

PREVISÃO DA VIDA À FADIGA EM VIGAS DE PONTES DE AÇO SOB CARREGAMENTO CÍCLICO DE AMPLITUDE VARIÁVEL

Marcos Fábio Veríssimo Montezuma, marcosfv@br-petrobras.com.br¹
Márcio Corrêa de Carvalho, marcio@centec.org.br²
Enio Pontes de Deus, epontes@ufc.br³

¹Petrobras Distribuidora S.A., Av. Dom Luis, 300, Sala 529, Meireles, CEP 60.160-230, Fortaleza, CE – Brasil.

²Instituto Centro de Ensino Tecnológico, Rua Silva Jardim 515, CEP 60.040-260, Fortaleza, CE – Brasil.

³Universidade Federal do Ceará - UFC, Departamento de Engenharia Metalúrgica e Materiais, Campus do Pici - Bloco 714, CEP 60.755-640, Fortaleza, CE – Brasil.

Resumo: Pontes de aço normalmente estão sujeitas a carregamentos cíclicos de amplitude variável, com tipo e frequência de tráfego ao acaso. Dessa forma, o aparecimento e a propagação de trincas nos elementos estruturais de uma ponte podem ser resultantes das flutuações de carregamentos. Após determinar a localização e a amplitude de uma falha existente, tem-se de imediato a preocupação com a previsão de propagação da mesma a fim de ter-se um tempo conveniente de reparo. Desta maneira, os conceitos de mecânica da fratura e fadiga são fundamentais para o correto entendimento do problema. Desenvolve-se um modelo computacional para a análise do crescimento de trincas utilizando-se os modelos do Valor Médio Quadrático e Ciclo-a-Ciclo. Nas simulações realizadas, observa-se a influência dos carregamentos de amplitudes variáveis sobre a previsão de vida da estrutura. Verifica-se também como a variação da amplitude de tensão influencia nos resultados de propagação das trincas. Foram consideradas como variáveis de entrada do programa, diferentes tamanhos iniciais de trincas e diferentes histórias de carregamentos. Dessa forma pôde-se avaliar a dispersão dos resultados de previsão de vida da estrutura com a variação dos diferentes parâmetros de entrada.

Palavras-chave: Pontes de Aço, Propagação de Trincas à Fadiga, Carregamentos Variáveis, Previsão de Vida.

1. INTRODUÇÃO

Pontes de aço normalmente estão sujeitas a carregamentos cíclicos de amplitude variável com tipo e frequência de tráfego ao acaso. Devido a defeitos como trincas, porosidades, inclusões, defeitos de soldagem e pormenores inadequados inerentes ao material, ao processo de fabricação ou ao projeto, podem ser produzidas grandes concentrações de tensões nestes locais e conseqüentemente o processo de fadiga pode iniciar-se até mesmo numa fase bastante inicial de uso da estrutura.

Atualmente, os materiais empregados para fabricação de pontes de aço e elementos estruturais são aços de alta resistência e baixo teor de elemento de liga (aços estruturais), que tentam aliar as propriedades de resistência mecânica a uma boa tenacidade à fratura do material. Mesmo assim, elementos de pontes de aço tendem a ser sensíveis ao processo de fadiga. Os materiais de alta resistência mecânica têm baixa resistência às trincas, e como conseqüência, a resistência remanescente dos mesmos em presença de trincas e defeitos é pequena.

Com isso observamos que as pontes de aço, por serem estruturas de comportamento dinâmico, estão sujeitas a falhar por processo de fadiga. Estas estruturas podem fraturar de maneira catastrófica sob tensões abaixo das tensões mais elevadas para as quais foram projetadas causando, assim, grande prejuízo econômico e risco às vidas humanas.

Diversos autores têm usado métodos numéricos para simular e prever o comportamento de trincas sujeitas a carregamentos variáveis. Dentre os principais modelos de propagação de trincas mais utilizados na literatura destacam-se os modelos do Valor Médio Quadrático (RMS) e o modelo Ciclo-a-Ciclo.

O estudo de propagações de trincas sob carregamentos variáveis requer conhecimentos nas áreas de fadiga e mecânica da fratura. Neste trabalho foi desenvolvido um modelo numérico computacional que considera a propagação de trincas no caso específico de vigas de pontes de aço. São acrescentadas ao modelo, como dados de entrada, diversas histórias de carregamentos de amplitude variável, obtidas através de simulação numérica. São analisados carregamentos de amplitude variável estacionários e não-estacionários.

2. MODELO DE PROPAGAÇÃO DE TRINCAS EM VIGAS DE PONTES DE AÇO

Neste trabalho foi utilizado o código de projeto da AASHTO HB (*American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc*) para definição do modelo de viga de ponte de aço. Posteriormente, foram analisadas as condições de propagação de trincas, considerando diferentes tamanhos iniciais de defeitos pré-existentes.

2.1. Projeto de Ponte Modelo (não trincada)

No projeto de uma ponte modelo não-trincada, utilizou-se o exemplo de uma ponte bi-apoiada com vão de 24.000 mm. Como as normas brasileiras em certos casos são inexistentes ou omissas, foram adotados os procedimentos de projeto da norma americana AASHTO HB (2002). Conforme Deus (1997) o desenvolvimento de projeto é baseado em avaliações sistemáticas de causas de trincamento e fratura em membros de pontes e sua conseqüente falha. A AASHTO HB define membros planos de pontes em redundantes e não-redundantes. Redundantes são aqueles que se falharem não causam o colapso da estrutura, pois as cargas são redistribuídas para membros adjacentes e caminhos alternativos, o que não ocorre com os não-redundantes, pois se falharem em serviço, causam o colapso da ponte. No presente trabalho a viga é considerada como não-redundante.

