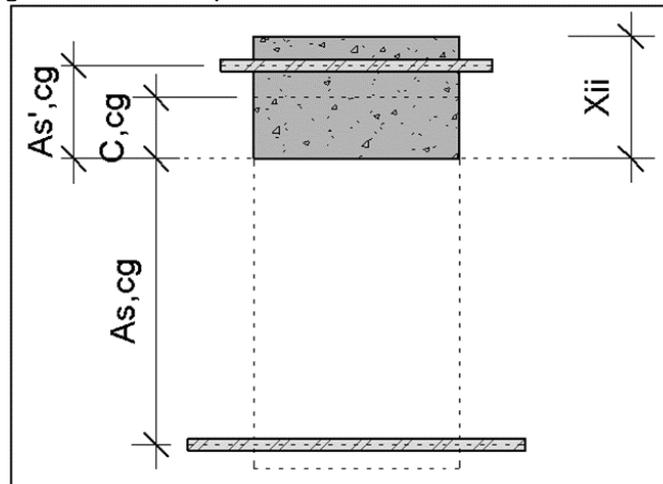
A seção uniformizada é aquela em que a área de aço é multiplicada pela relação entre as rigidezes do aço e do concreto. Neste exemplo o valor dessa relação é:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210.000}{26.838,4} \rightarrow \alpha_e = 7,825$$

Isso significa que para uniformizar a seção e poder realizar o cálculo do momento estático, a área de 18,85 cm² de aço deve ser multiplicada por 7,825; mantendo o centro geométrico na mesma posição.

Para melhor compreensão, o modelo matemático considerado para esse cálculo é a representada pela Figura 12 a seguir.

Figura 12 - Modelo para cálculo da linha neutra no Estádio II



Fonte: Elaboração própria

No caso deste exemplo, a armadura na região comprimida da viga será desconsiderada para simplificar os cálculos e porque sua contribuição com a inércia final seria mínima.

Portanto, a expressão do momento estático em relação a x_{II} a partir do topo da viga é:

$$b_w \cdot x_{II} \cdot \frac{x_{II}}{2} - \alpha_E \cdot A_{s,det} \cdot (d - x_{II}) = 0$$

Reorganizando a equação na forma $ax^2 + bx + c = 0$, com x_{II} sua incógnita tem-se:

$$\left(\frac{b_w}{2}\right) \cdot x_{II}^2 + (\alpha_E \cdot A_{s,det}) \cdot x_{II} + (-\alpha_E \cdot A_{s,det} \cdot d) = 0$$

Sendo assim, com $a = 0,5 \cdot b_w$, $b = \alpha_E \cdot A_{s,det}$ e $c = -\alpha_E \cdot A_{s,det} \cdot d$, tem-se:

$$x = \frac{-\alpha_E \cdot A_{s,det} \pm \sqrt{\alpha_E \cdot A_{s,det}^2 + 2b_w(\alpha_E \cdot A_{s,det} \cdot d)}}{b_w} =$$

$$= \frac{-7,825 \cdot 18,85 \pm \sqrt{7,825^2 \cdot 18,85^2 + 21(7,825 \cdot 18,85 \cdot 87,5)}}{21} \rightarrow$$

$$\rightarrow x_{II} = 28,73 \text{ cm}$$

Sendo assim, o cálculo da inércia no Estádio II pode ser realizado pela seguinte equação:

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_E \cdot A_{s,det} \cdot (h - c - x_{II})^2 =$$

$$= \frac{21 \cdot 28,73^3}{3} + 7,825 \cdot 18,85 \cdot (90 - 2,5 - 28,73)^2 \rightarrow I_{II} = \mathbf{675.418 \text{ cm}^4}$$

Essa inércia é calculada em relação ao eixo horizontal a uma profundidade x_{II} do topo da viga, que coincide com a base do retângulo comprimido de concreto e que dista $(h - c - x_{II})$ do centro da área de aço. Lembra-se que foi desprezada a contribuição da área de aço de porta-estribos tanto para o cálculo da profundidade da linha neutra quanto para o cálculo da inércia.

5.2.4 Armadura de pele

Como a viga V9 tem altura superior a 60 cm, é necessária armadura de pele. A área de aço por face da viga deve ser o menor valor entre:

$$A_{s,pele} \leq \begin{cases} 0,10\% \cdot b_w \cdot h \\ 5\text{cm}^2 \cdot h(\text{metros}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{0,10}{100} \cdot 21 \cdot 90 \\ 5\text{cm}^2 \cdot 0,9 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{0,10}{100} \cdot 21 \cdot 90 \\ 5\text{cm}^2 \cdot 0,9 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 1,89 \text{ cm}^2 \\ 4,5 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s,pele} = \mathbf{1,89 \text{ cm}^2}$$

Essa área de aço pode ser atribuída com 10 $\phi 5,0$ mm que totaliza 1,96 cm². Essa armadura é disposta em cada face da viga.

O espaçamento vertical entre as barras de armadura de pele deve ser o menor entre os seguintes valores:

$$s_{pele} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \frac{d}{3} \\ 15 \cdot \phi_{l,pele} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ \frac{87,5 \text{ cm}}{3} \\ 15 \cdot 0,5 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 20,00 \text{ cm} \\ 29,17 \text{ cm} \\ 7,50 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow$$

$$\rightarrow s_{pele} = \mathbf{7,50 \text{ cm}}$$

O espaçamento de 15 diâmetros da armadura de pele é uma recomendação para controle de fissuração (CARVALHO E FIGUEREDO FILHOS, 2016). Como foi o menor valor encontrado, será o adotado.

Portanto a armadura de pele por face lateral da viga é:

$$A_{pele} = 10 \phi 5,0 \text{ mm cd } 7,5 \text{ cm}$$

5.2.5 Armadura transversal

Para o dimensionamento da armadura transversal basta realizar as verificações quanto a ruptura das bielas comprimidas de concreto e verificar a tração nas diagonais com o método da treliça de Morsch.

Para verificação das bielas comprimidas tem-se que assegurar que:

$$V_{Rd2,I} \geq V_{sd}$$

V_{sd} simplificada pode ser considerada como a maior força cortante do diagrama solicitante. Para uma viga apoiada com carregamento distribuído, ela pode ser calculada por:

$$V_{sd} = \frac{\gamma_{ações} \cdot (g_1 + g_2 + q) \cdot L}{2} = \frac{1,4 \cdot (4,725 + 25 + 10) \cdot 9}{2} \rightarrow$$
$$\rightarrow V_{sd} = 250,27 \text{ kN}$$

O valor de $V_{Rd2,I}$ é calculado da seguinte forma:

$$V_{Rd2,I} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d =$$
$$= 0,27 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 2,14 \cdot 21 \cdot 87,5 \rightarrow$$
$$\rightarrow V_{Rd2,I} = 935,6 \text{ kN} > V_{sd} = 250,27 \text{ kN}$$

Como $V_{Rd2,I}$ é maior que V_{sd} , então as bielas de concreto da treliça de Morsch possuem pequena probabilidade de romperem.

Para verificação da tração nas diagonais deve-se assegurar que a soma (V_{Rd3}) da força cortante resistida pelo concreto (V_c) mais a força cortante resistida pelos estribos (V_{sw}) seja superior à cortante de cálculo (V_{sd}).

$$V_{Rd3} = V_{sw} + V_c \geq V_{sd}$$

Cálculo da parcela de força cortante resistida pelo concreto:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,15 \cdot 21 \cdot 87,5 \rightarrow \\ &\rightarrow V_c = \mathbf{159,67 \text{ kN}} \end{aligned}$$

Como o concreto por si só não consegue resistir à força cortante solicitante significa que o critério que definirá a armadura transversal é a de taxa de armadura e não o critério geométrico, que seria utilizado caso somente o concreto fosse suficiente. Isso significa que a parcela da força cortante que os estribos devem resistir é igual a:

$$\begin{aligned} V_{sw} &\geq V_{sd} - V_c \rightarrow 250,27 - 159,67 \rightarrow \\ &\rightarrow V_{sw} \geq \mathbf{90,6 \text{ kN}} \end{aligned}$$

O cálculo de V_{sw} depende tanto do diâmetro de armadura transversal considerada quanto do espaçamento, dessa forma, é necessário adotar inicialmente ou o diâmetro da barra, ou o espaçamento desejado e calcular a grandeza restante. Escolhe-se estribos $\phi 5,0$ mm que tem seus dois ramos posicionados nas seções consideradas.

$$\begin{aligned} A_{sw} &= 2 \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} \rightarrow 2 \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \rightarrow \\ &\rightarrow A_{sw} = \mathbf{0,39 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

Antes de calcular o espaçamento necessário lembra-se que a ABNT NBR 6118:2014 limita a resistência de cálculo dos estribos em 435 MPa independente da

categoria do aço utilizado. Sendo assim, não é permitida a utilização da resistência do CA-70 para o cálculo de V_{sw} mesmo se os estribos fossem desse material.

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}{s_{w,nec}} \rightarrow s_{w,nec} = \frac{A_{sw} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}{V_{sw}} = \frac{0,39 \cdot 0,9 \cdot 87,5 \cdot 43,5}{90,6} \rightarrow$$

$$\rightarrow s_{w,nec} \leq \mathbf{14,8 \text{ cm}}$$

Sendo assim, o espaçamento entre os estribos deve ser inferior a 14,8 cm para que V_{sw} seja maior que 90,60 kN. Como o limite calculado é pouco usual, determina-se que os estribos tenham espaçamento de 12,5 cm; de forma que em 900 cm de viga há 73 estribos. Por fim:

$$N_{estribos} = \mathbf{73 \phi 5,0 \text{ mm cd } 12,5 \text{ cm}}$$

5.2.6 Espaçamento da armadura longitudinal

Com a armadura longitudinal e transversal conhecidos, pode-se determinar como será a distribuição da armadura longitudinal na viga. Retomando, tem-se 6 barras de 20 mm de armadura longitudinal, estribos de 5 mm, largura da viga igual a 21 cm e cobrimento igual a 2,50 cm. Aponta-se aqui que para os cálculos considera-se diâmetro máximo de agregado igual a 19 mm.

Deve-se assegurar que o espaçamento horizontal entre as armaduras seja o maior valor entre:

$$s_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \\ 1,2 \cdot d_{max,agreg} \end{cases} = \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot 19 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \\ 22,8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\rightarrow s_h \geq \mathbf{2,28 \text{ mm}}$$

O número de barras dispostas na camada de análise é aqui chamado de “n”. O espaçamento livre horizontal entre as barras de armadura longitudinal pode ser calculado pela expressão.

$$s_{existente} = \frac{b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_t - n \cdot \phi_l}{n - 1}$$

Caso todas as 6 barras fossem dispostas em uma única camada, o espaçamento calculado seria de 0,6 cm. Dessa forma, dispondo 4 barras na primeira camada e as duas restantes na segunda camada acima, tem-se:

$$s_{existente} = \frac{b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_t - n \cdot \phi_l}{n - 1} = \frac{21 - 2 \cdot 2,5 - 2 \cdot 0,5 - 4 \cdot 2}{4 - 1} \rightarrow$$

$$\rightarrow s_{existente} = \mathbf{2,33 \text{ cm}}$$

Sendo assim, deixa-se determinado que a armadura longitudinal será disposta em 4 barras na primeira camada que vão de apoio a apoio e 2 barras que são dispostas na segunda camada, respeitando espaçamento vertical e que serão cortadas de forma a respeitar a cobertura do diagrama decalado.

5.2.7 Decalagem e cobertura do diagrama de momento fletor

Em situações em que nem todas as barras longitudinais são ancoradas nos apoios do elemento estrutural é necessário garantir que as barras que não chegam nos apoios tenham comprimento adequado para resistir aos esforços solicitantes de maneira segura.

Para isso, é necessário definir a decalagem do diagrama, o comprimento de ancoragem reto das barras a serem cortadas e garantir a cobertura segura do diagrama de momentos fletores decalados.

Inicialmente calcula-se a_L que consiste no comprimento para decalar o diagrama de momentos. Para isso utiliza-se a expressão:

$$a_L = d \cdot \frac{V_{sd}}{2 \cdot (V_{sd} - V_c)} \cdot (1 + \cot(\alpha_t) - \cot(\alpha_t)) \leq d \quad (\text{eq. 23})$$

O ângulo α_t se trata da inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal da peça, no caso de exemplo estão a 90°, de forma que a expressão se resume a:

$$a_l = d \cdot \frac{V_{sd}}{2 \cdot (V_{sd} - V_c)} \leq d \rightarrow a_l = d \cdot \frac{250,3}{2 \cdot (250,3 - 159,7)} = d \cdot 1,38 > d \rightarrow$$

$$\rightarrow a_l = d = \mathbf{87,5 \text{ cm}}$$

Dessa forma, o diagrama de momento solicitante deverá ser decalado em 87,5 cm na direção mais desfavorável. Se tratando de uma viga biapoiada somente existem momentos fletores positivos então visualmente o sentido da decalagem ocorrerá sempre do meio da peça para os apoios.

Deve-se também calcular o comprimento básico de ancoragem para as barras de 20 mm. Primeiro é necessário frisar que as barras de CA-70 possuem nervuras semelhantes ao CA-50, possibilitando adotar, inicialmente, $\eta_1 = 2,25$. A armadura positiva se encontra em região de boa aderência ($\eta_2 = 1$). Para barras com diâmetro menor que 32 mm, o fator η_3 vale a unidade. Por último, como discutido na revisão, ao utilizar barras de CA-70 será considerado um coeficiente η_4 (ACI 318-19) para a resistência de aderência de valor igual a 0,77.

Dessa forma, o cálculo da resistência de aderência entre o C30 e o CA-70 segue:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,77 \cdot 0,15 \rightarrow$$

$$\rightarrow f_{bd} = \mathbf{0,25 \frac{kN}{cm^2} = 2,51 MPa}$$

O comprimento de ancoragem de uma barra de CA-70 com 20 mm de diâmetro pode ser calculado pela seguinte equação:

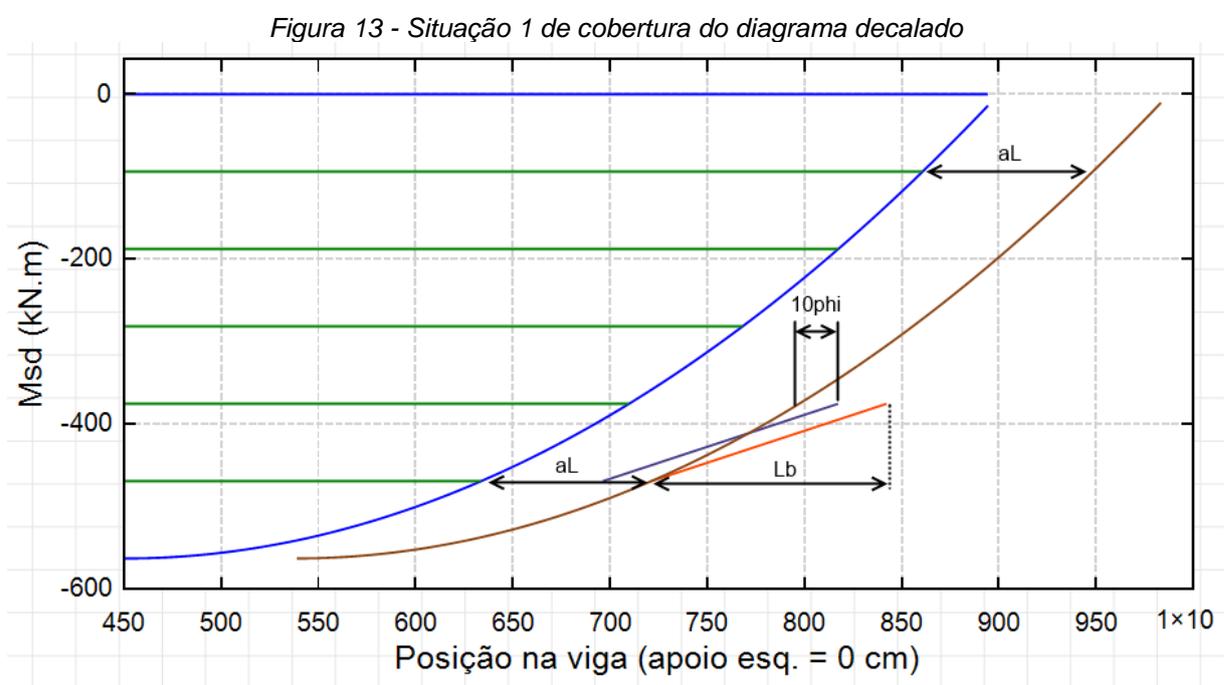
$$l_b = \frac{\phi_l \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{2,0 \cdot 60,9}{4 \cdot 0,25} \rightarrow l_b = \mathbf{121 \text{ cm}}$$

Entende-se que a transferência da tensão do aço para o concreto é realizada ao longo dos 121 centímetros finais do comprimento da barra envolvida por concreto.

