

文章编号:1001-7372(2021)04-0071-09

车致疲劳损伤对钢—混凝土组合梁桥 极限承载力可靠度的影响

邓 露^{1,2}, 褚鸿鹄², 王 维^{*1,2}, 徐 军²

(1. 湖南大学 工程结构损伤诊断湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410082;

2. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要:钢—混凝土组合梁桥因其发挥了2种材料各自的优势,被广泛应用于中小跨径的桥梁结构中,而极限承载能力是评判其安全与否最直观的指标之一。为了对现役钢—混凝土组合梁桥的极限承载力进行更为准确的评估,提出一种确定钢主梁极限承载力可靠度的新方法,该方法能考虑车辆荷载引起的疲劳累积损伤对钢主梁极限承载力的影响。首先建立了三维车桥耦合振动模型,并采用美国AASHTO桥梁设计规范中的I形简支钢—混凝土组合梁桥、强度设计车辆荷载模型和疲劳设计车辆荷载模型作为算例进行分析。然后,基于建立的车桥耦合振动程序、S-N曲线和雨流计数法,获得不同桥面状态下强度设计车以不同车速过桥时产生的动力冲击系数和疲劳设计车以不同车速过桥时产生的疲劳损伤累积和最大应力,并根据卡方检验对在不同桥面状态和不同车速下获得的这3个参数的分布类型进行检验。最后,基于剩余强度理论,利用AASHTO规范中规定的桥梁承载力设计方程,建立能考虑桥梁全寿命周期内桥面处于不同状态时车辆过桥产生的累积疲劳损伤对钢主梁极限承载力折减的极限状态方程,并以此对钢主梁极限承载力的可靠指标进行研究,获得其与疲劳设计车日均通行量的关系。研究表明:桥梁极限承载力可靠度会随着疲劳设计车日通行量的增大而降低;钢主梁疲劳累积损伤对其极限承载力折减具有重要影响。提出的方法为准确评估在役桥梁的极限承载能力提供了更为有效的途径。

关键词:桥梁工程;极限承载能力;可靠度分析;钢梁桥;桥面平整度;疲劳损伤

中图分类号:U445.7 **文献标志码:**A

Effect of Vehicle Load-induced Fatigue Damage on the Reliability of Ultimate Load-carrying Capacity of Steel-concrete Composite Girder Bridges

DENG Lu^{1,2}, CHU Hong-hu², WANG Wei^{*1,2}, XU Jun²

(1. Hunan Provincial Key Laboratory for Damage Diagnosis of Engineering Structures, Hunan

University, Changsha 410082, Hunan, China; 2. School of Civil Engineering,

Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China)

Abstract: Steel-concrete composite girder bridges are widely used in small and medium span bridge structures owing to the respective advantages of both materials, i. e., steel and concrete. The ultimate bearing capacity is one of the most intuitive indexes to judge the safety of such

收稿日期:2020-02-24

基金项目:国家自然科学基金项目(51778222);国家自然科学基金青年科学基金项目(51808209);

湖南省重点研发计划项目(2017SK2224);湖南省研究生科研创新项目(CX2018B159)

作者简介:邓 露(1984-),男,湖南双峰人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:dengl@hnu.edu.cn.

*通讯作者:王 维(1988-),男,湖南邵阳人,助理教授,工学博士,E-mail:wang_wei@hnu.edu.cn.

