



RELATÓRIO FINAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA

CAMPUS VOTUPORANGA

SITE PARA VERIFICAÇÃO DE FADIGA DA ARMADURA EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM DETALHAMENTO EM PDF

ALUNO: ISABELLA SILVA MENEZES

ORIENTADOR: GUSTAVO CABRELLI NIRSCHL

MODALIDADE DE IC: PIVICT

VIGENCIA: 19/05/2017 A 30/11/2017

NOVEMBRO DE 2017.

RESUMO

Existem inúmeros programas de computador que realizam quase todos os cálculos de engenharia civil, como o TQS (2017) e o FTOOL (2015). Normalmente, tais programas mostram somente os resultados finais ou alguns passos para se chegar até eles. Neste contexto, um grupo de pesquisa já cadastrado no CNPq vem criando programas que não só fazem cálculos, mas que demonstram todo o procedimento realizado, via arquivo pdf, programas estes que funcionam diretamente em site de internet. Neste projeto, foi desenvolvido um programa que faz os cálculos para a verificação da fadiga da armadura de flexão e da armadura de cortante em vigas de pontes de concreto armado. O desenvolvimento dos aplicativos do grupo é realizado na linguagem HTML/Javascript, que pode ser estudada em W3... (2017).

Palavras-chave: *Pontes, fadiga, programa, engenharia civil, Javascript, html.*

ABSTRACT

There are numerous computer programs that perform almost all civil engineering calculations, such as TQS (2017) and FTOOL (2015). Typically, such programs show only the end results or a few steps to get to them. In this context, a research group already registered in CNPq has been creating programs that not only make calculations, but demonstrate the whole procedure, via pdf file, these programs that work directly on the internet site. In this project, we developed a program that will perform the calculations for the verification of the fatigue of the bending and the shear reinforcement in reinforced concrete bridges. The development of the applications of the group is performed with the HTML / Javascript language, that can be studied in W3 ... (2017).

Keywords: *Bridges, fatigue, software, civil engineering, Javascript, html.*

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	1
APRESENTAÇÃO TEÓRICA	2
2.1 Introdução	2
2.2 Resistência à fadiga do aço	5
2.3 Fadiga do aço na flexão de vigas de concreto armado	8
2.4 Fadiga do aço na cortante em vigas de concreto armado	11
MÉTODOS	13
RESULTADOS	14
4.1 Aparência dos programas	14
4.2 Funcionalidade dos programas	16
4.3 Validação dos programas	26
CONCLUSÕES	61
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Exemplo de viga longarina de uma ponte e suas ações permanentes.....	2
Figura 2: Diagrama de momentos fletores (kN*m) referente ao exemplo da figura anterior. ...	2
Figura 3: Diagrama de esforços cortantes (kN) referente ao exemplo da figura 1.	3
Figura 4: Exemplo de linha de influência do momento fletor para uma seção. Valores em m.	3
Figura 5: Exemplo de linha de influência da cortante para uma seção. Valores sem unidade. ..	4
Figura 6: Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para o aço dentro do concreto.	6
Figura 7: Demonstração do formato das curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N) para o aço.	7
Figura 8: Tipos de curva S-N.	7
Figura 9: Parâmetros na seção retangular.	8
Figura 10: Parâmetros na seção em “T”.....	8
Figura 11: Tela do programa “VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA LONGITUDINAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO”	15
Figura 12: Tela do programa “VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO”.	16
Figura 13: Relatório em PDF gerado com dados do exemplo encontrado em Marchetti (2008) para verificação de fadiga na armadura longitudinal de vigas de concreto armado.	21
Figura 14: Relatório em PDF gerado com dados do exemplo encontrado em Marchetti (2008) para verificação de fadiga na armadura transversal de vigas de concreto armado.	25
Figura 15: Verificação de fadiga em armaduras longitudinais de viga de ponte (longarina). Fonte: Adaptado de Marchetti (2008).	26
Figura 16: Verificação de fadiga em armaduras transversais de vigas de pontes (longarina). Fonte: Marchetti (2008).	51

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR 6118:2014: Norma Brasileira de projeto de estruturas de concreto - Procedimento, versão 2014.

NEV: Núcleo de Engenharia Virtual (<http://vtp.ifsp.edu.br/nev>)

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Atualmente, com o avanço das tecnologias, é possível utilizar programas de computador comerciais ou criar softwares de acordo com a necessidade. A maioria dos softwares apresenta somente os resultados finais ou nem todos os passos de cálculo. Pode-se citar como exemplo o FTOOL (2015), programa de análise estrutural e o TQS (2017), sobre dimensionamento de concreto armado.

Neste contexto, o NEV – Núcleo de Engenharia Virtual (<http://vtp.ifsp.edu.br/nev>) elabora páginas da internet relacionadas a cálculos da engenharia civil, em que os programas, além de mostrar os resultados finais, apresentam todo o desenvolvimento dos cálculos e a teoria básica para entendimento do método, auxiliando alunos, profissionais recém-formados e professores que quiserem utilizar os programas no ensino-aprendizado.

No caso deste relatório final de iniciação científica, serão apresentadas páginas de internet para a verificação de fadiga na armadura longitudinal e transversal de vigas de pontes de concreto armado.

A evolução tecnológica motivou a utilização da programação direta em páginas de internet, por meio da linguagem HTML/Javascript, que pode ser estudada em W3schools (2017).

CAPÍTULO 2

APRESENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Introdução

Para o dimensionamento das vigas de pontes, inicialmente usam-se os esforços devido às ações permanentes (índice “g” neste trabalho; peso próprio da viga e peso próprio das lajes e outros elementos que se apoiam nas vigas).

Considere-se o seguinte exemplo de viga longarina de uma ponte e suas ações permanentes:

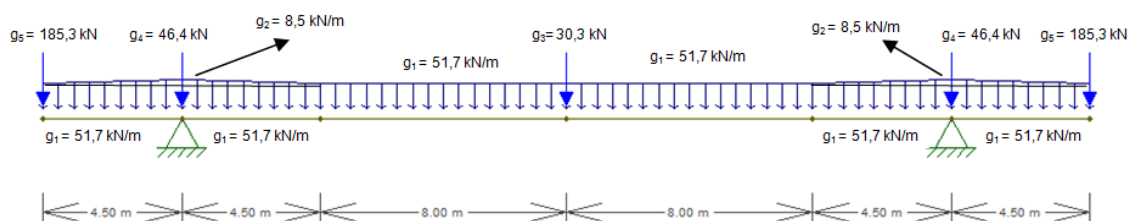


Figura 1: Exemplo de viga longarina de uma ponte e suas ações permanentes.

Fonte: O próprio autor a partir do software FTOOL.

Obviamente, essas ações levam a diagramas de momento fletor e de esforço cortante:

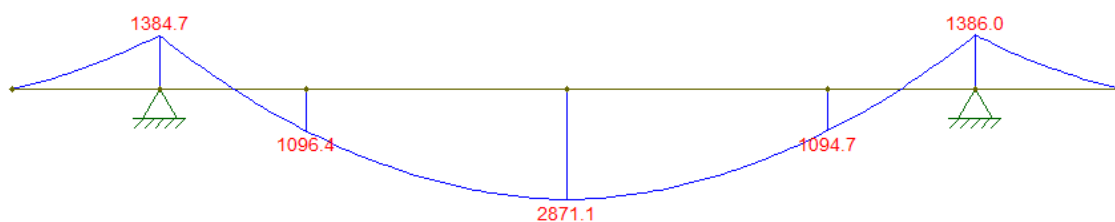


Figura 2: Diagrama de momentos fletores ($\text{kN}\cdot\text{m}$) referente ao exemplo da figura anterior.

Fonte: O próprio autor a partir do software FTOOL.



Figura 3: Diagrama de esforços cortantes (kN) referente ao exemplo da figura 1.

Fonte: O próprio autor a partir do software FTOOL.

Por exemplo, para a seção central do vão referente às figuras anteriores, teríamos:

$$M_g = 2871,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_g = 15,3 \text{ kN (valor em módulo)}$$

Além dos esforços devido às ações permanentes, consideram-se os esforços devido às ações variáveis (índice “q” neste trabalho; cargas móveis dos veículos que trafegam pela ponte). Neste caso, como as ações são móveis, para cada seção de dimensionamento se traçam as chamadas LINHAS DE INFLUÊNCIA, que mostram os esforços na seção quando a ação móvel está aplicada no ponto onde o valor está plotado. Segue um exemplo:

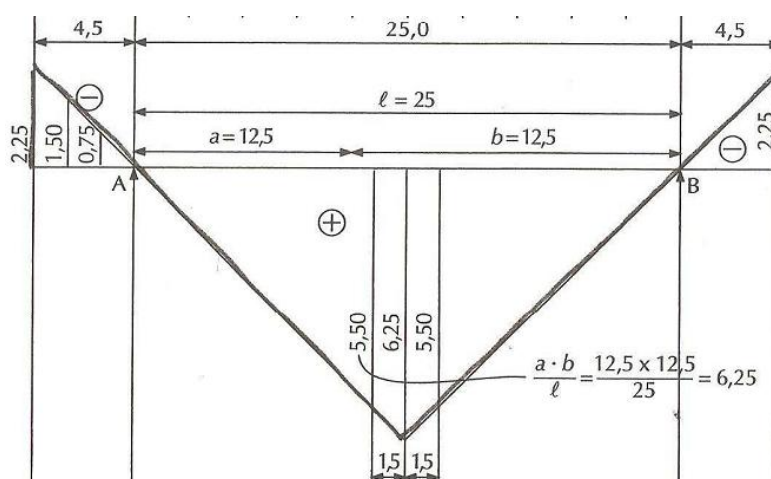


Figura 4: Exemplo de linha de influência do momento fletor para uma seção. Valores em m.

Fonte: Marchetti (2008).

Por exemplo, o valor de 1,5 m na figura anterior (o segundo, da esquerda para a direita) significa que o momento fletor na seção central do vão vale 1,5 m para uma carga

unitária aplicada na posição onde está desenhado o valor de 1,5 na linha de influência da figura anterior.

Sendo assim, percebe-se que, para a seção, há um momento fletor positivo máximo e um momento fletor negativo máximo. A linha de influência é criada para uma ação unitária, como informado. Dependendo da ponte, a ação real é obtida de acordo com o trem-tipo considerado. Os esforços finais são obtidos multiplicando os valores da linha de influência pela ação real. Seja, por exemplo, uma ação real de 119 kN, então, para o exemplo anterior:

$$M_{q,m\acute{a}x} = 6,25 \times 119 = 743,75\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{q,m\grave{a}n} = -2,25 \times 119 = -267,75\text{kN}\cdot\text{m}$$

Segue um exemplo de linha de influência de cortante:

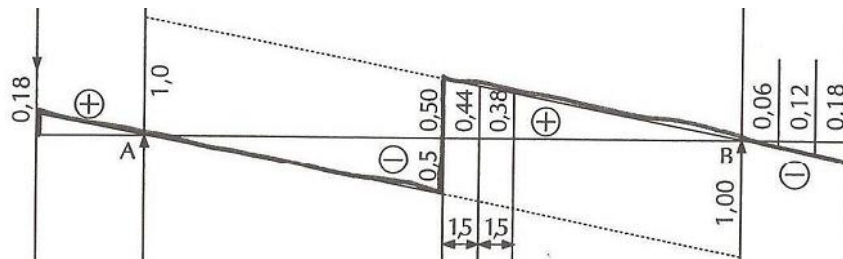


Figura 5: Exemplo de linha de influência da cortante para uma seção. Valores sem unidade.

Fonte: Marchetti (2008).