O processo para realizar a cobertura do diagrama decalado é em grande parte geométrico. Deve-se conhecer o diagrama de momentos fletores de cálculo, dividi-lo horizontalmente em partes iguais pelo mesmo número de barras de armadura

longitudinal, realizar a decalagem e cobrir o diagrama decalado de acordo com uma das 3 situações possíveis, apresentadas a seguir.

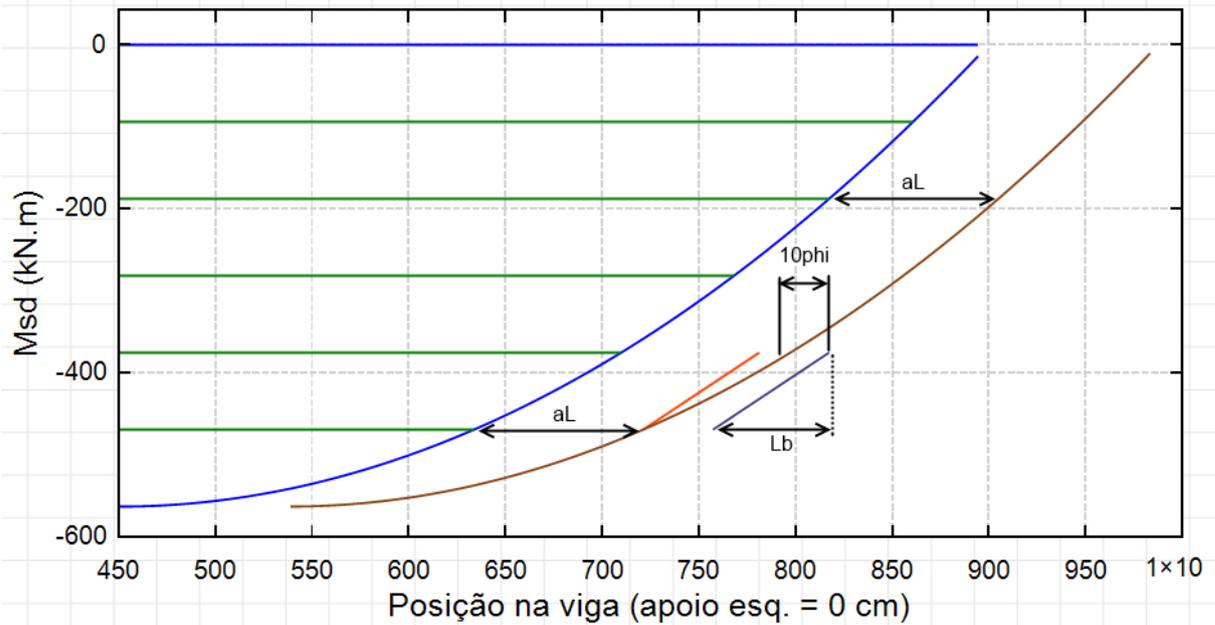
A primeira situação é aquela em que a partir do diagrama decalado, se acrescenta o comprimento de ancoragem e isso é suficiente para cobrir o diagrama e respeitar o valor de $10\phi_i$ a partir do diagrama decalado na ordenada da barra superior no diagrama. A Figura 13 retrata a situação descrita, em que a linha vermelha está cobrindo corretamente o diagrama de acordo com a situação 1 descrita, a linha azul, porém, termina a $10\phi_i$ do diagrama decalado e não cobre o diagrama.



Fonte: Elaboração própria via Smath Studio

A segunda situação é aquela em que o comprimento de ancoragem a partir do diagrama decalado não é suficiente para cobrir o diagrama, porém, ao respeitar a distância de $10\phi_i$ a partir do diagrama decalado na ordenada da barra superior o diagrama é adequadamente coberto. Essa situação pode ser visualizada na Figura 14.

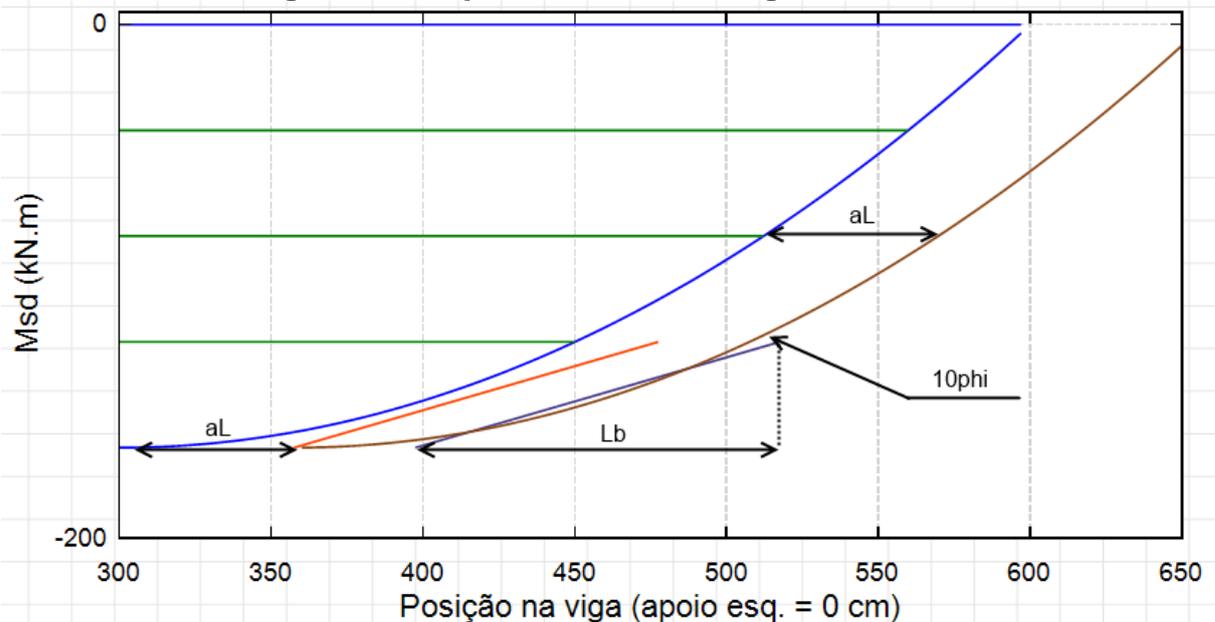
Figura 14 - Situação 2 de cobertura do diagrama decalado



Fonte: Elaboração própria via Smath Studio

A terceira e última situação é aquela em que nenhuma das duas anteriores cobre corretamente o diagrama decalado, de forma que é necessário deslocar a reta inclinada que representa a queda de tensão na barra de aço até que ela tangencie o diagrama decalado. A situação descrita é apresentada na Figura 15.

Figura 15 - Situação 3 de cobertura do diagrama decalado

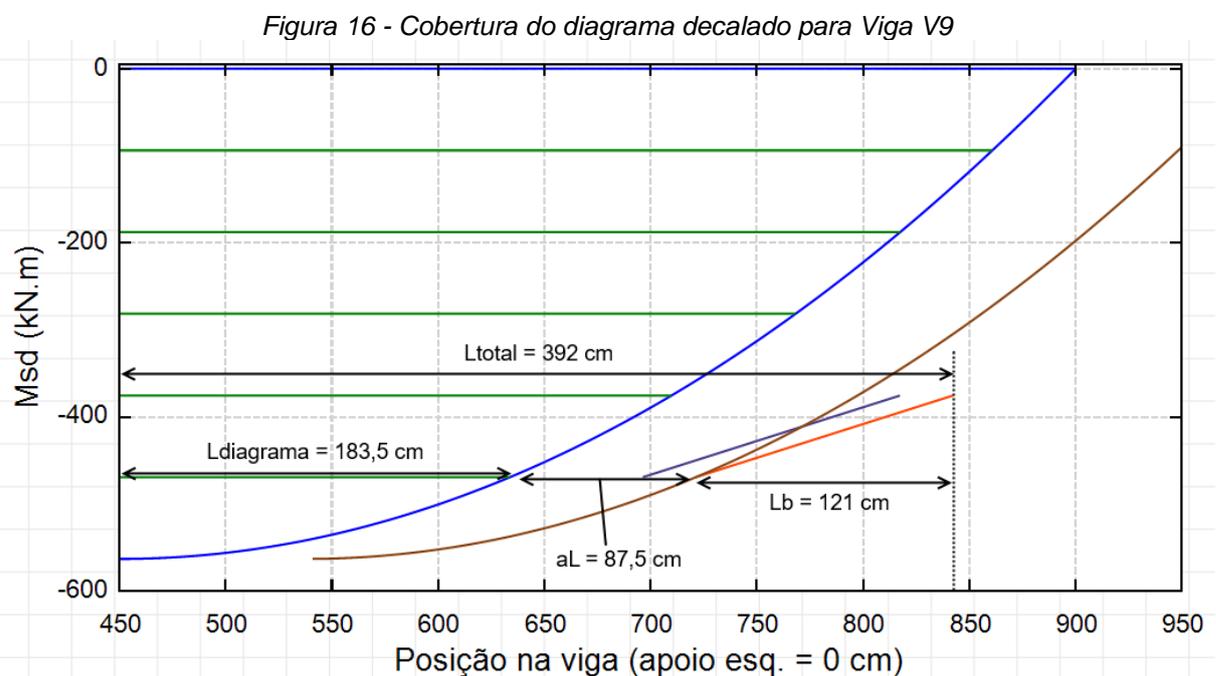


Fonte: Elaboração própria via Smath Studio

Note que nessa situação nem a linha vermelha nem a azul cobrem o diagrama, de fato a vermelha está contida no diagrama e a azul o corta. Nessa situação seria necessário deslocar a linha azul até que essa tangenciasse o diagrama. Somente após esse deslocamento, a posição correta do corte das barras estaria determinada.

O comprimento das barras cortadas é definido pela abscissa em que as linhas de transferência de tensão aço-concreto terminam após a correta cobertura do diagrama.

No exemplo da viga V9, tem-se a seguinte situação, retratada na Figura 16.



Fonte: Elaboração própria via Smath Studio

A Figura anterior retrata como chegou-se em metade do comprimento das duas últimas barras (392 cm) da armadura longitudinal. Como o diagrama é simétrico, as barras em sua totalidade devem ter comprimento igual ou superior ao dobro desse valor (784 cm).

Como trabalha-se com múltiplos de 5 cm, tem-se que em relação à armadura longitudinal se tem 4 barras que vão de apoio a apoio, ancoradas com ganchos; e as duas últimas barras possuem comprimento reto de 785 cm dispostas simetricamente em relação à seção intermediária da viga V9.

5.2.8 Área de aço e ancoragem junto a apoios

Nos apoios, deve-se garantir que chegue área de aço suficiente e que seja garantido um comprimento adequado de ancoragem para que as forças nas barras possam ser transmitidos para os apoios de forma segura.

No caso de exemplo, a viga é biapoiada, portanto tem-se dois apoios extremos e com momento nulo. Nessa situação a área de aço que deve chegar aos apoios é determinada da seguinte forma:

$$A_{s,apoio} \geq \begin{cases} \frac{\alpha_l \cdot V_{sd,apoio}}{d \cdot f_{yd}} \\ \frac{A_{s,v\tilde{a}o}}{3} \end{cases} = \begin{cases} \frac{87,5 \cdot 250,3}{87,5 \cdot 60,9} \\ \frac{18,85}{3} \end{cases} = \begin{cases} 4,11 \text{ cm}^2 \\ 6,28 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow$$

$$\rightarrow A_{s,apoio} \geq \mathbf{6,28 \text{ cm}^2}$$

O comprimento de ancoragem junto a apoios é calculado de seguinte forma:

$$L_{be,nec} \geq \begin{cases} \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,apoio}}{A_{s,cheగాnosapoios}} \\ l_{b,min} \\ l_{be,min} \end{cases} = \begin{cases} 0,70 \cdot 121 \cdot \frac{6,28}{4 \phi 20mm} \\ \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi_l \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \\ \begin{cases} r_{pino\text{dobramento}} + 5,5 \cdot \phi_l \\ 6 \text{ cm} \end{cases} \end{cases} =$$

$$= \begin{cases} 0,7 \cdot 121 \cdot \frac{6,28}{12,57} \\ \begin{cases} 0,3 \cdot 121 \\ 10 \cdot 2 \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \\ \begin{cases} 8 + 5,5 \cdot 2 \\ 6 \text{ cm} \end{cases} \end{cases} = \begin{cases} 42,32 \text{ cm} \\ \begin{cases} 36,3 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \\ \begin{cases} 19 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{cases} \end{cases} \rightarrow$$

$$\rightarrow L_{be,nec} \geq \mathbf{42 \text{ cm}}$$

Sendo assim, o comprimento reto de ancoragem junto aos apoios extremos é de 42 cm. Esse comprimento ainda só pode ser utilizado caso existam ganchos, que definiu o cálculo desse comprimento ao adotar $\alpha_1 = 0,70$.

Ainda a respeito dos cálculos, para uma barra de diâmetro 20 mm ou superior, o pino de dobramento deve ser igual a 8 vezes o diâmetro da barra dobrada, portanto 160 mm ou 16 cm, portanto seu raio corresponde a 8 cm.

Para finalizar esta seção, calcula-se o comprimento que se adiciona ao comprimento reto das barras em virtude da existência de ganchos. O comprimento do gancho pode ser aproximado da seguinte forma:

$$\begin{aligned} L_{gancho} &= \frac{\pi \cdot \phi_{dobramento}}{4} - \frac{\phi_{dobramento}}{2} + maior(10 \cdot \phi_l; 7 \text{ cm}) = \\ &= \frac{\pi \cdot 16}{4} - \frac{16}{2} + maior(10 \cdot 2; 7 \text{ cm}) = 12,57 - 8 + maior(20; 7 \text{ cm}) = \\ &= 12,57 - 8 + 20 \rightarrow L_{gancho} = 24,57 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

A parcela de um quarto da circunferência é uma aproximação do comprimento curvo do gancho dobrado a 90°. A parcela que corresponde à subtração da metade do pino de dobramento desconta o comprimento que seria reto da barra, caso essa não utilizasse gancho em sua ponta. A parcela que corresponde ao maior valor entre 10 vezes o diâmetro da barra armadura ou 7 cm corresponde ao comprimento da ponta reta do gancho pós curva.

5.2.9 Verificações ELS

Nesta seção serão feitas as verificações ELS da viga dimensionada com os dados até esta fase do projeto.

5.2.9.1 ELS-F (Formação de Fissuras)

Esse estado limite se refere à ocorrência ou não da fissuração na borda tracionada da viga. Essa verificação é realizada considerando a combinação frequente de ações, que tem a expressão a seguir:

$$\begin{aligned} q_{CF} &= g_1 + g_2 + \psi_1 \cdot q = 4,725 + 25 + 0,4 \cdot 10 \rightarrow \\ &\rightarrow q_{CF} = 33,73 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

O momento fletor máximo que atua no meio do vão pode ser calculado pela expressão:

$$M_{S,CF} = \frac{q_{CF} \cdot L^2}{8} = \frac{33,73 \cdot 9^2}{8} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{S,CF} = 341,47 \text{ kNm}$$

Para identificar se ocorre fissuração ou não, deve-se comparar o momento fletor solicitante de cálculo como o momento de fissuração, que para a verificação ELS-F é calculado em função de $f_{ctk,inf}$. O cálculo do momento de fissuração é feito a seguir:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_I}{y_t} \rightarrow M_{r,ELS-F} = \frac{\alpha \cdot f_{ck,inf} \cdot I_I}{y_t} = \frac{\alpha \cdot f_{ck,inf} \cdot \frac{b_w \cdot h^3}{12}}{\frac{h}{2}} =$$

$$= \frac{1,5 \cdot 2027,53 \cdot \frac{0,21 \cdot 0,9^3}{12}}{\frac{0,9}{2}} \rightarrow M_r = 86,22 \text{ kNm} < M_{S,CF} = 341,47 \text{ kNm}$$

Dessa forma, como o momento fletor solicitante de cálculo é maior que o momento de fissuração, a viga sofre fissuração na borda tracionada.

