

Calibração baseada em confiabilidade dos fatores de carga por fadiga para pontes de aço sob incerteza no crescimento do tráfego.

E. Barragán González^{1*} , J. G. Rangel Ramírez² 

* Autor de Contato: eb@emmanuelbarragan.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v16i3.1054>

Recebido: 03/06/2026 | Correções recebidas: 09/08/2026 | Aceito: 24/08/2026 | Publicado: 01/09/2026

RESUMO

Calibrou-se por confiabilidade o fator de carga de fadiga, como estudo de caso, para uma ponte de aço mexicana. Foram calculadas as tensões com distribuições empíricas de peso por eixo, contagem Rainflow, dano de Palmgren-Miner e método de Monte Carlo num estado-limite probabilístico. Para 2.5% ao ano durante 75 anos, a curva S-N bilinear do Eurocódigo apresentou fatores de 1.34 ($\beta=1.0$) e 0.70 ($\beta=3.0$). A análise limita-se a uma ponte e a um modelo estrutural idealizado. A originalidade reside em tratar o crescimento do tráfego como dado de calibração e não como suposição implícita. A taxa de crescimento revelou-se a principal incerteza, deslocando o índice de confiabilidade em 6.5 unidades no intervalo examinado e respaldando sua formulação em futuras calibrações.

Uma vez que o artigo for aceito pela revista, as traduções do artigo final (inglês e espanhol) devem ser enviadas.

Palavras-chave: fadiga; confiabilidade; fator de carga; crescimento do tráfego; ponte de aço.

Citar como: Barragán González, E., Rangel Ramírez, J. G. (2026), “Calibração baseada em confiabilidade dos fatores de carga por fadiga para pontes de aço sob incerteza no crescimento do tráfego.”, Revista ALCONPAT, 16 (3), pp. 536 – 557, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v16i3.1054>

¹ Tecnologías Sostenibles y Civil, Tecnológico de Monterrey, Campus Puebla.

² Profesor, PhD, Tecnologías Sostenibles y Civil, Tecnológico de Monterrey, Campus Puebla.

Contribuição de cada autor

Neste trabalho, o autor A contribuiu com 50% da experimentação e do desenvolvimento do modelo, 100% da coleta de dados, 100% da redação do trabalho e 50% da discussão dos resultados; o autor B contribuiu com 100% da ideia original, 50% da experimentação e do desenvolvimento do modelo e 50% da discussão dos resultados..

Licença Creative Commons

Copyright (2026) é propriedade dos autores. Este trabalho é um artigo de acesso aberto publicado sob os termos e condições de uma Licença Internacional Creative Commons Atribuição 4.0 ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discussões e correções pós-publicação

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2027, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2027.

Reliability-based calibration of fatigue load factors for steel bridges under traffic growth uncertainty.

ABSTRACT

A reliability-based calibration of the fatigue load factor was performed as a case study for a Mexican steel bridge (Puente Calapa). Empirical Mexican axle-weight distributions gave stresses, processed by rainflow counting, Palmgren-Miner damage accumulation, and Monte Carlo evaluation of a probabilistic limit state. For 2.5%/year growth over 75 years, the Eurocode bilinear S-N curve yielded factors of 1.34 ($\beta=1.0$) and 0.70 ($\beta=3.0$). The analysis is conditional on a single bridge and idealized structural model. The study's originality lies in making the annual traffic growth rate an explicit calibration input rather than an implicit assumption. Growth rate emerged as the dominant uncertainty, shifting the reliability index by 6.5 units across the examined range and supporting its explicit formulation in code calibration.

Keywords: fatigue; reliability; load factor; traffic growth; steel bridge.

Calibración basada en confiabilidad de los factores de carga por fatiga para puentes de acero bajo incertidumbre en el crecimiento del tránsito.

RESUMEN

Se calibró por confiabilidad el factor de carga por fatiga, como estudio de caso, para un puente de acero mexicano. Se calcularon esfuerzos con distribuciones empíricas de peso por eje, conteo Rainflow, daño de Palmgren-Miner y Monte Carlo sobre un estado límite probabilístico. Para 2.5% anual durante 75 años, la curva S-N bilineal del Eurocódigo arrojó factores de 1.34 ($\beta=1.0$) y 0.70 ($\beta=3.0$). El análisis está condicionado a un solo puente y modelo estructural idealizado. La originalidad radica en tratar el crecimiento del tránsito como dato explícito de calibración y no como suposición implícita. La tasa de crecimiento resultó la principal incertidumbre, desplazando el índice de confiabilidad 6.5 unidades en el rango examinado y respaldando su formulación en futuras calibraciones.

Palabras clave: fatiga; confiabilidad; factor de carga; crecimiento del tráfico; puente de acero.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel. +52 1 983 419 8241, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

A reprodução total ou parcial do conteúdo e das imagens da publicação é realizada de acordo com o código COPE e a licença CC BY 4.0 da Revista ALCONPAT.

1. INTRODUÇÃO

A fadiga é um dos principais mecanismos de deterioração de longo prazo que afetam as pontes rodoviárias de aço, juntamente com a corrosão e a interação corrosão-fadiga. Consequentemente, a calibração dos fatores de carga de fadiga constitui uma das tarefas centrais do desenvolvimento normativo moderno de pontes. Como o dano por fadiga se acumula de maneira irreversível ao longo da vida útil de uma estrutura, os fatores de carga adotados na etapa de projeto também determinam como é avaliada a margem de segurança remanescente de uma ponte existente durante sua operação e, portanto, estão diretamente relacionados ao planejamento de inspeções, à estimativa da vida útil e às decisões de intervenção.

Tanto as AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2024) quanto o Eurocódigo (CEN, 2005; CEN, 2006) fornecem fatores parciais de segurança para a verificação à fadiga, derivados de estudos de confiabilidade em nível populacional de pontes, dados de pesagem em movimento (WIM, *Weigh-in-Motion*) e curvas S-N. A calibração dos estados limites de resistência das AASHTO LRFD realizada por Nowak (1999) estabeleceu a referência para esse tipo de trabalho e, desde então, calibrações análogas do estado limite de fadiga foram relatadas por Moses et al. (1987), Bowman et al. (2012), Berwick (2012) e TRB (2014), no âmbito da AASHTO, e por D'Angelo e Nussbaumer (2017) e Sørensen (2012), no âmbito do Eurocódigo. Uma característica comum dessas calibrações é que o padrão de tráfego de longo prazo considerado permanece fixado no momento da determinação dos fatores de carga. A taxa de crescimento de tráfego prevista é incorporada à calibração de maneira implícita, por meio da escolha do veículo de projeto e da acumulação de tráfego considerada durante a vida útil. Uma vez incorporada aos fatores, a hipótese de crescimento subjacente deixa de ser ajustável pelo engenheiro na etapa de projeto: um cenário de crescimento de 2% ao ano e outro de 5% ao ano, aplicados à mesma ponte ao longo de um horizonte de 75 anos, resultam em danos acumulados por fadiga substancialmente diferentes; entretanto, o fator de carga AASHTO Fatigue I de 1,75 (ou Fatigue II de 0,80) permanece o mesmo em ambos os casos. Em contextos nos quais a taxa real de crescimento do tráfego pesado se afasta significativamente das hipóteses implícitas nas normas, isso pode introduzir um viés não quantificado na confiabilidade calibrada ao final da vida de projeto.

O México constitui um desses contextos. Foram relatadas taxas históricas de crescimento anual do tráfego acumulado de caminhões nas principais rodovias pedagiadas mexicanas na faixa de 2,5% a 3,0% ao ano; esse valor também é amplamente consistente com o limite superior da faixa global citada no Relatório 299 do National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) (Moses et al., 1987).

As configurações veiculares legais mexicanas, estabelecidas pela NOM-012-SCT-2 (DOF, 2017), também diferem substancialmente dos veículos de projeto da AASHTO utilizados na calibração das normas. A configuração legal mexicana mais pesada (T3-S2-R4, com nove eixos) possui um limite básico de peso bruto veicular de 66,5 t (~652,1 kN), ampliado para 75,5 t (~740,4 kN) com a tolerância aplicável a sistemas de suspensão pneumática e de segurança, correspondendo a aproximadamente 2,28 vezes o veículo de projeto HS20-44 da AASHTO (325 kN, 33 t). Dados de campo obtidos por pesagem em movimento pelo Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2016) mostram que aproximadamente um quarto dos veículos T3-S2-R4 excede inclusive o limite legal mexicano, com valores máximos observados de 92,4 t (~906 kN), ou seja, 1,22 vez o limite máximo legal.

A discrepância entre as cargas utilizadas para a calibração das normas existentes e aquelas efetivamente observadas na infraestrutura mexicana justifica uma calibração dos fatores de fadiga baseada em confiabilidade e específica para o México, conforme já argumentado por Avendaño et al. (2013) e García-Soto et al. (2015).

As consequências dessa discrepância não se restringem ao projeto de novas estruturas. Uma parcela significativa das pontes rodoviárias federais mexicanas existentes foi construída na década de 1990

ou anteriormente, com base em modelos de carregamento que não previam os atuais volumes e configurações de tráfego, e essas estruturas operam atualmente com uma parcela considerável de sua vida útil prevista já transcorrida. Para essas estruturas, a questão prática não consiste em determinar qual fator deve ser adotado em um novo projeto, mas sim quanto da margem de segurança à fadiga originalmente prevista já foi consumida e com que velocidade a parcela remanescente está sendo reduzida sob as condições de tráfego observadas. Uma calibração que converta o crescimento de tráfego considerado em um dado explícito aborda diretamente essa questão. O presente estudo é, portanto, desenvolvido como um estudo de caso de uma estrutura em serviço, e não como um exercício de projeto.