Seja, por exemplo, uma ação real de 119 kN, então, para o exemplo anterior:

$$V_{q,m\acute{a}x} = 0,5 \times 119 = 59,5\text{kN}$$

$$V_{q,m\grave{a}n} = -0,5 \times 119 = 59,5\text{kN (usado em módulo)}$$

Procede-se, a seguir, ao dimensionamento de cada seção da viga. Para o dimensionamento, além da majoração pelo coeficiente de norma, devem-se majorar as cargas variáveis pelo coeficiente de ponderação das cargas móveis (antigo coeficiente de impacto), dado pela NBR 7188:2013, aqui chamado de φ . Então, para uma seção genérica de viga:

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \varphi \times M_{q,m\acute{a}x}$$

$$M_{m\grave{a}n} = M_g + \varphi \times M_{q,m\grave{a}n}$$

$$V_{m\acute{a}x} = V_g + \varphi \times V_{q,m\acute{a}x}$$

$$V_{m\grave{a}n} = V_g + \varphi \times V_{q,m\grave{a}n}$$

Nas verificações de fadiga, conforme a NBR 6118:2014, usa-se um coeficiente ponderador adicional ψ_1 , sendo que os esforços ficam:

$$M_{m\acute{a}x,ser} = M_g + \psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{a}x}$$

$$M_{m\acute{i}n,ser} = M_g + \psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{i}n}$$

$$V_{m\acute{a}x,ser} = V_g + \psi_1 \times \varphi \times V_{q,m\acute{a}x}$$

$$V_{m\acute{i}n,ser} = V_g + \psi_1 \times \varphi \times V_{q,m\acute{i}n}$$

Os esforços anteriores costumam ser chamados de esforços de serviço.

No programa gerado no presente trabalho, considera-se que o usuário irá entrar com os valores de M_g , $M_{q,m\acute{a}x}$, $M_{q,m\acute{i}n}$ e φ , no caso da verificação da fadiga das armaduras longitudinais, e com os valores de V_g , $V_{q,m\acute{a}x}$, $V_{q,m\acute{i}n}$ e φ no caso da verificação da fadiga das armaduras transversais (estribos).

Para a verificação da fadiga deve ser adotado o valor do fator de redução ψ_1 conforme o tipo de obra e de peça estrutural. No programa aqui descrito, há a possibilidade da escolha entre (segundo a NBR 6118:2014):

- para as pontes rodoviárias:

- $\psi_1 = 0,5$, para verificação das vigas.

- $\psi_1 = 0,7$, para verificação das transversinas;

- $\psi_1 = 0,8$, para verificação das lajes de tabuleiro.

- para pontes ferroviárias:

- $\psi_1 = 1,0$.

- para vigas de rolamento de pontes rolantes:

- $\psi_1 = 1,0$.

2.2 Resistência à fadiga do aço

Conforme a NBR 6118:2014, a fadiga é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetidas, que pode ser entendido como um processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material submetido a oscilação de tensões decorrentes dessas ações. A referida norma não trata de ações de baixa intensidade, mas somente de ações capazes de provocar danos com mais de 20.000 repetições.

A tabela 23.2 da NBR 6118:2014 apresenta os valores de resistência à fadiga do aço, chamada de $\Delta f_{sd, fad, m\acute{i}n}$, reproduzida a seguir (figura 6).

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$, para 2×10^6 ciclos MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20$ mm $D = 8 \phi \geq 20$ mm	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10$ mm	85	85	85	–	–	–	–	–	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$, para 2×10^6 ciclos MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃
^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.									
^b Ver Tabela 23.3.									

Figura 6: Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para o aço dentro do concreto.

Fonte: Tabela 23.2 da NBR 6118:2014.

Na tabela anterior, ϕ é o diâmetro da barra de aço e D é o diâmetro do pino de dobramento da barra. Os valores de D são considerados a partir da tabela 9.1 da NBR 6118:2014, ficando a cargo do usuário do programa conhecer seu valor previamente. Ainda a partir da tabela anterior, o projetista conhecendo o caso em que pretende obter a resistência à fadiga do aço, obtém o “Tipo”, que define o formato da curva de resistência característica à fadiga do aço em função do número de ciclos da carga. Cada formato (ou tipo) está descrito na figura 7, concomitante com a figura 8.

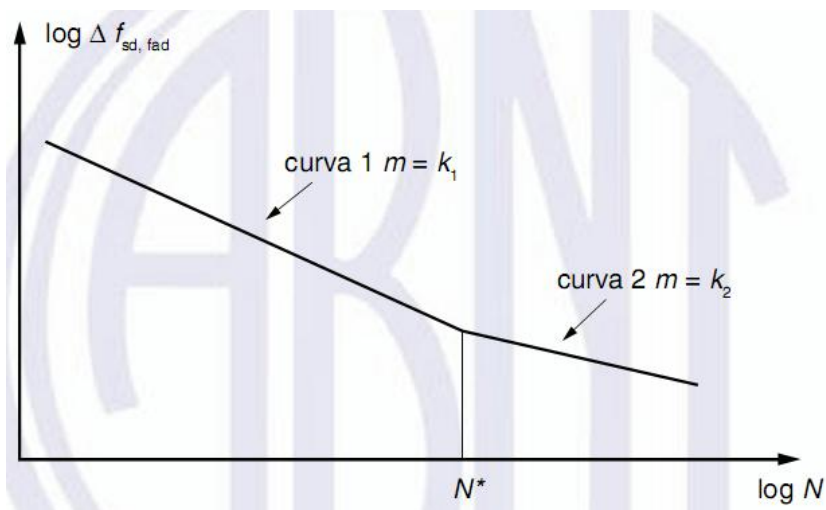


Figura 7: Demonstração do formato das curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N) para o aço.

Fonte: NBR 6118:2014.

Tipo	N^*	k_1	k_2
T ₁	10^6	5	9
T ₂	10^6	3	7
T ₃	10^6	3	5
T ₄	10^7	3	5

Figura 8: Tipos de curva S-N.

Fonte: Tabela 23.3 da NBR 6118:2014

Por exemplo, o projetista calculou a armadura e obteve um valor de ϕ e de D . Verificou que o caso é o da primeira linha da tabela 23.2 da NBR 6118:2014 (figura 6). De acordo com ϕ , obtém a resistência à fadiga do aço $\Delta f_{sd, ad, mín}$. Além disso, como uma informação complementar, verifica que o Tipo é T₁. Com esta informação, vai à tabela 23.3 da NBR 6118:2014 (figura 8) e verifica que $N^* = 10^6$, $k_1 = 5$ e $k_2 = 9$. A partir da figura 7, o projetista então percebe que a curva de resistência à fadiga daquele aço plotada em papel log-log tem um coeficiente angular igual a 5 até $N = 10^6$ repetições e igual a 9 após isto. Então, após 10^6 repetições da carga, a resistência à fadiga cai mais rapidamente com o aumento dos ciclos de carga. Cumpre destacar que a tabela 23.2 da NBR 6118:2014 (figura 6) considera a resistência à fadiga em $N=2 \cdot 10^6$ ciclos.

Em casos especiais de pontes rolantes de operação menos frequente, onde o número de ciclos é significativamente menor que 2×10^6 , a resistência à fadiga pode ser aumentada, conforme o item 23.5.5 da NBR 6118:2014.

2.3 Fadiga do aço na flexão de vigas de concreto armado

Para a verificação da fadiga das armaduras passivas longitudinais (flexão) previamente calculadas pelo projetista, são consideradas as equações a seguir, conforme Marchetti (2008).

Considera-se uma seção retangular ou em “T”, com os parâmetros conforme a figura 9 e 10, respectivamente.

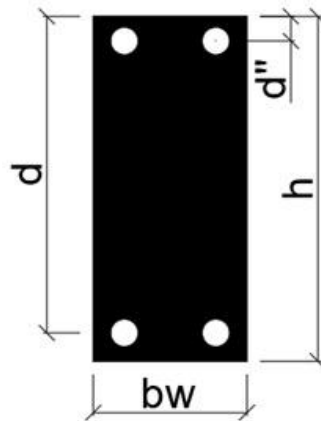


Figura 9: Parâmetros na seção retangular.

Fonte: O próprio autor

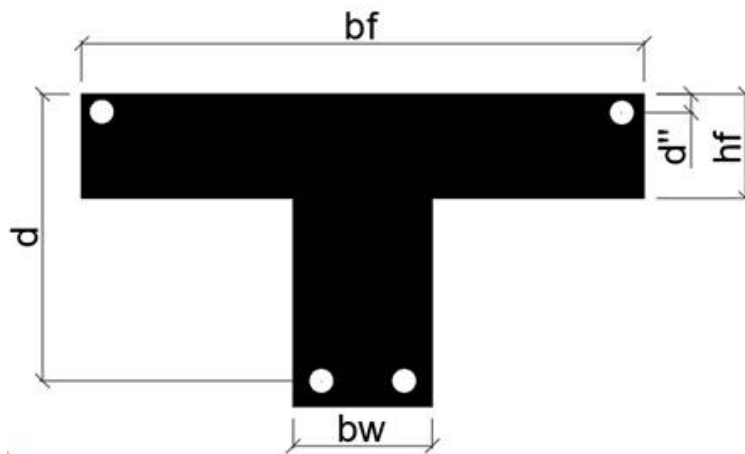


Figura 10: Parâmetros na seção em “T”

Fonte: O próprio autor

Inicialmente, mesmo para seção “T”, consideram-se as equações para uma seção retangular equivalente com $b=b_w$. Calcula-se assim a posição da linha neutra “x” e, se $x \leq h_f$, a formulação se mantém como seção retangular equivalente. Senão, considera-se mesmo uma seção “T”.

$$d_o = d \quad (1)$$

Marchetti (2008) apresenta uma equação para d_0 como sendo a distância média ponderada das distâncias da borda superior até o centro de gravidade das armaduras inferiores considerando a possibilidade de vários diâmetros. Neste trabalho, porém, considerando que, na maioria dos casos práticos, o projeto prevê apenas um diâmetro para as armaduras, considerar a equação 1.

$$A = \frac{\alpha_e \Sigma A_{si}}{b_f} \quad (2)$$

Na equação 2, ΣA_{si} é o somatório das áreas das armaduras inferiores, b_f é largura da viga de seção retangular (ou da mesa superior, no caso de seção T) e α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Conforme a NBR 6188:2014, para o cálculo dos esforços solicitantes e a verificação das tensões na fadiga, admite-se o modelo linear elástico com $\alpha_e=10$.

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right) \quad (3)$$

Com a equação 3, é encontrada a posição da linha neutra (x). Conforme explicado, se $x \leq h_f$, no caso de seção “T”, continuam-se os cálculos com seção retangular equivalente.

Senão, para seção em T, usam-se as equações 4 a 6 para depois se recalculer o x :

$$A_s^* = \frac{(b_f - b_w) \times h_f}{\alpha_e} \quad (4)$$

Na equação 4, b_w é a largura da mesa inferior e h_f é a espessura da mesa superior.

$$A = \frac{\alpha_e (A_s + A_s' + A_s^*)}{b_w} \quad (5)$$

Na equação 5, A_s é a armadura longitudinal inferior (tração) e A_s' é a armadura longitudinal superior (compressão).

$$d_0 = \frac{A_s \cdot d + A_s' \cdot d'' + A_s^* \times \left(\frac{h_f}{2} \right)}{A_s + A_s' + A_s^*} \quad (6)$$

Na equação 6, d'' é a distância do centro de gravidade das armaduras superiores até a borda superior.

Com os novos valores de d_0 e A , recalcula-se a posição da linha neutra x a partir da mesma equação 3.

Independentemente de a seção ser retangular ou “T”, usa-se a equação 7 para calcular o momento de inércia da seção no estágio II (I_{II}), ou seja, desprezando a seção de concreto.

$$I_{II} = \frac{b_f \times x^3}{3} - \frac{(b_f - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e (A_s (d - x)^2 + A'_s (x - d'')^2) \quad (7)$$

Obviamente, na equação 7, quando a seção for retangular, $\frac{(b - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} = 0$, pois $b_f = b_w$.