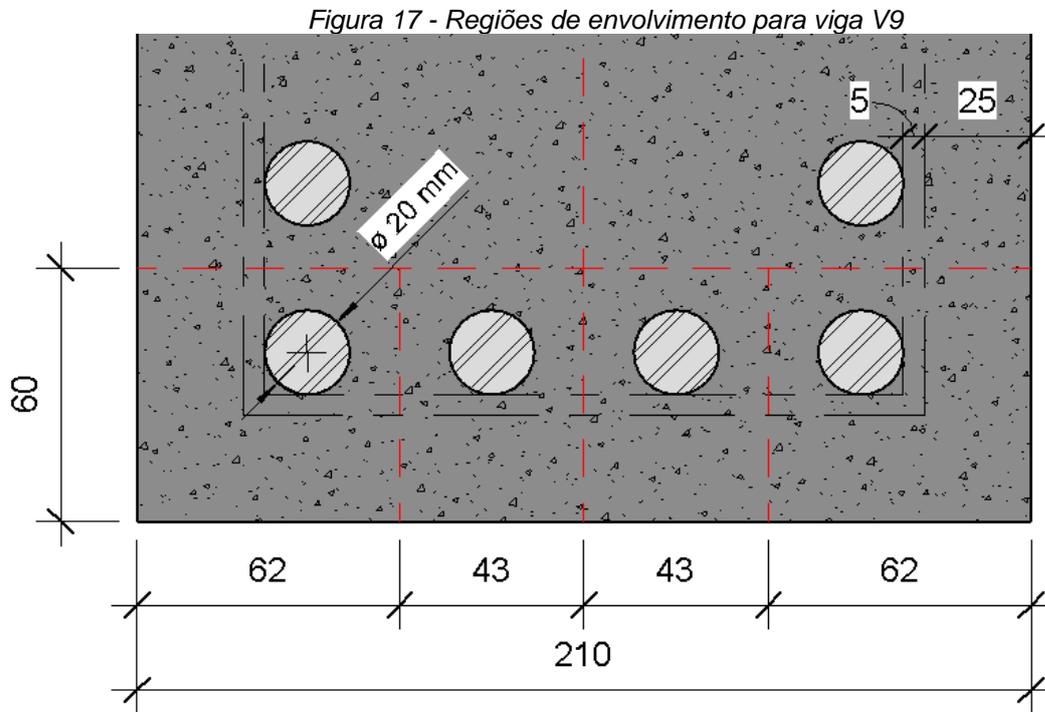
5.2.9.2 ELS-W (Abertura de Fissuras)

A verificação ELS-W diz se o grau de abertura estimado para as fissuras supera o limite. Neste exemplo, considerando Classe de Agressividade Ambiental II, a característica da fissura vale 0,3 mm.

Primeiramente será determinada a região de envolvimento da barra mais desfavorável. Naturalmente essa situação se encontra para uma barra da primeira camada de barras, pois essa está mais próxima da borda tracionada onde a força de tração tem seu maior valor.

Além disso, a pior situação também é aquela em que se tem a maior região de envolvimento, pois há uma área maior de concreto da seção transversal para ser protegida por uma única barra.

A Figura 17 a seguir ilustra a região da viga V9 onde se posiciona as armaduras positivas. Nela é possível identificar a região de envolvimento delimitada para cada barra.



Fonte: Elaboração própria

Note que a pior situação acontece para as barras nos vértices dos estribos, pois essas se encontram mais próximas da borda tracionada (nas quais há a maior força de tração) e também possuem a maior área de envolvimento.

Antes de estimar a abertura de fissuras, calcula-se a tensão nas armaduras, que de forma simplificada pode ser obtida pela expressão seguinte:

$$\begin{aligned} \sigma_{si,max} &= \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot \gamma_s} \cdot \frac{g_1 + g_2 + 0,4 \cdot q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{700 \text{ MPa}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{4,725 + 25 + 0,4 \cdot 10}{4,725 + 25 + 10} = \\ &= 434,78 \cdot 0,849 \rightarrow \sigma_{si} = \mathbf{369,11 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

Porém, essa seria a tensão caso a armadura detalhada fosse igual a armadura calculada. Como a tensão real na barra foi calculada como 62,86% da tensão total. Pode-se afirmar que:

$$\sigma_{si,real} = \sigma_{si,max} \cdot 62,86\% = 369,11 \cdot 62,86\% \rightarrow$$

$$\rightarrow \sigma_{si,real} = \mathbf{232,04 MPa}$$

Agora calcula-se a taxa de armadura passiva em relação ao envolvimento para a barra identificada como na pior situação:

$$\rho_{ri} = \frac{A_{s,20mm}}{A_{envolvimento}} = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_l^2}{4}}{b \cdot h} = \frac{\frac{\pi \cdot 2^2}{4}}{6,2 \cdot 6} \rightarrow$$

$$\rightarrow \rho_{ri} = \mathbf{0,0844 = 8,44\%}$$

Dessa forma, é possível estimar a abertura de fissuras, ela corresponde ao menor valor entre as duas expressões seguintes:

$$w_{k1} = \frac{\phi_l}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{20}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{232,04}{210.000} \cdot \frac{3 \cdot 232,04}{2,90} \rightarrow$$

$$\rightarrow w_{k1} = \mathbf{0,19 mm}$$

$$w_{k2} = \frac{\phi_l}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{20}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{232,04}{210.000} \cdot \left(\frac{4}{0,0844} + 45 \right) \rightarrow$$

$$\rightarrow w_{k2} = \mathbf{0,07 mm}$$

$$\rightarrow \therefore w_k = \mathbf{0,07 mm} < w_{k,limite} = \mathbf{0,3 mm}$$

A primeira equação é relacionada à fissuração não sistemática, enquanto a segunda se relaciona à fissuração sistemática.

Sendo assim, mesmo que a peça fissure, o grau de abertura máximo estimado para as fissuras é inferior ao limite indicado para a classe de agressividade.

5.2.9.3 ELS-DEF (Deformação ou flecha excessiva)

A verificação ELS-DEF visa assegurar que as deformações apresentadas pelo elemento estrutural sejam inferiores a limites pré-estabelecidos. Para este exemplo, será tratado o limite de aceitabilidade visual para vigas, portanto $L/250$:

$$a_{limite} = \frac{L}{250} = \frac{9000}{250} \rightarrow a_{limite} = 36 \text{ mm}$$

Primeiro é necessário verificar se a peça fissura considerando esse estado limite. Na presente situação, o momento de fissuração é calculado para a resistência média do concreto à tração. Além disso, considera-se combinação quase-permanente de serviço (CQP).

Sendo assim, inicialmente se calcula esses dois momentos de interesse:

$$q_{CF} = g_1 + g_2 + \psi_1 \cdot q = 4,725 + 25 + 0,3 \cdot 10 \rightarrow$$

$$\rightarrow q_{CQP} = 32,72 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd,CF} = \frac{q_{CF} \cdot L^2}{8} = \frac{32,73 \cdot 9^2}{8} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{S,CQP} = 331,3 \text{ kNm}$$

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_I}{y_t} \rightarrow M_{r,ELS-DEF} = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_I}{y_t} = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot \frac{b_w \cdot h^3}{12}}{\frac{h}{2}} =$$

$$= \frac{1,5 \cdot 2896,47 \cdot \frac{0,21 \cdot 0,9^3}{12}}{\frac{0,9}{2}} \rightarrow M_{r,ELS-DEF} = 123,2 \text{ kNm} < M_{S,CQP} = 331,3 \text{ kNm}$$

Como o momento fletor solicitante de cálculo para a combinação quase-permanente é superior ao momento de fissuração por f_{ctm} a peça fissura no ELS-DEF. Sendo assim, é necessário considerar que a viga trabalha em Estádio II. Isso impacta no tipo de momento de inércia que efetivamente será utilizado para calcular a flecha imediata da viga.

A inércia efetiva em Estádio II será calculada pela fórmula de Branson, para isso, calcula-se inicialmente o momento de inércia da seção bruta de concreto:

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{21 \cdot 90^3}{12} \rightarrow I_I = 1.275.750 \text{ cm}^4$$

Agora, considerando a fórmula de Branson, calcula-se o momento de inércia efetivo para a seção fissurada:

$$\begin{aligned} I_{ef} &= \left(\frac{M_r}{M_{sd}}\right)^3 \cdot I_I + \left(1 - \left(\frac{M_r}{M_{sd}}\right)^3\right) \cdot I_{II} = \\ &= \left(\frac{123,2}{331,3}\right)^3 \cdot 1.275.750 + \left(1 - \left(\frac{123,2}{331,3}\right)^3\right) \cdot 675.418 \rightarrow \\ &\rightarrow I_{ef} = 706.257 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Com a inércia efetiva, carregamento distribuído, módulo de elasticidade secante e comprimento da viga, pode-se calcular a flecha imediata:

$$\begin{aligned} a_i &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{CQP} \cdot L^4}{E_{cs} \cdot I_{ef}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{32,72 \cdot 9^4}{26838405,32 \cdot 7,06257 \cdot 10^{-3}} \rightarrow \\ &\rightarrow a_i = 0,0147 \text{ m} = 14,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Para calcular a flecha final, que acontece por causa da fluência do concreto, deve-se determinar o coeficiente α_f , que exprime em quantas vezes a flecha diferida no tempo é maior que a flecha imediata. Para calculá-la deve determinar primeiro a taxa ρ' de armadura negativa e o coeficiente $\Delta\varepsilon$.

Calcula-se inicialmente a taxa de armadura negativa, que para o caso é em relação aos porta-estribos com 2 $\phi 8,0$ mm:

$$\begin{aligned} \rho' &= \frac{A_{s,2 \phi 8,0}}{b_w \cdot d} = \frac{2 \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}}{b_w \cdot d} = \frac{2 \frac{\pi \cdot 0,8^2}{4}}{21 \cdot 87,5} \rightarrow \\ &\rightarrow \rho' = 0,055\% \end{aligned}$$

O valor de $\Delta\varepsilon$ depende do tempo de escoramento da peça em meses. Supondo escoramento de 2 semanas (0,5 meses) seu valor pode ser encontrado em função desse tempo pela seguinte expressão:

$$\Delta\xi = 2 - 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} = 2 - 0,68 \cdot 0,996^{0,5} \cdot 0,5^{0,32} \rightarrow$$

$$\rightarrow \Delta\xi = 1,46$$

O cálculo de α_f pode então ser realizado:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{1,46}{1 + 50 \frac{0,055}{100}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \alpha_f = 1,42$$

Dessa forma, a flecha final é calculada simplesmente por:

$$a_f = (1 + \alpha_f) \cdot a_i = (1 + 1,42) \cdot 14,75 \rightarrow$$

$$\rightarrow a_f = 35,66 \text{ mm} < a_{limite} = 36,00 \text{ mm}$$

Como a flecha final é menor que a flecha limite, ELS-DEF está verificado para a viga V9.

5.2.10 Consumo de aço

Em relação à viga V9, tem-se armadura positiva que vai de apoio a apoio, armadura positiva que é cortada respeitando a cobertura do diagrama decalado, armadura “negativa” (porta-estribos), armadura transversal e armadura de pele.

5.2.10.1 Armaduras longitudinais de apoio a apoio

Inicialmente deve-se retomar que o comprimento de 900 cm da V9 se refere ao vão efetivo, portanto, a partir desse comprimento será acrescido os valores de comprimento de ancoragem junto aos apoios e ganchos.

O comprimento de uma barra que vai de apoio a apoio, mais 2 vezes o comprimento de ancoragem junto a apoios, mais 2 ganchos é calculado a seguir:

$$l_{pos,apoio-apoio} = L_{viga} + 2 \cdot l_{be,nec} + 2 \cdot L_{gancho,\phi 20} = 900 + 2 \cdot 42 + 2 \cdot 25 \rightarrow$$

$$\rightarrow L_{pos,apoio-apoio} = \mathbf{1034 \text{ cm}}$$

Esse comprimento vale para as 4 barras de armadura positiva que vão de apoio a apoio. Para os porta-estribos, será ancorado o mesmo comprimento reto, com ganchos nas pontas, que para $\phi 8,0$ foi calculado como 9 cm. Para as barras de porta-estribos, tem-se então:

$$l_{neg,apoio-apoio} = L_{viga} + 2 \cdot l_{be,nec} + 2 \cdot L_{gancho,\phi 8} = 900 + 2 \cdot 42 + 2 \cdot 9 \rightarrow$$

$$\rightarrow l_{neg,apoio-apoio} = \mathbf{1002 \text{ cm}}$$

5.2.10.2 Armaduras positivas cortadas

Como calculado na seção 5.2.7 as duas barras restantes de armadura positiva terão comprimento de 785 cm, para que cubram corretamente o diagrama de momento decalado.

5.2.10.3 Armadura transversal

Como calculado na seção 5.2.5, tem-se 73 estribos de 5 mm de diâmetro espaçados a 12,5 cm. O comprimento de um estribo pode ser calculado pela expressão que segue:

$$l_{estribo} = 2 \cdot (b_w - 2 \cdot c) + 2 \cdot (h - 2 \cdot c) + 2 \cdot L_{gancho,45^\circ} =$$

$$= 2 \cdot (21 - 2 \cdot 2,5) + 2 \cdot (90 - 2 \cdot 2,5) + 2 \cdot \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm} \\ 5 \cdot \phi_t \end{array} \right. =$$

$$= 2 \cdot 16 + 2 \cdot 85 + 2 \cdot \left\{ \begin{array}{l} 5 \\ 5 \cdot 0,5 \end{array} \right. = 2 \cdot 16 + 2 \cdot 85 + 2 \cdot 5 \rightarrow$$

$$\rightarrow l_{estribo} = \mathbf{212 \text{ cm}}$$

A rigor, como a ABNT NBR 6118:2014 limita a resistência dos estribos a 435 MPa, independente da utilização do CA-50 ou do CA-70, o consumo de aço para essa armadura será o mesmo.

5.2.10.4 Armadura de pele

Como visto na seção 5.2.4, tem-se 10 ϕ 5,0 mm para cada face lateral da viga, o que totaliza 20 fios.

O comprimento de um desses fios tem cálculo semelhante aos das barras longitudinais, salvo que os ganchos terão comprimento de 7 cm. De forma que:

$$L_{pele} = L_{viga} + 2 \cdot l_{be,nec} + 2 \cdot L_{gancho,\phi 5} = 900 + 2 \cdot 42 + 2 \cdot 7 \rightarrow \\ \rightarrow L_{pos,apoio-apoio} = 998 \text{ cm}$$

5.2.10.5 Resumo do consumo de aço para a viga V9

Com a finalidade de resumir os dados de consumo de aço para a viga V9, apresenta-se a Tabela 8.

Tabela 8 - Consumo de aço para a viga V9

CONSUMO DE AÇO V9 (21x90)						
	Quantidade	ϕ (mm)	L (cm)	Volume (m ³)	Peso aço (kg/m ³)	Peso Total (kg)
Armadura positiva (apoio a apoio)	4	20	1034	0,0130	7850	102,0
Armadura positiva (interrompidas)	2	20	785	0,0049	7850	38,7
Armadura negativa (porta-estribos)	2	8	1002	0,0010	7850	7,9
Armadura transversal	73	5	212	0,0030	7850	23,9
Armadura de pele	20	5	998	0,0039	7850	30,8
					TOTAL (kg)	203,2
					TAXA DE AÇO (kg/m³)	119,5

Fonte: Elaboração própria via Excel

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos para todas as vigas que foram indicadas no capítulo 5, identificando e discutindo os motivos que proporcionaram os resultados obtidos.

Ao todo foram dimensionadas 48 vigas, que se diferiram em relação a 4 carregamentos, 2 classes de concreto, 2 categorias de aço e 3 geometrias distintas na forma B x H x L.

Retomando os dados iniciais, a Tabela 9 identifica cada viga enquanto a Tabela 10 identifica cada carregamento utilizado.

Tabela 9 - Identificação e dados das vigas

VIGA	Aço	Concreto	Comprimento (cm)	Altura (cm)	Largura (cm)
V1	CA-50	C30	300	30	21
V2			600	60	21
V3			900	90	21
V4		C60	300	30	21
V5			600	60	21
V6			900	90	21
V7	CA-70	C30	300	30	21
V8			600	60	21
V9			900	90	21
V10		C60	300	30	21
V11			600	60	21
V12			900	90	21

Fonte: Elaboração própria

As vigas identificadas com mesma cor possuem mesmas formas, mas materiais diferentes.