O presente estudo contribui para essa linha de pesquisa de maneira específica: transforma a taxa de crescimento de tráfego considerada em um dado explícito da calibração e apresenta o fator de carga calibrado como função dessa variável. A metodologia combina dados empíricos do tráfego mexicano com um estado limite probabilístico de fadiga, na forma proposta por Kwon e Frangopol (2010) e sistematizada por D'Angelo e Nussbaumer (2017), aplicado a uma ponte específica utilizada como estudo de caso — a Ponte Calapa, localizada na rodovia pedagiada Cuacnopalan–Oaxaca — para a qual estão disponíveis distribuições empíricas de peso por eixo e contagens de tráfego provenientes de fontes públicas do governo mexicano. O resultado consiste em um conjunto de fatores de carga calibrados, indexados pela taxa de crescimento anual considerada, evidenciando a influência dessa única variável sobre a confiabilidade calibrada ao final do período de análise. A Ponte Calapa encontra-se em serviço desde 1995 e é reportada como operacional, permitindo interpretar os fatores calibrados em relação à ausência observada de danos por fadiga (Seção 8.5), e não em relação a uma estrutura puramente hipotética.

O restante do artigo está estruturado da seguinte forma. A Seção 2 descreve a ponte utilizada como estudo de caso, as fontes de dados de tráfego e a modelagem probabilística dos veículos, além de desenvolver o modelo estrutural, adotando uma correção de continuidade para aproximar a geometria real de cinco vãos contínuos por meio de uma análise equivalente de vão único. A Seção 3 apresenta a contagem de ciclos, as curvas S-N, a acumulação de danos segundo Palmgren-Miner e a função probabilística de estado limite. A Seção 4 desenvolve o modelo de crescimento exponencial do tráfego e a trajetória de danos em forma fechada. As Seções 5 e 6 descrevem a avaliação da confiabilidade por meio do método de Monte Carlo e o procedimento de calibração, incluindo os dois índices-alvo de confiabilidade ($\beta_{\text{target}} = 1,0$ e $\beta_{\text{target}} = 3,0$) utilizados para delimitar, respectivamente, as convenções da AASHTO e do Eurocódigo. A Seção 7 apresenta os resultados da calibração para o cenário-base, a dependência do fator calibrado em relação à taxa de crescimento considerada e a sensibilidade do índice de confiabilidade no horizonte de projeto em relação ao crescimento do tráfego. A Seção 8 discute a interpretação dos fatores calibrados, a divergência entre as convenções das curvas S-N do Eurocódigo e da AASHTO observada para esse espectro, a comparação entre as cargas mexicanas e as cargas de projeto, bem como a predominância da incerteza associada à taxa de crescimento em relação às demais hipóteses de modelagem e as limitações do estudo. Por fim, a Seção 9 reúne os principais resultados e aponta a possível extensão da metodologia para uma calibração em nível populacional com formulação explícita da taxa de crescimento.

2. MODELAGEM DO TRÁFEGO E DO MODELO ESTRUTURAL

A análise de fadiga combina uma representação das cargas de tráfego mexicanas, uma caracterização empírica do peso por eixo, baseada em dados de pesagem em movimento, e um modelo estrutural da ponte utilizada como estudo de caso.

2.1 Estudo de caso: Ponte Calapa

A estrutura utilizada como estudo de caso é a Ponte Calapa, uma ponte de aço com múltiplos vãos,

Calibração baseada em confiabilidade dos fatores de carga por fadiga para pontes de aço sob incerteza no crescimento do tráfego.

localizada na rodovia pedagiada Cuacnopalan–Oaxaca (km 70,7), na região central do México (ver Figura 1).



Figura 1. Ponte Calapa, estrutura utilizada como estudo de caso. (a) Vista geral da ponte, extraída de Suarez (2025). (b) Localização na rodovia pedagiada Cuacnopalan–Oaxaca, região central do México. Obtida por meio do Google Earth.

A superestrutura é mista e é constituída por cinco vãos contínuos de 75,6 ou 57,6 m, apoiados sobre vigas de aço convencionais. A ponte encontra-se em serviço desde 1995. Não estavam disponíveis projetos estruturais detalhados; as propriedades geométricas utilizadas nesta análise foram estimadas por Meneses Rojas (2026), por meio do escalonamento de dimensões representativas de vigas de aço (Figura 2). As propriedades consideradas são: momento de inércia da área $I = 0,1089 \text{ m}^4$, área da seção transversal $A = 0,1637 \text{ m}^2$ e distância ao centroide $y = 1,0 \text{ m}$, para uma das duas vigas principais de aço descritas na mesma fonte. Adicionalmente, considera-se a utilização de aço ASTM A572 Grau 50.

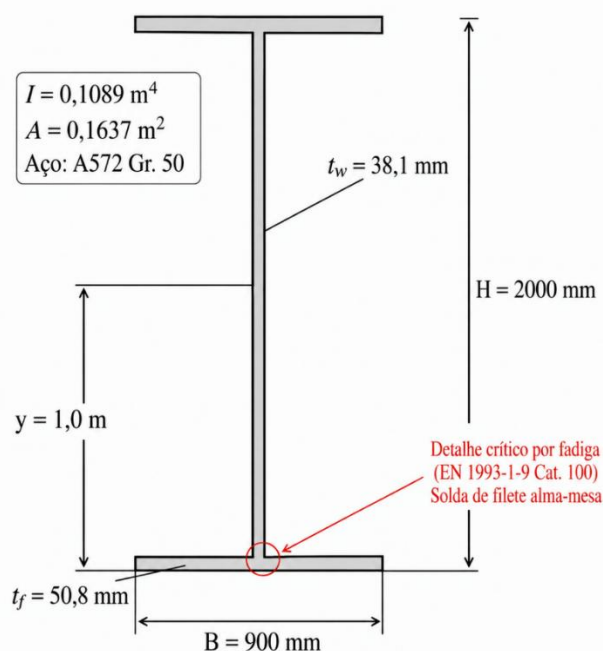


Figura 2. Seção transversal da viga analisada.

A análise adota as propriedades apenas da seção de aço, sem considerar a ação mista, e idealiza uma única viga simplesmente apoiada, com vão $L = 76,5 \text{ m}$, aproximando um dos vãos centrais da estrutura contínua real. Na Seção 2.4, é introduzido um fator de correção para o comportamento de vão contínuo, com o objetivo de compensar essa simplificação.

Calibração baseada em confiabilidade dos fatores de carga por fadiga para pontes de aço sob incerteza no crescimento do tráfego

2.2 Dados de tráfego e estatísticas por classe veicular.

As cargas de tráfego são caracterizadas por meio de duas fontes públicas de dados complementares referentes ao local de estudo. O conjunto de dados *Datos Viales*, da Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SCT, s.d.), fornece o tráfego diário médio anual (TDMA) e sua distribuição por classe veicular. O TDMA reportado pela SCT é bidirecional; considerando que cada viga da ponte suporta o tráfego em apenas um sentido, a taxa de carregamento por viga é considerada como metade do valor reportado. Utilizando como referência a linha de base histórica de 1995, correspondente ao ano de abertura da ponte, obtém-se uma taxa por viga de 2.772 veículos por dia. Como cada viga é carregada por apenas uma faixa de tráfego, não é aplicada qualquer redução ou amplificação decorrente da presença de múltiplas faixas.

A distribuição por classe veicular na mesma estação é predominantemente composta por veículos de passeio, enquanto as configurações de veículos pesados de carga com múltiplos eixos representam uma pequena parcela do fluxo veicular, porém com uma contribuição desproporcionalmente elevada para o dano por fadiga. As probabilidades por classe utilizadas na simulação, expressas como porcentagens do tráfego diário total, são: 0,9% de motocicletas, 69,2% de automóveis, 6,4% de ônibus, 4,9% de C2, 6,4% de C3, 5,9% de T3-S2, 1,7% de T3-S3, 3,7% de T3-S2-R4 e 0,9% de outras configurações, conforme a distribuição reportada por Meneses Rojas (2026).

2.3 Modelagem probabilística de veículos e cargas por eixo.

Cada veículo simulado é representado como uma sequência de eixos, com número de eixos, espaçamentos entre eixos e distribuições de peso por eixo específicos de sua classe. Os espaçamentos entre eixos são considerados determinísticos, fixados nos valores-padrão de cada configuração e compatíveis com as definições legais estabelecidas pela NOM-012-SCT-2 (DOF, 2017).

Os pesos por eixo das classes de veículos pesados de carga (C2, C3, T3-S2, T3-S3 e T3-S2-R4) são amostrados a partir das distribuições empíricas reportadas no *Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional*, do Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2016), estação PC Tehuacán, que contém 16.165 registros individuais de veículos. Para cada classe, é ajustada uma distribuição normal à média e ao desvio-padrão empíricos de cada eixo, e os pesos por eixo são amostrados de forma independente. Dois resultados desse conjunto de dados têm impacto imediato na caracterização das cargas. Primeiro, a configuração legal mexicana mais pesada (T3-S2-R4) possui nove eixos. Segundo, e mais importante, dos 704 veículos T3-S2-R4 com registros de peso no conjunto de dados, aproximadamente 24% excedem o limite legal de peso bruto veicular de 75,5 t, estabelecido pela NOM-012-SCT-2, tendo sido registrada uma observação máxima de 92,4 t (1,22 vez o limite legal). Esse fator de sobrecarga constitui uma característica das condições atuais de carregamento que qualquer análise de fadiga específica para a infraestrutura mexicana deveria, provavelmente, incorporar.

Os automóveis, motocicletas e ônibus não foram pesados durante a campanha do IMT e são representados por valores substitutos com distribuição normal, baseados em hipóteses de pesos típicos para cada classe. Individualmente, essas classes apresentam uma contribuição desprezível para o dano por fadiga. Um automóvel produz amplitudes de variação de tensão da ordem de 1,5 MPa, em comparação com valores máximos superiores a 60 MPa para as configurações veiculares mais pesadas.