O modelo de viga consiste de um perfil soldado em I, como ilustra a Fig. (1), onde a mesa superior tem dimensão de 360 mm, a mesa inferior 750 mm e alma tem altura total de 1.400 mm.

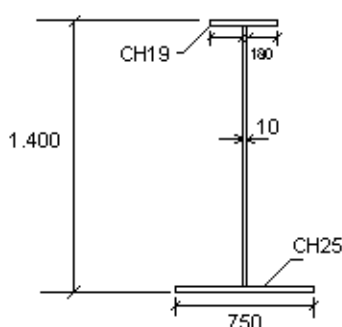


Figura 1. Seção transversal da viga com perfil I

As propriedades geométricas da viga são mostradas na Tab. (1) e ilustradas na Fig. (2). Todas as dimensões satisfazem os requisitos de projeto da AASHTO HB, como altura da alma da viga (h_w), esbeltez máxima da alma (t_w) sem enrijecimento longitudinal, espessura da mesa superior (t_f1) e inferior (t_f2), largura da mesa superior (b_f1) e inferior (b_f2).

Tabela 1. Propriedades geométricas da viga modelo com perfil I.

	Comprimento (mm)		Área (mm ²)
Mesa superior	$t_f1 = 19$	$b_f1 = 360$	Área = 6.840
Alma	$t_w = 10$	$h_w = 1.356$	Área = 13.560
Mesa inferior	$t_f2 = 25$	$b_f2 = 750$	Área = 18.750

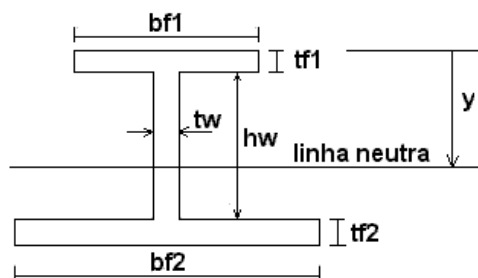


Figura 2. Definições geométricas do modelo de viga com perfil I

2.2. Verificação de Fadiga pelo Código de Projeto da AASHTO HB

A norma americana AASHTO HB estabelece os limites necessários para a verificação de fadiga em estruturas redundantes e não-redundantes. Tais estruturas quando sujeitas a variações repetidas ou reversas de tensão devem ser projetadas de acordo com as tensões admissíveis para ciclos e categorias, segundo os detalhes construtivos. A faixa de tensão F_r é definida como a diferença algébrica entre a máxima e a mínima tensão ($\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}$).

A Tabela (2) mostra os valores de tensões admissíveis e os respectivos números de ciclos para estruturas não-redundantes. A viga em estudo é classificada na Categoria B e se aplica a uma grande variedade de detalhes em vigas soldadas, como as soldas de entalhe (*groove weld*) em ligação de topo, localizadas na alma e nas mesas das vigas I.

Tabela 2. Limites de tensão de fadiga admissíveis para categoria B de viga – estruturas não redundantes (AASHTO).

Estruturas não-redundantes - F_r (MPa)				
Categoria	Até 100.000 ciclos	Até 500.000 ciclos	Até 2.000.000 ciclos	Acima de 2.000.000 ciclos
B	269	159	110	110

Utilizou-se no modelo a carga de um trem-tipo classe 45 – NBR 7188/84 na qual a base do sistema é um veículo de 450 kN de peso total e coeficiente de impacto igual a 1,26 (NBR 7187/87) onde se calculou a tensão máxima na mesa inferior (σ_r) levando-se em consideração que a ponte é formada por duas vigas iguais e a carga pode assim ser dividida em 225 kN para cada viga. Neste caso a ponte é considerada de classe 45. O resultado é calculado pela Eq. (1) e é mostrada a seguir, onde M_{cm} é o momento proveniente da carga móvel em (kN.m) e W_m é o módulo de resistência da seção em (m^3). Portanto, o valor de tensão encontrado é inferior a 110 MPa, sendo assim a estrutura projetada para acima de 2.000.000 de ciclos, conforme a AASHTO HB.

$$\sigma_r = \frac{M_{cm}}{W_m} = \frac{1.701}{0,02419} = 70,32 \text{ MPa} < F_r \quad (\text{acima de 2.000.000 de ciclos}) \quad (1)$$

2.3. Seleção do Material Utilizado na Viga Modelo com Perfil I

Neste trabalho foi considerado o material da viga como sendo o aço A-36, que tem microestrutura ferrítica-perlítica, fator de intensidade de tensão crítico (K_{Ic}) e limite de escoamento (σ_c), respectivamente $55 \text{ MPa}\sqrt{m}$ e 276 MPa , módulo de elasticidade igual a 200 GPa .