Para calcular as tensões máxima e mínima na armadura, podem ocorrer três situações:

- *CASO 1: M_{max} E M_{min} TÊM SINAIS IGUAIS (ambos positivos ou negativos)*

$$\sigma_{c, \max} = \frac{M_{\max}}{I_{II}} * x \quad (\text{tensão máxima atuante no concreto}) \quad (8)$$

$$\sigma_{s, \max} = \alpha_e \times \sigma_{c, \max} \times \left(\frac{d - x}{x} \right) \quad (\text{tensão máxima atuante no aço}) \quad (9)$$

$$\sigma_{c, \min} = \frac{M_{\min}}{I_{II}} * x \quad (\text{tensão mínima atuante no concreto}) \quad (10)$$

$$\sigma_{s, \min} = \alpha_e \times \sigma_{c, \min} \times \left(\frac{d - x}{x} \right) \quad (\text{tensão mínima atuante no aço}) \quad (11)$$

- *CASO 2: $M_{max} > 0$ E $M_{min} < 0$ (conforme Braz (2016); verificação da armadura inferior)*

$\sigma_{s, \max}$: idem ao caso de momentos com sinais iguais

$$\sigma_{s, \min} = \frac{\alpha_e * M_{\min} * (x_{II} - d'')}{I_{II}} \quad (12)$$

- *CASO 3: $M_{max} < 0$ E $M_{min} > 0$ (conforme Braz (2016); verificação da armadura superior)*

$$\sigma_{s, \max} = \frac{\alpha_e * M_{\max} * (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (13)$$

$\sigma_{s, \min}$: idem ao caso de momentos com sinais iguais

Por fim, é encontrada a variação de tensão no aço ($\Delta\sigma_s$), dada pela equação 14.

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s, \max} - \sigma_{s, \min} \quad (14)$$

Se $\Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd,ad,min}$, a armadura projetada é suficiente. Caso contrário, deve-se aumentar a armadura (ou a seção transversal de concreto) até que a relação seja satisfeita.

2.4 Fadiga do aço na cortante em vigas de concreto armado

Para a verificação de fadiga na armadura transversal, é necessário o cálculo da resistência à tração de cálculo do concreto (f_{ctd}). Para tanto, usam-se as equações 15 a 18 a seguir, conforme a NBR 6118:2014.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (15)$$

Segundo a NBR 6118:2014, deve-se adotar, para concretos de classe até C50, o $f_{ct,m}$ obtido pela equação 16.

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (16)$$

A resistência à tração de cálculo do concreto (f_{ctd}) é obtida por meio da equação 17, em que γ_c vale 1,4.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (17)$$

O cálculo das tensões decorrentes da força cortante em uma estrutura linear deve ser feito pela aplicação do modelo I, conforme item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014, com redução da contribuição do concreto. Para tanto, $V_C = V_{CO}$, obtida pela equação 18 (caso de flexão simples e na flexo-tração com linha neutra cortando a seção).

$$V_{CO} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (18)$$

A tensão máxima de serviço no aço é dada pela equação 19.

$$\sigma_{sw,máx} = \frac{V_{máx,ser} - 0,5 \times V_{CO}}{\frac{A_{sw}}{s} \times 0,9 \times d} \quad (19)$$

Na equação 19, A_{sw}/s é a área de aço de armadura transversal por metro, previamente calculada pelo projetista.

A equação 20 nos permite calcular o valor de tensão mínima de serviço no aço.

$$\sigma_{sw,min} = \frac{V_{min,ser} - 0,5 \times V_{Co}}{\frac{A_{sw}}{s} \times 0,9 \times d} \quad (20)$$

Por fim, é obtida a variação de tensão de serviço no aço, pela equação 21.

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw,max} - \sigma_{sw,min} \quad (21)$$

Caso $\Delta\sigma_{sw} \leq \Delta f_{sd,ad,min}$, a armadura transversal projetada é suficiente. Caso contrário, deve-se aumentar a armadura (ou a seção transversal de concreto) até que a relação seja satisfeita.

CAPÍTULO 3

MÉTODOS

O presente trabalho tem foco na programação das equações apresentadas no capítulo 2, via HTML/Javascript, objetivando a incorporação dentro de um site de internet, disponível a qualquer interessado.

A escolha das referidas linguagens de programação segue o que vem sendo feito no grupo de pesquisa do qual este trabalho faz parte. Ademais, a escolha foi devido à facilidade de disponibilização dos programas, que são hospedados em site.

Foram desenvolvidos dois programas, um para verificação de fadiga de armadura longitudinal em vigas de ponte de concreto armado e outro para verificação de fadiga de armadura transversal (estribos) em vigas de ponte de concreto armado.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS

Os programas descritos a seguir já estão publicados no site <http://vtp.ifsp.edu.br/nev>.

4.1 Aparência dos programas

Na figura 11 é apresentada a tela (arquivo HTML) do programa “VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA LONGITUDINAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO”, onde as variáveis são:

M_g : Momento fletor devido às ações permanentes.

$\phi \times M_{q,máx}$: Momento fletor máximo devido às ações variáveis multiplicado pelo coeficiente de ponderação das cargas móveis.

$\phi \times M_{q,mín}$: Momento fletor mínimo devido às ações variáveis multiplicado pelo coeficiente de ponderação das cargas móveis.

ψ_1 : fator de redução.

A_s : número de barras da armadura longitudinal inferior, de tração, previamente calculada.

Φ : diâmetro da armadura longitudinal inferior.

d : distância da borda superior até o centro de gravidade das armaduras inferiores.

b_f : largura da mesa superior.

b_w : largura da mesa inferior.

h_f : espessura da mesa superior.

A'_s : número de barras da armadura longitudinal superior comprimida previamente calculada.

Φ : diâmetro da armadura longitudinal superior.

d'' : distância do centro de gravidade das armaduras superiores até a borda superior.

α_e : relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

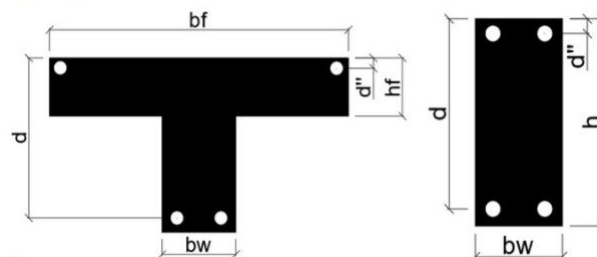
D : diâmetro do pino de dobramento da barra.

[VOLTAR À PÁGINA PRINCIPAL DO NEV](#)

Título	Data	Autor	Orientador	Tipo	Curso
VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA LONGITUDINAL DE VIGAS DE PONTE DE CONCRETO ARMADO	26/06/2017	Isabella Silva Menezes	Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl	Iniciação Científica Voluntária	Engenharia Civil

VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA LONGITUDINAL DE VIGAS DE PONTE DE CONCRETO ARMADO

M_g : kN×cm
 $\phi \times M_{q, \text{máx}}$: kN×cm
 $\phi \times M_{q, \text{mín}}$: kN×cm
 ψ_1 : para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias)
 A_s : Φ mm
 d : cm
 b_f : cm
 b_w : cm (Coloque igual ao b_f se for seção retangular)
 h_f : cm (Coloque zero se for seção retangular)
 A'_s : Φ mm
 d'' : cm
 α_e : *



* α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Conforme a NBR 6188:2014, para o cálculo dos esforços solicitantes e a verificação das tensões na fadiga, admite-se o modelo linear elástico com $\alpha_e=10$.

CASO:

- ☐ Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \Phi$.
- ☒ Barras retas ou dobradas com $D < 25 \Phi$; $D = 5\Phi \leq 20 \text{ mm}$; $D = 8\Phi \geq 20 \text{ mm}$.
- ☐ Estribos $D = 3\Phi \leq 10 \text{ mm}$.
- ☐ Ambiente marinho - Classe IV.
- ☐ Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou extremidades) e conectores mecânicos.

Situação:

Figura 11: Tela do programa “VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA LONGITUDINAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO”.

Fonte: O próprio autor.

Afigura 12 exibe a tela do programa “VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO”, onde as variáveis são:

V_g : força cortante devido às ações permanentes.

$\phi \times V_{q, \text{máx}}$: força cortante máxima devido às ações variáveis multiplicada pelo coeficiente de ponderação das cargas móveis.

$\phi \times V_{q, \text{mín}}$: força cortante mínima devido às ações variáveis multiplicada pelo coeficiente de ponderação das cargas móveis.

ψ_1 : fator de redução.

A_{sw} : armadura transversal (estribo) previamente calculada.

Φ : diâmetro da armadura transversal (estribo) previamente calculada

d: distância da borda superior até o centro de gravidade das armaduras longitudinais inferiores.

b_w : largura da mesa inferior.

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão.



[VOLTAR À PÁGINA PRINCIPAL DO NEV](#)

Título	Data	Autor	Orientador	Tipo	Curso
VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS DE PONTE DE CONCRETO ARMADO	26/06/2017	Isabella Silva Menezes	Prof. Gustavo Cabrelli Nitschl	Iniciação Científica Voluntária	Engenharia Civil

VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS DE PONTE DE CONCRETO ARMADO

V_g : kN (Cortante devido ao peso próprio)

$\phi \times V_{q,m\acute{a}x}$: kN (Cortante máxima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, ϕ)

$\phi \times V_{q,m\acute{i}n}$: kN (Cortante mínima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, ϕ)

ψ_1 :

A_{sw} : Φ mm c/ cm em ramos

d: cm

b_w : cm

f_{ck} : MPa (Limite: até 50MPa)

CASO:

☒ Estribos $D = 3\Phi \leq 10$ mm.

☐ Ambiente marinho - Classe IV.

Situação:



Figura 12: Tela do programa “VERIFICAÇÃO DE FADIGA NA ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO”.

Fonte: O próprio autor.

4.2 Funcionalidade dos programas

Ambos os programas pedem alguns dados para poder realizar a verificação, já explicados anteriormente. Ao inseri-los, o usuário tem a opção de clicar no botão “VERIFICAR” onde é apresentada na mesma tela ao lado do botão uma mensagem com a situação da armadura de forma sucinta, sendo ela “OK.” ou “Não está OK, AUMENTAR A ARMADURA OU AS DIMENSÕES DA SEÇÃO”. Outra opção do usuário é clicar no botão “GERAR PDF”, onde se abre uma nova guia do navegador com o memorial de cálculo em pdf, sendo possível fazer o download do mesmo. A figura 13 mostra um relatório em PDF

gerado para o exemplo da figura 11, cujos dados são de um exemplo encontrado em Marchetti (2008), para verificação de fadiga na armadura longitudinal de vigas de concreto armado.

Armadura longitudinal inferior:

$A_s = 15 \Phi 25 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

Armadura longitudinal superior:

$A_s' = 0 \Phi 0 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

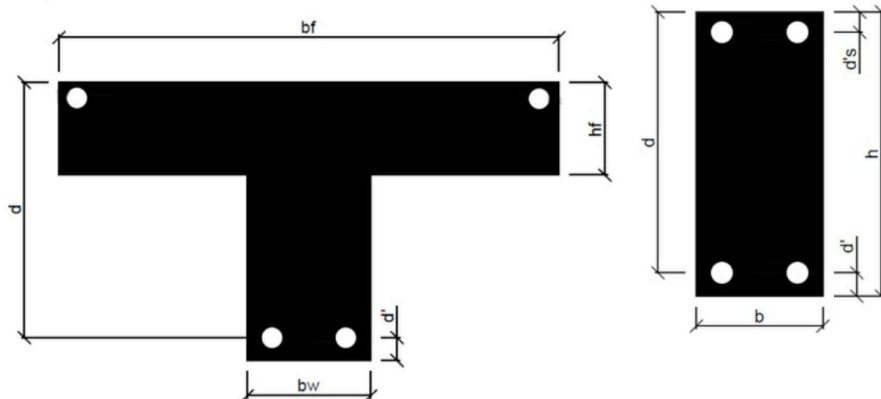
A área de armadura é dada pela equação:

$$A_s = \left(\pi \times \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \times N$$

$A_s = 73.6 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal inferior)

$A_s' = 0.0 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal superior)

Esquema das variáveis:



$d = 190.00 \text{ cm}$ (Distância do centro de gravidade das armaduras inferiores até a borda superior; Fornecido pelo usuário)

$d's = 0.00 \text{ cm}$ (Distância do centro de gravidade das armaduras inferiores até a borda inferior; Fornecido pelo usuário)

A seção real é em "T" (de acordo com os dados fornecido pelo usuário).