Tabela 10 - Casos de carregamentos

CARREGAMENTOS				
	1	2	3	4
PP (kN/m)	*varia*	*varia*	*varia*	*varia*
Perma (kN/m)	25	16	8	4
Variável (kN/m)	10	7	3,5	2

Fonte: Elaboração própria

6.1 CONSUMO DE AÇO EM VIGAS

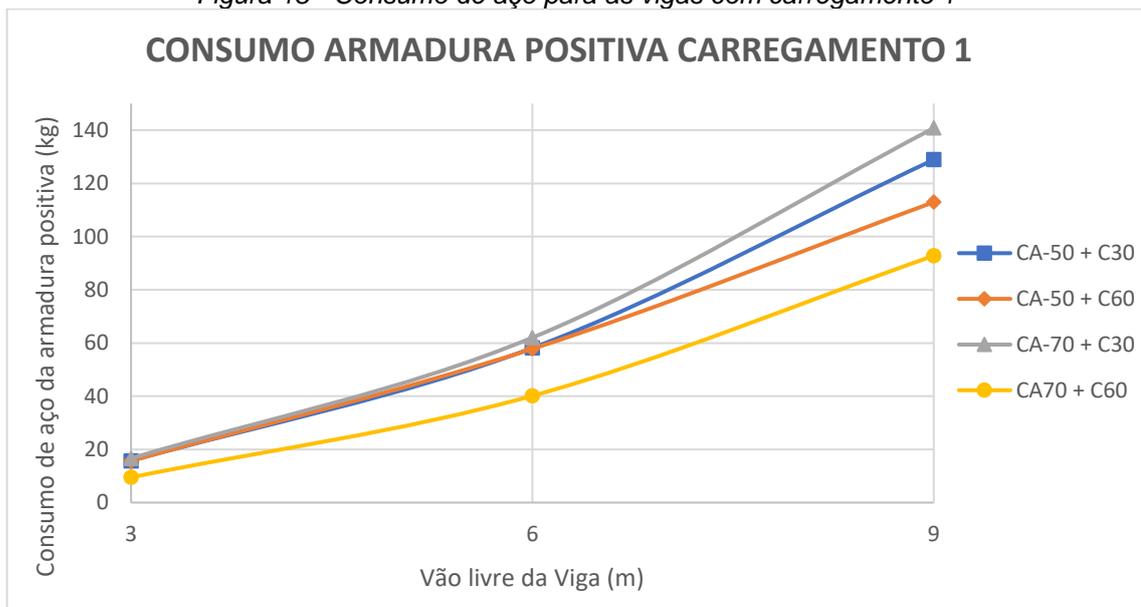
Aqui se apresentam os resultados obtidos de consumo de armadura positiva para as vigas.

É importante destacar que em nenhuma situação foi necessária a utilização de armadura adicional de compressão (armadura dupla), de forma que todas as armaduras posicionadas junto a face superior se tratavam de barras construtivas com função de porta-estribos.

Essas armaduras tiveram sempre mesmo número e diâmetro igual a 2 ϕ 8,0. De forma que o seu consumo não variou em função da categoria de aço utilizada.

A Figura 18 ilustra o consumo de armadura positiva para as vigas submetidas ao carregamento 1.

Figura 18 - Consumo de aço para as vigas com carregamento 1



Fonte: Elaboração própria

Analisando o gráfico, nota-se um consumo maior de aço utilizando o CA-70 com C30 do que a mesma situação utilizando o CA-50. Isso ocorreu por necessidade de atender ao ELS-DEF. Para o concreto C30, a armadura detalhada com CA-70 considerando o dimensionamento no ELU era menor que a detalhada considerando CA-50, isso provocou uma queda na Inércia no Estádio II, portanto, na Inércia efetiva. Essa situação foi agravada por causa do momento fletor solicitante consideravelmente superior ao momento de fissuração, que considerando efeitos da equação de Branson tem grande efeito na inércia efetiva.

Essa redução fez com que a flecha apresentada pelas vigas com C30 e com CA-70 fossem superiores às apresentadas com CA-50, havendo a necessidade de se detalhar mais área de armadura para que a inércia efetiva aumentasse o suficiente para atender a flecha.

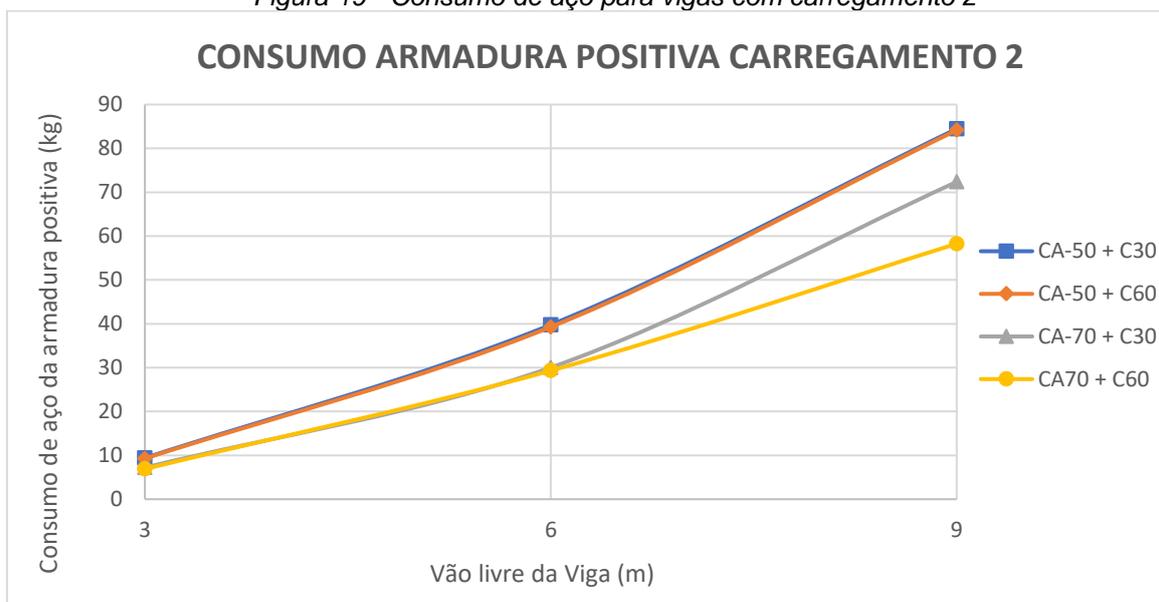
A área de aço detalhada com CA-50 e CA-70 na seção transversal foi a mesma para as vigas com C30. O que provocou o maior consumo para as vigas com CA-70 foram os maiores comprimentos de ancoragem junto aos apoios e para cobertura dos diagramas de momentos fletores.

Essa situação não se repetiu para as vigas com C60. O maior módulo de elasticidade secante desse concreto permitiu que as flechas máximas fossem atendidas sem a necessidade de aumentar a área de aço de CA-70 dimensionada no ELU. Dessa forma, o consumo de aço CA-70 foi menor que o consumo de CA-50 utilizando o concreto C60. Esse é um indicativo que para maiores esforços solicitantes, a utilização do CA-70 em combinação com concretos mais resistentes provoca redução de consumo de aço.

De forma geral, para uma mesma categoria de aço, utilizar concreto de classes diferentes não teve efeito significativo no consumo de aço. Exceto para a viga de 900 cm de comprimento, houve uma redução do consumo de CA-50 pois o concreto mais resistente possibilitou detalhar com uma barra a menos.

A Figura 19 ilustra o consumo de armadura positiva para as vigas submetidas ao carregamento 2.

Figura 19 - Consumo de aço para vigas com carregamento 2



Fonte: Elaboração própria

Para o carregamento 2, pode-se notar uma redução no consumo de aço ao utilizar o CA-70 independente do concreto utilizado. Em comparação com a situação anterior, a utilização do CA-70 possibilitou uma redução no consumo de aço de maneira geral.

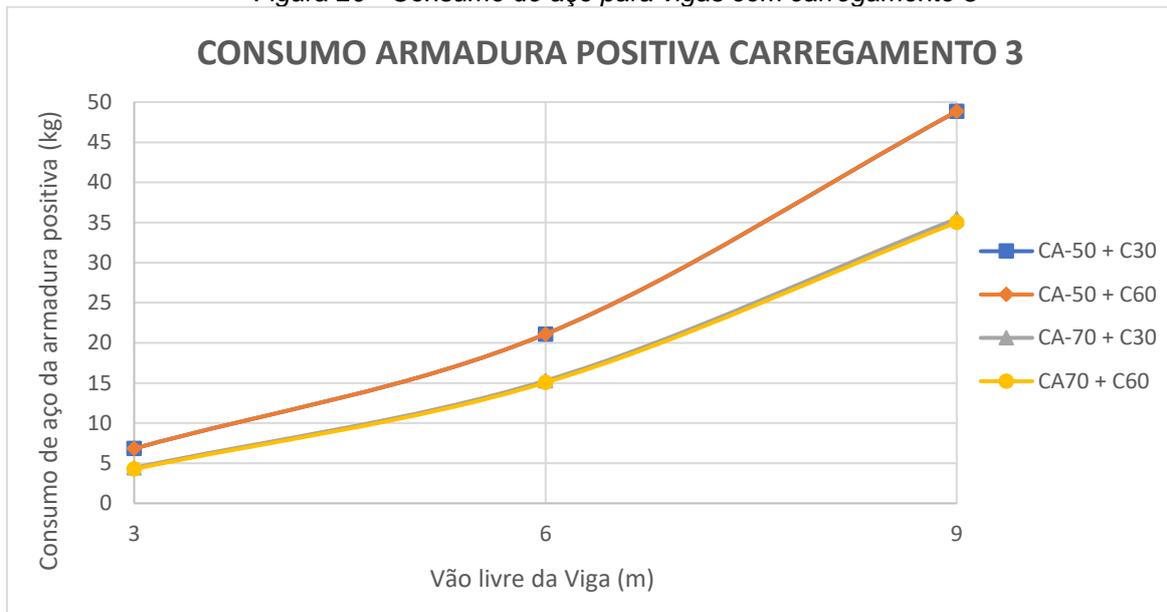
Porém, para as vigas com 900 cm com CA-70, a armadura dimensionada no ELU com C30 não foi suficiente para atendimento ao ELS-DEF por causa da diminuição na inércia efetiva. Dessa forma, para esse caso especificamente, foi necessário aumentar a área de aço para atender ELS, o que explica a inclinação maior da curva de C30 com CA-70 na segunda metade da curva em comparação à curva de C60 com CA-70.

Isso indica novamente uma boa compatibilidade do CA-70 com concretos de maiores resistências para situações de carregamentos maiores.

Para as vigas com CA-50, a utilização de concreto mais resistente não surtiu efeitos no consumo de aço. Note as duas curvas de coincidentes do CA-50. Para vigas, é sabido que a alteração da classe do concreto utilizado surte quase nenhum efeito na armadura longitudinal, porém o ganho é significativo para pilares.

A Figura 20 ilustra o consumo de armadura positiva para as vigas submetidas ao carregamento 3.

Figura 20 - Consumo de aço para vigas com carregamento 3



Fonte: Elaboração própria

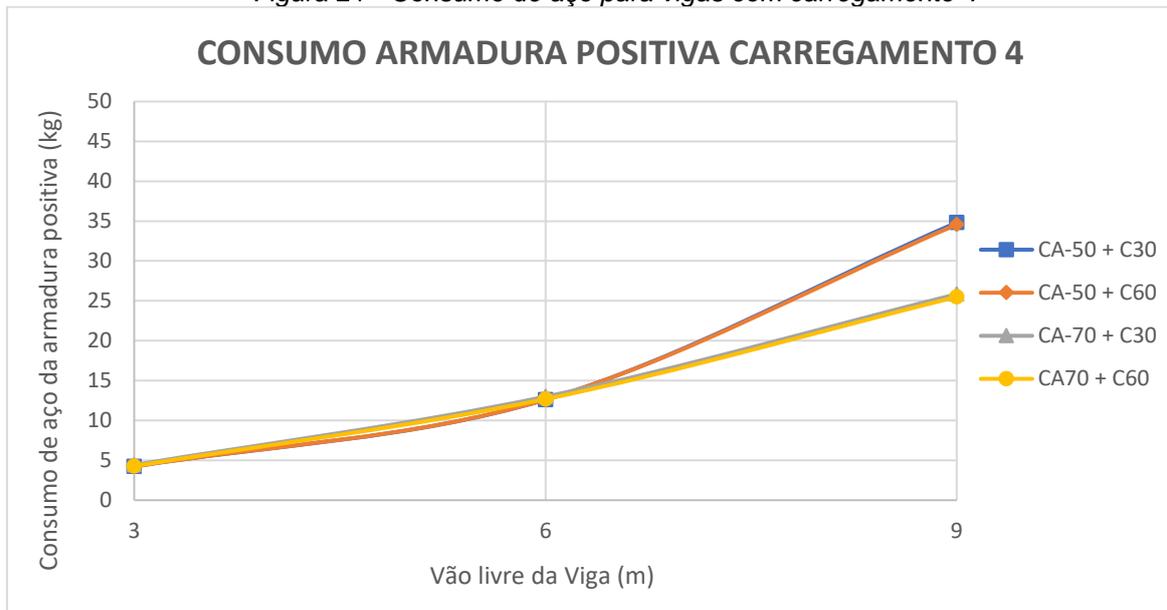
Para essa situação, é possível identificar uma redução no consumo de aço de maneira geral. Isso aconteceu pois o atendimento ao ELS-DEF não foi mais a condição determinante da área de aço necessária para nenhum caso. Os esforços solicitantes menores permitiram que as flechas fossem atendidas com a área de aço próxima (maior) que a calculada no ELU.

A utilização de concreto mais resistentes para uma mesma categoria de aço não surtiu efeitos no consumo, basta comparar os pares de curvas para cada aço, se apresentam praticamente coincidentes.

A cobertura dos diagramas decalados não apresentava a situação em que era necessário acrescentar L_b além de a_L , mas somente $a_L + 10\phi$ a partir da ordenada da barra superior. Isso acabou por amenizar o consumo que seria atribuído aos maiores comprimentos de ancoragem do CA-70.

A Figura 21 ilustra o consumo de armadura positiva para as vigas submetidas ao carregamento 4.

Figura 21 - Consumo de aço para vigas com carregamento 4



Fonte: Elaboração própria

Para o menor carregamento, o consumo de aço para vãos usuais foi o mesmo. Isso é explicado por causa do atendimento às situações de armadura mínima, tanto calculadas quanto construtivas (2 ϕ 10). Entende-se que há uma perda pois nessas situações não foi possível aproveitar a resistência ao escoamento do CA-70.

Para as vigas de 900 cm, houve redução no consumo de aço ao utilizar o CA-70 em face da possibilidade de reduzir o número de barras.

6.2 CONSUMO DE CA-70 EM RELAÇÃO AO CA-50 PARA MESMAS FORMAS

Aqui é feita uma comparação, em termos de porcentagem, do aumento do consumo ou economia na quantidade de aço CA-70 em relação à viga de mesma forma e mesma classe de concreto, mas utilizando o CA-50.

Nas Tabelas 11, 12, 13 e 14, para os valores positivos adota-se que há o aumento no consumo, para valores negativos há a economia de material. A Tabela 11 exhibe as comparações para as vigas submetidas ao carregamento 1.

Tabela 11 - Consumo comparativo CA-70 x CA-50 para carregamento 1

CA-50 x CA-70 para carregamento 1		
Vão da viga (m)	C30	C60
3,0	5,8%	-39,6%
6,0	6,7%	-30,5%
9,0	9,2%	-17,8%

Fonte: Elaboração Própria

A utilização do CA-70 para as vigas em C30 resultou em um consumo de aço maior que em comparação ao CA-50. Isso é explicado pela necessidade de atender ao ELS-DEF, pois utilizar a área de aço próxima (maior) que a calculada no ELU impactava negativamente na inércia efetiva de Branson.

Já para as vigas em C60, é perceptível uma redução considerável no consumo, a utilização do C60 contribuiu com a rigidez à flexão necessária das vigas para que a armadura calculada no ELU fosse suficiente para atender ao ELS-DEF.

A Tabela 12 exibe as comparações para as vigas submetidas ao carregamento 2.

Tabela 12 - Consumo comparativo CA-70 x CA-50 para carregamento 2

CA-50 x CA-70 para carregamento 2		
Vão da viga (m)	C30	C60
3,0	-23,3%	-25,6%
6,0	-24,5%	-25,4%
9,0	-14,3%	-30,8%

Fonte: Elaboração Própria

Para um carregamento um pouco menor, a redução no consumo foi percebida de maneira geral. Com esse carregamento, as flechas apresentadas foram menores, de forma que o ELS-DEF não foi mais condição determinante da área de aço para as vigas com C30.

A Tabela 13 exibe as comparações para as vigas submetidas ao carregamento 3.