2.4. Modelagem 3D da Viga para Estimar os Limites Máximo e Mínimo da Tensão de Serviço sem a Presença de Trincas

Para se estimar os limites máximo e mínimo da tensão de serviço na mesa inferior da viga, considerou-se a carga mínima como sendo o peso próprio da estrutura ($P_{m\acute{i}n}$), e a carga máxima como sendo o peso próprio mais o peso do veículo-tipo classe 45 com o fator de impacto para carga dinâmica ($P_{m\acute{a}x}$). Então $P_{m\acute{i}n} = 72,36 \text{ kN}$ e $P_{m\acute{a}x} = 355,86 \text{ kN}$. Logo, todos os carregamentos aplicados no modelo da viga para análise de propagação das trincas deverão estar dentro destes limites. O programa ANSYS foi utilizado como ferramenta para a análise de tensões na viga I. A viga é modelada de acordo com as dimensões e propriedades mecânicas especificadas no item 2.1 e 2.3 e os carregamentos mínimo e máximo são aplicados no modelo. Para título de arredondamento consideramos $P_{m\acute{i}n} = 70 \text{ kN}$ e $P_{m\acute{a}x} = 360 \text{ kN}$. De acordo com os resultados da modelagem, observou-se que os limites de tensões para uma viga sem trinca foram:

$\sigma_{pr \text{ m\acute{i}n}} = 12,1 \text{ MPa}$ (onde $\sigma_{pr \text{ m\acute{i}n}}$ é a tensão mínima de projeto)

$\sigma_{pr \text{ m\acute{a}x}} = 62,3 \text{ MPa}$ ($\sigma_{pr \text{ m\acute{a}x}}$ é a tensão máxima de projeto)

$\Delta\sigma_{pr} = 50,12 \text{ MPa}$ ($\Delta\sigma_{pr}$ é a variação de tensão máxima de projeto)

Avaliando os resultados, se observa que a viga trabalha perfeitamente dentro do regime elástico do material quando não há presença de defeitos.

2.5. Modelo de Viga Trincada

Verificou-se no item 2.2 que os requisitos fadiga da norma AASHTO HB para o projeto da ponte são satisfeitos, mas deve-se observar que esta se aplica ao projeto de novas estruturas e não leva em consideração a presença de defeitos encontrados posteriormente.

Neste modelo assume-se inicialmente uma trinca de comprimento (a_0) em Modo I de abertura na alma da viga transpassando a mesa inferior e posicionada na metade do comprimento do vão, conforme Fig. (3). O processo de fadiga

e crescimento da trinca se desenvolverá na viga devido a um carregamento (P) de amplitude variável. No modo I de abertura, existe o carregamento em tração, com deslocamento das superfícies da trinca perpendicularmente a si mesmas.

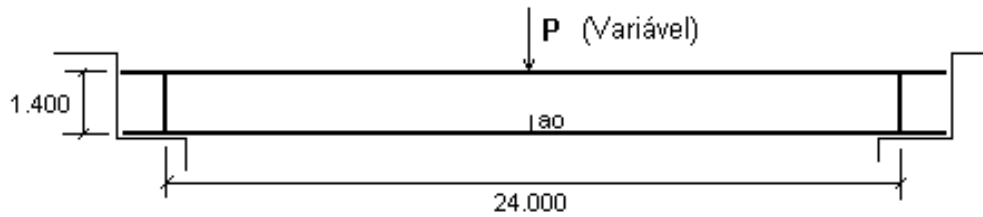


Figura 3. Modelo de viga bi-apoiada trincada em modo I de abertura

2.6. Regras de Propagação de Trinca por Fadiga

O presente trabalho utiliza como regra de propagação de trincas a regra de Paris-Erdogan. Esta regra correlaciona a taxa de crescimento da trinca (da/dN) com a variação do fator de intensidade de tensão (ΔK), onde A e m são constantes do material:

$$\frac{da}{dN} = A \cdot \Delta K^m \quad (2)$$

As estimativas de dados reais citadas por Barson e Rolfe (1999) indicam que as taxas de crescimento de trinca por fadiga para os aços ferrítico-perlíticos podem ser calculadas por:

$$\frac{da}{dN} = 6,9 \times 10^{-12} (\Delta K)^3 \text{ (m/ciclo) e } \Delta K (\text{MPa}\sqrt{\text{m}}) \quad (3)$$

Para se estimar a vida de fadiga sob carregamento de amplitude variável são utilizados os métodos de crescimento pelo valor médio quadrático RMS (root-mean-square) e ciclo-a-ciclo. Não foram incluídos no modelo problemas de interação entre ciclos previstos por Newman e Phillips (2004) e que podem causar retardos ou paradas no crescimento da trinca, bem como o efeito de cargas de vento no critério de projeto à fadiga, como citado por Fouad (2010). Devemos observar que este modelo também não leva em consideração as tensões residuais na região da solda; isto porque se assume que a trinca se originou como uma pequena fissura ou defeito na região da solda e encontra-se num estágio avançado onde já possui um tamanho bastante considerável na alma da viga e fora da influência de tensões residuais. Deseja-se então prever o tempo de vida da estrutura para um reparo conveniente.

2.6.1. Modelo de Crescimento de Trincas Através do Método do Valor Médio Quadrático RMS

O método do valor médio quadrático trata o problema de previsão da vida à fadiga de uma peça sujeita a um carregamento de amplitude variável substituindo este por um carregamento de amplitude constante que lhe seja equivalente, no sentido de causar o mesmo crescimento de trinca.