Inicialmente, mesmo para seção "T", consideram-se as equações para uma seção retangular equivalente com $bf = bw$.

$$d_0 = \frac{\sum A_{si} d_i}{\sum A_{si}} = \frac{A_s \times d + A_s' \times d'}{A_s + A_s'}$$

$d_0 = 190.00 \text{ cm}$

α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Conforme a NBR 6188:2014, para o cálculo dos esforços solicitantes e a verificação das tensões na fadiga, admite-se o modelo linear elástico com $\alpha_e=10$.

$\alpha_e = 10$ (Fornecido pelo usuário)

$b_f = 325.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

$A = 2.27$ cm

A posição da linha neutra (x) é obtida por meio da seguinte equação:

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

$x = 27.16$ cm

$b_w = 25.00$ cm

$h_f = 20.00$ cm

27.16 cm ≥ 20.00 cm

Como $x \geq h_f$, não foi possível prosseguir considerando como uma seção retangular equivalente.

Assim, para seção T, recalculam os parâmetros conforme as seguintes equações:

$$A_s^* = \frac{(b_f - b_w) \times h_f}{\alpha_e}$$

$A_s^* = 600.00$ cm²/m

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

$A = 269.45$ cm

$$d_0 = \frac{\sum A_{sidi}}{\sum A_{si}} = \frac{A_s \times d + A'_s \times d' + A_s^* \times \left(\frac{h_f}{2}\right)}{A_s + A'_s + A_s^*}$$

$d_0 = 29.67$ cm

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

$$x=28.20\text{cm}$$

O momento de inércia da seção no estágio II (I_2) é dado pela equação a seguir:

$$I_2 = \frac{b_f \times x^3}{3} - \frac{(b_f - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e (A_s \times (d - x)^2 + A'_s \times (d' - x)^2)$$

$$I_2 = 21650377.97 \text{ cm}^4$$

$$M_g = 159222.00 \text{ kN} \times \text{cm} \quad (\text{Momento devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário})$$

$\varphi \times M_{q,\text{máx}} = 267207.16 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento máximo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

O momento máximo em serviço é dado pela equação a seguir:

$$M_{\text{máx}} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,\text{máx}}$$

$$M_{\text{máx}} = 292825.58 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$\varphi \times M_{q,\text{mín}} = -122476.28 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento mínimo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

O momento mínimo em serviço é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{\text{mín}} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,\text{mín}}$$

$$M_{\text{mín}} = 97983.86 \text{ kN} \times \text{cm}$$

A tensão máxima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,\text{máx}} = 0.38 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão máxima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,\text{máx}} = \alpha_e \times \sigma_{c,\text{máx}} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,\text{máx}} = 21.88 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,\text{mín}} = \frac{M_{\text{mín}}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,\text{mín}} = 0.13 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,\text{mín}} = \alpha_e \times \sigma_{c,\text{mín}} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,\min} = 7.32 \text{ kN/cm}^2$$

A variação de tensão no aço ($\Delta\sigma_s$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,\max} - \sigma_{s,\min}$$

$$\text{Logo, } \Delta\sigma_s = 14.561 \text{ kN/cm}^2 = 145.612 \text{ MPa}$$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 25 \text{ mm}$ e o caso:

• Barras retas ou dobradas com $D < 25 \phi$; $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$; $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$.
que leva a:

$$\Delta f_{sd,fad,\min} = 95.0 \text{ MPa}$$

$$145.6 \text{ MPa} > 95.0 \text{ MPa}$$

Tensão atuante > Tensão Resistente --> Não está OK, aumentar a armadura ou as dimensões da seção.

Figura 13: Relatório em PDF gerado com dados do exemplo encontrado em Marchetti (2008) para verificação de fadiga na armadura longitudinal de vigas de concreto armado.

A figura 14 mostra um relatório gerado para o exemplo da figura 12, cujos dados são de um exemplo encontrado em Marchetti (2008), para verificação de fadiga na armadura transversal de vigas de concreto armado.

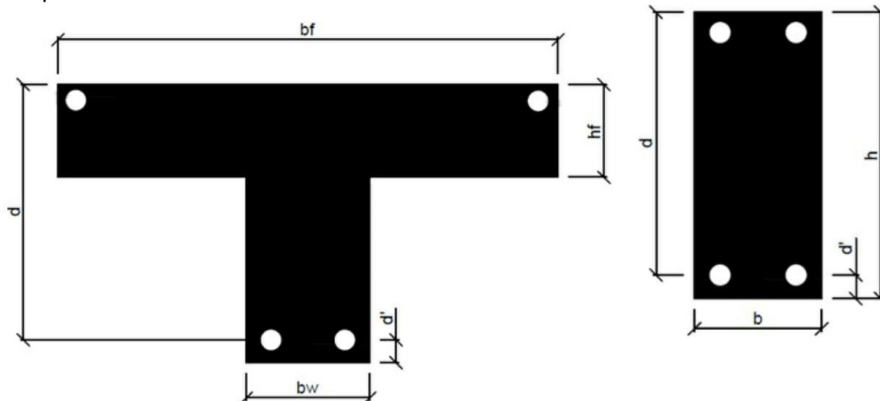
Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) = 30.0 MPa (Fornecido pelo usuário)

A Resistência à tração de cálculo do concreto é obtida na equação a seguir, dada pela NBR 6118:2014, para concretos até C50.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4}$$

Logo, $f_{ctd} = 1.4482 \text{ MPa} = 0.1448 \text{ kN/cm}^2$

Esquema das variáveis:



$d = 190.0 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

$b_w = 33.0 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

O cálculo das tensões decorrentes da força cortante em uma estrutura linear deve ser feito pela aplicação do modelo I, conforme item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014, com redução da contribuição do concreto. Para tanto, $V_c = V_{c0}$, obtida pela equação a seguir:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$V_{c0} = 544.83 \text{ kN}$

$\Phi 10 \text{ mm c/12 cm em 4 ramos}$ (Fornecido pelo usuário)

A área de armadura por metro é dado pela equação:

$$\frac{A_{sw}}{\text{metro}} = \left(\pi \times \left(\frac{\frac{\Phi}{10}}{2} \right)^2 \right) \times n^{\circ} \text{ de ramos} \times \frac{100}{\text{espaçamento entre armaduras}}$$

$A_{sw} = 26.2 \text{ cm}^2/\text{m}$

$V_g = 534.9 \text{ kN}$ (Cortante devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

$\varphi \times V_{q,m\acute{a}x} = 587.9 \text{ kN}$ (Cortante máxima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

A cortante máxima em serviço é obtida por meio da equação a seguir

$$V_{m\acute{a}x} = V_g + \Psi_1 \times \varphi \times V_{q,m\acute{a}x}$$

$V_{max} = 828.805 \text{ kN}$

Para se obter a Tensão máxima em serviço no aço ($\sigma_{sw,m\acute{a}x}$) temos uma condição. Se:

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} < 0$$

Então:

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} = 0$$

Caso contrário:

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} = \frac{|V_{m\acute{a}x}| - 0,5 \times V_{c0}}{\frac{A_{sw}}{\text{metro}} \times 0,9 \times d}$$

Foi obtido $\sigma_{sw,m\acute{a}x} = 12.428 \text{ kN/cm}^2$

$\varphi \times V_{q,min} = -77.9 \text{ kN}$ (Cortante mínima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

A cortante mínima em serviço é obtida por meio da equação a seguir

$$V_{m\acute{in}} = V_g + \Psi_1 \times \varphi \times V_{q,m\acute{in}}$$

$V_{min} = 495.886 \text{ kN}$

Para se obter a Tensão mínima em serviço no aço ($\sigma_{sw,m\acute{in}}$) temos uma condição. Se:

$$\sigma_{sw,m\acute{in}} < 0$$

Então:

$$\sigma_{sw,m\acute{in}} = 0$$

Caso contrário:

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} = \frac{|V_{m\acute{in}}| - 0,5 \times V_{c0}}{\frac{A_{sw}}{\text{metro}} \times 0,9 \times d}$$

Foi obtido $\sigma_{sw,m\acute{in}} = 4.992 \text{ kN/cm}^2$

A variação de tensão em serviço no aço ($\Delta\sigma_{sw}$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw,m\acute{a}x} - \sigma_{sw,m\acute{in}}$$

Logo, $\Delta\sigma_w = 7.437 \text{ kN/cm}^2 = 74.366 \text{ MPa}$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
MPa									
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃
^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.									
^b Ver Tabela 23.3.									

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 10 \text{ mm}$ e o caso:

• Estribos $D = 3 \Phi \leq 10 \text{ mm}$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 85.0 \text{ MPa}$

$74.4 \text{ MPa} < 85.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante < Tensão Resistente--> OK

Figura 14: Relatório em PDF gerado com dados do exemplo encontrado em Marchetti (2008) para verificação de fadiga na armadura transversal de vigas de concreto armado.

4.3 Validação dos programas

Além dos testes mostrados anteriormente, por meio dos relatórios em pdf, os programas foram testados e validados com os dados e resultados das tabelas apresentadas nas figuras a seguir, extraídas de Marchetti (2008).

Cálculo da fadiga à flexão									
		Seção							
		0	1e	1d	2	3	4	5	6
Momen- tos fle- tores (M)	M_g	0,00	-1.091,97	-1.091,97	435,86	1.592,22	2.437,16	2.960,22	3.161,41
	φ	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
	M_q^+	0,00	0,00	0,00	1.302,42	2.303,51	3.003,28	3.404,71	3.588,08
	φ	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
	M_q^-	0,00	-1.270,04	-1.270,04	-1.162,94	-1.055,83	-948,72	-841,61	-734,50
$M_{m\acute{a}x}$	kNm	0,00	-1.091,97	-1.091,97	1.191,26	2.928,26	4.179,06	4.934,95	5.242,50
$M_{m\acute{i}n}$	kNm	0,00	-1.828,59	-1.828,59	-238,65	979,84	1.886,90	2.472,09	2.735,40
bitola		4Ø25	10Ø25	10Ø25	7Ø25	15Ø25	21Ø25	25Ø25	26Ø25
A_s	cm ²	10,00	50,00	50,00	35,00	75,00	105,00	125,00	130,00
d	m	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90
b_w	m	0,25	0,45	0,45	0,33	0,25	0,25	0,25	0,25
b_f	m				3,33	3,25	3,25	3,25	3,25
h_f	m				0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
x	cm		54,81	54,81	18,96	28,50	34,68	38,48	39,40
I_2	cm ²		11.608.016,07	11.608.016,07	10.956.688,38	22.008.004,87	29.532.711,46	34.239.364,99	35.390.320,14
$\sigma_{c,m\acute{a}x}$	kN/cm ²		0,516	0,516	0,205	0,379	0,491	0,555	0,584
$\sigma_{s,m\acute{a}x}$	kN/cm ²		12,717	12,717	18,530	21,489	21,979	21,839	22,316
$\sigma_{c,m\acute{i}n}$	kN/cm ²		0,863	0,863	0,096	0,127	0,222	0,278	0,305
$\sigma_{s,m\acute{i}n}$	kN/cm ²		21,296	21,296	-0,183	7,190	9,920	10,940	11,644
$\Delta\sigma_{xy}$	kN/cm ²		-8,579	-8,579	18,713	14,299	12,059	10,899	10,672
$\Delta\sigma_{fad,m\acute{i}n}$	kN/cm ²		10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5

Figura 15: Verificação de fadiga em armaduras longitudinais de viga de ponte (longarina).

Fonte: Adaptado de Marchetti (2008).