bridge structures. To assess existing steel-concrete composite girder bridges more accurately, this study proposes a novel approach for determining the reliability index of the ultimate load-carrying capacity (ULCC) of steel-concrete composite girder bridges that can consider the effect of fatigue damage accumulation (FDA) induced by the dynamic vehicle loading on the ULCC of steel-concrete composite girder bridges. First, a three-dimensional bridge-vehicle coupled system (BVCS) was established. The bridge model, the fatigue truck model, and the design truck model adopted from the AASHTO bridge design code were used as examples. Then, based on the established BVCS, the $S-N$ curve and rain-flow counting method under different road surface conditions, the impact factors induced by the strength design truck crossing the bridge with different vehicle speeds, and the fatigue damage and maximum stress induced by the fatigue design truck crossing the bridge at different vehicular speeds were obtained. The distribution patterns of the three parameters obtained under different road surface conditions and vehicle speeds were examined using Chi-square tests. Finally, based on the residual strength theory and the design function of the bridge bearing capacity specified in the AASHTO code, the limit state function (LSF) of the bridge steel girder under consideration was established. This LSF can consider the influence of the FDA caused by the fatigue design truck during the deterioration process of the road surface on the reduction of the ULCC of the bridge girder. Based on the established LSF, the reliability index of the ULCC of the bridge girder was analyzed, and its relationship with the number of daily passages of the fatigue design truck was obtained. Results show that the reliability of the ultimate bearing capacity of the bridge will decrease with the increase of the number of daily passage of the fatigue design truck, and the cumulative fatigue damage of the steel girder has an important impact on the reduction of the bridge ultimate bearing capacity. The proposed method provides a more effective and accurate assessment of the ULCC for in-service bridges.

Keywords: bridge engineering; ultimate load-carrying capacity; reliability analysis; steel I-girder bridge; road surface condition; fatigue damage

Received 24 Feb. 2020

Funding: National Natural Science Foundation of China (51778222); Youth Program of National Natural Science Foundation of China (51808209); Key Research and Development Projects of Hunan Province (2017SK2224); Research and Innovation Project of Graduate Students of Hunan Province (CX2018B159)

*Corresponding author. *E-mail address*: wang_wei@hnu.edu.cn.

<https://doi.org/10.19721/j.cnki.1001-7372.2021.04.006>

0 引言

在役桥梁的极限承载能力是评判桥梁安全最直观的指标之一。自1980年以来,随着中国桥梁基础设施的大规模建设以及超载所致的桥梁垮塌事故日益增多,这一问题得到了更为广泛关注。

一些学者通过现场破坏试验对部分钢筋混凝土桥梁和钢箱梁桥的极限承载能力进行了评估^[1]。Puurula^[2]对一座两跨钢筋混凝土槽式铁路桥进行了现场破坏试验,并根据不同规范对于桥梁的剪切破坏机理及极限承载能力进行了深入研究。

Jauregui等^[3]通过对一座短跨简支钢梁桥进行极限承载力试验,发现当一根主梁发生屈服破坏时其他主梁能继续承担外加荷载,且在桥梁快要达到破坏状态时,桥梁的荷载横向分布更加均匀。Zhang等^[4]通过现场破坏试验测量了一座预应力混凝土简支梁桥的极限承载能力,结果表明桥梁破坏时能承受的荷载比设计承载力大很多。Mcconnell等^[5]在随后的研究中对一座退役的斜交工字钢梁桥进行现场破坏试验,得到了与Zhang等^[4]类似的结论。此外,还有学者通过缩尺试验并结合数值方法研究了简支梁桥的极限承载能力。Choi等^[6]对于在实验

室内制作的混凝土箱梁桥模型进行了破坏试验,发现由于箱梁内拱效应的存在,其极限承载力超过设计值 2 倍以上。Cha 等^[7]的研究表明由循环荷载所致的疲劳累积损伤会直接导致钢主梁极限承载力下降。需要注意的是,在役桥梁的主梁承受的车辆动态荷载会随着桥面不平整度变差而增大,导致疲劳累积损伤不断增加^[8-10]。Zhang 等^[8]对筒支工字钢梁桥疲劳可靠度进行了多参数研究,发现在桥梁全寿命周期内桥面不平整度退化速率也是影响钢主梁疲劳可靠度的重要因素。然而,从可靠度的角度出发,关于疲劳累积损伤对钢主梁极限承载力所造成影响的研究还未被广泛开展^[11-12]。