Então o valor da variação do fator de intensidade de tensão (ΔK_{rms}) pode ser calculado a partir dos valores RMS, ou raiz média quadrática dos picos e dos vales das tensões atuantes sobre a peça. Considerando que a parte negativa dos carregamentos deve ser desconsiderada, pode-se obter a expressão:

$$\sigma_{\text{máx}_{rms}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^p (\sigma_{\text{máx}_i})^2}{p}} \quad \text{e} \quad \sigma_{\text{mín}_{rms}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^q (\sigma_{\text{mín}_i})^2}{q}} \quad \text{com } (\sigma_{\text{máx}}, \sigma_{\text{mín}} \geq 0) \quad (4)$$

Onde p e q são respectivamente o número de picos e vales do carregamento. A variação do fator de intensidade de tensão (ΔK_{rms}) é dada pela Eq. (5):

$$(\Delta K_{rms}) = [\Delta \sigma_{rms}] \cdot \sqrt{\pi a} \cdot [f(a/w)] \quad (5)$$

Logo, a previsão do número de ciclos que a trinca leva para crescer do comprimento inicial (a_0) até o final (a_f) é dada pela E. (6):

$$N = \int_{a_0}^{a_f} \frac{da}{f(\Delta K_{rms})} \quad (6)$$

Neste trabalho, a elaboração do algoritmo para o método RMS e solução da Eq. (6) é resolvida utilizando-se o método numérico de Runge-Kutta de 4ª ordem para o cálculo da vida à fadiga.

2.6.2. Modelo de Crescimento de Trincas Através do Método Ciclo-a-Ciclo

A idéia básica deste método é associar a cada reversão do carregamento o crescimento que a trinca teria se apenas aquele meio ciclo atuasse sobre a peça.

Sendo a taxa de propagação da trinca $da/dN = f(\Delta K_i)$ e no i -ésimo 1/2 meio ciclo do carregamento o comprimento da trinca é a_i , então a gama de tensão atuante é $\Delta\sigma_i$ e o incremento da trinca δa_i pode ser dado pela Eq. (7) e a variação do fator de intensidade de tensão (ΔK_i) pela Eq. (8):

$$\delta a_i = (1/2) \cdot f(\Delta K_i) \quad (7)$$

$$\Delta K_i = f(a_i / W) \Delta\sigma_i \sqrt{\pi a_i} \quad (8)$$

Onde $f(a_i/W)$ é o fator que depende da geometria da peça.

O crescimento da trinca é quantificado pelo $\sum(\delta a_i)$. Antes de quantificar o crescimento da trinca, torna-se necessário reduzir a história de carregamento a uma seqüência de eventos que possam ser estimados como compatíveis com dados de fadiga de amplitude constante. Os métodos que tornam tais reduções possíveis são conhecidos como métodos de contagem de ciclos.

Neste trabalho utilizaremos o método de contagem de ciclos denominado “rain-flow”. Este método utiliza um esquema específico de contagem de ciclos para estimar a ordem de tensões efetivas e identificar ciclos de tensões relacionados aos loops fechados de histerese na resposta tensão-deformação do material quando sujeito a um carregamento cíclico.

A implementação de um algoritmo do método ciclo-a-ciclo não é numericamente difícil, mas requer muito esforço computacional. Tem as vantagens de garantir a inatividade da trinca quando num ciclo $\Delta K_i < \Delta K_{th}$ e prever a fratura súbita causada por um grande pico durante o carregamento variável quando $K_{m\acute{a}x} = K_c$. Neste trabalho foi elaborado um algoritmo em linguagem Fortran para quantificar o crescimento da trinca pelo método ciclo-a-ciclo.

2.7. Equação do Fator de Intensidade de Tensão

Para encontrar uma expressão para o cálculo do fator de intensidade de tensão K_I , considera-se que a trinca se propaga na alma da viga I onde se observa uma altura (hw) bem superior à sua espessura (tw) e cerca de 136 vezes. Para esta geometria a alma se encontra em estado plano de tensões.

Para vigas com trinca simples de borda sob flexão “single edge crack in beam in bending”, o fator de intensidade de tensão pode ser deduzido da equação (9):

$$K_I = (Mc/I) \cdot (\pi a)^{1/2} \cdot f(a/hw) \quad (9)$$

Onde M é o momento fletor, c é a distância da ponta da trinca à linha neutra, I é o momento de inércia da seção transversal e $f(a/hw)$ é o fator de geometria.

A Equação (9) pode ser desenvolvida para o caso de uma seção transversal em forma de T vista na Fig. (4), já que no presente modelo a trinca inicial é assumida inicialmente na alma da viga.

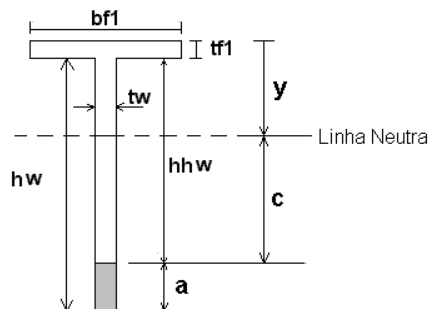


Figura 4. Geometria da alma da viga trincada

2.7.1. Momento fletor (M) e Ajuste da Posição da Linha Neutra (c)

O momento fletor é calculado pela seguinte Eq. (10):

$$M = P.L/4 \quad (10)$$

O ajuste da posição da linha neutra (c) é dado pela Eq. (11):

$$c = hw + tf1 - (a+y) \quad (11)$$

2.7.2. Fator de Geometria f(a/hw)

Para o caso de vigas com trinca simples de borda sob flexão Barson e Rolfe (1999) apresentam os valores do fator de geometria f(a/hw) para diferentes relações (a/hw), conforme Fig. (5).