Veja, na figura anterior, que o autor considera tabelas de aço para converter o número e diâmetro das barras na área de aço (A_s). Sendo assim, resultam valores inteiros. Por exemplo, na seção 1e, 10Ø25 resulta em 50 cm². Porém, no programa aqui apresentado, o usuário entra com a armadura e internamente é calculada a área de aço, por geometria. No exemplo, resulta em 49,1 cm². Esta pequena diferença acaba tornando o resultado final também ligeiramente diferente dos valores do autor. Além disso, as tensões resistentes de 10,5 kN/cm² valem, pela tabela 23.2 da NBR 6118:2014, até diâmetro 20 mm. Para 25 mm, o valor é 9,5 ou 17,5 kN/cm², dependendo de “D”. Enfim, este valor resistente não se iguala aos valores do referido autor. Seguem os relatórios referentes aos dados da figura 15.

SECÃO 1e E 1d:



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual
Título: Verificação de fadiga na armadura longitudinal de vigas de ponte de concreto armado
Data: 25/10/2017
Autor: Isabella Silva Menezes
Orientador: Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl
Tipo: Iniciação Científica Voluntária
Curso: Engenharia Civil

Armadura longitudinal inferior:

$A_s = 10 \Phi 25$ mm (Fornecido pelo usuário)

Armadura longitudinal superior:

$A_s' = 0 \Phi 0$ mm (Fornecido pelo usuário)

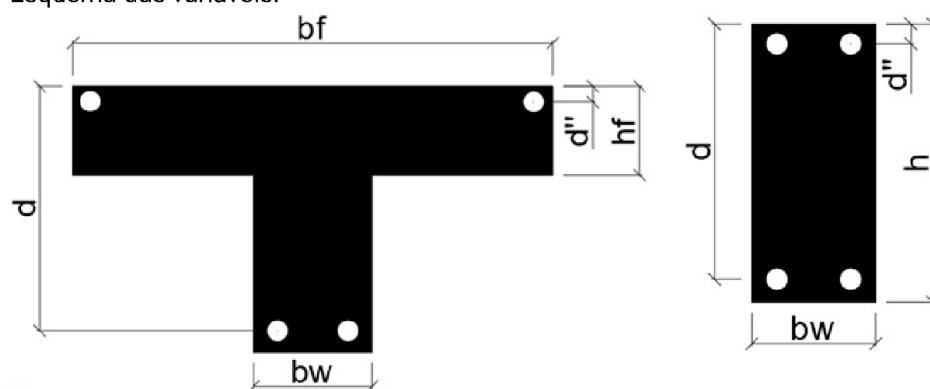
A área de armadura é dada pela equação:

$$A_s = \left(\pi \times \left(\frac{\frac{\phi}{10}}{2} \right)^2 \right) \times N$$

$A_s = 49.1$ cm² (Armadura longitudinal inferior)

$A_s' = 0.0$ cm² (Armadura longitudinal superior)

Esquema das variáveis:



$d = 190.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

$d'' = 0.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

A seção real é retangular (de acordo com os dados fornecido pelo usuário).

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A_s' \cdot d''}{A_s + A_s'}$$

$d_o = 190.00$ cm

α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Conforme a NBR 6188:2014, para o cálculo dos esforços solicitantes e a verificação das tensões na fadiga, admite-se o modelo linear elástico com $\alpha_e = 10$.

$\alpha_e = 10$ (Fornecido pelo usuário)

bf = 45.00 cm (Fornecido pelo usuário)

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

A = 10.91 cm

A posição da linha neutra (x) é obtida por meio da seguinte equação:

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

x = 54.39 cm

bw = 45.00 cm (Fornecido pelo usuário)

hf = 0.00 cm (Fornecido pelo usuário)

O momento de inércia da seção no estágio II (I₂) é dado pela equação a seguir:

$$I_2 = \frac{b \times x^3}{3} - \frac{(b - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e (A_s(d - x)^2 + A'_s(x - d'')^2)$$

I₂ = 11440711.81 cm⁴

M_g = -109197.00 kN × cm (Momento devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

φ × M_{q,máx} = 0.00 kN × cm (Momento máximo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

Ψ₁ = 0.5 para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

O momento máximo em serviço é dado pela equação a seguir:

$$M_{máx} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,máx}$$

M_{máx} = -109197.00 kN × cm

φ × M_{q,mín} = -147325.00 kN × cm (Momento mínimo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

O momento mínimo em serviço é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{mín} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,mín}$$

M_{mín} = -182859.50 kN × cm

A tensão máxima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,máx} = \frac{M_{máx}}{I_2} \times x$$

σ_{c,máx} = -0.52 kN/cm²

A tensão máxima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = -12.94 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = \frac{M_{m\acute{i}n}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = -0.87 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{i}n} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = -21.67 \text{ kN/cm}^2$$

A variação de tensão no aço ($\Delta\sigma_s$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,m\acute{i}n}$$

$$\text{Logo, } \Delta\sigma_s = 8.731 \text{ kN/cm}^2 = 87.313 \text{ MPa}$$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 25 \text{ mm}$ e o caso:

• Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \Phi$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 175.0 \text{ MPa}$

$87.3 \text{ MPa} < 175.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante < Tensão Resistente--> OK

SECÃO 2:



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual
Título: Verificação de fadiga na armadura longitudinal de vigas de ponte de concreto armado
Data: 25/10/2017
Autor: Isabella Silva Menezes
Orientador: Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl
Tipo: Iniciação Científica Voluntária
Curso: Engenharia Civil

Armadura longitudinal inferior:
 $A_s = 7 \Phi 25 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

Armadura longitudinal superior:
 $A_s' = 0 \Phi 0 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

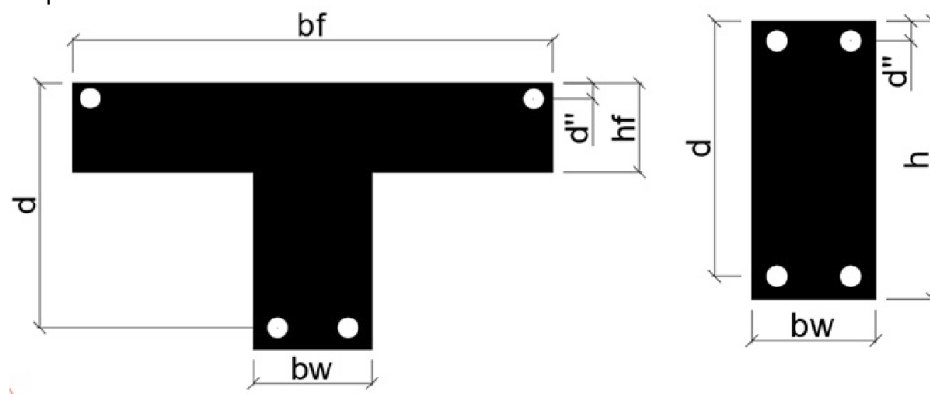
A área de armadura é dada pela equação:

$$A_s = \left(\pi \times \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \times N$$

$A_s = 34.4 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal inferior)

$A_s' = 0.0 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal superior)

Esquema das variáveis:



$d = 190.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

$d'' = 0.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

A seção real é em "T" (de acordo com os dados fornecido pelo usuário).

Inicialmente, mesmo para seção "T", consideram-se as equações para uma seção retangular equivalente com $b_f = b_w$.

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A_s' \cdot d''}{A_s + A_s'}$$

$d_o = 190.00 \text{ cm}$

α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Conforme a NBR 6188:2014, para o cálculo dos esforços solicitantes e a verificação das tensões na fadiga, admite-se o modelo linear elástico com $\alpha_e = 10$.

$a_e = 10$ (Fornecido pelo usuário)

$b_f = 333.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

$A = 1.03$ cm

A posição da linha neutra (x) é obtida por meio da seguinte equação:

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

$x = 18.80$ cm

$b_w = 33.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

$h_f = 20.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

$18.80 \text{ cm} \leq 20.00 \text{ cm}$

Como $x \leq h_f$, foi possível prosseguir considerando como uma seção retangular equivalente.

O momento de inércia da seção no estágio II (I_2) é dado pela equação a seguir:

$$I_2 = \frac{b \times x^3}{3} - \frac{(b - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e \left(A_s (d - x)^2 + A'_s (x - d'')^2 \right)$$

$I_2 = 10808799.13 \text{ cm}^4$

$M_g = 43586.00$ kN × cm (Momento devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

$\varphi \times M_{q,m\acute{a}x} = 151080.72$ kN × cm (Momento máximo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

O momento máximo em serviço é dado pela equação a seguir:

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{a}x}$$

$M_{m\acute{a}x} = 119126.36$ kN × cm

$\varphi \times M_{q,m\acute{i}n} = 134901.04$ kN × cm (Momento mínimo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

O momento mínimo em serviço é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{m\acute{i}n} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{i}n}$$

$M_{m\acute{i}n} = -23864.52$ kN × cm

A tensão máxima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0.21 \text{ kN/cm}^2$$

A tens\~ao m\~axima do a\~co \acute{e} obtida por meio da equa\~cao:

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = 18.87 \text{ kN/cm}^2$$

A tens\~ao m\~inima do a\~co \acute{e} obtida por meio da equa\~cao:

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = \alpha_e \times M_{min} \times \left(\frac{x - d''}{I_2} \right)$$

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = -0.42 \text{ kN/cm}^2$$

A varia\~cao de tens\~ao no a\~co ($\Delta\sigma_s$) \acute{e} dada pela seguinte equa\~cao:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,m\acute{i}n}$$

$$\text{Logo, } \Delta\sigma_s = 19.284 \text{ kN/cm}^2 = 192.837 \text{ MPa}$$

A resist\~encia \`a fadiga do a\~co \acute{e} obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 25 \text{ mm}$ e o caso:

• Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \Phi$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 175.0 \text{ MPa}$

$192.8 \text{ MPa} > 175.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante > Tensão Resistente → Não está OK, aumentar a armadura ou as dimensões da seção.

SECÃO 3:



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual
Título: Verificação de fadiga na armadura longitudinal de vigas de ponte de concreto armado
Data: 25/10/2017
Autor: Isabella Silva Menezes
Orientador: Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl
Tipo: Iniciação Científica Voluntária
Curso: Engenharia Civil

Armadura longitudinal inferior:

$A_s = 15 \Phi 25 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

Armadura longitudinal superior:

$A_s' = 0 \Phi 0 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

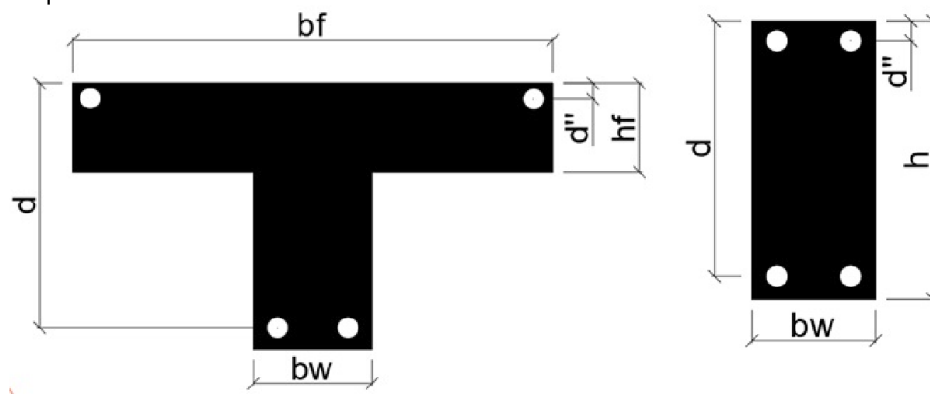
A área de armadura é dada pela equação:

$$A_s = \left(\pi \times \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \times N$$

$A_s = 73.6 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal inferior)

$A_s' = 0.0 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal superior)

Esquema das variáveis:



$d = 190.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

$d'' = 0.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

A seção real é em "T" (de acordo com os dados fornecido pelo usuário).

Inicialmente, mesmo para seção "T", consideram-se as equações para uma seção retangular equivalente com $bf = bw$.