为此,本研究提出了一种评估桥梁钢主梁极限承载力可靠度的新方法。该方法能考虑不同桥面状态下车辆过桥产生的疲劳累积损伤对钢主梁极限承载力的影响。考虑到中国目前尚无成熟的设计车辆动力分析模型,本研究以美国 AASHTO 桥梁设计规范设计的 I 形筒支钢-混凝土组合梁桥作为桥梁模型,同时以强度设计车辆荷载模型(简称“强度设计车”)以及疲劳设计车辆荷载模型(简称“疲劳设计车”)作为车辆模型。研究主要分为 3 个部分。首先,通过建立三维车桥耦合振动模型,本研究分析了不同桥面不平整度下疲劳设计车引起的疲劳损伤和最大应力以及在不同车速下强度设计车产生的应力冲击系数。然后,根据卡方检验对于疲劳设计车每次过桥所产生的疲劳损伤和最大应力以及强度设计车每次过桥所产生的应力冲击系数的分布类型进行了检验。最后,综合考虑桥梁全寿命周期内不同桥面状态下疲劳设计车每次通过桥梁所产生的疲劳累积损伤对桥梁极限承载能力的影响,建立了钢主梁的极限状态方程,并对钢主梁极限承载力的可靠指标进行了研究,获得了其与疲劳设计车日均通行量的关系。该方法较为充分地考虑了车辆动态荷载所致疲劳累积损伤对钢主梁极限承载能力的影响,为准确评估在役桥梁的极限承载能力提供了更为有效的途径,对桥梁维护极具参考价值。

1 桥梁分析模型

研究采用的 I 形筒支钢-混凝土组合梁桥是基于美国 AASHTO 桥梁设计规范设计的^[5,9,13]。该桥桥长为 10.67 m,桥宽和桥面板厚度分别为 9.75, 0.2 m。主梁由 5 根间距为 2.13 m、高度为 0.35 m 的 I 形钢梁组成,各主梁之间的连接通过 3 道横隔板加强,如图 1 所示。

钢主梁的横截面积为 0.018 m²,惯性矩为

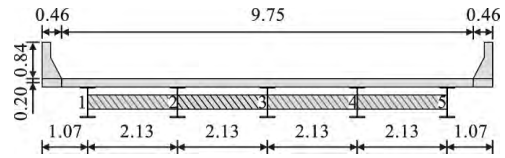


图 1 桥梁横截面(单位:m)

Fig. 1 Bridge Cross-section (Unit: m)

0.000 4 m⁴。桥梁模型是基于商业有限元软件 ANSYS 建立的,采用 Solid45 单元模拟桥面板和钢纵梁,采用 Shell63 单元模拟横隔板。桥面板与钢主梁上翼缘以及钢主梁与横隔板通过共单元节点的方法实现刚性连接。桥梁支座一端约束了纵向、横向和竖向 3 个方向的位移,另一端约束了横向和竖向 2 个方向的位移。图 2 显示了基于实体单元及壳单元所建立的桥梁三维有限元模型。基于桥梁的有限元模态分析所获桥梁的基频为 12.40 Hz。

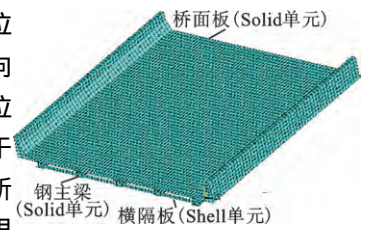


图 2 桥梁的有限元模型

Fig. 2 Bridge Finite Element Model

2 车辆分析模型

研究所采用的疲劳设计车和强度设计车均取自美国 AASHTO 桥梁设计规范。其中疲劳设计车用于计算钢主梁在车辆荷载下的疲劳损伤和产生的最大应力,强度设计车用于计算车辆荷载对桥梁产生的动力冲击效应。两车的分析模型如图 3 所示,疲劳设计车和强度设计车因设计功能差异致使两车中轴和后轴之间的间距不同,分别为 9.14, 4.27 m。文献^[14]总结了两车的主要参数及技术指标。