As passagens dos veículos são simuladas de maneira sequencial, e os tempos de chegada não são modelados explicitamente. Esse tratamento é adequado para a presente análise porque a acumulação de dano segundo Palmgren-Miner independe da ordem, de modo que a sequência em que ocorrem as passagens dos veículos não afeta o dano acumulado, e porque a geometria da ponte do estudo de caso, com uma única faixa por sentido, impede que dois veículos pesados carreguem simultaneamente a região central do vão (ver Seção 2.4). Portanto, o processo de chegada dos

veículos não influencia o espectro de amplitudes de variação de tensão obtido a partir da simulação.

2.4 Modelo estrutural e cálculo do momento fletor no meio do vão.

O histórico temporal do momento fletor no meio do vão para cada passagem veicular é obtido por meio da teoria clássica de vigas. A viga é idealizada como simplesmente apoiada, com vão $L = 76,5$ m, e o veículo se desloca longitudinalmente em pequenos incrementos. Em cada posição, contribuem apenas os eixos localizados sobre a ponte; as reações nos apoios são calculadas por meio do equilíbrio estático, e o momento no meio do vão é obtido a partir da análise de equilíbrio da seção à esquerda. O resultado é uma série temporal discreta do momento fletor no meio do vão, $M(t)$, para cada passagem.

A idealização como viga simplesmente apoiada superestima os momentos no meio do vão em relação ao comportamento real da viga contínua da Ponte Calapa. Johnson et al. (2020) compararam pontes simplesmente apoiadas e pontes contínuas de três vãos, com vãos de 75 pés, submetidas a cargas móveis, e relataram que o momento equivalente máximo no meio do vão de um trecho contínuo é consistentemente inferior ao da referência simplesmente apoiada, com reduções da ordem de 25% a 35%. Para incorporar esse efeito de maneira aproximada, sem realizar uma análise explícita das linhas de influência da estrutura contínua de cinco vãos, aplica-se um fator constante de correção do momento (Equação 1), com $k = 0,7$ para todas as simulações apresentadas a seguir.

$$M_{midspan}^{corrected}(t) = k \cdot M_{midspan}(t) \quad (1)$$

Este valor corresponde a um ponto médio conservador do intervalo reportado por Johnson et al. (2020) e representa a principal simplificação de modelagem da análise estrutural. Uma correção semelhante também foi aplicada ao momento devido à carga permanente.

A Ponte Calapa possui uma faixa de tráfego em cada sentido, e cada viga é carregada pelo tráfego proveniente de apenas um sentido; a taxa de carregamento por viga adotada na Seção 2.2 reflete essa configuração. Sob esse arranjo, os veículos pesados que trafegam na mesma faixa estão limitados pela distância mínima de seguimento seguro e não podem produzir fisicamente o carregamento simultâneo de dois veículos sobre o vão em condições legais de circulação. A presença simultânea de veículos em sentidos opostos é transmitida apenas parcialmente à viga analisada por meio da laje do tabuleiro e, de maneira conservadora, considera-se — conforme indicado na Seção 2.2 — que cada viga suporta a totalidade da carga correspondente à sua faixa, em vez de distribuí-la para a outra viga. A modelagem explícita da presença simultânea de múltiplos veículos é deixada como uma possível extensão para uma calibração em nível populacional, na qual sejam representadas pontes com múltiplas faixas de tráfego.

Por fim, não foi aplicado fator de carga dinâmica aos históricos de momento simulados. A amplificação dinâmica da resposta da ponte diante de veículos em movimento é governada pela relação entre a frequência de carregamento e a frequência fundamental da estrutura, sendo mais pronunciada em vãos curtos e rígidos. Para o vão de 76,5 m analisado neste estudo, o tempo de travessia do veículo em velocidade rodoviária é da ordem de três segundos, correspondendo a um evento de carregamento muito abaixo da frequência fundamental esperada para um vão desse comprimento. Portanto, a resposta é considerada próxima da condição quase estática.

Qualquer contribuição dinâmica residual não capturada pela abordagem quase estática aumentaria as amplitudes de variação de tensão simuladas. Dessa forma, os fatores de carga calibrados aqui apresentados são, nesse aspecto, não conservadores. Essa condição é indicada como uma limitação na Seção 8.6.

2.5 Cálculo de esforços

O histórico temporal corrigido do momento fletor é convertido em tensão na localização crítica

Calibração baseada em confiabilidade dos fatores de carga por fadiga para pontes de aço sob incerteza no crescimento do tráfego

para a fadiga (meio do vão, mesa inferior) por meio da relação elástica apresentada na Equação 2, em que $y = 1,0$ m corresponde à distância entre o centroide da seção e a fibra inferior.

$$\sigma_b(t) = \frac{M_{midspan}^{corrected}(t) \cdot y}{I} \quad (2)$$

A tensão decorrente da carga permanente na seção transversal analisada, calculada a partir do peso próprio do aço e da contribuição da laje correspondente a cada viga, é de 187 MPa. Esse valor é apresentado como referência para as propriedades da seção; de acordo com a convenção das curvas S-N baseada exclusivamente nas amplitudes de variação de tensão, adotada na Seção 3.2, a tensão decorrente da carga permanente não é considerada na função de estado limite de fadiga.

2.6 Resumo do procedimento de simulação estocástica.

A simulação do tráfego é realizada da seguinte forma. Para cada uma das 1.011.780 passagens veiculares que compõem um ano, considerando o TDMA de referência, uma classe veicular é amostrada a partir da distribuição categórica das probabilidades por classe apresentada na Seção 2.2. Condicionada à classe, a quantidade de eixos e os espaçamentos entre eles são atribuídos de maneira determinística com base nas definições das configurações estabelecidas pela NOM-012-SCT-2-2017 (Seção 2.3), e cada peso por eixo é amostrado independentemente a partir de uma distribuição normal ajustada à média e ao desvio-padrão por eixo reportados para essa classe na campanha de campo do IMT (2016), realizada na estação PC Tehuacán, que compreende 16.165 registros de veículos pesados. Os veículos com peso total inferior a 200 kgf (1,96 kN) são excluídos do cálculo do dano, uma vez que produzem amplitudes de variação de tensão desprezíveis.

Os elementos estocásticos da simulação de tráfego são, portanto, a classe veicular e os pesos individuais por eixo. Todas as demais grandezas envolvidas no cálculo do momento — comprimento do vão, propriedades da seção, espaçamentos entre eixos e correção por continuidade — são consideradas determinísticas. A taxa de crescimento do tráfego é tratada como um parâmetro determinístico de cenário e é avaliada ao longo do intervalo apresentado na Seção 4.3, em vez de ser representada por uma distribuição probabilística.

Existem duas variáveis aleatórias adicionais, porém introduzidas na etapa de análise de confiabilidade, e não na etapa de simulação do tráfego: o dano crítico de Miner na falha, Δ , e o fator de incerteza de modelagem, e , ambos considerados como variáveis lognormais, conforme descrito na Seção 3.4. Essas variáveis são amostradas $N = 5 \times 10^5$ vezes para cada avaliação independente do estado limite, por meio do método de Monte Carlo, conforme descrito na Seção 5.1.

Não foi possível realizar uma validação direta do espectro de tensões simulado por meio de comparação com medições de campo, uma vez que não estão disponíveis dados de monitoramento instrumentado para a estrutura utilizada como estudo de caso. Em seu lugar, foram realizadas duas verificações de consistência. Primeiro, a tensão decorrente da carga permanente calculada na seção analisada coincide com o valor reportado de forma independente para a mesma estrutura por Meneses Rojas (2026). Segundo, a vida nominal à fadiga obtida considerando tráfego constante é compatível com a operação contínua da ponte desde 1995, sem registro de danos por fadiga (Seção 8.5). A validação por meio da comparação com históricos de deformações medidos em campo constituiria uma etapa subsequente natural e é indicada como uma limitação na Seção 8.6.

3. MODELO PROBABILÍSTICO DE FADIGA

A avaliação da confiabilidade à fadiga combina um algoritmo de contagem de ciclos, aplicado aos históricos de tensões simulados, uma curva S-N, a regra de acumulação de dano de Palmgren-Miner e uma função probabilística de estado limite, que considera a incerteza associada à

resistência à fadiga.

3.1 Contagem de ciclos e representação da amplitude de variação de tensão.

A contagem de ciclos Rainflow, de acordo com o algoritmo de quatro pontos da norma ASTM E1049-85 (ASTM, 2017; Matsuishi e Endo, 1968), decompõe cada histórico de tensões simulado em uma lista de ciclos fechados, cada um descrito por uma amplitude de variação de tensão $\Delta\sigma_i$, uma tensão média $\sigma_{m,i}$ e uma contagem n_i (1,0 para ciclos completos fechados e 0,5 para meios ciclos residuais).

Para o vão de 76,5 m analisado neste estudo, o conjunto de eixos até mesmo da configuração legal mexicana mais longa ocupa aproximadamente um quarto do comprimento do vão, e a linha de influência resultante no meio do vão produz um único evento suave de carregamento e descarregamento por passagem. Consequentemente, o algoritmo de contagem Rainflow identifica cada passagem veicular como um único ciclo contabilizado. O algoritmo é mantido, em vez de ser substituído por uma simples amplitude entre pico e vale, porque constitui o procedimento padrão para históricos de carregamento de amplitude variável e porque a estrutura de subciclos por ele identificada seria significativa em vãos mais curtos, nos quais o comprimento do veículo é comparável ao comprimento do vão.

A Figura 3 apresenta o histórico de tensões simulado para a passagem representativa de um veículo T3-S2-R4. A forma suave, caracterizada por um único pico, representa a passagem do veículo ao longo do vão, com os nove eixos atuando como uma carga efetivamente concentrada sobre a linha de influência da seção analisada.