Tabela 13 - Consumo comparativo CA-70 x CA-50 para carregamento 3

CA-50 x CA-70 para carregamento 3		
Vão da viga (m)	C30	C60
3,0	-35,3%	-37,4%
6,0	-27,5%	-28,6%
9,0	-27,4%	-28,3%

Fonte: Elaboração Própria

De forma semelhante à anterior, esforços solicitantes menores possibilitaram que a armadura calculada no ELU não influísse no momento de inércia efetivo suficientemente para que as deformações limites fossem desrespeitadas.

Mesmo que as barras de CA-70 possuam maiores comprimentos de ancoragem para cobrir os diagramas decalados, o ganho com área de armadura longitudinal superou as perdas em virtude do comprimento de ancoragem.

A Tabela 14 exhibe as comparações para as vigas submetidas ao carregamento 4.

Tabela 14 - Consumo comparativo CA-70 x CA-50 para carregamento 4

CA-50 x CA-70 para carregamento 4		
Vão da viga (m)	C30	C60
3	4,7%	1,2%
6	3,1%	0,6%
9	-25,8%	-26,2%

Fonte: Elaboração Própria

Para carregamentos menores, as vigas que resultaram armadura mínima calculada ou construtiva (2 ϕ 10,0 mm) tiveram consumo maior ao utilizar o CA-70 por causa dos maiores comprimentos de ancoragem junto a apoios.

Para as vigas de 900 cm, que precisaram de duas ou mais barras, a utilização do CA-70 possibilitou redução do número de barras.

6.3 ARMADURA TRANSVERSAL

A ABNT NBR 6118:2014 limita a resistência ao escoamento de cálculo da armadura transversal a 435 MPa, que corresponde à resistência de cálculo do próprio CA-50.

Isso significa que, independente do aço utilizado nos estribos, desde que eles tenham o mesmo diâmetro o consumo será exatamente o mesmo. De fato, isso

acontece em todas as situações, independente também do valor da força cortante resistida pelos mecanismos internos do concreto (V_c).

Caso V_c seja suficiente para resistir à força cortante máxima, ainda assim pelo critério geométrico construtivo de espaçamento entre estribos o consumo de CA-50 e CA-70 seria o mesmo. O mesmo vale para a situação em que a força cortante máxima solicitante é maior que V_c , pois o cálculo de V_{sw} depende da resistência de cálculo dos estribos, que como já comentado é limitada a 435 MPa.

De fato, para todas as vigas dimensionadas, desde que elas tivessem a mesma geometria e mesmo carregamento o consumo de armadura transversal foi o mesmo.

6.4 ARMADURA DE PELE

De forma semelhante à armadura de cisalhamento, o consumo de aço relacionado à armadura de pele não varia em função da resistência ao escoamento do aço utilizado. De fato, o dimensionamento da armadura de pele não leva em conta a resistência do aço, mas somente critérios geométricos.

Dessa forma, para todas as vigas dimensionadas de 90 cm de altura, o consumo de aço para a armadura de pele foi igual pois dependia apenas da geometria da seção.

O dimensionamento da armadura de pele do exemplo explícito da viga V9 vale, portanto, para todas as vigas de 21x90 dimensionadas.

6.5 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DAS BARRAS UTILIZADAS

Nesta seção serão apresentados os comprimentos de ancoragem calculados para as vigas. O diâmetro das barras para os quais se calculou o comprimento de ancoragem foram $\phi 8,0$ mm; $\phi 10,0$ mm; $\phi 12,5$ mm; $\phi 16,0$ mm e $\phi 20,0$ mm.

Não faz sentido apresentar os dados de comprimento de ancoragem para as vigas dimensionadas em si, pois o comprimento junto a apoios varia em função da existência de ganchos nas pontas das barras e da relação entre a área necessária junto aos apoios e a área que efetivamente chega aos apoios.

Dessa forma, para os diâmetros utilizados, elaborou-se a Tabela 15, que indica o comprimento de ancoragem das barras retas, nervuradas, em condição de boa

aderência e considerando o efeito de η_4 para o cálculo da resistência de aderência para as 4 combinações existentes entre o C30 e C60 com o CA-50 e CA-70.

Tabela 15 - Comprimentos de ancoragem básicos para as barras utilizadas

Comprimento reto das barras nervuradas e com boa aderência (cm)				
Diâmetro (mm)	Materiais			
	CA-50		CA-70	
	C30	C60	C30	C60
φ8,0	27	18	49	33
φ10,0	33	22	61	41
φ12,5	42	28	76	51
φ16,0	53	36	97	65
φ20,0	67	45	121	82

Fonte: Elaboração própria

O comprimento de ancoragem das barras aumenta conforme o seu diâmetro. O efeito da maior resistência ao escoamento e do fator η_4 é de aumentar o comprimento de ancoragem das barras de CA-70 em relação à mesma situação com CA-50. Esse é mais um dos aspectos que demonstra a compatibilidade do CA-70 com concretos mais resistentes, concretos de classes superiores proporcionam maior resistência de aderência na interface aço-concreto, que reduz o comprimento de ancoragem do CA-70.

Mesmo que o comprimento de ancoragem do CA-70 seja maior de forma geral, a cobertura do diagrama de momento fletor de cálculo decalado nem sempre resultará em maior consumo de aço ao utilizar o CA-70. Uma vez que a cobertura com CA-70 resulte na situação 2 da seção 5.2.7 apresentada neste trabalho, o comprimento das barras cortadas de CA-50 ou CA-70 será a mesma.

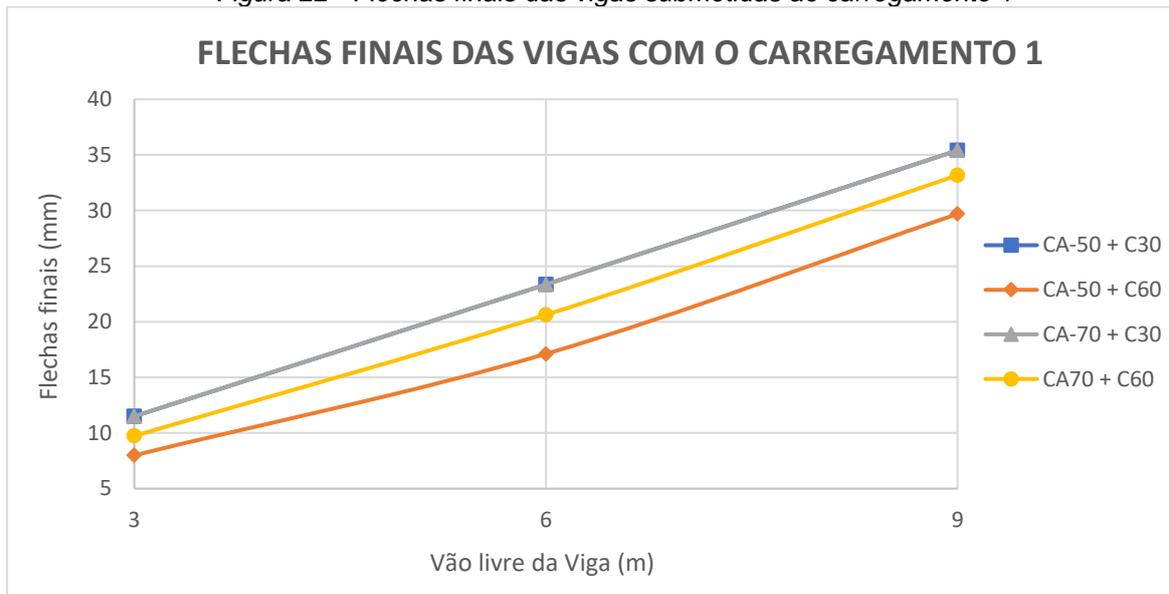
6.6 FLECHAS

Nesta seção são apresentadas as flexas finais (flechas máximas) obtidas na verificação ELS-DEF para cada uma das vigas. Serão identificados e discutidos aspectos que proporcionaram os resultados apresentados.

A Figura 22 resume as flechas finais para as vigas submetidas ao carregamento

1.

Figura 22 - Flechas finais das vigas submetidas ao carregamento 1



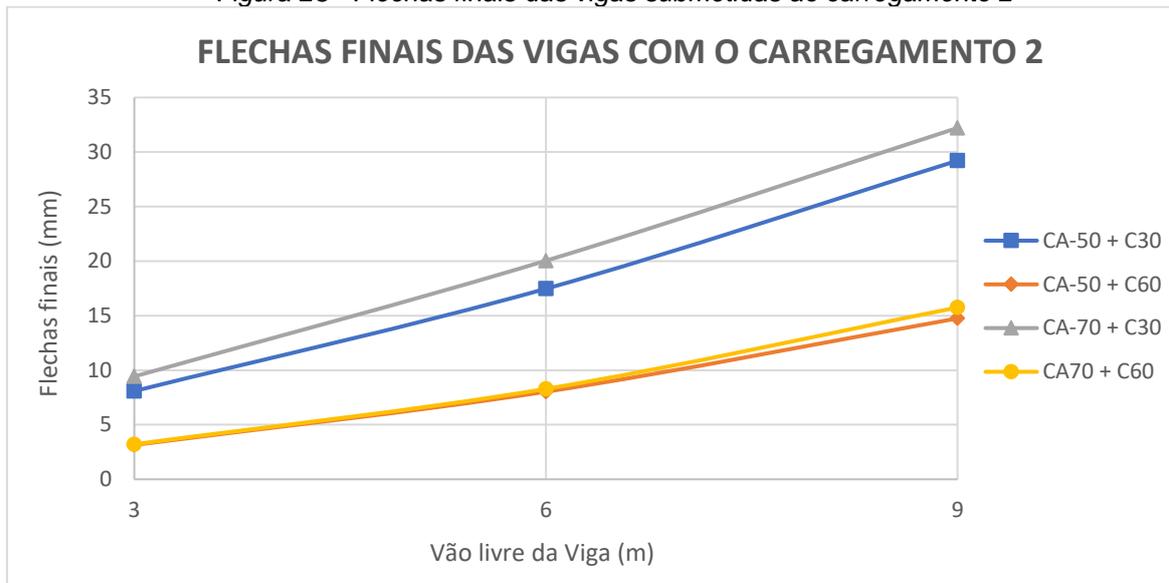
Fonte: Elaboração própria

As flechas das vigas com C30 e CA-50 e CA-70 ficaram iguais pois de fato a mesma quantidade de armadura longitudinal foi detalhada, isso ocorreu por causa da necessidade de aumentar a área de aço das vigas com CA-70 para atender a flecha limite (36 mm). Como para ambos os aços se considera o mesmo módulo de elasticidade (210 GPa) a deformação de fato seria a mesma. Em outras palavras, a armadura que possibilitava as vigas de CA-70 passarem no ELS-DEF era igual à armadura das respectivas vigas com CA-50.

Para as vigas com C60, o maior módulo de elasticidade do concreto possibilitou que a armadura detalhada para a viga com CA-70 fosse mais próxima (maior) que a armadura calculada e ainda assim atender a flecha limite. Com uma área de aço maior, a inércia no Estádio II diminuiu, tal como a inércia efetiva, que provocou uma flecha maior para a viga com CA-70.

A Figura 23 resume as flechas finais para as vigas submetidas ao carregamento 2.

Figura 23 - Flechas finais das vigas submetidas ao carregamento 2



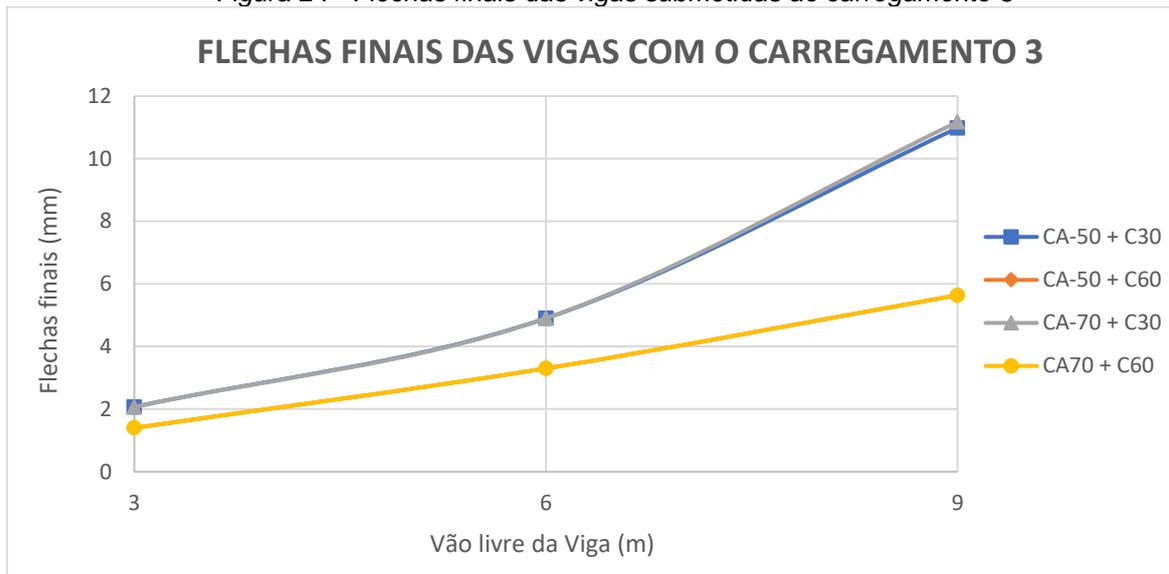
Fonte: Elaboração própria

Todas as vigas trabalharam no Estádio II. A inércia efetiva de uma viga com CA-70 sempre foi menor que a de uma viga com CA-50, o que pode ser observado comparando as vigas de mesmo concreto, mas com aços diferentes.

Para as vigas com C60, as flechas foram consideravelmente menores pois além de um concreto com maior módulo de elasticidade, o momento fletor solicitante era pouco maior que o momento de fissuração, o que afetou a inércia efetiva destas vigas.

A Figura 24 resume as flechas finais para as vigas submetidas ao carregamento 3.

Figura 24 - Flechas finais das vigas submetidas ao carregamento 3



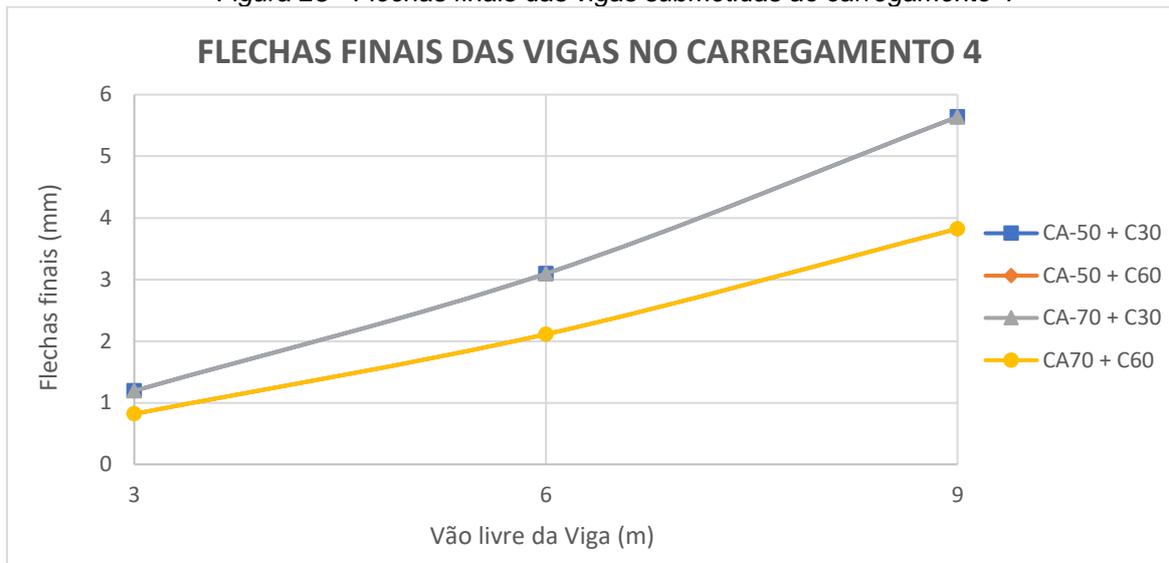
Fonte: Elaboração própria

Para as vigas armadas com C60, houve comportamento linear da flecha em função do vão, pois elas permaneceram no Estádio I. A viga de 300 cm com C30 permaneceu no Estádio I em situações de serviço, enquanto as de 600 e 900 cm trabalharam em Estádio II, o que justifica a alteração da inclinação da curva pouco antes de 6 metros de vão.