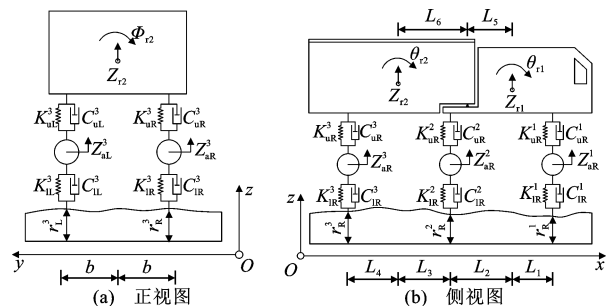


图 3 车辆模型

Fig. 3 Truck Model

3 车桥耦合振动系统

3.1 车辆运动方程

根据结构动力学,可用以下运动方程式来求解车辆的动力响应

$$M_v \ddot{d}_v + C_v \dot{d}_v + K_v d_v = F_G + F_v \quad (1)$$

式中: F_G 为车辆承受的重力荷载向量; F_v 为桥梁对车辆的作用力向量; M_v, d_v 分别为车辆的质量矩阵和位移矩阵; C_v, K_v 分别为车辆的阻尼矩阵和刚度矩阵。

3.2 桥梁运动方程

与车辆运动方程类似,可用下式来求解桥梁的动力响应

$$M_b \ddot{d}_b + C_b \dot{d}_b + K_b d_b = F_b \quad (2)$$

式中: F_b 为车辆对桥梁的作用力向量; M_b, d_b 分别为桥梁的质量矩阵和位移矩阵; C_b, K_b 分别为桥梁的阻尼矩阵和刚度质量矩阵。

3.3 车桥耦合振动方程

联立式(1)、(2),可建立如下车桥耦合振动方程式

$$\begin{bmatrix} M_b & \\ & M_v \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{d}_b \\ \ddot{d}_v \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_b + C_{b-b} & C_{b-v} \\ C_{v-b} & C_v \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{d}_b \\ \dot{d}_v \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_b + K_{b-b} & K_{b-v} \\ K_{v-b} & K_v \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_b \\ d_v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{b-r} \\ F_{v-r} + F_G \end{bmatrix} \quad (3)$$

式中: C_{b-b}, C_{b-v} 和 C_{v-b} 均为阻尼项; K_{b-b}, K_{b-v} 和 K_{v-b} 均为刚度项; F_{b-r}, F_{v-r} 均为车桥相互作用所产生的相关项。

需要注意的是,式(3)因其系数矩阵大,求解复杂。因此常采用模态叠加法来减小式(3)中的矩阵维度,然后结合4阶龙格库塔法进行求解。详细车桥耦合振动系统建立与求解过程可参考文献[15]。

获得桥梁的位移响应后,桥梁的应力可以按下式求得

$$S = E B d_b \quad (4)$$

式中: E 为应力和应变关系矩阵; B 为位移-应变的形函数矩阵。

4 桥面不平整度

桥面不平整度作为桥面状态的重要衡量指标,是激发车桥耦合振动的主要因素之一,其轮廓可基于功率谱函数并通过傅里叶逆变换获取

$$r(X) = \sum_{k=1}^N \sqrt{2\varphi(n_k) \Delta n} \cos(2\pi n_k X + \theta_k) \quad (5)$$

式中: $\varphi(\cdot)$ 为表征桥面不平整状态的功率谱函数; n_k 为波的个数; θ_k 为服从均匀分布取值为0到 2π 的随机相位角。

本文采用Huang等^[16]提出并被众多学者广泛使用的功率谱函数

$$\varphi(n) = \varphi(n_0) \left(\frac{n}{n_0}\right)^{-2} \quad n_1 < n < n_2 \quad (6)$$

式中: n 为空间频率; n_0 为 $\pi/2$ 的间断频率; $\varphi(n_0)$ 为实际桥梁对应的桥面不平整系数; n_2, n_1 分别为所采用频率的上下限值。

国际标准组织将桥面不平整度定义为以下5种状态:“非常好”、“好”、“一般”、“差”、“非常差”,分别用 $j=1,2,3,4,5$ 表示。表1显示了不同桥面不平整度对应的桥面不平整度系数的范围。

表1 不同桥面不平整度等级对应的桥面不平整度系数值
Table 1 Road-roughness Coefficient Values for Different Road-roughness Classifications