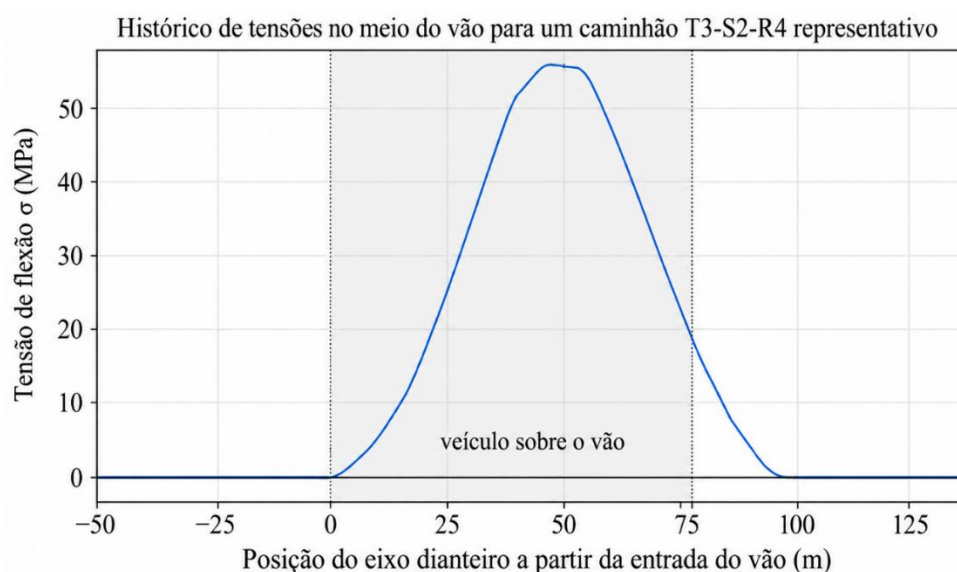


Figura 3. Histórico simulado da tensão de flexão no meio do vão para a passagem representativa de um veículo T3-S2-R4.

3.2 Curva S-N.

A resistência à fadiga é representada por meio da curva S-N bilinear do Eurocódigo 3, Parte 1-9 (CEN, 2005), apresentada na Equação 3:

$$N(\Delta\sigma) = \begin{cases} N_C \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_C}{\Delta\sigma}\right)^{m_1} & \text{para } \Delta\sigma \geq \Delta\sigma_D \\ N_D \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_D}{\Delta\sigma}\right)^{m_2} & \text{para } \Delta\sigma_L \leq \Delta\sigma < \Delta\sigma_D \\ \infty & \text{para } \Delta\sigma < \Delta\sigma_L \end{cases} \quad (3)$$

onde $\Delta\sigma_C$ é a resistência à fadiga da categoria de detalhe em $N_C = 2 \times 10^6$ ciclos, $\Delta\sigma_D = \Delta\sigma_C$.

Calibração baseada em confiabilidade dos fatores de carga por fadiga para pontes de aço sob incerteza no crescimento do tráfego

$(N_C/N_D)^{1/m_1}$ é o limite de fadiga de amplitude constante (CAFL, na sigla em inglês) em $N_D = 5 \times 10^6$ ciclos, y $\Delta\sigma_L = \Delta\sigma_D \cdot (N_D/N_L)^{1/m_2}$ é o limite de corte (*cut-off limit*, em inglês) em $N_L = 10^8$ ciclos. A inclinação da curva S-N es $m_1 = 3$ acima do CAFL y $m_2 = 5$ abaixo do CAFL.

Na ausência de informações detalhadas sobre o detalhe crítico à fadiga no meio do vão, adota-se a categoria de detalhe da EN 1993-1-9, correspondente a uma solda de filete longitudinal contínua entre a alma e a mesa inferior de uma viga armada. A sensibilidade do fator de carga calibrado em relação a essa hipótese é discutida na Seção 8.6.

Para fins de comparação, também é calculada a curva S-N de inclinação única da AASHTO LRFD (AASHTO, 2024), na qual $m = 3$ para todas as categorias de detalhe, e as amplitudes de variação de tensão abaixo do limite de fadiga de amplitude constante (CAFL) contribuem com dano nulo. Ambas as formulações coincidem acima do CAFL, mas diferem no regime abaixo do CAFL, no qual o trecho com $m = 5$ do Eurocódigo continua acumulando dano, enquanto, segundo a formulação da AASHTO, não há acumulação de dano. Essa distinção é examinada quantitativamente nos resultados.

3.3 Dano acumulado.

O dano por fadiga é acumulado linearmente por meio da regra de Palmgren-Miner (Miner, 1945), apresentada na Equação 4:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i(\Delta\sigma_i)} \quad (4)$$

onde n_i e $\Delta\sigma_i$ são, respectivamente, a contagem de ciclos e a amplitude de variação de tensão obtidas a partir da análise Rainflow, e N_i é o número de ciclos até a falha, obtido por meio da Equação (3). Os ciclos abaixo do limite de corte contribuem com dano nulo. O dano anual é obtido simulando-se o TDMA ao longo de um ano completo.

3.4 Modelagem probabilística da incerteza.

Duas variáveis aleatórias são consideradas no estado limite. Primeiramente, o dano crítico de Miner na falha, Δ , considera a natureza estocástica da fadiga e o desvio, amplamente documentado, da soma empírica de Miner em relação à unidade no momento da falha. Seguindo Wirsching (1984), que estabeleceu o ajuste lognormal por meio da análise estatística de um amplo conjunto de dados experimentais de fadiga em detalhes soldados de aço, Δ é modelado como uma variável lognormal, com média $\mu_\Delta = 1.0$ e coeficiente de variação $COV_\Delta = 0.30$. Essa escolha de distribuição foi adotada como distribuição de referência no *Probabilistic Model Code*, Parte 3.12, do JCSS (*Joint Committee on Structural Safety*) (JCSS, 2011). Em segundo lugar, um único fator multiplicativo de incerteza de modelagem, e , aplicado ao lado da carga, representa as contribuições combinadas da incerteza no efeito das cargas, da concentração de tensões e da incerteza associada ao modelo S-N. Seguindo a formulação de Kwon e Frangopol (2010), e é modelado como uma variável lognormal, com $\mu_e = 1.0$ y $COV_e = 0.15$.

A taxa de crescimento do tráfego $\alpha_{traffic}$ é tratada como um parâmetro de entrada determinístico, avaliado ao longo de um intervalo de valores plausíveis, com o objetivo de estabelecer a sensibilidade do fator de carga calibrado em relação ao crescimento de tráfego considerado.

3.5 Função de estado limite.

O estado limite de fadiga para o horizonte de projeto t é definido pela Equação 5:

$$g(t) = \Delta - e \cdot x_F \cdot D_{grown}(t) \quad (5)$$

onde γ é o fator de carga determinístico em processo de calibração, e y $D_{grown}(t)$ é o dano acumulado de Miner ao longo do ano t , incluindo o efeito do crescimento do tráfego (definido formalmente na Seção 4). A falha ocorre sempre que a função de estado limite assume valor inferior ou igual a zero.

Cada iteração de Monte Carlo consiste, portanto, em uma realização independente de (Δ, e) , obtida a partir de suas respectivas distribuições lognormais, mantendo-se fixas as grandezas determinísticas x_F y $D_{grown}(t)$.

A estrutura da Equação (5) deriva diretamente da Equação 10 de Kwon e Frangopol (2010), com duas adaptações: introduz-se o fator de carga determinístico γ , e o termo de dano passa a evoluir ao longo do tempo, de modo a representar o crescimento exponencial do tráfego durante o horizonte de projeto. De acordo com a categorização da calibração de fatores parciais do Eurocódigo proposta por D'Angelo e Nussbaumer (2017), essa formulação corresponde ao “Esquema de Verificação 3” (acumulação de dano).

4. MODELAGEM DO CRESCIMENTO DO TRÁFEGO

A calibração à fadiga apresentada na Seção 6 é parametrizada por uma única taxa anual de crescimento do tráfego, considerada determinística. Esta seção formaliza o modelo de crescimento e deriva a expressão correspondente à trajetória de acumulação de dano.

4.1 Crescimento exponencial e contexto na literatura.

A previsão do tráfego em longo prazo utiliza comumente um modelo de crescimento exponencial, no qual o tráfego diário no ano t é relacionado ao valor do ano de referência por meio de $V(t) = V_0 \cdot (1 + \alpha_{traffic})^t$, onde $\alpha_{traffic}$ é a taxa de crescimento anual, e V é o volume médio diário de tráfego. A forma exponencial é recomendada para a avaliação à fadiga no Relatório 299 do NCHRP, que observa que os volumes de tráfego geralmente crescem a uma taxa anual entre 3% e 5%, até atingirem um valor limite muito elevado (Moses et al., 1987). Trabalhos de calibração mais recentes continuam adotando a mesma formulação: Zhang et al. (2024) expressam a confiabilidade à fadiga de longo prazo como função de um coeficiente exponencial de crescimento do tráfego.

O modelo exponencial é conservador para horizontes temporais muito longos, pois desconsidera os efeitos de saturação (Moses et al., 1987). Entretanto, para o horizonte de projeto de 75 anos adotado neste estudo, a formulação exponencial constitui a abordagem padrão e é mantida ao longo de toda a análise.

4.2 Dano acumulado sob crescimento exponencial.

Se D_{base} é o dano anual de Miner correspondente ao volume médio diário de tráfego de referência (considerado estacionário ao longo de um ano-calendário), e o tráfego cresce exponencialmente, então o dano acumulado até o ano t é obtido por meio da Equação 6:

$$D_{grown}(t) = D_{base} \sum_{k=1}^t (1 + \alpha_{traffic})^k \quad (6)$$

Para o caso limite $\alpha_{traffic} = 0$, a Equação (6) reduz-se à $D_{grown}(t) = D_{base} \cdot t$, ou seja, a acumulação com tráfego constante. A razão $D_{grown}(T)/(D_{base} \cdot T)$ quantifica o efeito do crescimento do tráfego sobre o dano no horizonte de projeto: para [valor] anos e taxas de crescimento típicas do México, entre 2% e 3% ao ano, o multiplicador é de aproximadamente 2,6 a 3,5 em relação ao tráfego constante.