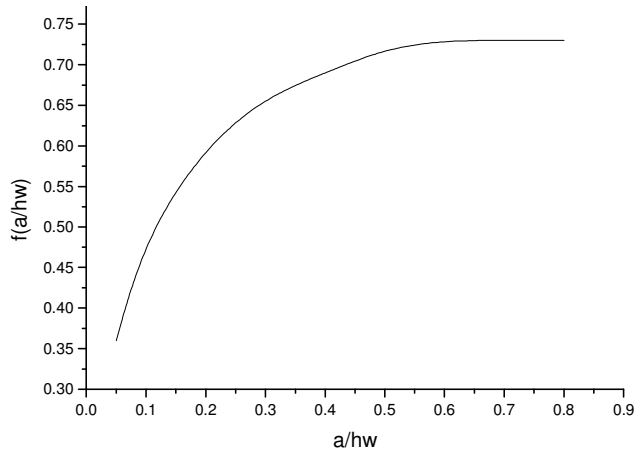


Figura 5. Gráfico f(a/hw) x (a/hw)

2.8. Cálculo do Tamanho Crítico da trinca (ac)

O tamanho crítico da trinca pode ser estimado através do fator de intensidade de tensão crítico do material (K_{IC}) e da tensão nominal na ponta da trinca pela Eq. (13):

$$a_c = \left(\frac{K_I}{\sigma_{max} \sqrt{\pi f(a/hw)}} \right)^2 \quad (13)$$

Considerando um carregamento nominal máximo de 360 kN pode-se calcular as tensões atuantes ao longo da alma da viga e construir o gráfico K_I x a/hw , visto na Fig. (6). Observa-se que quando $K_{IC} = 55 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$, o valor de $(a/hw) = 0,070$. Então o valor de $a_c = 95 \text{ mm}$.

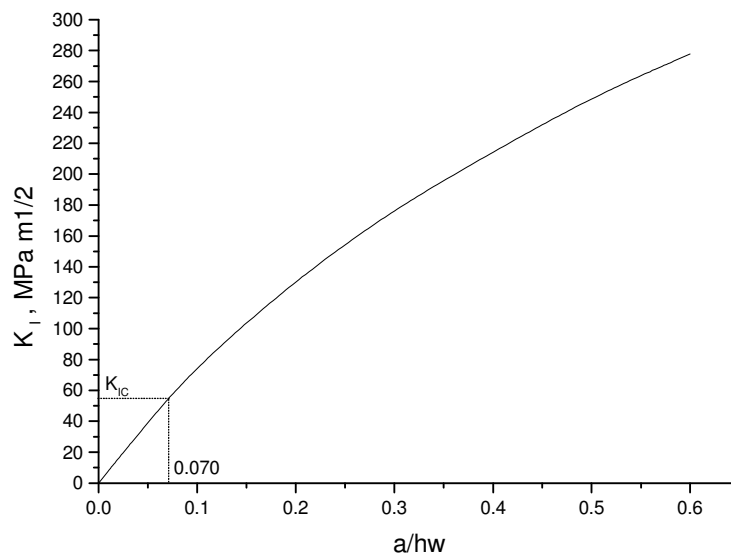


Figura 6. Gráfico de KI x (a/hw)

2.9. Variação do Fator de Intensidade de Tensão Limite (ΔK_{th}) para Propagação de Trincas por Fadiga

Existe um determinado valor de variação do fator de intensidade de tensão ΔK onde abaixo do qual não se observa crescimento da trinca. Este é conhecido por ΔK_{th} . Os dados experimentais mostram que uma estimativa para ΔK_{th} para os aços ferrítico-perlíticos pode ser dada pela Eq. (14):

$$\Delta K_{th} = 7(1 - 0,85R) \text{MPa}\sqrt{\text{m}} \quad \text{onde} \quad R = P_{\text{mín}} / P_{\text{máx}} > 0,1 \quad (14)$$

Considerando as cargas máxima ($P_{\text{máx}}$) e mínima ($P_{\text{mín}}$) do modelo em questão, se calcula um valor de $\Delta K_{th} = 5,8 \text{MPa}\sqrt{\text{m}}$.

3. SIMULAÇÕES DE VIDA RESIDUAL DA ESTRUTURA

Para título de comparação dos resultados, todos os cálculos de vida da estrutura foram feitos assumindo trincas de tamanhos iniciais iguais a 10mm, 20mm, 30mm, 40mm e 50mm de comprimento a partir da mesa inferior. A vida da estrutura foi relacionada ao número de ciclos que a trinca leva para crescer do tamanho inicial a_0 até o tamanho final crítico $a_c = 95\text{mm}$. Foram aplicados dois tipos de carregamentos variáveis ao modelo de viga trincada, definidos por Montezuma (2002) como estacionário (CAVE) e randômico (CAVR), onde para cada tipo foram aplicados 10 níveis crescentes de carregamentos ($\Delta P = P_{\text{máx}} - P_{\text{mín}}$). Finalmente foi observado o comportamento do crescimento por dois métodos descritos anteriormente, RMS e ciclo-a-ciclo.