Para as vigas em C30 de 900 cm, mesmo no Estádio II, a inércia efetiva com CA-50 e CA-70 ficaram próximas em virtude do momento solicitante pouco maior que o de fissuração e por causa de suas inércias no Estádio II não serem tão diferentes, mesmo com áreas de aço diferentes. Isso justifica as flechas máximas praticamente iguais para as vigas de 900 cm com C30.

A Figura 25 resume as flechas finais para as vigas submetidas ao carregamento 4.

Figura 25 - Flechas finais das vigas submetidas ao carregamento 4



Fonte: Elaboração própria

Para um carregamento consideravelmente pequeno, todas as vigas trabalharam no Estádio I, de forma que a inércia efetiva consistiu na Inércia da seção bruta, que independe da área de aço. Assim, as flechas das vigas em C30 foram iguais entre si, independente do aço, indem para as vigas em C60, que naturalmente apresentaram flecha menor em face do maior módulo de elasticidade.

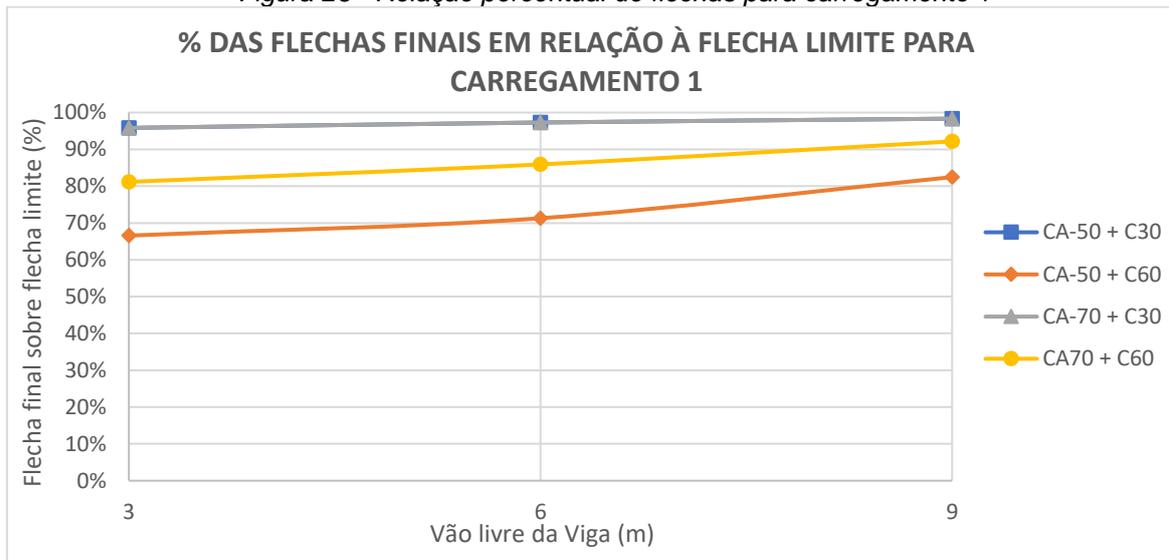
Não é possível identificar ou comparar o consumo de aço a partir deste gráfico.

6.7 FLECHAS EM RELAÇÃO AOS DESLOCAMENTOS LIMITES

Para esta seção, serão apresentadas as relações entre as flechas apresentadas pelas vigas e a flecha limite $L/250$ para cada situação. Em outras palavras, será exibido quanto as flechas apresentadas pelas vigas se aproximaram da flecha limite, que determina o atendimento ou não ao ELS-DEF.

A Figura 26 exhibe a relação percentual das flechas finais sobre as flechas limites para as vigas no carregamento 1.

Figura 26 - Relação percentual de flechas para carregamento 1



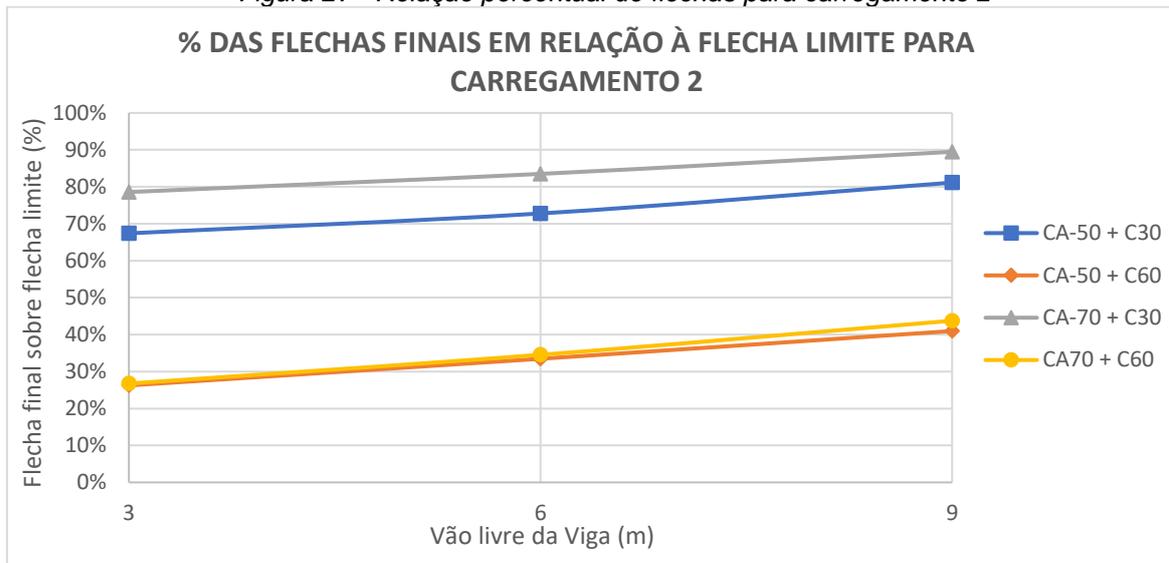
Fonte: Elaboração própria

As vigas com C30 e C50 ficaram muito próximas de apresentar flechas superiores aos limites. As vigas em C30 e CA-70 apresentaram inicialmente flechas superiores ao limite de forma que foi necessário aumentar sua área de aço. De fato, a mesma área de aço foi detalhada tanto com CA-50 quanto com CA-70 para as vigas em C30, o que resultou nas curvas coincidentes para o C30.

As vigas de C60 apresentaram flechas inferiores ao limite, com folga, por causa do maior módulo de elasticidade. De qualquer forma, as vigas com C60 e CA-70 apresentaram flechas maiores por causa da menor inércia efetiva no Estádio II.

A Figura 27 exhibe a relação percentual das flechas finais sobre as flechas limites para as vigas no carregamento 2.

Figura 27 - Relação percentual de flechas para carregamento 2



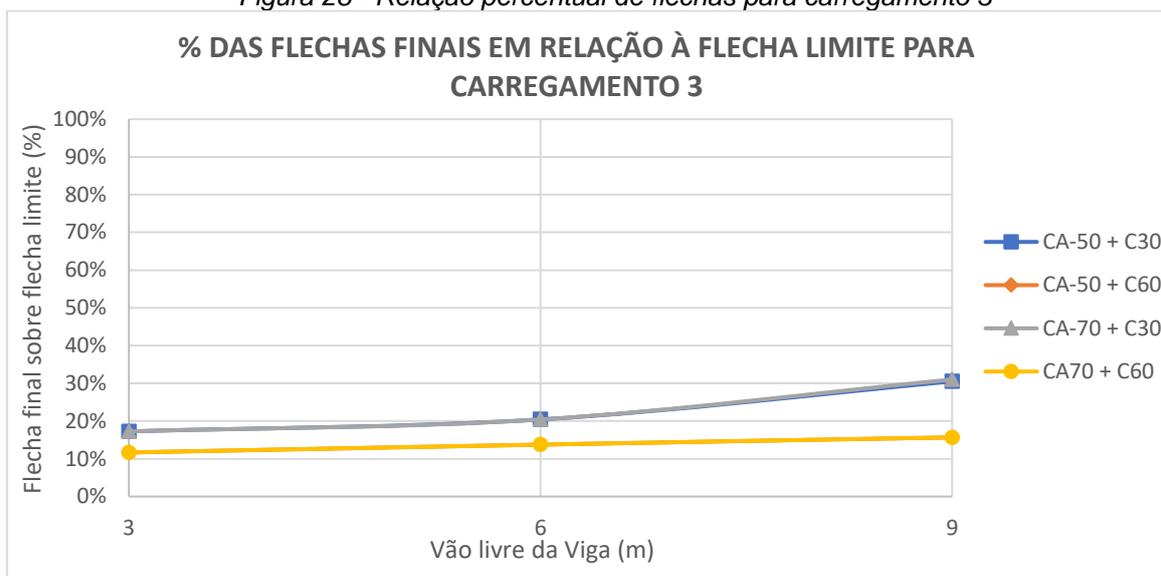
Fonte: Elaboração própria

Para as vigas de concreto C30, o aço teve parcela importante no comportamento da flecha, tanto que para as vigas com C30, aquelas com CA-70, portanto menor inércia efetiva tiveram flechas maiores. Para as vigas com C60, o seu maior módulo de elasticidade secante teve papel mais relevante na flecha.

Esforços solicitantes um pouco menores possibilitaram que o ELS-DEF não fosse aspecto determinante no consumo de aço. De forma que foi possível reduzir o consumo com o CA-70.

A Figura 28 exhibe a relação percentual das flechas finais sobre as flechas limites para as vigas no carregamento 3.

Figura 28 - Relação percentual de flechas para carregamento 3

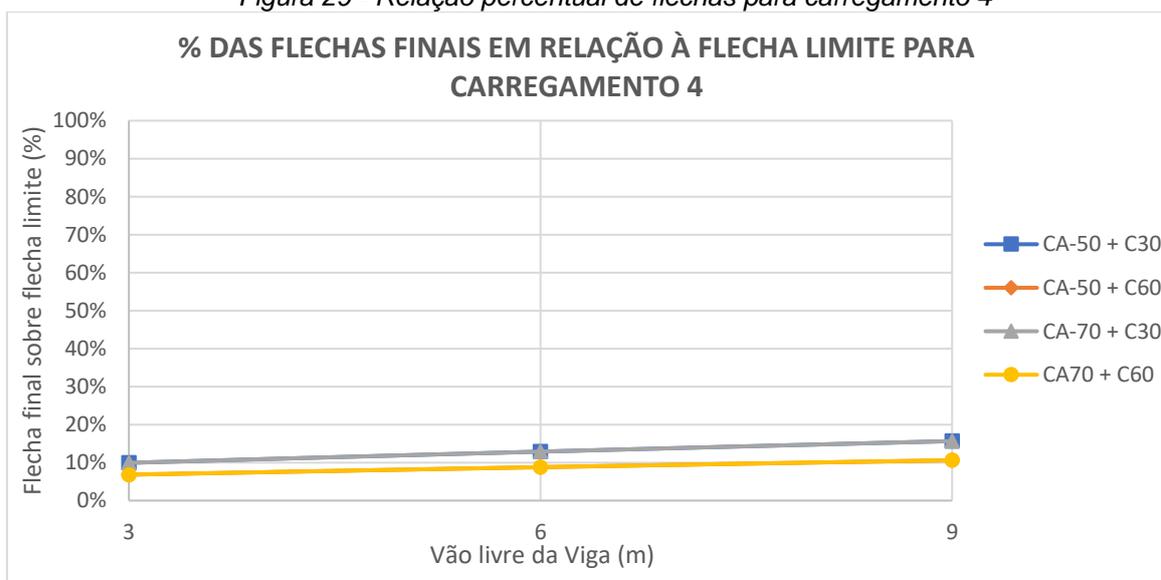


Fonte: Elaboração própria

Esforços solicitantes ainda menores provocaram flechas distantes das máximas. A alteração da inclinação da segunda metade da curva para o C30 indica a passagem do Estádio I para o Estádio II.

A Figura 29 exibe a relação percentual das flechas finais sobre as flechas limites para as vigas no carregamento 4.

Figura 29 - Relação percentual de flechas para carregamento 4



Fonte: Elaboração própria

As retas coincidentes para essas flechas retratam a independência das deformações em relação à área de aço por causa do trabalho da viga no Estádio I.

6.8 ABERTURA DE FISSURAS

Nesta seção serão apresentados os dados de abertura de fissuras para as vigas dimensionadas. Para a Classe de Agressividade Ambiental II, o limite para as aberturas é de 0,30 mm ou 300 μm .

Para estimar a abertura de fissuras, adota-se o menor valor obtido entre o método que considera a resistência média à tração do concreto e o método que considera a taxa de aço em relação à área de envolvimento de uma barra de armadura.

Para todas as 48 vigas, foram estimadas as aberturas de fissuras pelos dois métodos. Ressalta-se que os critérios de escolha para determinar a abertura de fissuras para cada viga consistiram na barra com maior área de envolvimento que pertencesse à camada de barras mais próxima da borda tracionada da viga.

As aberturas de fissuras foram calculadas para todas as 48 vigas dimensionadas. Isso quer dizer que se optou por realizar o cálculo da estimativa das aberturas mesmo que tenha sido verificado durante os dimensionamentos que algumas das vigas trabalhassem no Estádio I, ou seja, aparentemente não fissuradas.

Dessa forma, pôde-se obter um maior número de dados em relação à essa verificação em serviço e elaborar uma discussão mais aprofundada, considerando apenas a estrutura matemática da estimativa de abertura de fissuras ao ignorar a condição necessária dos elementos estarem trabalhando no Estádio II.

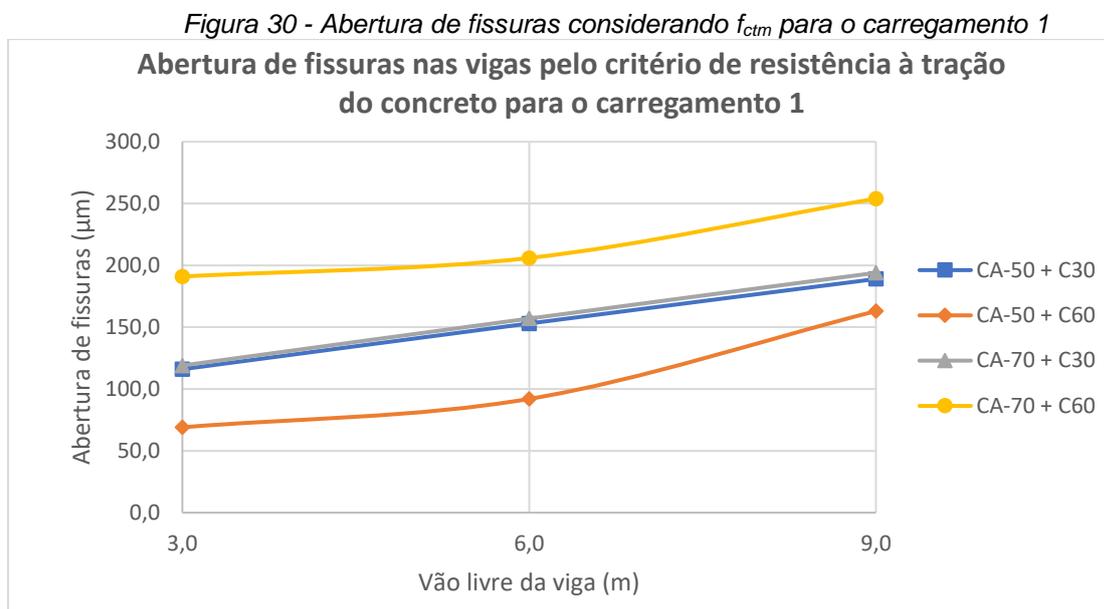
Aqui se apresentam os valores estimados pelos dois métodos e se discute o que proporcionou os valores encontrados.

6.8.1 Abertura de fissuras considerando resistência à tração do concreto

A expressão de estimativa de abertura de fissuras que considera f_{ctm} demonstra que a abertura de fissuras é diretamente proporcional ao diâmetro da barra considerada, diretamente proporcional ao quadrado da tensão nessa barra e inversamente proporcional à resistência à tração média do concreto.

Também é inversamente proporcional ao módulo de elasticidade do aço e do fator η_1 que considera a conformação superficial das barras, mas como no presente estudo essas duas grandezas foram invariáveis para as vigas eles não serão considerados nas discussões.

A Figura 30 a seguir exibe as aberturas estimadas de fissuras para as vigas do carregamento 1.