4.3 Calibração como função do crescimento.

A substituição da Equação (6) na função de estado limite $(t) = \Delta - e \cdot x_F \cdot D_{grown}(t)$ converte $\alpha_{traffic}$ (convenção S-N), o procedimento de calibração da Seção 6 produz um fator de carga calibrado [expressão]. A calibração é realizada, portanto, não para uma única taxa nominal de crescimento, mas ao longo de um intervalo de cenários plausíveis, com o objetivo de mapear explicitamente a dependência $x_F = x_F(\alpha_{traffic})$.

O intervalo de taxas de crescimento utilizado na análise de sensibilidade é de [valor] %/ano. O intervalo se estende abaixo dos valores históricos observados no México, de modo a incluir cenários de baixo crescimento, e acima desses valores, até o limite superior do intervalo citado no Relatório 299 do NCHRP.

5. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE POR MONTE CARLO

A probabilidade de falha por fadiga dependente do tempo é avaliada por meio de simulação direta de Monte Carlo da função de estado limite definida na Equação (5).

5.1 Amostragem.

Para cada avaliação de $g(t)$, são geradas N realizações independentes das variáveis aleatórias Δ e e , a partir de suas respectivas distribuições lognormais. O fator de carga determinístico x_F e a trajetória determinística de dano $D_{grown}(t)$ são considerados como valores fixos para cada avaliação. Ao longo deste estudo, são utilizadas $N = 5 \times 10^5$ amostras para cada ponto ([expressão]).

5.2 Probabilidade de falha e índice de confiabilidade.

A probabilidade de falha no instante t é dada pela Equação 7:

$$P_f(t) = P(g(t) < 0), \quad (7)$$

estimada, no âmbito do método de Monte Carlo, como a fração de falhas, obtida por meio da Equação 8:

$$P_f(t) \approx \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \mathbb{1}(g_j(t) < 0), \quad (8)$$

onde $\mathbb{1}(\cdot)$ é a função indicadora. Finalmente, o índice de confiabilidade é obtido diretamente a partir de P_f , conforme apresentado na Equação 9:

$$\beta(t) = -\Phi^{-1}(P_f(t)), \quad (9)$$

onde Φ^{-1} é a função de distribuição acumulada inversa da distribuição normal padrão.

5.3 Probabilidade de falha dependente do tempo.

Dado que $D_{grown}(t)$ é estritamente crescente em t , $P_f(t)$ também é crescente e $\beta(t)$, portanto, é decrescente para qualquer x_F fixo. A trajetória completa de $\beta(t)$ é obtida avaliando-se $g(t)$ sobre uma malha discreta de anos, desde $t = 1$ até $t = T_{design} + 25$, com o horizonte de projeto explicitamente indicado em todas as curvas apresentadas.

O perfil de confiabilidade dependente do tempo constitui a base do procedimento de calibração apresentado na Seção 6.

6. CALIBRAÇÃO DO FATOR DE CARGA

O fator de carga de fadiga [expressão] é calibrado de modo que o índice de confiabilidade ao final do período de projeto atinja um valor-alvo preestabelecido.

6.1 Confiabilidade-alvo.

São considerados dois índices de confiabilidade-alvo, que refletem as duas principais convenções utilizadas na calibração normativa à fadiga:

- $\beta_{target} = 1.0$, consistente com o estado limite de fadiga da AASHTO LRFD. Um estudo anterior de Berwick (2012) estimou a confiabilidade implícita do estado limite Fadigue I da AASHTO, anterior ao SHRP2 (*Second Strategic Highway Research Program*), em $P_f \approx 0.025$ (equivalente a $P_f \approx 0.025$; entretanto, o objetivo operacional adotado na recalibração SHRP2 R19B, que resultou nos fatores de carga Fadigue I e Fadigue II atualmente vigentes, foi [valor], aplicado uniformemente tanto aos elementos de aço quanto aos de concreto sujeitos à fadiga (TRB, 2014; Bowman et al., 2012). Esse valor é adotado neste estudo para o caso alinhado à AASHTO.
- $\beta_{target} = 3.0$ consistente com a prática do Eurocódigo para detalhes soldados de aço críticos à fadiga. D'Angelo e Nussbaumer (2017) derivam esse valor a partir dos índices de confiabilidade-alvo recomendados pelo JCSS, de $\beta_{target} = -\Phi^{-1}[\Phi(4.2)]^{100} = 3.0$ para um período de referência de 100 anos, e o adotam como objetivo para a calibração à fadiga alinhada ao Eurocódigo.

Apresentar a calibração considerando ambos os objetivos permite que os resultados sejam comparáveis tanto com um referencial normativo alinhado à AASHTO quanto com o Eurocódigo. As probabilidades de falha-alvo são dadas pela Equação 10:

$$P_{f,target} = \Phi(-\beta_{target}) \quad (10)$$

De onde se obtém $P_{f,target} = 0.159$ para $\beta_{target} = 1.0$ y $P_{f,target} = 1.35 \times 10^{-3}$ para $\beta_{target} = 3.0$.

6.2 Horizonte de projeto.

O horizonte de projeto é considerado como [valor], em conformidade com a hipótese padrão de vida útil de projeto de pontes da AASHTO LRFD (AASHTO, 2024). Esse horizonte é utilizado tanto para o objetivo de calibração quanto para todas as análises de sensibilidade apresentadas.

6.3 Procedimento de calibração.

Para cada combinação de β_{target} y e taxa de crescimento do tráfego $\alpha_{traffic}$, a calibração é realizada da seguinte forma. É construída uma malha de fatores de carga de teste $x_F \in [0.05, 4.0]$. O limite superior foi fixado em 4,0, pois a calibração segundo o Eurocódigo — principal calibração de interesse — permanece confortavelmente dentro desse intervalo para ambos os índices de confiabilidade-alvo. Para cada valor candidato, calcula-se a trajetória do dano acumulado $D_{grown}(t)$, e utiliza-se o procedimento de Monte Carlo, descrito na Seção 5, para avaliar $\beta(T_{design})$. O resultado é um conjunto de pares $(x_F, \beta(T_{design}))$.

O fator de carga calibrado [expressão] é então definido como o valor que satisfaz a Equação 11:

$$\beta(T_{design}; x_F) = \beta_{target} \quad (11)$$

O valor calibrado é obtido por interpolação linear dos pares calculados. Esse procedimento é repetido de forma independente para cada convenção S-N (Eurocódigo e AASHTO), para cada β_{target} , e para cada valor do cenário de $\alpha_{traffic}$, produzindo as curvas de calibração apresentadas nos resultados.

6.4 Interpretação do fator calibrado.

Um valor calibrado $x_F > 1$ indica que a carga simulada produz um índice de confiabilidade superior ao valor-alvo no horizonte de projeto e que a estrutura poderia, em princípio, suportar x_F vezes a carga simulada antes que a confiabilidade diminuísse exatamente até o valor-alvo. Nesse caso, o fator representa a margem de segurança multiplicativa em relação ao objetivo de confiabilidade adotado. Um valor calibrado $x_F < 1$ indica que a carga simulada produz um índice de confiabilidade inferior ao valor-alvo. Nesse caso, o fator representa a fração da carga simulada para a qual o objetivo de confiabilidade é exatamente atingido. De maneira equivalente, a carga teria que ser reduzida por um fator de $1 - x_F$ para que a confiabilidade atingisse o valor-alvo. Essa dupla interpretação é relevante para os resultados do estudo de caso: a carga não fatorada, com $x_F = 1$, produz uma confiabilidade situada entre os dois objetivos adotados, superando o objetivo alinhado à AASHTO de $\beta_{target} = 1.0$, mas permanecendo abaixo do objetivo alinhado ao Eurocódigo de $\beta_{target} = 3.0$. Os dois fatores calibrados apresentam, portanto, desvios em sentidos opostos em relação à unidade, refletindo o fato de que, sob as hipóteses de modelagem adotadas, a ponte atende a um dos objetivos com margem, mas não alcança o outro.

7. RESULTADOS

A metodologia apresentada nas Seções 2 a 6 foi aplicada à ponte utilizada como estudo de caso, considerando o TDMA histórico de referência de 1995, correspondente a 2.772 veículos por dia por viga. Ao todo, foram simuladas [valor] passagens veiculares individuais durante um ano-calendário, resultando em 1.002.583 ciclos de tensão Rainflow após a aplicação do algoritmo de contagem de ciclos descrito na Seção 3.1. A avaliação da função de estado limite pelo método de Monte Carlo utilizou $N = 5 \times 10^5$ amostras por ponto.

7.1 Verificação das amplitudes de variação dos esforços.

A Figura 4 apresenta a distribuição das amplitudes de variação de tensão simuladas iguais ou superiores a 5 MPa. Os ciclos abaixo desse limite, produzidos predominantemente por veículos de passeio e veículos comerciais leves, representam aproximadamente 70% da contagem total e são omitidos para maior clareza. O espectro restante apresenta uma cauda superior pronunciada, produzida principalmente por caminhões da configuração T3-S2-R4.

A amplitude máxima de variação de esforço simulada é de 86,62 MPa, enquanto a amplitude correspondente ao percentil 99 é de 61,18 MPa e a correspondente ao percentil 95 é de 32,08 MPa.