3.1. Carregamentos de Amplitude Variável Estacionário (CAVE)

Na geração destes tipos de carregamentos utiliza-se uma equação matemática, Eq. (15), que é solução do fenômeno do batimento, Fig. (7). Caracterizam-se pela repetição dos ciclos de carregamentos ao longo do tempo. Apesar de não serem carregamentos comuns de se encontrarem em estruturas de pontes, a análise destes se faz oportuna para prever o crescimento de trincas sob tais condições atípicas do dia-a-dia e compará-los com outros tipos de carregamentos.

$$P = [P_{\text{médio}} + P_{\text{ampl}} \text{sen}(\omega_1 N) \text{sen}(\omega_2 N)] \quad (15)$$

Onde, P é o carregamento; P_m é a carga média de sollicitação; P_{ampl} é a amplitude de carregamento; N é o número de ciclos e ω_1 e ω_2 são variáveis.

Assim, o movimento é uma oscilação com uma amplitude que varia de acordo com a Eq. (16):

$$\text{Amplitude} = P_{\text{ampl}} \text{sen}(\omega t) \quad (16)$$

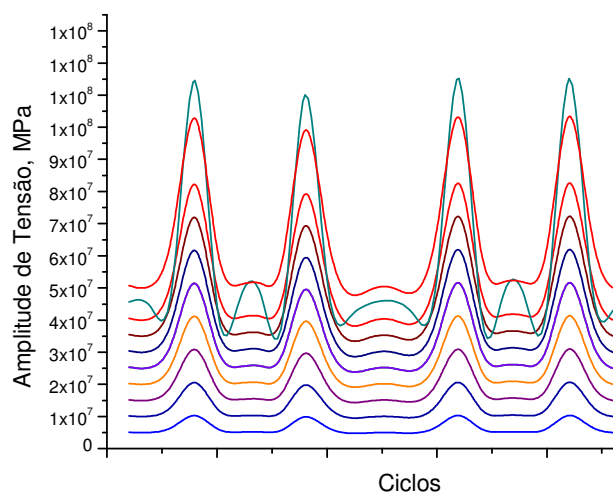


Figura 7. Gráfico da variação da amplitude de tensão (MPa) x ciclos (CAVE)

3.2. Carregamento de Amplitude Variável Randômico (CAVR)

Um carregamento de amplitude variável randômico (CAVR) pode ser considerado como um tipo de carregamento onde não se observa repetição nos ciclos de carregamento e a amplitude varia randômicamente com o tempo. Na

simulação destes tipos de carregamentos utiliza-se a Eq. (17), cuja amplitude de carregamento é randomizada na presença de números aleatórios gerados pelo programa após cada ciclo, Fig. (8):

$$P = [P_p + (\text{rand})P_{\text{ampl}}] \quad (17)$$

Considera-se, P o carregamento; P_p o peso próprio; P_{ampl} a amplitude de carregamento; “rand” é um número aleatório gerado pelo programa a cada ciclo e $0 \leq \text{rand} \leq +1$.

A geração desta seqüência randômica depende de três números de origem e para cada seqüência diferente destes números é gerada também uma seqüência aleatória diferente com um determinado número de ciclos.

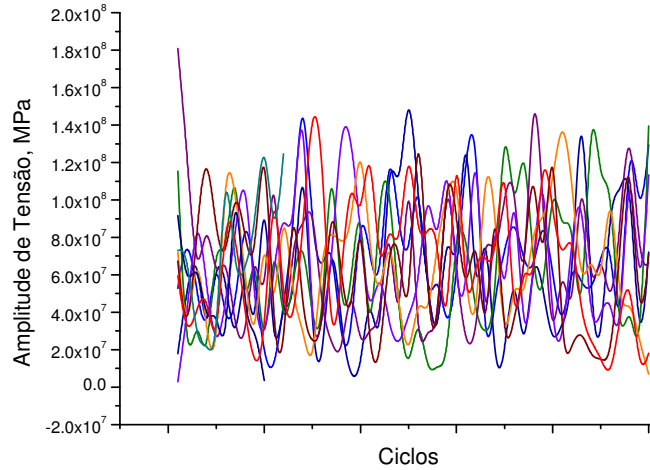


Figura 8. Gráfico da variação da amplitude de tensão (MPa) x ciclos (CAVR)

4. RESULTADOS

A seguir são apresentadas as curvas de crescimento das trincas de tamanho inicial (a_0) até o valor crítico (a_c) para cada um dos 02 blocos de carregamento utilizados. Observou-se uma vantagem do modelo do Valor Médio Quadrático RMS para a construção dos gráficos, Fig. (9) e Fig. (10), devido ao menor número de dados necessários para plotar as curvas. Com a utilização do modelo Ciclo-a-Ciclo nas simulações de crescimento das trincas, Fig. (11), observou-se um grande esforço computacional para o cálculo de vida da estrutura, porém, o modelo apresenta as vantagens de garantir a inatividade da trinca quando num ciclo $\Delta K_i < \Delta K_{th}$ e prever a fratura súbita causada por um grande pico durante o carregamento variável quando $K_{m\acute{a}x} = K_c$; por outro lado, um aumento na precisão dos resultados não justifica a utilização do modelo, quando em comparação com o modelo RMS.