桥面不平整度等级	桥面不平整度系数($m^3 \cdot \text{循环}^{-1}$)
非常好	$2 \times 10^{-6} \sim 8 \times 10^{-6}$
好	$8 \times 10^{-6} \sim 32 \times 10^{-6}$
一般	$32 \times 10^{-6} \sim 128 \times 10^{-6}$
差	$128 \times 10^{-6} \sim 512 \times 10^{-6}$
非常差	$512 \times 10^{-6} \sim 2\,048 \times 10^{-6}$

5 参数分析

根据开发的三维车桥耦合振动模型,本研究分析了不同桥面不平整度下疲劳设计车每次通过桥梁所产生的疲劳损伤和最大应力以及强度设计车每次通过桥梁所产生的冲击系数。已有研究表明^[17-18],车辆加载位置、车重、车速、以及桥面不平整度等因素对车桥耦合振动都有很大的影响。而本研究的目标荷载为具有代表性的设计车辆荷载,其车辆加载位置和车重是根据美国AASHTO桥梁设计规范确定。因此,只考虑车速和桥面不平整度对车桥耦合振动的影响。具体考虑了7种速度(30,45,60,75,90,105,120 $\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$)和上述5种桥面不平整度。

疲劳设计车和强度设计车沿图4所示位置通过桥梁时,5根主梁中4号主梁跨中截面腹板底端承受的静应力最大,分别为11.32,11.68 MPa。因此,选取4号主梁跨中截面腹板底端为研究目标。

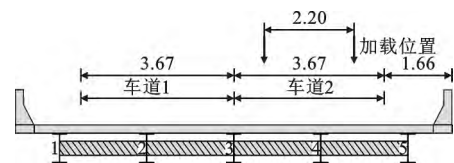


图4 车辆荷载加载位置(单位:m)

Fig. 4 Vehicle Loading Position (Unit: m)

鉴于桥面不平整度的生成过程随机,为减少这一过程对结果的影响,不同桥面不平整度和车速的条件下,车桥耦合振动程序重复运行20次,然后取

20 次结果的平均值作最终的分析数据^[15,18]。

5.1 疲劳设计车所致疲劳损伤分布

桥梁构件在车辆动荷载作用下将承受复杂的循环应力作用,以致其疲劳损伤不断累积。从理论上分析,对于承受恒定应力幅的疲劳细节存在一个疲劳极限,即恒定应力幅疲劳极限。当承受的应力幅在限值以下时,结构在设计使用寿命期内不会发生疲劳破坏。但以往的研究表明,一旦应力幅超过疲劳极限,疲劳寿命将不再无限。事实上车辆荷载的变化很大,这意味着在桥梁设计使用寿命期内,桥梁构件实际承受的应力幅很可能超过其疲劳极限。因此,在实际中单纯采用疲劳极限来预测疲劳寿命的做法并不准确。因此,在本研究中,计算累积疲劳损伤时考虑了疲劳设计车每次通过产生的大于 3.45 MPa 应力幅的影响^[19-20]。Miner 疲劳累积损伤准则被广泛应用于计算累积疲劳损伤 $F_{DA}(t)$,其表达式为

$$F_{DA}(t) = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \quad (7)$$

式中: n_i 为作用于结构上应力幅的个数; N_i 为在应力水平 S_i 条件下恰致构件发生疲劳破坏所对应的应力幅个数。

Miner 疲劳损伤准则线性考虑疲劳损伤累积,且并未考虑加载顺序对结果的影响。 N_i 和 S_i 满足如下关系

$$N_i = A/S_i^m \quad (8)$$

式中: A 为疲劳强度系数; m 为 $S-N$ 曲线斜率,通常取值为 3。将式(8)代入式(7),可得到如下

$$F_{DA}(t) = \sum_i \frac{n_i S_i^3}{A} \quad (9)$$

Schilling^[21]指出,车辆产生的最大应力幅及其相应的等效个数导致的疲劳损伤可用于替代每辆车过桥时所产生的疲劳累积损伤,以方便计算。其中最大应力幅的等效个数可由式(10)计算所得

$$E_{NSC} = n_{um} + \left(\frac{S_{r1}}{M_{SR}}\right)^m + \left(\frac{S_{r2}}{M_{SR}}\right)^m + \dots + \left(\frac{S_{ri}}{M_{SR}}\right)^m + \dots + \left(\frac{S_{rcut}}{M_{SR}}\right)^m \quad (10)$$