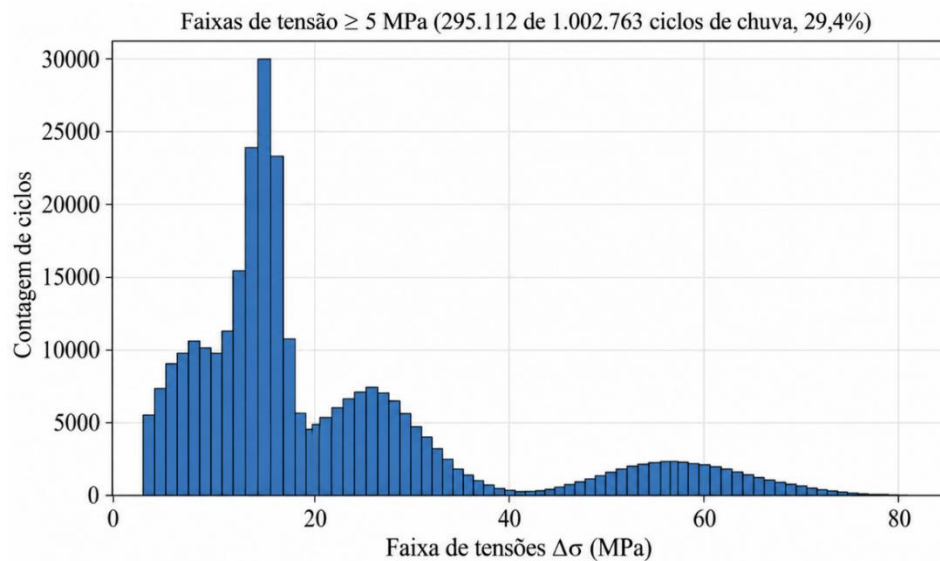


Figura 4. Distribuição das amplitudes de variação de tensão Rainflow simuladas na seção transversal analisada. São apresentados os ciclos com $\Delta\sigma \geq 5$ MPa. Os ciclos abaixo desse limite, produzidos predominantemente por veículos de passeio e veículos comerciais leves, são omitidos para maior clareza

7.2 Dano anual e vida nominal à fadiga.

De acordo com a curva S-N bilinear do Eurocódigo, o dano anual de Miner correspondente ao volume médio diário de tráfego de referência é $D_{base} = 2.35 \times 10^{-3}$. Para a curva S-N de inclinação única da AASHTO, o dano anual é $D_{base} = 7.42 \times 10^{-5}$. Os períodos nominais correspondentes para atingir $D = 1$, considerando tráfego constante, são de 425,4 anos para o Eurocódigo e 13.469,9 anos para a AASHTO.

A diferença de aproximadamente 30 vezes entre os dois valores é consequência da posição do espectro de amplitudes de variação de tensão simulado em relação ao limite de fadiga de amplitude constante. Para a categoria de detalhe 100, o CAFL é [valor] e o limite de corte é $\Delta\sigma_D = 73.7$ MPa. Aproximadamente 3,7% dos ciclos simulados situam-se na faixa de 40,5 a 73,7 MPa, na qual o trecho [expressão] do Eurocódigo continua acumulando dano, enquanto o modelo de limiar da AASHTO atribui contribuição nula. Os ciclos acima de 73,7 MPa, faixa na qual ambas as formulações coincidem, representam menos de 0,1% do total.

A formulação do Eurocódigo, portanto, considera o dano proveniente da pequena população de ciclos de amplitude intermediária que é desconsiderada pela formulação da AASHTO. Esse efeito é examinado detalhadamente na Discussão.

7.3 Calibração no cenário central.

Para o cenário central de crescimento $\alpha_{traffic} = 2.5\%/año$ e $T_{design} = 75$ años, os fatores de carga calibrados estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1. Fator de carga calibrado x_F no cenário central
($\alpha_{traffic} = 2.5\%/año$, $T_{design} = 75$ años).

Convenção S-N	$\beta_{target} = 1.0$	$\beta_{target} = 3.0$
Eurocódigo bilinear (EN 1993-1-9)	1.34	0.70
AASHTO de inclinação única	$> 4.0^*$	$> 4.0^*$

* Calibração no limite superior da malha de busca.

Calibração baseada em confiabilidade dos fatores de carga por fadiga para pontes de aço sob incerteza no crescimento do tráfego

De acordo com a convenção S-N bilinear do Eurocódigo, a calibração resulta em $x_F = 1.34$ para $\beta_{target} = 1.0$ e em $x_F = 0.70$ para $\beta_{target} = 3.0$. De acordo com a convenção S-N de inclinação única da AASHTO, a calibração não fica delimitada pelo limite superior da malha de busca para nenhum dos dois objetivos, indicando que o modelo de limiar não identifica o espectro do estudo de caso como crítico à fadiga para nenhum fator de carga de interesse prático. A Figura 5 apresenta a variação do índice de confiabilidade em função de diferentes valores possíveis do fator de carga.

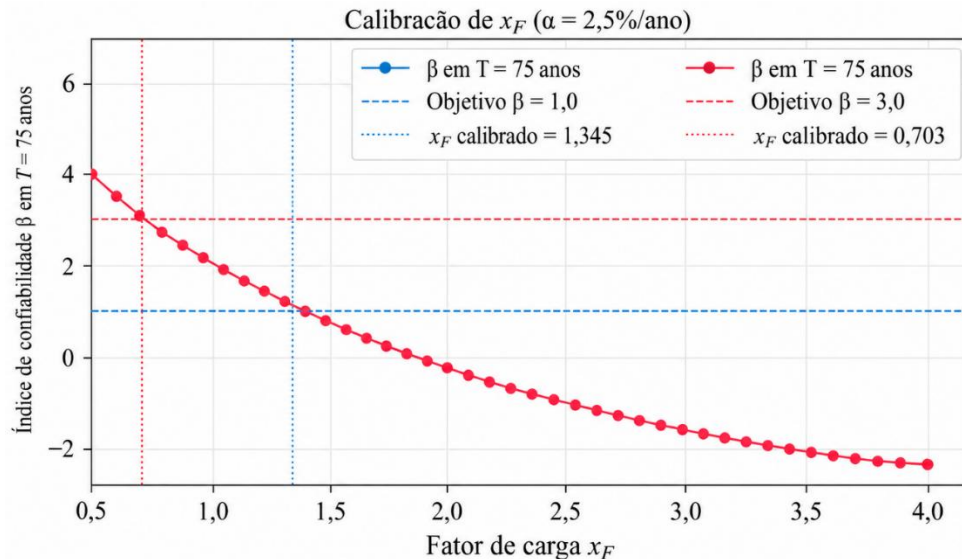


Figura 5. Curva de calibração: índice de confiabilidade [expressão] em função do fator de carga [expressão], segundo a convenção S-N bilinear do Eurocódigo e no cenário central de crescimento. As linhas horizontais indicam os dois objetivos de confiabilidade adotados; as linhas verticais indicam os respectivos valores calibrados.

7.4 Sensibilidade à taxa de crescimento do tráfego.

Mantendo o fator de carga fixo no valor calibrado para o cenário central, com $\beta_{target} = 1.0$ ($x_F = 1.34$), avalia-se o índice de confiabilidade no horizonte de projeto ao longo de todo o intervalo de taxas de crescimento apresentado na Seção 4. A Figura 6 apresenta as trajetórias resultantes de $\beta(t)$. O índice de confiabilidade aos $T = 75$ anos é de aproximadamente 3,68 para o cenário de menor crescimento ($\alpha_{traffic} = 0.5\%/año$) e de aproximadamente -2,87 para o cenário de maior crescimento ($\alpha_{traffic} = 5\%/año$), correspondendo a uma amplitude de 6,5 unidades no índice de confiabilidade, decorrente de uma variação de dez vezes na taxa de crescimento considerada. Dentro das limitações das hipóteses de modelagem adotadas, essa sensibilidade mostrou-se o efeito numérico mais significativo observado. Não se verificou que outros parâmetros de entrada analisados, incluindo a escolha da convenção S-N e a categoria de detalhe considerada, produzissem alterações comparáveis no índice de confiabilidade ao final do período de projeto.