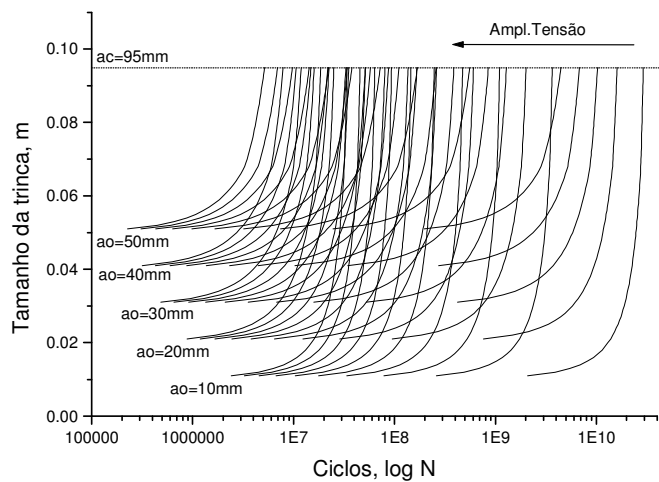


Figura 9. Tamanho da trinca x número de ciclos para diversos comprimentos iniciais de trincas a_0 utilizando o método RMS para carregamento de amplitude variável estacionário (CAVE)

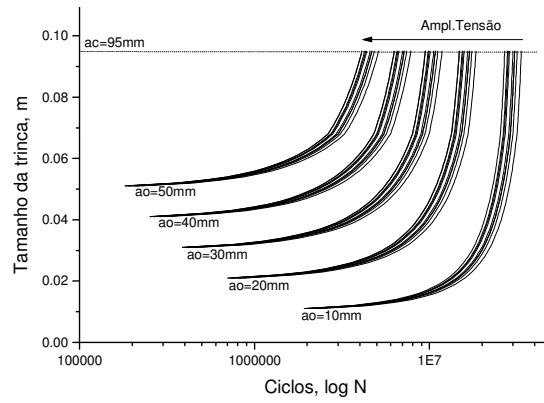


Figura 10. Tamanho da trinca x número de ciclos para diferentes comprimentos iniciais de trincas a_0 utilizando o método RMS para carregamento de amplitude variável randômico (CAVR)

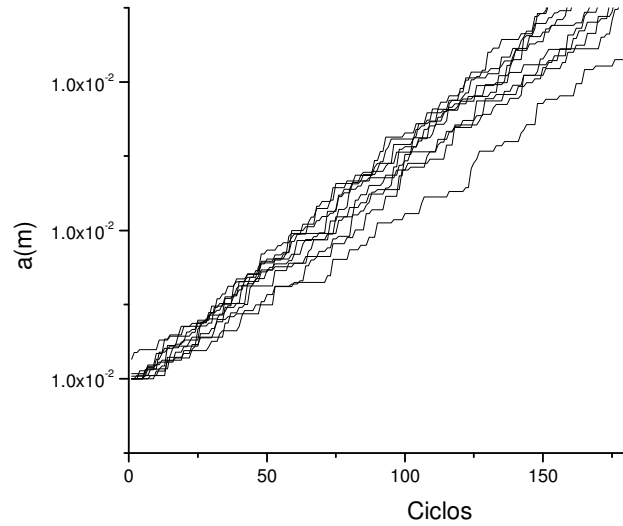


Figura 11. Gráfico do crescimento de trincas com $a_0=10$ mm sujeitas CAVR pelo método ciclo-a-ciclo durante os 170 primeiros ciclos

Outros gráficos plotados foram os de vida da estrutura versus amplitude de tensão, Fig. (12) e Fig. (13). Através destes gráficos observa-se que quanto maior a amplitude de tensão menor é a dispersão dos resultados de vida da estrutura para diferentes comprimentos iniciais de trincas.

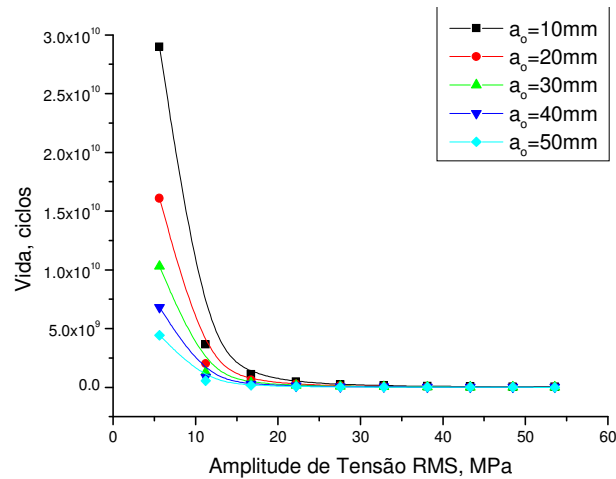


Figura 12: Vida da estrutura x amplitude de tensão RMS para diferentes tamanhos iniciais de trincas a_0 (CAVE)

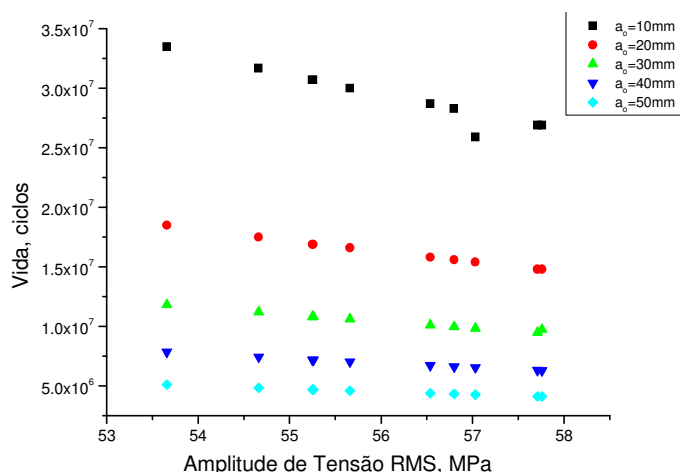


Figura 13: Vida da estrutura x amplitude de tensão RMS para diferentes tamanhos iniciais de trincas a_0 (CAVR)

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho procurou-se observar o comportamento da propagação de trincas em vigas de pontes de aço quando sujeitas a carregamentos de amplitudes variáveis. Através da teoria da Mecânica da Fratura e Fadiga, observou-se que o problema da propagação de trincas requer uma correta análise de tensões do ponto crítico da estrutura.