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A_s' \cdot d''}{A_s + A_s'}$$

$d_o = 190.00 \text{ cm}$

α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Conforme a NBR 6188:2014, para o cálculo dos esforços solicitantes e a verificação das tensões na fadiga, admite-se o modelo linear elástico com $\alpha_e = 10$.

ae =10 (Fornecido pelo usuário)

bf =325.00 cm (Fornecido pelo usuário)

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

A= 2.27 cm

A posição da linha neutra (x) é obtida por meio da seguinte equação:

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

x = 27.16 cm

bw = 25.00 cm (Fornecido pelo usuário)

hf = 20.00 cm (Fornecido pelo usuário)

27.16 cm ≥ 20.00 cm

Como x ≥ hf, não foi possível prosseguir considerando como uma seção retangular equivalente.

Assim, para seção T, recalculam os parâmetros conforme as seguintes equações:

$$A_s^* = \frac{(b_f - b_w) \times h_f}{\alpha_e}$$

As* =600.00cm²/m

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

A =269.45cm

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A'_s \cdot d'' + A_s^* \times \left(\frac{h_f}{2}\right)}{A_s + A'_s + A_s^*}$$

d0=29.67cm

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

x=28.20cm

O momento de inércia da seção no estágio II (I₂) é dado pela equação a seguir:

$$I_2 = \frac{b \times x^3}{3} - \frac{(b - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e \left(A_s (d - x)^2 + A'_s (x - d'')^2 \right)$$

$$I_2 = 21650377.97 \text{ cm}^4$$

$M_g = 159222.00 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

$\varphi \times M_{q,m\acute{a}x} = 267207.16 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento máximo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

O momento máximo em serviço é dado pela equação a seguir:

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{a}x}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 292825.58 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$\varphi \times M_{q,m\acute{i}n} = -122476.28 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento mínimo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

O momento mínimo em serviço é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{m\acute{i}n} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{i}n}$$

$$M_{m\acute{i}n} = 97983.86 \text{ kN} \times \text{cm}$$

A tensão máxima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0.38 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão máxima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = 21.88 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = \frac{M_{m\acute{i}n}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = 0.13 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{i}n} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = 7.32 \text{ kN/cm}^2$$

A variação de tensão no aço ($\Delta\sigma_s$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,m\acute{i}n}$$

Logo, $\Delta\sigma_s = 14.561 \text{ kN/cm}^2 = 145.612 \text{ MPa}$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estréios $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
MPa									
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 25 \text{ mm}$ e o caso:

- Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \Phi$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 175.0 \text{ MPa}$

$145.6 \text{ MPa} < 175.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante < Tensão Resistente → OK

SECÃO 4:



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual
Título: Verificação de fadiga na armadura longitudinal de vigas de ponte de concreto armado
Data: 25/10/2017
Autor: Isabella Silva Menezes
Orientador: Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl
Tipo: Iniciação Científica Voluntária
Curso: Engenharia Civil

Armadura longitudinal inferior:

$A_s = 21 \Phi 25 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

Armadura longitudinal superior:

$A_s' = 0 \Phi 0 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

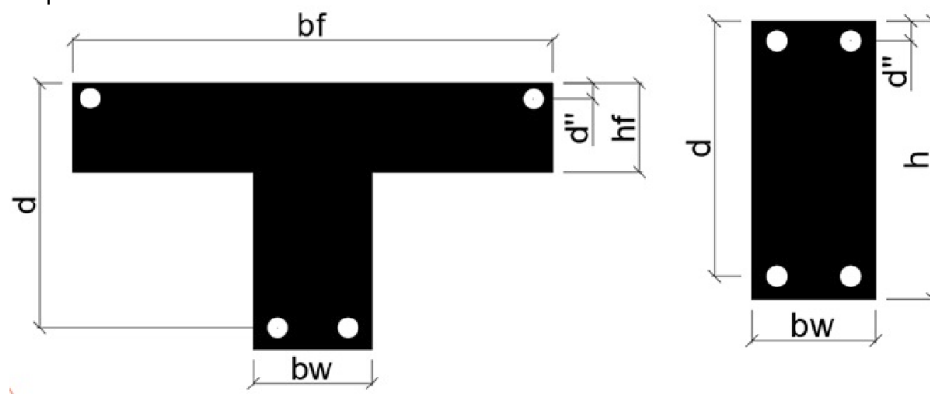
A área de armadura é dada pela equação:

$$A_s = \left(\pi \times \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \times N$$

$A_s = 103.1 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal inferior)

$A_s' = 0.0 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal superior)

Esquema das variáveis:



$d = 190.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

$d'' = 0.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

A seção real é em "T" (de acordo com os dados fornecido pelo usuário).

Inicialmente, mesmo para seção "T", consideram-se as equações para uma seção retangular equivalente com $bf = bw$.

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A_s' \cdot d''}{A_s + A_s'}$$

$d_o = 190.00 \text{ cm}$

α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Conforme a NBR 6188:2014, para o cálculo dos esforços solicitantes e a verificação das tensões na fadiga, admite-se o modelo linear elástico com $\alpha_e = 10$.

ae =10 (Fornecido pelo usuário)

bf =325.00 cm (Fornecido pelo usuário)

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

A= 3.17 cm

A posição da linha neutra (x) é obtida por meio da seguinte equação:

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

x = 31.69 cm

bw = 25.00 cm (Fornecido pelo usuário)

hf = 20.00 cm (Fornecido pelo usuário)

31.69 cm ≥ 20.00 cm

Como x ≥ hf, não foi possível prosseguir considerando como uma seção retangular equivalente.

Assim, para seção T, recalculam os parâmetros conforme as seguintes equações:

$$A_s^* = \frac{(b_f - b_w) \times h_f}{\alpha_e}$$

As* =600.00cm²/m

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

A =281.23cm

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A'_s \cdot d'' + A_s^* \times \left(\frac{h_f}{2} \right)}{A_s + A'_s + A_s^*}$$

d0=36.39cm

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

x=34.30cm

O momento de inércia da seção no estágio II (I₂) é dado pela equação a seguir:

$$I_2 = \frac{b \times x^3}{3} - \frac{(b - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e \left(A_s (d - x)^2 + A'_s (x - d'')^2 \right)$$

$$I_2 = 29069229.40 \text{ cm}^4$$

$M_g = 243716.00 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

$\varphi \times M_{q,m\acute{a}x} = 348380.48 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento máximo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

O momento máximo em serviço é dado pela equação a seguir:

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{a}x}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 417906.24 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$\varphi \times M_{q,m\acute{i}n} = -110051.52 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento mínimo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

O momento mínimo em serviço é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{m\acute{i}n} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{i}n}$$

$$M_{m\acute{i}n} = 188690.24 \text{ kN} \times \text{cm}$$

A tensão máxima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0.49 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão máxima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = 22.38 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = \frac{M_{m\acute{i}n}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = 0.22 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{i}n} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = 10.11 \text{ kN/cm}^2$$

A variação de tensão no aço ($\Delta\sigma_s$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,m\acute{i}n}$$

Logo, $\Delta\sigma_s = 12.277 \text{ kN/cm}^2 = 122.773 \text{ MPa}$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estrébs $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	–	–	–	–	–	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
MPa									
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 25 \text{ mm}$ e o caso:

- Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \Phi$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 175.0 \text{ MPa}$

$122.8 \text{ MPa} < 175.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante < Tensão Resistente → OK

SECÃO 5:



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual
Título: Verificação de fadiga na armadura longitudinal de vigas de ponte de concreto armado
Data: 25/10/2017
Autor: Isabella Silva Menezes
Orientador: Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl
Tipo: Iniciação Científica Voluntária
Curso: Engenharia Civil

Armadura longitudinal inferior:

$A_s = 25 \Phi 25 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

Armadura longitudinal superior:

$A_s' = 0 \Phi 0 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

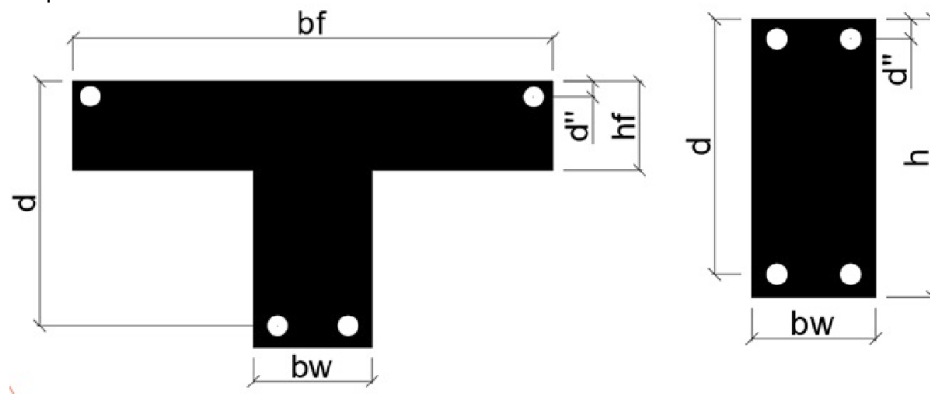
A área de armadura é dada pela equação:

$$A_s = \left(\pi \times \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \times N$$

$A_s = 122.7 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal inferior)

$A_s' = 0.0 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal superior)

Esquema das variáveis:



$d = 190.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

$d'' = 0.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

A seção real é em "T" (de acordo com os dados fornecido pelo usuário).

Inicialmente, mesmo para seção "T", consideram-se as equações para uma seção retangular equivalente com $b_f = b_w$.

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A_s' \cdot d''}{A_s + A_s'}$$

$d_o = 190.00 \text{ cm}$

α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Conforme a NBR 6188:2014, para o cálculo dos esforços solicitantes e a verificação das tensões na fadiga, admite-se o modelo linear elástico com $\alpha_e = 10$.

$a_e = 10$ (Fornecido pelo usuário)

$b_f = 325.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

$A = 3.78$ cm

A posição da linha neutra (x) é obtida por meio da seguinte equação:

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

$x = 34.29$ cm

$b_w = 25.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

$h_f = 20.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

34.29 cm ≥ 20.00 cm

Como $x \geq h_f$, não foi possível prosseguir considerando como uma seção retangular equivalente.