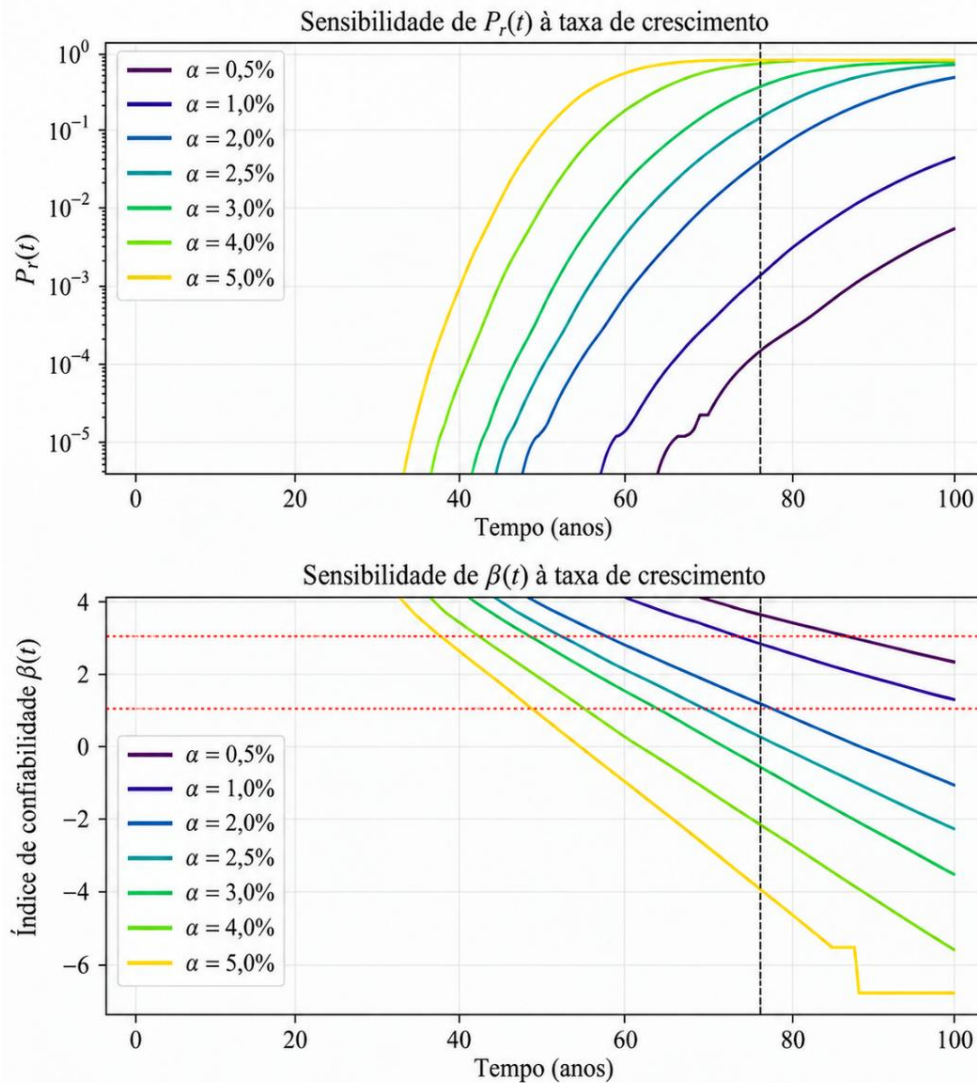


Figura 6. Sensibilidade da probabilidade de falha $P_f(t)$ e do índice de confiabilidade $\beta(t)$ à taxa anual de crescimento do tráfego considerada $\alpha_{traffic}$, com o fator de carga mantido fixo no valor calibrado para o cenário central ($x_F = 1.34$, $\beta_{target} = 1.0$).

8. DISCUSSÃO

8.1 Interpretación de los factores calibrados.

Conforme a convenção estabelecida na Seção 6.4, um valor calibrado $x_F > 1$ indica que a carga simulada produz um índice de confiabilidade superior ao valor-alvo e que, portanto, poderia, em princípio, ser admitida uma carga x_F vezes maior antes que a confiabilidade diminuísse até o valor-alvo. Um valor calibrado $x_F < 1$ indica que a carga simulada produz uma confiabilidade inferior ao valor-alvo, e o fator representa a fração da carga simulada com a qual o objetivo seria atingido. Para o cenário central de crescimento com $\beta_{target} = 1.0$, a calibração segundo o Eurocódigo resulta em $x_F = 1.34$, indicando que a ponte poderia, em princípio, suportar 34% a mais de carga antes que sua confiabilidade diminuísse até o objetivo alinhado à AASHTO. O mesmo cenário, considerando $\beta_{target} = 3.0$, resulta em $x_F = 0.70$, indicando que a carga simulada teria que ser reduzida em 30% para que a confiabilidade atingisse o objetivo alinhado ao JCSS. A carga não fatorada, com $x_F = 1$, produz, portanto, um índice de confiabilidade situado entre os dois

objetivos: acima de $\beta = 1.0$ — ou seja, a ponte atende, com margem, ao objetivo alinhado à AASHTO —, porém abaixo de $\beta = 3.0$, indicando que a ponte não atinge o objetivo alinhado ao Eurocódigo.

8.2 Veículos legais mexicanos comparados aos veículos de projeto.

O contexto operacional mexicano apresenta pesos brutos veiculares substancialmente superiores aos dos veículos de projeto utilizados na calibração dos modelos de carga de fadiga tanto da AASHTO quanto do Eurocódigo. O veículo de projeto HS20-44 da AASHTO possui peso bruto de aproximadamente 325 kN (3 eixos); a configuração legal mexicana mais pesada, T3-S2-R4, possui peso bruto máximo de 740,4 kN (75,5 t, 9 eixos) (DOF, 2017), correspondendo a aproximadamente 2,28 vezes o peso do veículo de projeto da AASHTO. García-Soto et al. (2015) apresentam um modelo probabilístico de caminhão de projeto mexicano com peso bruto médio de aproximadamente 652 kN, valor intermediário entre ambos. Além dos limites legais, a campanha de campo do IMT, realizada na estação correspondente ao estudo de caso, evidencia uma sobrecarga considerável em serviço: 24% dos veículos T3-S2-R4 pesados excederam o limite legal de 740,4 kN (75,5 t), e o peso bruto veicular máximo observado atingiu 92,4 t (1,22 vez o limite legal). Considerando esses valores de forma acumulada, o veículo individual mais pesado observado na campanha do IMT excede a carga do veículo de projeto HS20-44 da AASHTO por um fator de aproximadamente 2,79. A discrepância entre as cargas utilizadas na calibração das normas e aquelas efetivamente observadas na infraestrutura mexicana constitui, por si só, uma forte justificativa para uma calibração explícita dos fatores de carga de fadiga específica para o México. Avendaño et al. (2013), com base nos dados da pesquisa de sobrecarga da SCT (2001), propuseram um veículo de projeto com peso bruto veicular de 958,2 kN, representativo da média superior dos veículos T3-S2-R4 sobrecarregados observados naquele período.

8.3 Divergência entre o Eurocódigo e a AASHTO.

A diferença entre os danos anuais calculados segundo o Eurocódigo e a AASHTO merece uma discussão mais aprofundada. Ambas as formulações são matematicamente idênticas acima do limite de fadiga de amplitude constante ($\Delta\sigma \geq \Delta\sigma_D = 73.7 \text{ MPa}$ para a categoria de detalhe 100), intervalo no qual ambas adotam $m = 3$ e a mesma ordenada na origem. As formulações diferem apenas no regime abaixo do CAFL: a curva bilinear do Eurocódigo continua acumulando dano ao longo de um trecho $m_2 = 5$ até atingir um limite de corte de $\Delta\sigma_L = 40.5 \text{ MPa}$, enquanto a curva de inclinação única da AASHTO atribui dano nulo a todos os ciclos abaixo desse limite. Para o espectro do estudo de caso, a cauda superior das amplitudes de variação de tensão situa-se predominantemente na faixa de 40,5 a 73,7 MPa: aproximadamente 3,7% dos ciclos encontram-se nesse intervalo, porém sua contribuição segundo o trecho $m_2 = 5$ do Eurocódigo predomina no dano total, uma vez que os ciclos com $\Delta\sigma > 73.7 \text{ MPa}$ são pouco frequentes (menos de 0,1% do total). A formulação da AASHTO pode, portanto, estar desconsiderando aquilo que, para esse espectro, aparenta constituir a principal contribuição para o dano. A diferença de aproximadamente 30 vezes decorre da posição da cauda superior do espectro em relação ao CAFL, sendo, portanto, uma característica da ponte e das cargas atuantes. Em uma ponte submetida a cargas mais elevadas e com uma fração significativa de ciclos acima de 73,7 MPa, as duas formulações tenderiam a convergir.

A formulação bilinear do Eurocódigo é adotada como principal ferramenta de calibração. Os resultados obtidos segundo a AASHTO são apresentados juntamente com os do Eurocódigo para fins comparativos.

8.4 A taxa de crescimento como possível fonte dominante de incerteza.

Ao longo de todo o intervalo de sensibilidade analisado, a taxa anual de crescimento do tráfego considerada produz uma variação de 6,5 unidades no índice de confiabilidade ao final do horizonte

de projeto. Mantendo-se o fator de carga fixo, a variação da taxa de crescimento em um fator de dez, de 0,5% a 5% ao ano, desloca $\beta(T = 75)$ de aproximadamente 3,7 para aproximadamente -2,8. Em comparação, hipóteses alternativas para o coeficiente de incerteza de modelagem [expressão], no intervalo de 0,10 a 0,20, produzem variações inferiores a 5% no fator calibrado, enquanto uma alteração de uma categoria na categoria de detalhe (Cat. 80 em comparação com Cat. 125) produz variações de aproximadamente 30%. A taxa de crescimento do tráfego pode, portanto, constituir a incerteza de entrada dominante para a calibração ao longo de um período de 75 anos. Esse resultado evidencia uma possível lacuna na prática normativa atual, uma vez que os fatores de carga de fadiga estabelecidos pelas normas de projeto não são formulados em função da taxa de crescimento local do tráfego.

8.5 Operação contínua da ponte do estudo de caso.

A ponte utilizada como estudo de caso está em serviço desde 1995 e é reportada como operacional. Os períodos nominais até a falha, segundo a formulação do Eurocódigo — 425 anos sob tráfego constante e da ordem de 100 anos no cenário central de crescimento — são consistentes com essa observação empírica, não havendo contradição entre eles. De acordo com as hipóteses de modelagem adotadas, a fadiga constitui uma verificação de projeto relevante para o local do estudo de caso, porém não representa o modo de falha determinante sob as cargas atuais. A contribuição da calibração consiste em estabelecer como essa margem evolui em função do crescimento projetado do tráfego, e não em prever uma falha iminente da estrutura existente.

8.6 Limitações.

A calibração apresentada anteriormente está condicionada a diversas decisões de modelagem que devem ser explicitamente reconhecidas. Em primeiro lugar, a calibração baseia-se em uma única ponte e em uma única estação de pesagem em movimento (WIM). Uma calibração, em escala nacional, de um fator de carga de fadiga, nos moldes do Relatório 368 do NCHRP (Nowak, 1999), exigiria uma população representativa de pontes, múltiplas estações WIM e uma ponderação estruturada dos diferentes tipos de pontes e condições de tráfego. Portanto, os fatores apresentados neste estudo devem ser interpretados como demonstrações da metodologia de calibração específicas para o estudo de caso, e não como propostas generalizadas para adoção normativa.