Desenvolveu-se então um modelo computacional de propagação de trincas, utilizando-se a teoria do Valor Médio Quadrático e Ciclo-a-Ciclo.

Observou-se que para realizar-se uma simulação adequada, a expressão do fator de intensidade de tensão deve ser escolhida apropriadamente para o tipo específico de detalhe geométrico e tipo de esforço solicitante.

Nos resultados das simulações, observou-se que os carregamentos de amplitudes variáveis com diferentes espectros podem apresentar uma mesma influência na propagação de trincas quando avaliados pelo modelo do Valor Médio Quadrático (RMS), pois possuem variações da amplitude de tensão $\Delta\sigma_i$ semelhantes com o tempo. Verificou-se também que a magnitude da variação da amplitude de tensão $\Delta\sigma_i$ tem grande influência sobre os resultados de propagação das trincas, podendo estas permanecerem inativas para determinados níveis de tensão.

Observou-se uma tendência natural da vida da estrutura diminuir com o aumento do tamanho das trincas iniciais e também com o aumento da amplitude de tensão RMS ($\Delta\sigma_{rms}$). Verificou-se que trincas de tamanhos iniciais diferentes podem levar o mesmo tempo para crescer até um valor crítico a_c se estiverem sujeitas a níveis de amplitudes de tensão diferentes.

Analisando-se a vida prevista nas simulações, observou-se que quanto maior é a amplitude de tensão menor é a dispersão dos resultados de vida prevista da estrutura para diferentes tamanhos iniciais de trincas. Acima de um determinado nível da amplitude de tensão verificou-se uma tendência da dispersão dos resultados de vida da estrutura permanecer constante para diferentes tamanhos de trincas iniciais.

Verificou-se durante as simulações que o modelo do Valor Médio Quadrático (RMS) possui a vantagem de ser computacionalmente mais eficiente em relação ao Ciclo-a-Ciclo, porém este não prevê a inatividade da trinca para baixos valores do fator de intensidade de tensão ou ruptura súbita por sobrecarga.

6. REFERÊNCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials, 2002, "AASHTO HB - Standard specifications for highway bridges", 14rd ed. Washington.
- Barson, J.M., Rolfe, S.T., 1999, "Fracture and Fatigue Control in Structures: Applications of Fracture Mechanics", 3rd ed. Philadelphia, ASTM.
- Deus, E. P. (1997). "Análise do Processo de Fraturamento em Vigas de Pontes de Aço sob Efeito de Fadiga", Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.
- Fouad, H., 2010, "Fatigue Design of Sign Support Structures due to Truck-Induced Wind Gust", Transportation Research Board 89th Annual Meeting, Washington DC, USA, 17p.
- Montezuma, M.F.V., 2002, "Modelagem Computacional da Propagação de Trincas em Vigas de Pontes de Aço sob Carregamento Cíclico de Amplitude Variável", Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil.
- Newman, J.C., Phillips, E.P., 2004, "Prediction of Crack Growth Under Variable-Amplitude and Spectrum Loading in a Titanium Alloy", Journal of ASTM International, Id. JAI19027.

FATIGUE LIFE PREDICTION ON STEEL BEAM BRIDGES UNDER VARIABLE-AMPLITUDE LOADING

Marcos Fábio Veríssimo Montezuma, marcosfv@br-petrobras.com.br¹

Márcio Corrêa de Carvalho, marcio@centec.org.br²

Enio Pontes de Deus, epontes@ufc.br³

¹Petrobras Distribuidora S.A., Av. Dom Luis, 300, Sala 529, Meireles, CEP 60.160-230, Fortaleza, CE – Brasil.

²Instituto Centro de Ensino Tecnológico, Rua Silva Jardim 515, CEP 60.040-260, Fortaleza, CE – Brasil.

³Universidade Federal do Ceará - UFC, Departamento de Engenharia Metalúrgica e Materiais, Campus do Pici - Bloco 714, CEP 60.755-640, Fortaleza, CE – Brasil.

Abstract: *Steel bridges are normally subjected to random loads with different traffic frequencies. In this way, steel bridges are structures of dynamic behavior and are subjected to fatigue failure process. Nucleation and growth of cracks maybe due to loading fluctuations. After to locate and to determine the amplitude of an existing flaw, it is important predicts crack propagation and the convenient time to repair. Therefore, fracture mechanics and fatigue concepts are essential to the right approach to the problem. At this work, the fatigue crack propagation on steel beam bridges, has been studied under different spectrum of variable-amplitude loading. To study the fatigue crack growth, it was developed a computational code, by using the root-mean-square and the cycle-by-cycle models. One observe the variable amplitude loading influence on the life structural prediction. Different loads histories and initial crack length were considered as input variables. Thus, it was evaluated the dispersion of results of the expected structural life choosing different initial parameters.*

Keywords: *Steel Bridges, Fatigue Crack Propagation, Variable loadings, Life Prediction.*