Assim, para seção T, recalculam os parâmetros conforme as seguintes equações:

$$A_s^* = \frac{(b_f - b_w) \times h_f}{\alpha_e}$$

$A_s^* = 600.00$ cm²/m

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

$A = 289.09$ cm

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A'_s \cdot d'' + A_s^* \times \left(\frac{h_f}{2} \right)}{A_s + A'_s + A_s^*}$$

$d_o = 40.56$ cm

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

$x = 38.06$ cm

O momento de inércia da seção no estágio II (I_2) é dado pela equação a seguir:

$$I_2 = \frac{b \times x^3}{3} - \frac{(b - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e \left(A_s (d - x)^2 + A'_s (x - d'')^2 \right)$$

$$I_2 = 33714111.95 \text{ cm}^4$$

$M_g = 296022.00 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

$\varphi \times M_{q,m\acute{a}x} = 394946.36 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento máximo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

O momento máximo em serviço é dado pela equação a seguir:

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{a}x}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 493495.18 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$\varphi \times M_{q,m\acute{i}n} = 97626.76 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento mínimo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

O momento mínimo em serviço é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{m\acute{i}n} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{i}n}$$

$$M_{m\acute{i}n} = 247208.62 \text{ kN} \times \text{cm}$$

A tensão máxima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0.56 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão máxima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = 22.24 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = \frac{M_{m\acute{i}n}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = 0.28 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{i}n} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = 11.14 \text{ kN/cm}^2$$

A variação de tensão no aço ($\Delta\sigma_s$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,m\acute{i}n}$$

Logo, $\Delta\sigma_s = 11.100 \text{ kN/cm}^2 = 110.995 \text{ MPa}$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estréios $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	$\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 25 \text{ mm}$ e o caso:

- Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \Phi$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 175.0 \text{ MPa}$

$111.0 \text{ MPa} < 175.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante < Tensão Resistente → OK

SECÃO 6:



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual
Título: Verificação de fadiga na armadura longitudinal de vigas de ponte de concreto armado
Data: 25/10/2017
Autor: Isabella Silva Menezes
Orientador: Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl
Tipo: Iniciação Científica Voluntária
Curso: Engenharia Civil

Armadura longitudinal inferior:

$A_s = 26 \Phi 25 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

Armadura longitudinal superior:

$A_s' = 0 \Phi 0 \text{ mm}$ (Fornecido pelo usuário)

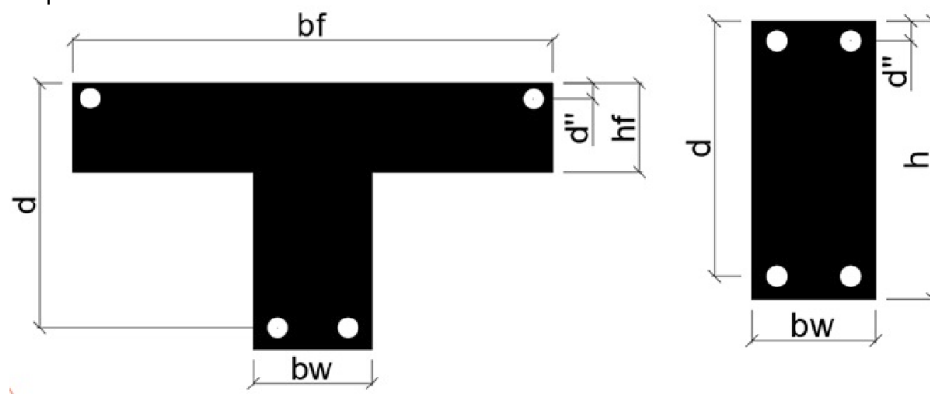
A área de armadura é dada pela equação:

$$A_s = \left(\pi \times \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \times N$$

$A_s = 127.6 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal inferior)

$A_s' = 0.0 \text{ cm}^2$ (Armadura longitudinal superior)

Esquema das variáveis:



$d = 190.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

$d'' = 0.00 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

A seção real é em "T" (de acordo com os dados fornecido pelo usuário).

Inicialmente, mesmo para seção "T", consideram-se as equações para uma seção retangular equivalente com $bf = bw$.

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A_s' \cdot d''}{A_s + A_s'}$$

$d_o = 190.00 \text{ cm}$

α_e é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Conforme a NBR 6188:2014, para o cálculo dos esforços solicitantes e a verificação das tensões na fadiga, admite-se o modelo linear elástico com $\alpha_e = 10$.

$a_e = 10$ (Fornecido pelo usuário)

$b_f = 325.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

$A = 3.93$ cm

A posição da linha neutra (x) é obtida por meio da seguinte equação:

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

$x = 34.90$ cm

$b_w = 25.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

$h_f = 20.00$ cm (Fornecido pelo usuário)

34.90 cm ≥ 20.00 cm

Como $x \geq h_f$, não foi possível prosseguir considerando como uma seção retangular equivalente.

Assim, para seção T, recalculam os parâmetros conforme as seguintes equações:

$$A_s^* = \frac{(b_f - b_w) \times h_f}{\alpha_e}$$

$A_s^* = 600.00$ cm²/m

$$A = \frac{\alpha_e \times (A_s + A'_s)}{b_f}$$

$A = 291.05$ cm

$$d_o = \frac{A_s \cdot d + A'_s \cdot d'' + A_s^* \times \left(\frac{h_f}{2} \right)}{A_s + A'_s + A_s^*}$$

$d_o = 41.57$ cm

$$x = A \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2d_0}{A}} \right)$$

$x = 38.96$ cm

O momento de inércia da seção no estágio II (I_2) é dado pela equação a seguir:

$$I_2 = \frac{b \times x^3}{3} - \frac{(b - b_w) \times (x - h_f)^3}{3} + \alpha_e \left(A_s (d - x)^2 + A'_s (x - d'')^2 \right)$$

$$I_2 = 34840592.65 \text{ cm}^4$$

$M_g = 316141.00 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

$\varphi \times M_{q,m\acute{a}x} = 416217.28 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento máximo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

O momento máximo em serviço é dado pela equação a seguir:

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{a}x}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 524249.64 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$\varphi \times M_{q,m\acute{i}n} = 85202.00 \text{ kN} \times \text{cm}$ (Momento mínimo devido às cargas móveis, já multiplicado pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

O momento mínimo em serviço é obtido por meio da seguinte equação:

$$M_{m\acute{i}n} = M_g + \Psi_1 \times \varphi \times M_{q,m\acute{i}n}$$

$$M_{m\acute{i}n} = 273540.00 \text{ kN} \times \text{cm}$$

A tensão máxima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{a}x} = 0.59 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão máxima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{a}x} = 22.73 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do concreto é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = \frac{M_{m\acute{i}n}}{I_2} \times x$$

$$\sigma_{c,m\acute{i}n} = 0.31 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão mínima do aço é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = \alpha_e \times \sigma_{c,m\acute{i}n} \times \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s,m\acute{i}n} = 11.86 \text{ kN/cm}^2$$

A variação de tensão no aço ($\Delta\sigma_s$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,m\acute{a}x} - \sigma_{s,m\acute{i}n}$$

Logo, $\Delta\sigma_s = 10.868 \text{ kN/cm}^2 = 108.684 \text{ MPa}$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estréios $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	$\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 25 \text{ mm}$ e o caso:

- Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \Phi$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 175.0 \text{ MPa}$

$108.7 \text{ MPa} < 175.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante < Tensão Resistente → OK

Vamos, a seguir, à validação de verificação de fadiga à cortante.

Cálculo da fadiga de cortante									
		Seção							
		0	1e	1d	2	3	4	5	6
Esforços cortantes (V) (kN)	V_g	-120,41	-371,29	678,97	534,85	402,30	273,55	144,80	16,10
	φ	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
	V_q^+	-119,01	-445,45	589,19	506,82	429,36	356,81	289,18	226,46
	φ	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
	V_q^-	-119,41	-445,45	-50,80	-67,48	60,63	358,66	-90,10	-112,21
V_{\max}	kN	-189,44	-629,65	1.020,70	828,81	651,33	480,50	312,52	147,45
V_{\min}	kN	-189,67	-629,65	649,51	495,71	367,13	123,59	92,54	-48,98
bitola		Ø8 c/25	Ø8 c/14	2xØ10 c/20	Ø10 c/10	Ø10 c/13	Ø8 c/15	Ø8 c/25	Ø8 c/25
$A_{s10/s}$	cm ² /m	4,00	11,40	16,00	16,00	12,30	7,69	4,00	4,00
V_{c0}	kN	413,25	743,85	743,85	545,49	413,25	413,25	413,25	413,25
b_w	m	0,25	0,45	0,45	0,33	0,25	0,25	0,25	0,25
d	m	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90
$\sigma_{s10,\max}$	kN/cm ²			23,71	20,32	21,14			
$\sigma_{s10,\max}$	kN/cm ²			10,15	8,15	7,63			
$\Delta\sigma_{s10}$	kN/cm ²			13,57	12,17	13,51			
$\Delta\sigma_{s10,\max}$	kN/cm ²			8,5	8,5	8,5			

Figura 16: Verificação de fadiga em armaduras transversais de vigas de pontes (longarina).

Fonte: Marchetti (2008).

Obs: $f_{ck} = 30$ MPa

Veja, na figura anterior, que o autor considera tabelas de aço para converter o número e diâmetro das barras na área de aço (A_s). Sendo assim, resultam valores inteiros. Por exemplo, na seção 1d, 2xØ10 c/20 resulta em 16 cm²/m. Porém, no programa aqui apresentado, o usuário entra com a armadura e internamente é calculada a área de aço, por geometria. No exemplo, resulta em 15,7 cm². Esta pequena diferença acaba tornando o resultado final também ligeiramente diferente dos valores do autor.

Na seção 3, o autor coloca $V_q^- = 60,63$ kN (positivo). Porém, o valor correspondente aos resultados apresentados é o mesmo, só que negativo. Não podemos concluir se o autor errou esquecendo o sinal negativo ou errou considerando nos cálculos valor negativo, mas o valor é positivo. A seguir, na validação, obviamente consideramos - 60,63 kN.

SECÃO 1d:



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual
Título: Verificação de fadiga na armadura transversal de vigas de ponte de concreto armado
Data: 25/10/2017
Autor: Isabella Silva Menezes
Orientador: Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl
Tipo: Iniciação Científica Voluntária
Curso: Engenharia Civil

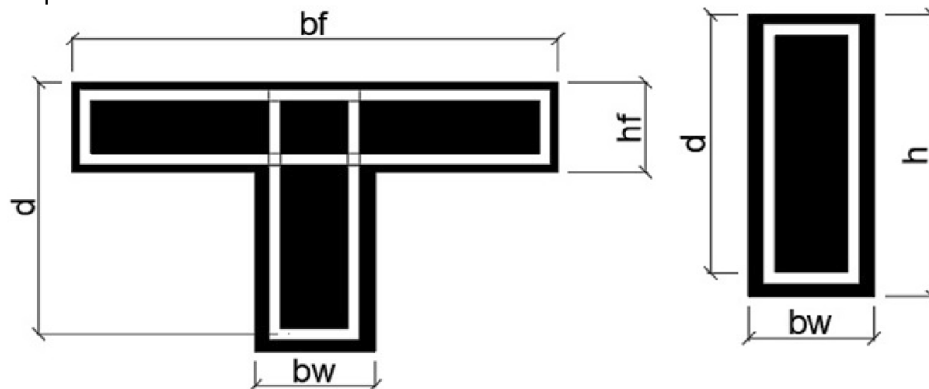
Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) = 30.0 MPa (Fornecido pelo usuário)

A Resistência à tração de cálculo do concreto é obtida na equação a seguir, dada pela NBR 6118:2014, para concretos até C50.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4}$$

Logo, $f_{ctd} = 1.4482 \text{ MPa} = 0.1448 \text{ kN/cm}^2$

Esquema das variáveis:



$d = 190.0 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

$b_w = 45.0 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

O cálculo das tensões decorrentes da força cortante em uma estrutura linear deve ser feito pela aplicação do modelo I, conforme item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014, com redução da contribuição do concreto. Para tanto, $V_c = V_{c0}$, obtida pela equação a seguir:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$V_{c0} = 742.94 \text{ kN}$

$\Phi 10 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$ em 4 ramos (Fornecido pelo usuário)

A área de armadura por metro é dado pela equação:

$$\frac{A_{sw}}{\text{metro}} = \left(\pi \times \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \times n^{\circ} \text{ de ramos} \times \frac{100}{\text{espaçamento entre armaduras}}$$

$A_{sw} = 15.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

$V_g = 679.0 \text{ kN}$ (Cortante devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

$\varphi \times V_{q,m\acute{a}x} = 683.5 \text{ kN}$ (Cortante máxima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

A cortante máxima em serviço é obtida por meio da equação a seguir

$$V_{m\acute{a}x} = V_g + \Psi_1 \times \varphi \times V_{q,m\acute{a}x}$$

$V_{max} = 1020.700 \text{ kN}$

A Tensão máxima em serviço no aço ($\sigma_{sw,m\acute{a}x}$) é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} = \frac{|V_{m\acute{a}x}| - 0,5 \times V_{c0}}{\frac{A_{sw}}{\text{metro}} \times 0,9 \times d}$$

Foi obtido $\sigma_{sw,m\acute{a}x} = 24.170 \text{ kN/cm}^2$

$\varphi \times V_{q,min} = -58.9 \text{ kN}$ (Cortante mínima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

A cortante mínima em serviço é obtida por meio da equação a seguir:

$$V_{mín} = V_g + \Psi_1 \times \varphi \times V_{q,mín}$$

$V_{min} = 649.506 \text{ kN}$

A Tensão mínima em serviço no aço ($\sigma_{sw,mín}$) é dada pela equação:

$$\sigma_{sw,mín} = \frac{|V_{mín}| - 0,5 \times V_{c0}}{\frac{A_{sw}}{\text{metro}} \times 0,9 \times d}$$

Foi obtido $\sigma_{sw,mín} = 10.351 \text{ kN/cm}^2$

A variação de tensão em serviço no aço ($\Delta\sigma_{sw}$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw,m\acute{a}x} - \sigma_{sw,mín}$$

Logo, $\Delta\sigma_{sw} = 13.819 \text{ kN/cm}^2 = 138.193 \text{ MPa}$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 10 \text{ mm}$ e o caso:

• Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 85.0 \text{ MPa}$

$138.2 \text{ MPa} > 85.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante > Tensão Resistente → Não está OK, aumentar a armadura ou as dimensões da seção.