Da mesma forma, a ponte utilizada como estudo de caso é uma estrutura mista contínua de cinco vãos. A análise idealiza uma única viga de aço como simplesmente apoiada em um vão de 76,5 m e aplica um fator de correção constante [expressão] ao momento simulado no meio do vão, com o objetivo de representar aproximadamente o comportamento de vãos contínuos, seguindo Johnson et al. (2020). De modo semelhante, a ação mista entre a viga de aço e a laje de concreto é reconhecida, porém não é modelada explicitamente. A consideração da ação mista deslocaria o eixo neutro para cima e reduziria a tensão. Por fim, as próprias propriedades da seção transversal ($I = 0.1089 \text{ m}^4$, $A = 0.1637 \text{ m}^2$, peralte 2.0 m) são estimativas obtidas por escalonamento a partir de Meneses Rojas (2026), que ressalta que a geometria adotada constitui uma aproximação. Em relação à idealização estrutural, a análise considera a interação veículo-ponte como quase estática e não aplica um fator de carga dinâmica, pelas razões apresentadas na Seção 2.4. Um refinamento da metodologia proposta incorporaria uma amplificação dinâmica dependente do vão e da velocidade, em vez de um único fator uniforme, idealmente calibrada com base em medições de campo realizadas na estrutura utilizada como estudo de caso. Isso permitiria representar a contribuição dinâmica diretamente no espectro de tensões, em vez de tratá-la como um escalonamento uniforme do histórico de momentos. A configuração da Ponte Calapa — um carril por sentido e duas vigas — permite que a análise do estudo de caso dispense a modelagem explícita da presença simultânea de múltiplos veículos, conforme discutido na Seção 2.4. Essa simplificação não seria aplicável a pontes com múltiplas faixas de tráfego, nas quais vários veículos pesados podem compartilhar a área de influência de uma mesma viga em velocidade rodoviária. Portanto,

a extensão da calibração para essas configurações constitui uma possível linha de investigação futura. Da mesma forma, medições de deformação na estrutura do estudo de caso proporcionariam uma validação independente do espectro de tensões simulado.

Por fim, considera-se que o detalhe crítico à fadiga na seção transversal analisada corresponde à categoria de detalhe 100 da EN 1993-1-9 — solda de filete longitudinal contínua entre a alma e a mesa inferior de uma viga armada. A adoção de um detalhe crítico diferente alteraria o CAFL e modificaria o espectro de tensões considerado. Conforme discutido na Seção 8.3, a relação entre o dano calculado segundo o Eurocódigo e segundo a AASHTO é sensível a esse posicionamento; consequentemente, o fator de carga calibrado também é sensível à categoria de detalhe adotada.

9. CONCLUSÕES

Este estudo apresentou uma calibração baseada em confiabilidade do fator de carga de fadiga para uma ponte de aço mexicana, na qual a taxa anual de crescimento do tráfego foi tratada como um parâmetro explícito da calibração, em vez de permanecer incorporada implicitamente ao fator resultante. Para o cenário central de crescimento ($\alpha_{traffic} = 2.5\%/año$, $T_{design} = 75 años$), a convenção S-N bilinear do Eurocódigo resulta em fatores de carga calibrados de $x_F = 1.34$ para $\beta_{target} = 1.0$ e $x_F = 0.70$ para [parâmetro], indicando que a carga não fatorada produz uma confiabilidade situada entre os dois objetivos adotados. Ao longo do intervalo de crescimento analisado, a taxa anual de crescimento considerada provocou uma variação de aproximadamente 6,5 unidades no índice de confiabilidade no horizonte de projeto, efeito superior ao observado para qualquer outro parâmetro de entrada avaliado na presente análise. Dentro das limitações inerentes ao estudo de caso de uma única ponte, esses resultados sugerem que a formulação explícita dos fatores de carga de fadiga em função da taxa local de crescimento do tráfego constitui uma possível direção para futuros trabalhos de calibração normativa, particularmente em contextos nos quais o crescimento do tráfego pesado difere substancialmente das hipóteses implícitas nos fatores atualmente vigentes.

10. REFERÊNCIAS

- AASHTO. (2024), *LRFD Bridge Design Specifications*, 10th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. ISBN: 978-1-56051-828-0
- ASTM International. (2017), *ASTM E1049-85 Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis*. <https://doi.org/10.1520/E1049-85R17>
- Avendaño, A., Gómez-Soberón, M., Perea, T. (2013), *Evaluación elástica simplificada por fatiga de un puente de acero tipo ortotrópico bajo cargas móviles típicas de México*. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Boca del Río, Veracruz, México. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Berwick, B. (2012), *Calibrating the steel-members fatigue limit states of the AASHTO LRFD bridge design specifications*, PhD thesis, University of Delaware. Recuperado en abril de 2026 de <http://udspace.udel.edu/handle/19716/12642>
- Bowman, M. D., Fu, G., Zhou, Y. E., Connor, R. J., Godbole, A. A. (2012), *Fatigue evaluation of steel bridges (NCHRP Report 721)*. Transportation Research Board, Washington, D.C. ISBN: 978-0-309-25826-5. <https://doi.org/10.17226/22774>
- CEN (European Committee for Standardization). (2005), *Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-9: Fatigue (EN 1993-1-9)*. CEN, Brussels.
- CEN (European Committee for Standardization). (2006), *Eurocode 3: Design of steel structures — Part 2: Steel bridges (EN 1993-2)*. CEN, Brussels.

- D'Angelo, L., Nussbaumer, A. (2017), *New framework for calibration of partial safety factors for fatigue design*. Journal of Constructional Steel Research, 139:466–472. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2017.10.006>
- DOF (Diario Oficial de la Federación). (2017), *NOM-012-SCT-2-2017, Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal*. Recuperado en junio de 2026 de https://www.dof.gob.mx/nota_detalle_popup.php?codigo=5508944
- García-Soto, A. D., Hernández-Martínez, A., Valdés-Vázquez, J. G. (2015), Probabilistic assessment of a design truck model and live load factor from weigh-in-motion data for Mexican Highway bridge design. Canadian Journal of Civil Engineering, 42(11). <https://doi.org/10.1139/cjce-2015-0216>
- Google Earth. (2026, agosto 5), [Imagen satelital de 18°09'46.73"N 97°15'35.07"W]. Recuperado de <https://earth.google.com/>
- IMT (Instituto Mexicano del Transporte). (2016), *Estudio de Origen–Destino y Peso, Estación PC Tehuacán, Carretera Cuacnopalan–Oaxaca (Cuota), km 40+850. Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte Nacional (EECAN)*, Coordinación de Seguridad y Operación del Transporte. Campaña del 31 mayo hasta 03 junio 2016. Archivo: 357PcTehuacan.DBF. Recuperado en mayo de 2026 de <https://www.gob.mx/imt/articulos/estudio-estadistico-de-campo-del-autotransporte-nacional>
- JCSS (Joint Committee on Structural Safety). (2011), *JCSS Probabilistic Model Code, Part 3.12: Fatigue Models for Metallic Structures*. Recuperado en junio 2026 de <https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/JCSS-3-12-Fatigue.pdf>
- Johnson, C., Rakoczy, A., Otter, D., Dick, S. (2020), *Comparison of continuous spans versus simply supported spans* (Technology Digest TD20-024). Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, CO. Recuperado en mayo de 2026 de <https://www.mxvtrail.com/technology-digest/comparison-of-continuous-spans-versus-simply-support-spans/>
- Kwon, K., Frangopol, D. M. (2010), *Bridge fatigue reliability assessment using probability density functions of equivalent stress range based on field monitoring data*. International Journal of Fatigue, 32(8):1221–1232. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2010.01.002>
- Matsuishi, M., Endo, T. (1968), *Fatigue of metals subjected to varying stress*. Proceedings of the Kyushu District Meeting, Japan Society of Mechanical Engineers, Fukuoka, Japan. Recuperado en mayo de 2026 de <https://www.semanticscholar.org/paper/Fatigue-of-metals-subjected-to-varying-stress-Matsuichi-Endo/467c88ec1feaa61400ab05f8e8b9f69046e59260>
- Meneses Rojas, L. A. (2026), *Metodología de estimación de confiabilidad de fatiga por daño acumulado en puentes vehiculares bajo carga cíclica*, MSc thesis, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.
- Miner, M. A. (1945), *Cumulative Damage in Fatigue*. Journal of Applied Mechanics, 12(3):A159–A164. <https://doi.org/10.1115/1.4009458>
- Moses, F., Schilling, C. G., Raju, K. S. (1987), *Fatigue evaluation procedures for steel bridges*. NCHRP Report 299. Recuperado en abril de 2026 de <https://trid.trb.org/View/282602>, ISSN: 0077-5614
- Nowak, A. S. (1999), *Calibration of LRFD Bridge Design Code (NCHRP Report 368)* Transportation Research Board, Washington, DC. ISSN 0077-5614
- SCT (Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes). (s.f.), *Datos Viales*. Recuperado en abril de 2026 de <https://micrs.sct.gob.mx/infraestructura/direccion-general-de-servicios-tecnicos/datos-viales/>
- Sørensen, J. D. (2012), *Reliability-based calibration of fatigue safety factors for offshore wind turbines*. International Journal of Offshore and Polar Engineering, 22(3):234–241.

Suarez, J. (2025), *Puente Calapa, una peligrosa ruta entre Puebla y Oaxaca—El Sol de Puebla*. El Sol de Puebla. Recuperado en agosto de 2026 de <https://oem.com.mx/elsoldepuebla/local/puente-calapa-una-peligrosa-ruta-entre-puebla-y-oaxaca-23407734>

TRB (Transportation Research Board and National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine). (2014), *Bridges for Service Life Beyond 100 Years: Service Limit State Design*. The National Academies Press, Washington, DC. <https://doi.org/10.17226/22441>

Wirsching, P. H. (1984), *Fatigue Reliability for Offshore Structures*. Journal of Structural Engineering, 110(10), 2340–2356. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:10\(2340\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:10(2340))

Zhang, M., Wang, X., Li, Y. (2024), *Fatigue Reliability Assessment of Bridges Under Heavy Traffic Loading Scenario*. Infrastructures, 9(12):238. <https://doi.org/10.3390/infrastructures9120238>