式中: n_{um} 为每辆车过桥所产生的最大应力幅的个数; $S_{ri}(i=1, 2, \dots, cut)$ 表示高阶应力幅; m 表示 $S-N$ 曲线的斜率常数; S_{rcut} 为应力幅截断值,取 3.45 MPa^[8,21]。

这里采用雨流计数法从应力时程曲线中获取应力幅的个数。根据式(9),每辆车通过桥面不平整度 j 时产生的疲劳损伤定义为

$$F_{Dj} = E_{NSCj} M_{SRj}^3 \quad (11)$$

其中, j 的取值为 1, 2, 3, 4, 5 分别表示不同的桥面不平整度。根据数值模拟结果和式(11),得到不同桥面不平整度条件下疲劳设计车每次作用产生的疲劳损伤(Fatigue Damage, 即 FD)与车速的变化关系如图 5 所示。从图 5 可以看出,桥面不平整度对 FD 的影响显著,在桥面不平整度从“好”变到“非常差”的过程中,FD 从 $2.41 \times 10^3 \text{ MPa}^3$ 增大到 $1.20 \times 10^6 \text{ MPa}^3$ 。然而,车速的增加并不一定导致 FD 的增加,因为车速的增加并不一定增强车桥耦合振动的强度。

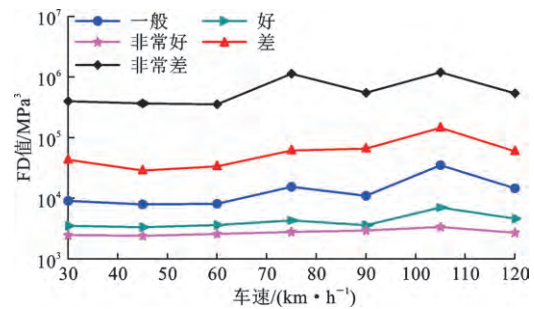


图 5 不同桥面不平整度时疲劳设计车过桥时疲劳损伤随车速的变化规律

Fig. 5 FD Caused by Fatigue Truck Versus Vehicle Speed and Road Surface Condition

本文采用卡方检验来检验参数的分布类型。该方法首先根据置信度与直方图的间距确定参数属于某类分布的临界值,然后通过比较卡方试算值和该临界值来确定参数的分布类型。卡方试算值可根据如下表达式确定

$$\chi^2 = \sum_{q=1}^k \frac{(O_q - E_q)^2}{E_q} \quad (12)$$

式中: k 为直方图间距的总数量; O_q 和 E_q 分别为落在第 q 个区间内数据的实际个数和理论个数。

对各桥面不平整度下获得的 140 个 FD 进行卡方检验,其中直方图间距取为 10,置信度水平取为 0.99,相应的卡方检验的临界值为 23.21。表 2 总结了用正态和对数正态分布检验 FD 的检验结果。

由表 2 可知,FD 的统计特性更适合用对数正态分布描述。因为在不同桥面不平整度下它的对数正态分布检验结果均小于相应的临界值 23.21,而正态分布除了在“非常好”的路面情况下均不满足临界值要求。表 3 列出了每辆车通过不同桥面状态的桥梁时产生的 FD 的统计特性。

5.2 疲劳设计车引起的最大应力的分布类型

图 6 内给出了疲劳设计车过桥时目标研究点的最大应力(Maximum Stress, 即 MS)与车速的关系。由图 6 可知,桥面不平整度对 MS 的影响也很大,

表 2 不同桥面不平整度时疲劳设计车过桥所致疲劳损伤的卡方检验结果

Table 2 Chi-square Test Results for Distribution of FDs Resulted from Fatigue Truck Under Each Road Surface Condition

桥面不平整度	分布类型	
	对数正态	正态
非常好	6.8	14.5
好	12.4	58.7
一般	22.0	194.8
差	2.5	104.6
非常差	2.1	125.6

表 3 不同桥面不平整度条件下疲劳设计车过桥所致疲劳损伤的统计特性

Table 3 Statistical Properties of FDs Caused by Fatigue Truck Under Each Road Surface Condition