SECÃO 2:



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual
Título: Verificação de fadiga na armadura transversal de vigas de ponte de concreto armado
Data: 25/10/2017
Autor: Isabella Silva Menezes
Orientador: Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl
Tipo: Iniciação Científica Voluntária
Curso: Engenharia Civil

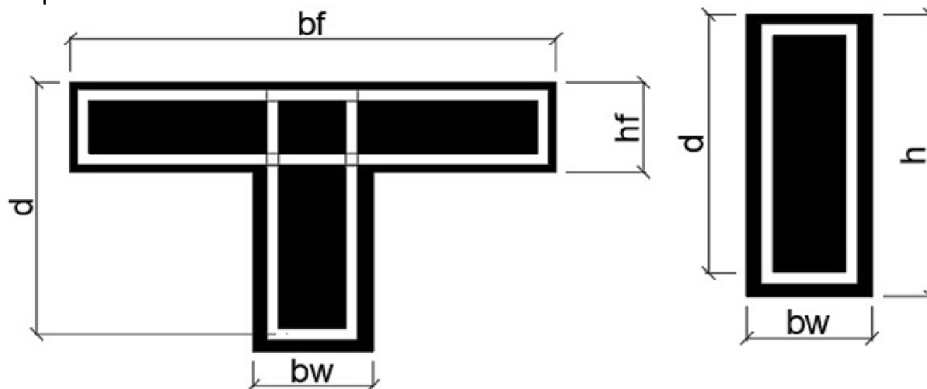
Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) = 30.0 MPa (Fornecido pelo usuário)

A Resistência à tração de cálculo do concreto é obtida na equação a seguir, dada pela NBR 6118:2014, para concretos até C50.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4}$$

Logo, $f_{ctd} = 1.4482 \text{ MPa} = 0.1448 \text{ kN/cm}^2$

Esquema das variáveis:



$d = 190.0 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

$b_w = 33.0 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

O cálculo das tensões decorrentes da força cortante em uma estrutura linear deve ser feito pela aplicação do modelo I, conforme item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014, com redução da contribuição do concreto. Para tanto, $V_c = V_{c0}$, obtida pela equação a seguir:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$V_{c0} = 544.83 \text{ kN}$

$\Phi 10 \text{ mm c}/10 \text{ cm}$ em 2 ramos (Fornecido pelo usuário)

A área de armadura por metro é dado pela equação:

$$\frac{A_{sw}}{\text{metro}} = \left(\pi \times \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \times n^{\circ} \text{ de ramos} \times \frac{100}{\text{espaçamento entre armaduras}}$$

$A_{sw} = 15.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

$V_g = 534.9 \text{ kN}$ (Cortante devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

$\varphi \times V_{q,m\acute{a}x} = 587.9 \text{ kN}$ (Cortante máxima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

A cortante máxima em serviço é obtida por meio da equação a seguir

$$V_{m\acute{a}x} = V_g + \Psi_1 \times \varphi \times V_{q,m\acute{a}x}$$

$$V_{max} = 828.805 \text{ kN}$$

A Tensão máxima em serviço no aço ($\sigma_{sw,m\acute{a}x}$) é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} = \frac{|V_{m\acute{a}x}| - 0,5 \times V_{c0}}{\frac{A_{sw}}{\text{metro}} \times 0,9 \times d}$$

$$\text{Foi obtido } \sigma_{sw,m\acute{a}x} = 20.714 \text{ kN/cm}^2$$

$\varphi \times V_{q,min} = -78.3 \text{ kN}$ (Cortante mínima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

A cortante mínima em serviço é obtida por meio da equação a seguir:

$$V_{m\acute{i}n} = V_g + \Psi_1 \times \varphi \times V_{q,m\acute{i}n}$$

$$V_{min} = 495.710 \text{ kN}$$

A Tensão mínima em serviço no aço ($\sigma_{sw,m\acute{i}n}$) é dada pela equação:

$$\sigma_{sw,m\acute{i}n} = \frac{|V_{m\acute{i}n}| - 0,5 \times V_{c0}}{\frac{A_{sw}}{\text{metro}} \times 0,9 \times d}$$

$$\text{Foi obtido } \sigma_{sw,m\acute{i}n} = 8.313 \text{ kN/cm}^2$$

A variação de tensão em serviço no aço ($\Delta\sigma_{sw}$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw,m\acute{a}x} - \sigma_{sw,m\acute{i}n}$$

$$\text{Logo, } \Delta\sigma_{sw} = 12.401 \text{ kN/cm}^2 = 124.009 \text{ MPa}$$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 10 \text{ mm}$ e o caso:

• Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 85.0 \text{ MPa}$

$124.0 \text{ MPa} > 85.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante > Tensão Resistente → Não está OK, aumentar a armadura ou as dimensões da seção.

SECÃO 3:



NEV: Núcleo de Engenharia Virtual
Título: Verificação de fadiga na armadura transversal de vigas de ponte de concreto armado
Data: 25/10/2017
Autor: Isabella Silva Menezes
Orientador: Prof. Gustavo Cabrelli Nirschl
Tipo: Iniciação Científica Voluntária
Curso: Engenharia Civil

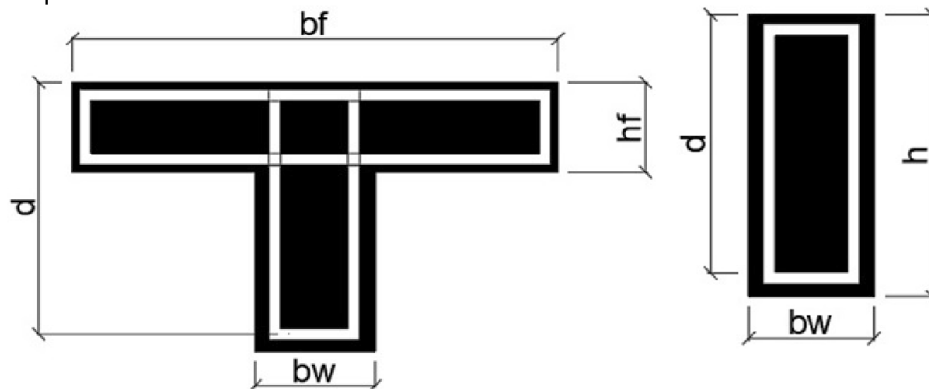
Resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) = 30.0 MPa (Fornecido pelo usuário)

A Resistência à tração de cálculo do concreto é obtida na equação a seguir, dada pela NBR 6118:2014, para concretos até C50.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4}$$

Logo, $f_{ctd} = 1.4482 \text{ MPa} = 0.1448 \text{ kN/cm}^2$

Esquema das variáveis:



$d = 190.0 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

$b_w = 25.0 \text{ cm}$ (Fornecido pelo usuário)

O cálculo das tensões decorrentes da força cortante em uma estrutura linear deve ser feito pela aplicação do modelo I, conforme item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014, com redução da contribuição do concreto. Para tanto, $V_c = V_{c0}$, obtida pela equação a seguir:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$V_{c0} = 412.75 \text{ kN}$

$\Phi 10 \text{ mm c/13 cm}$ em 2 ramos (Fornecido pelo usuário)

A área de armadura por metro é dado pela equação:

$$\frac{A_{sw}}{\text{metro}} = \left(\pi \times \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \right) \times n^{\circ} \text{ de ramos} \times \frac{100}{\text{espaçamento entre armaduras}}$$

$A_{sw} = 12.1 \text{ cm}^2/\text{m}$

$V_g = 402.3 \text{ kN}$ (Cortante devido ao peso próprio; Fornecido pelo usuário)

$\varphi \times V_{q,m\acute{a}x} = 498.1 \text{ kN}$ (Cortante máxima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

$\Psi_1 = 0.5$ para verificação das vigas. (Em pontes rodoviárias).

A cortante máxima em serviço é obtida por meio da equação a seguir

$$V_{m\acute{a}x} = V_g + \Psi_1 \times \varphi \times V_{q,m\acute{a}x}$$

$$V_{max} = 651.330 \text{ kN}$$

A Tensão máxima em serviço no aço ($\sigma_{sw,m\acute{a}x}$) é obtida por meio da equação:

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x} = \frac{|V_{m\acute{a}x}| - 0,5 \times V_{c0}}{\frac{A_{sw}}{\text{metro}} \times 0,9 \times d}$$

$$\text{Foi obtido } \sigma_{sw,m\acute{a}x} = 21.535 \text{ kN/cm}^2$$

$\varphi \times V_{q,min} = -70.3 \text{ kN}$ (Cortante mínima devido às cargas móveis, já multiplicada pelo coeficiente ponderador das cargas móveis, φ ; Fornecido pelo usuário)

A cortante mínima em serviço é obtida por meio da equação a seguir:

$$V_{mín} = V_g + \Psi_1 \times \varphi \times V_{q,mín}$$

$$V_{min} = 367.135 \text{ kN}$$

A Tensão mínima em serviço no aço ($\sigma_{sw,mín}$) é dada pela equação:

$$\sigma_{sw,mín} = \frac{|V_{mín}| - 0,5 \times V_{c0}}{\frac{A_{sw}}{\text{metro}} \times 0,9 \times d}$$

$$\text{Foi obtido } \sigma_{sw,mín} = 7.781 \text{ kN/cm}^2$$

A variação de tensão em serviço no aço ($\Delta\sigma_{sw}$) é dada pela seguinte equação:

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw,m\acute{a}x} - \sigma_{sw,mín}$$

$$\text{Logo, } \Delta\sigma_{sw} = 13.754 \text{ kN/cm}^2 = 137.545 \text{ MPa}$$

A resistência à fadiga do aço é obtida por meio da Tabela 23.2 da NBR 6118:2014, apresentada a seguir:

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos									
MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	—	—	—	—	—	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$ para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃

^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz.

^b Ver Tabela 23.3.

Foi escolhido pelo usuário a armadura de $\Phi 10 \text{ mm}$ e o caso:

• Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$.

que leva a:

$\Delta f_{sd,fad,min} = 85.0 \text{ MPa}$

$137.5 \text{ MPa} > 85.0 \text{ MPa}$

Tensão atuante > Tensão Resistente → Não está OK, aumentar a armadura ou as dimensões da seção.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

O projeto desenvolvido poderá ser utilizado como ferramenta pelos alunos da disciplina de Pontes do 9º Semestre do curso de Engenharia Civil do IFSP- Campus Votuporanga, bem como por qualquer usuário interessado, desde estudantes a profissionais e professores da área, sendo isso interessante por conta dos softwares serem online e gerarem um memorial de cálculo detalhado em PDF. Cabe ressaltar que este projeto faz parte de um grupo de pesquisa do CNPq e possui outras páginas com programas na área de Engenharia Civil (acesse o NEV: <http://vtp.ifsp.edu.br/nev/>).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

FTOOL, versão 3.01. [S.l.]: PUC-Rio, 2015. Disponível em <<http://www.alis-sol.com.br/ftool/>>. Acesso em 06/04/2017.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Edgard Blucher, 2008.

TQS, versão 18. [S.l.]: TQS Informática, 2017.

W3 schools. Disponível em <<http://www.w3schools.com>>. Acesso em 04/07/2017.