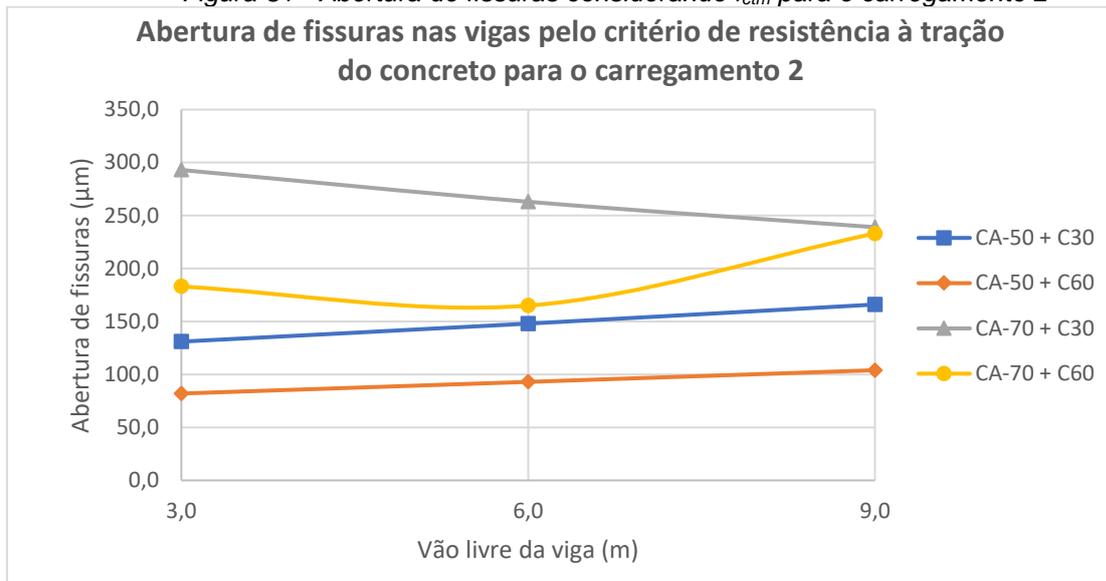
Fonte: Elaboração própria

Analisando o gráfico é possível perceber que, apesar das fissuras serem proporcionais ao quadrado da tensão na barra, o que resultaria em aberturas com o dobro da espessura para o CA-70 ($1,40^2 = 1,96$), como para as vigas em CA-70 e C30 foi necessário aumentar consideravelmente a área de aço para atender ao ELS-DEF isso resultou em reduzir a tensão nessas barras de forma a aproximar a abertura de fissuras às das vigas com C30 e com CA-50.

Para as vigas com C60, como não houve necessidade de se aumentar a área de aço, as fissuras apresentaram o comportamento esperado ao se utilizar o CA-70, que consiste na abertura de fissuras maiores. Para as vigas com C60 e com CA-50, por causa da menor resistência ao escoamento do aço, as aberturas de fissuras também foram menores.

A Figura 31 a seguir exibe as aberturas estimadas de fissuras para as vigas com o carregamento 2.

Figura 31 - Abertura de fissuras considerando f_{ctm} para o carregamento 2



Fonte: Elaboração própria

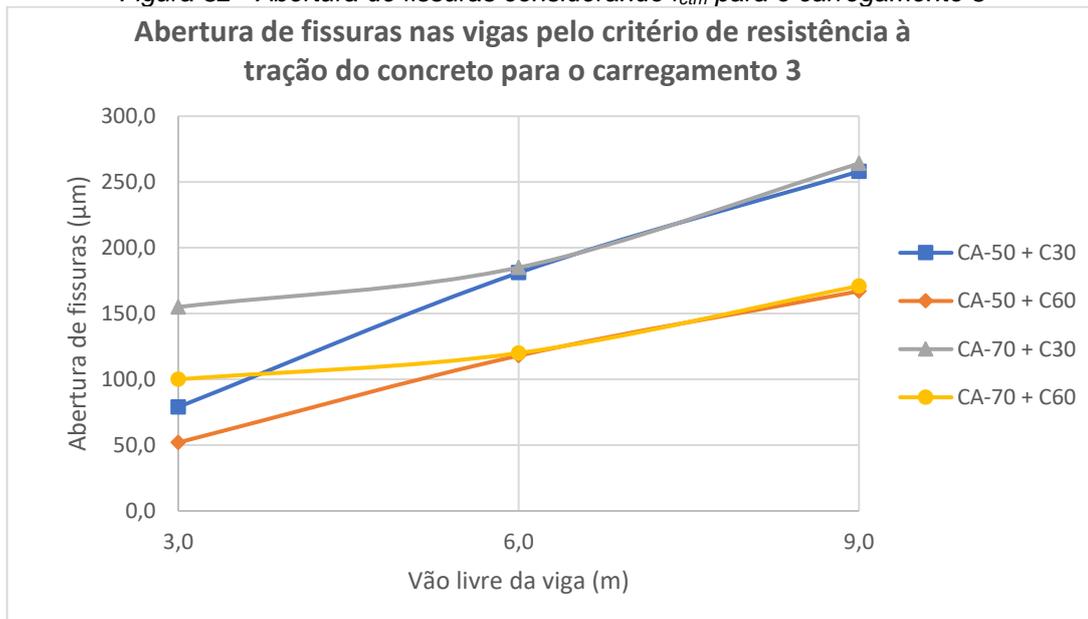
Analisando o gráfico acima, é possível identificar um comportamento diferente das vigas com CA-70 em comparação às com CA-50. Todas as curvas deveriam ter inclinação praticamente constante e serem crescentes, isso caso a armadura detalhada fosse idêntica ou suficientemente próxima da calculada.

Para ambas as vigas de 600 cm com CA-70, a armadura detalhada foi maior que a calculada, o que reduziu as fissuras por reduzir a tensão nessas barras. A viga de 900 cm de CA-70 com C30 teve a armadura detalhada consideravelmente maior que a calculada para atender ao ELS-DEF, o que reduziu ainda mais a abertura de fissuras de forma a atribuir à curva C30 com CA-70 o comportamento acima.

É possível identificar que de forma geral, as vigas em CA-70 apresentaram fissuras maiores para esse carregamento.

A Figura 32 a seguir exhibe as aberturas estimadas de fissuras para as vigas do carregamento 3.

Figura 32 - Abertura de fissuras considerando f_{ctm} para o carregamento 3



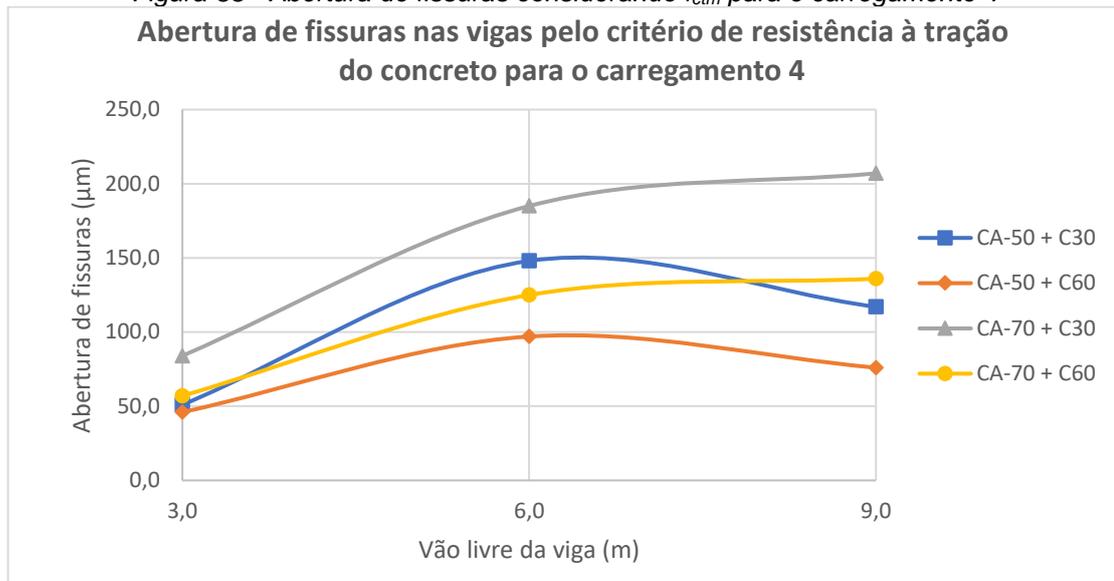
Fonte: Elaboração própria

Analisando o gráfico acima, é possível perceber que a abertura de fissuras para as vigas dimensionadas com um mesmo concreto se apresentou maior ao utilizar o CA-70 com o menor vão, para os demais vãos a abertura de fissuras se igualou. Isso acontece por causa das escolhas de projeto em relação ao número e diâmetro de barras para cada caso. Enquanto para o CA-50 se utilizou 2 barras de 16 mm, para o CA-70 se utilizou 4 barras de 10 mm. Como o critério de f_{ctm} não leva em conta a área de envolvimento, somente o diâmetro das barras, as aberturas das fissuras se aproximaram mesmo utilizando aços com resistências diferentes.

É possível notar que em função das escolhas do projetista em termos de número, diâmetro e disposição de barras, esses gráficos da Figura 32 exprimem as relações de proporcionalidade direta e inversa das grandezas entre a abertura de fissuras e os dados de entrada.

A Figura 33 a seguir exhibe as aberturas estimadas de fissuras para as vigas do carregamento 4.

Figura 33 - Abertura de fissuras considerando f_{ctm} para o carregamento 4



Fonte: Elaboração própria

As vigas com o carregamento 4 apresentaram fissuras menores que as indicadas na ABNT NBR6118:2014 como limites.

Analisando o gráfico, o que justifica as menores fissuras para vãos de 300 cm é o fato da armadura detalhada para as vigas ($2 \phi 10,0$ mm) ser consideravelmente superior à armadura mínima que se calcula para essas vigas. Dessa forma, como as fissuras são diretamente proporcionais ao quadrado da tensão, e esta é diretamente proporcional à relação $A_{s,calc}/A_{s,det}$ houve uma redução considerável das aberturas das fissuras para vãos de 300 cm.

Comparando todos os 4 gráficos, entende-se que os seus comportamentos se apresentam de maneira imprevisível principalmente por causa da influência da relação entre armadura calculada e efetivamente detalhada, que varia consideravelmente em função das escolhas do projetista. Isso evidencia uma capacidade de controle por parte do projetista na abertura de fissuras em função das suas escolhas.

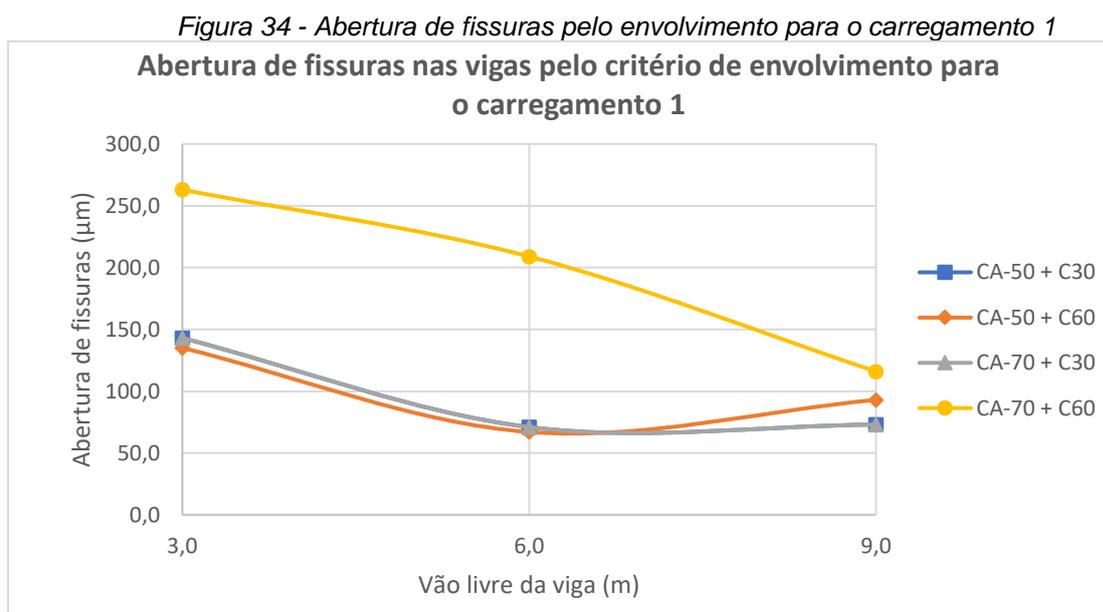
Além disso, considerando o critério de resistência à tração do concreto, é possível notar que de forma geral o CA-70 apresenta maiores aberturas de fissuras.

6.8.2 Abertura de fissuras considerando aço na área de envolvimento

A expressão de estimativa de abertura de fissuras que considera a área de envolvimento demonstra que a abertura de fissuras é diretamente proporcional ao diâmetro da barra considerada, diretamente proporcional a tensão nessa barra e

inversamente proporcional à taxa de armadura na região de envolvimento para uma barra, o que significa dizer que quanto maior o espaçamento, horizontal e vertical, entre barras dispostas na região tracionada na viga, maior será abertura de fissuras.

A Figura 34 a seguir exhibe as aberturas estimadas de fissuras para as vigas do carregamento 1.



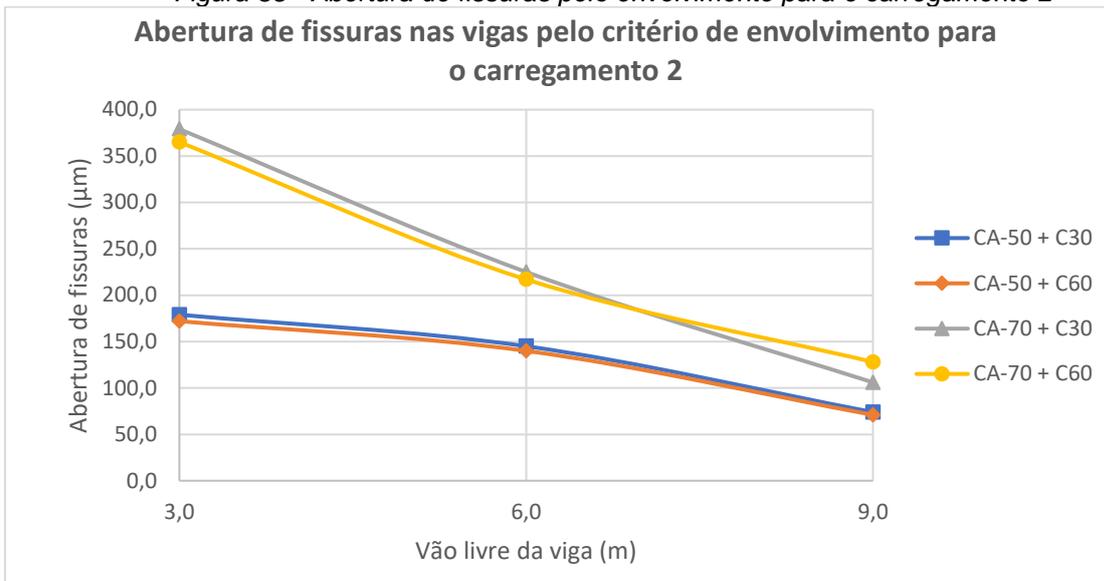
Fonte: Elaboração Própria

Analisando o gráfico acima, as aberturas maiores de fissuras com o CA-70 e com C60 resultam do menor número de barras possibilitado por causa da boa compatibilidade entre os dois materiais. Isso em termos da maior resistência proporcionar menor número de barras e o concreto assegurar o atendimento ao ELS-DEF. Isso possibilitou a presença de apenas uma camada de barras para as vigas com CA-70 e com C60, o que aumentou as áreas de envolvimento, que aumentou as aberturas.

As demais vigas apresentaram menores fissuras por causa do maior número de barras detalhado, o que diminuiu as áreas de envolvimento.

A Figura 35 a seguir exhibe as aberturas estimadas de fissuras para as vigas do carregamento 2.