桥面不平整度	平均值/MPa ³	变异系数
非常好	2.8×10 ³	0.2
好	4.3×10 ³	0.5
一般	1.5×10 ⁴	1.1
差	6.3×10 ⁴	1.1
非常差	6.5×10 ⁵	1.3

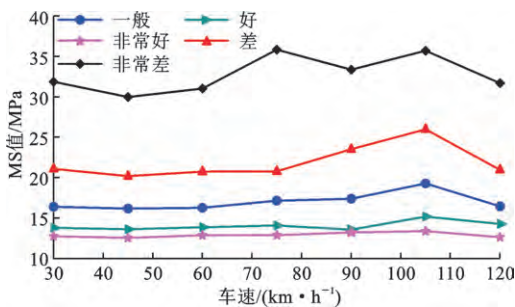


图 6 不同桥面不平整度时疲劳设计车过桥时目标研究点最大应力与车速的关系

Fig. 6 MS Caused by Fatigue Truck Versus Vehicle Speed and Road Surface Condition

MS 从桥面不平整度“非常好”时的 12.75 MPa 增大到桥面不平整度“非常差”时的 35.69 MPa。

对不同桥面不平整度条件下获得的 140 个 MS 值进行卡方检验。表 4 记录了对数正态分布和正态分布的卡方测试检验结果。结果表明对数正态分布更适合描述 MS 的统计特性,这是因为对数正态分布的卡方测试值比正态分布的卡方测试值更小。表 5 对不同桥面不平整度下疲劳设计车每次通过桥梁时产生的 MS 的统计特性进行了总结。

5.3 强度设计车产生的冲击系数的分布类型

本文将应力动力冲击系数 (Impact Factor, 即 I_M) 定义为

表 4 不同桥面不平整度下疲劳设计车过桥所致最大应力的卡方检验结果

Table 4 Chi-square Test Results for Distribution of MSs Resulted from Fatigue Truck Under Each Road Surface Condition

桥面不平整度	分布类型	
	对数正态	正态
非常好	2.40	3.38
好	5.12	7.54
一般	3.87	8.34
差	6.38	12.58
非常差	7.90	10.70

表 5 不同桥面不平整度条件下疲劳设计车过桥产生的最大应力的统计特性

Table 5 Statistical Properties of MSs Resulted from Fatigue Truck Under Each Road Surface Condition

桥面不平整度	平均值/MPa	变异系数
非常好	12.9	0.2
好	14.1	0.2
一般	17.0	0.2
差	21.9	0.1
非常差	32.8	0.2

$$I_M = \frac{M_{S_{dyn}} - M_{S_{sta}}}{M_{S_{sta}}} \quad (13)$$

式中: $M_{S_{dyn}}$ 为强度设计车通过桥梁时目标研究点的最大动应力; $M_{S_{sta}}$ 为最大静应力。

根据数值模拟结果和式 (13), 得到不同桥面不平整度条件下强度设计车产生的 IM 与车速的关系如图 7 所示。由图 7 可知, 桥面不平整度对 IM 也有很大的影响。

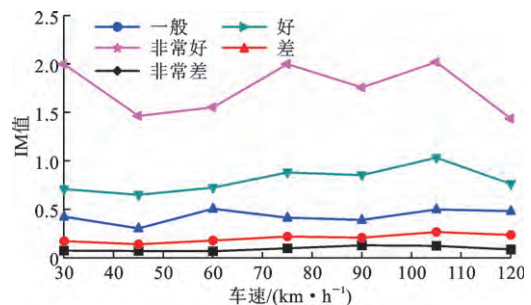


图 7 不同桥面不平整度时强度设计车过桥时目标研究点动力冲击系数随车速的变化规律

Fig. 7 IM Caused by Design Truck Versus Vehicle Speed and Road Surface Condition

对不同桥面不平整度条件下强度设计车过桥所产生的 IM 值进行卡方检验, 检验结果如表 6 所示。由表 6 可知 IM 的正态分布测试结果较之于临界值均偏低, 而当桥面不平整度为“非常好”时, 其对数正态分布检验结果高于临界值。因此, IM 的统计特性