Figura 35 - Abertura de fissuras pelo envolvimento para o carregamento 2

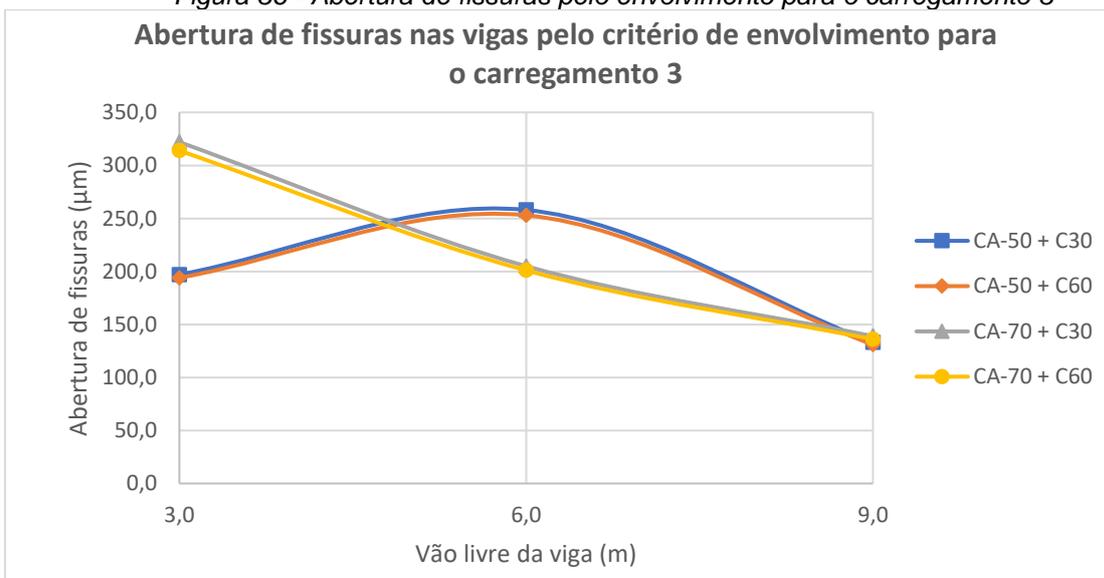


Fonte: Elaboração Própria

O gráfico acima retrata adequadamente que as maiores tensões presentes nas barras resultam em maiores aberturas de fissuras, respeitando a equação de estimativa de abertura de fissuras. Isso é observado uma vez que as vigas com CA-70 apresentaram maiores aberturas fissuras.

A Figura 36 a seguir exhibe as aberturas de fissuras estimadas para as vigas do carregamento 3.

Figura 36 - Abertura de fissuras pelo envolvimento para o carregamento 3



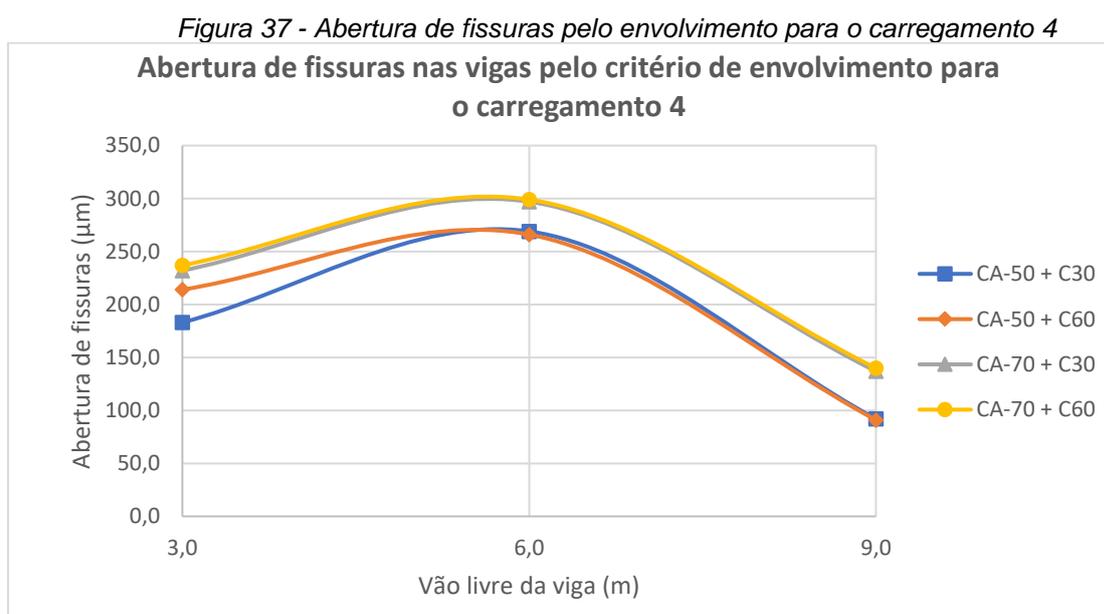
Fonte: Elaboração Própria

Além das barras de CA-70 absorverem maior tensão, o que aumenta a abertura de fissuras, um número menor de barras e maiores espaçamentos proporcionam áreas maiores de envolvimento, que geram aberturas de fissuras maiores.

Para as vigas de 600 cm, as menores fissuras apresentadas pelas vigas com CA-70 são justificadas por um maior número de barras, mas com menor diâmetro. Mesmo que a resistência do CA-70 seja maior, o que aumentaria a abertura das fissuras, as áreas de envolvimento menores foram suficientes para que no fim as fissuras fossem menores que a das correspondentes vigas com CA-50.

Para as vigas com C30 e com CA-70, se o critério de envolvimento fosse o único utilizado para estimar as fissuras, ou se admitisse o maior valor entre os calculados para cada critério, o estado limite ELS-W não seria atendido.

A Figura 37 a seguir exhibe as aberturas estimadas de fissuras para as vigas do carregamento 4.



Fonte: Elaboração própria

As vigas com o carregamento 4 apresentaram fissuras menores que as indicadas na ABNT NBR6118:2014 como limites.

O gráfico acima retrata adequadamente que as maiores tensões presentes nas barras resultam em maiores aberturas de fissuras, respeitando a equação de estimativa de abertura de fissuras. Isso é observado uma vez que as vigas com CA-70 apresentaram maiores aberturas de fissuras.

As vigas de 600 cm e com CA-70 verificaram o ELS-W caso se considerasse apenas o critério de envolvimento, porém com folgas menores que 10 micrometros. De qualquer forma, essas vigas trabalharam na verdade no Estádio I, portanto não apresentaram aberturas maiores que a abertura limite.

Para todas as vigas de 900 cm, a existência da armadura de pele reduziu os envoltimentos das barras de armadura positiva. Isso influenciou todas as vigas de 900 cm em termos de redução na abertura de fissuras. Isso aconteceu para vigas de 900 cm para qualquer carregamento.

De modo geral, o critério de envolvimento para estimar a abertura de fissuras apresenta resultados com muita variabilidade. Isso acontece, pois, a definição das áreas de envolvimento depende das escolhas do projetista em termos de número e diâmetro das barras da armadura e sua disposição na seção transversal. Isso demonstra que o projetista possui certo controle da fissuração considerando o critério de envolvimento, assegurando viabilidade do CA-70 apesar de apresentar naturalmente maiores fissuras.

6.9 CUSTO DAS ARMADURAS POSITIVAS

Nesta seção são apresentados os custos calculados para a armadura positiva das vigas. O levantamento é feito somente para as armaduras positivas pois o consumo das armaduras de pele, transversal e porta-estribos foi invariável com a categoria de aço utilizada.

Para estas análises, também não foram levados em contas coeficientes de perdas de materiais durante as fases de execução. Esses coeficientes não variariam em função da categoria de aço utilizada, o que não surtiria efeito nos resultados.

De acordo com Meo, em 2023 os fabricantes atribuem um custo do CA-70 de 7 a 10% maior que o custo do CA-50. Mais especificamente para a região de São Paulo, há o exemplo de R\$6,15/kg de CA-50 e R\$7,15/kg de CA-70.

Dessa forma, os levantamentos de custos serão realizados considerando esses dados fornecidos por Meo. Os custos foram levantados pela multiplicação simples entre os dados que constam nos Gráficos da seção 6.1 pelo custo do respectivo aço utilizado, apresentados no parágrafo anterior.

Dessa forma, a Tabela 16 resume os dados de custos para as vigas sujeitas ao carregamento 1.

Tabela 16 - Custos armaduras positivas para carregamento 1

CUSTO DA ARMADURA POSITIVA CARREGAMENTO 1 (R\$)				
Vão da viga (m)	CA-50 + C30	CA-50 + C60	CA-70 + C30	CA-70 + C60
3	102,13	102,13	118,88 (+16%)	67,80 (-34%)
6	377,78	375,69	443,53 (+17%)	287,01 (-24%)
9	837,97	734,17	1006,60 (+20%)	663,55 (-10%)

Fonte: Elaboração Própria

Para este carregamento, a utilização do CA-70 representou economia apenas para as vigas com concreto C60. Esse fato ocorreu pela necessidade de aumentar a armadura das vigas em C30 para que atendessem à deformação limite, o que elevou os custos.

Todavia, entende-se que para reduzir os custos com a armadura foi necessário utilizar um concreto de classe mais alta e potencialmente mais caro, o que gera a possibilidade que o custo do elemento estrutural seja mais caro, apesar do menor custo da armadura positiva.

A Tabela 17 resume os dados de custos para as vigas sujeitas ao carregamento 2.

Tabela 17 - Custos armaduras positivas para carregamento 2

CUSTO DA ARMADURA POSITIVA CARREGAMENTO 2 (R\$)				
Vão da viga (m)	CA-50 + C30	CA-50 + C60	CA-70 + C30	CA-70 + C60
3	61,05	60,30	51,52 (-16%)	49,32 (-18%)
6	258,62	255,37	214,73 (-17%)	209,67 (-18%)
9	549,11	547,02	517,53 (-6%)	416,63 (-24%)

Fonte: Elaboração Própria

Para o carregamento 2, a utilização do CA-70 resultou em menores custos de armadura positiva para todos os casos. Para as vigas com C30, o ganho foi maior para as vigas de menores vãos, enquanto para as vigas com C60, o ganho foi maior para as vigas em 900 cm. Isso expressa novamente a boa compatibilidade entre o CA-70 e concretos de classes superiores.

A Tabela 18 resume os dados de custos para as vigas sujeitas ao carregamento 3.

Tabela 18 - Custos armaduras positivas para carregamento 3

CUSTO DA ARMADURA POSITIVA CARREGAMENTO 3 (R\$)				
Vão da viga (m)	CA-50 + C30	CA-50 + C60	CA-70 + C30	CA-70 + C60
3	44,33	44,33	31,56 (-29%)	30,51 (-31%)
6	137,06	137,06	109,24 (-20%)	107,59 (-22%)
9	317,39	317,39	253,59 (-20%)	250,29 (-21%)

Fonte: Elaboração Própria

Para o carregamento 3, todos os cenários também apresentaram redução de custos de armadura positiva. Para esse carregamento, a economia em termos percentuais foi ainda maior.

A Tabela 19 resume os dados de custos para as vigas sujeitas ao carregamento 4.

Tabela 19 - Custos armaduras positivas para carregamento 4

CUSTO DA ARMADURA POSITIVA CARREGAMENTO 4 (R\$)				
Vão da viga (m)	CA-50 + C30	CA-50 + C60	CA-70 + C30	CA-70 + C60
3	27,41	27,41	31,56 (+15%)	30,51 (+11%)
6	81,90	81,90	92,85 (+13%)	90,64 (+11%)
9	226,33	224,69	184,78 (-18%)	182,36 (-19%)

Fonte: Elaboração Própria

Para o carregamento 4, ao utilizar o CA-70 os custos foram maiores para as vigas de 300 e 600 cm. Isso ocorreu por causa dos menores esforços solicitantes que induziam situações de armaduras mínimas calculadas ou construtivas.

Para as vigas de 900 cm, o vão consideravelmente maior gerou maiores esforços solicitantes, exigindo armaduras que superavam as armaduras mínimas, e a utilização do CA-70 possibilitou a utilização de um menor número de barras.

7 CONCLUSÃO

Nesse trabalho, foram dimensionadas 48 diferentes vigas em concreto armado. Todas elas se diferenciavam em termos da classe de concreto utilizada, categoria de aço de armaduras, comprimento dos vãos livres e carregamentos a que estavam submetidos. Buscou-se identificar quais são as implicações no consumo de materiais, custos e no comportamento dos elementos estruturais ao se utilizar o aço de categoria CA-70 com função de armadura para essas vigas.

A utilização do CA-70 como armadura se mostrou mais compatível com a utilização de concretos de maiores classes de resistências, principalmente em situação de maiores carregamentos. Ao se utilizar esse aço com um concreto menos resistente, é possível que a armadura dimensionada no Estado-Limite Último não seja suficiente para que a viga passe nas verificações de Estado-Limite de Serviço. Isso foi observado com a necessidade de maiores áreas de aço para que a inércia efetiva da viga fosse suficiente para atender ao deslocamento limite, visto o módulo de elasticidade de um concreto de classe de resistência menor.

Dessa forma, a utilização do CA-70 com concretos mais resistentes se mostrou mais adequada, pois o concreto mais resistente agrega maior rigidez à flexão, o que compensa uma possível inércia efetiva menor em virtude da menor área de aço dimensionada no Estado-Limite Último.

Além disso, foi identificado que um dos principais efeitos ao adotar o CA-70 consiste em seus maiores comprimentos de ancoragem. Nesse sentido, a utilização de um concreto de maior classe de resistência se mostra compatível por causa da maior resistência de aderência por ele proporcionada, que reduz os comprimentos de ancoragem.

Para carregamentos suficientemente inferiores, o consumo de CA-70 se aproximou do consumo de CA-50 em virtude dos aspectos de armadura mínima, sejam elas calculadas ou construtivas; e por causa das combinações limitadas entre número e diâmetro de barras para pequenas áreas calculadas de armadura. À medida que o carregamento diminui, o CA-70 apresenta a necessidade de armadura mínima antes que o CA-50, o que iguala ou aumenta o consumo desse aço para menores carregamentos.

Entre essas duas condições (flecha e armaduras mínimas), para carregamentos de magnitude intermediária, a utilização do CA-70 demonstrou sempre

menor consumo de materiais, apesar dos maiores comprimentos de ancoragem. De fato, os maiores comprimentos de ancoragem das barras não surtiram efeitos significativos no consumo.

As vigas dimensionadas com CA-70 apresentaram maiores flechas que as vigas com CA-50. Isso ocorreu por causa da menor área de aço possibilitada pela maior resistência ao escoamento do material. Ao trabalhar no Estádio II, a menor área de aço significava menor inércia nesse Estádio, que resulta em menor momento de inércia de Branson. Para situações de carregamentos pouco intensos, as vigas no Estádio I possibilitam que a flecha não seja função da área de aço. Nesses casos, o consumo de aço e as deformações não possuem relação.

Mesmo constatando nos dimensionamentos que algumas das vigas trabalhariam no Estádio I, a estimativa de abertura de fissuras foi realizada para todas as vigas, proporcionando mais dados para discussão.

Ambos as expressões de estimativa de abertura de fissuras demonstram que a utilização do CA-70 leva a maiores fissuras. Porém, essas mesmas expressões indicam que essas aberturas podem ser controladas em função das escolhas do projetista, sejam elas aumentando a área de aço detalhada, o que reduz a tensão nas barras, e/ou aumentando o número de barras para diminuir espaçamentos, o que diminui as áreas de envolvimento, impactando na estimativa nas aberturas, de forma a reduzi-las. O mesmo vale para a utilização de armadura de pele.

A estimativa dos custos foi realizada apenas para as armaduras positivas, pois todas os demais tipos armaduras não sofreram variação em função da categoria de aço utilizada. Também não foram consideradas eventuais perdas de execução. Por causa do custo do CA-70 ser maior, mas suficiente próximo do custo do CA-50, todos os casos em que houve consumo de materiais também houve redução nos custos. Para cenários onde o custo por quilograma do CA-70 se mantenha próximo do custo do CA-50, a economia com armaduras se mostra possível. Em cenários nos quais o custo do CA-70 seja consideravelmente maior, mesmo com economia de materiais a utilização do CA-50 pode continuar sendo a menos onerosa.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 6120:2019 Ações para o cálculo de estruturas em edificações**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 7480:2022 Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro.

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

BRANSON, D. E. et al. **Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams**. Alabama. State Highway Department., 1965.

CARVALHO, R. C.; FIGUEREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado : Segundo a ABNT NBR 6118:2014**. 4ª ed. São Carlos, SP: Edefscar, 2016.

CRSI (Concrete Reinforcing Steel Institute). **Guide to the Use of Grade 100 Reinforcing Bars in ACI 318-19**. Nota Técnica ETN-D-6-20. 2020. 10p.

GERDAU. **Vergalhão Gerdau GG 70**. Catálogo. 2022.

MEO, B. M. **[Correspondência eletrônica]**. Destinatário: Guilherme Aris Parsekian, Murilo Scieve Uliana. São Carlos - SP, 27 jul. 2023. 1 E-mail.

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

SINGH, Harvinder. Optimum High-Strength Reinforcing Bar Grade for Reinforced Concrete Flexural Members. **ACI Structural Journal**, v. 119, n. 4, p. 69-74, 2022.

ORANGUN, C. O.; JIRSA, James O.; BREEN, J. E. **The strength of anchor bars: a reevaluation of test data on development length and splices**. 1975.