表 6 不同桥面不平整度条件下强度设计车每次过桥所致动力冲击系数的卡方检验结果

Table 6 Chi-square Test Results for Distribution of IMs Resulted from Design Truck Under Each Road Surface Condition

桥面不平整度	分布类型	
	对数正态	正态
非常好	23.6	16.9
好	15.7	13.1
一般	8.1	10.4
差	1.7	15.5
非常差	6.7	11.0

能更好地用正态分布来表示。表 7 对不同桥面不平整度条件下强度设计车通过桥梁时所产生的 IM 的统计特性进行了总结。

表 7 不同桥面不平整度条件下强度设计车每次过桥所致动力冲击系数的统计特性

Table 7 Statistical Properties of IMs Resulted from Design Truck under Each Road Surface Condition

桥面不平整度	平均值	变异系数
非常好	0.1	0.1
好	0.2	0.1
一般	0.4	0.2
差	0.8	0.4
非常差	1.8	0.6

6 桥梁极限承载能力极限状态方程

美国 AASHTO 桥梁设计规范规定,在仅考虑恒载和车辆活载的情况下设计方程需满足

$$\phi R \geq 1.25D_C + 1.50D_W + 1.75L_{L1} + 1.75(1 + I_M)L_{L1} \quad (14)$$

式中: ϕ 为抗力分项系数; R 为抗力的名义设计值; D_C 为恒载效应设计值(不包括铺装层); D_W 为铺装层荷载效应值; L_{L1} 为车道荷载设计值; $I_M = L_{L1,dyn}/L_{L1-1} = 0.33$ 为荷载动力冲击系数; L_{L1} 为车辆荷载和轮对荷载效应值的较大者。

将目标研究点的力学性能综合考虑抗力和荷载模型参数的统计特性,其强度极限状态方程可改写为

$$g = \sigma - \sigma_{D,s} - \sigma_{D,c} - \sigma_{D,A} - \sigma_{L,1} - (1 + \zeta)\sigma_{L,t} \quad (15)$$

式中“ $g < 0$ ”为发生强度破坏; σ 为正应力设计值; $\sigma_{D,s}$ 、 $\sigma_{D,c}$ 和 $\sigma_{D,A}$ 分别为由桥梁钢构件、混凝土构件和铺装层产生的正应力; $\sigma_{L,1}$ 和 $\sigma_{L,t}$ 分别为车道荷载及其产生的正应力; ζ 为荷载动力冲击系数。

基于剩余强度理论,静载强度为 σ_0 的钢构件在循环荷载作用下,其强度值将不断降低。假设此构

件上作用了应力为 σ_i 、应力幅为 S_i 的荷载,并在此工况下承受了 n_i 次荷载循环,则其剩余强度可用 σ_r 表示

$$\sigma_r = \sigma_0 - \sum_i (\sigma_0 - \sigma_i) n_i / N_i \quad (16)$$

式中: α 为表征材料特性的经验参数。

Hashin^[22]通过试验发现,钢材的 α 值可取为 1,式(16)因此可改写成

$$\sigma_r = \sigma_0 - \sum_i (\sigma_0 - \sigma_i) n_i / N_i \quad (17)$$

对于处在不同桥面不平整度下的疲劳设计车过桥时目标研究点承受的应力可按式计算

$$\sigma_j = \sigma_{D,s} + \sigma_{D,c} + \sigma_{D,A} + M_{Sj} \quad (18)$$

式中: M_{Sj} 为疲劳设计车通过各桥面状态的桥梁时对目标研究点产生的最大应力。

Robelin 等^[23]发现,美国当前在役的近 600 000 座桥梁中约有 14% 的桥梁存在结构性缺陷。在这些存在缺陷的桥梁中,桥面严重破损情况占比很高。经过大量数据统计,Zhang 等^[8]指出,桥面的维修周期平均在 15 年左右,而在这 15 年内桥面不平整度处于 5 个等级所的时间分别为:“非常好”8 年、“好”2 年、“一般”2 年、“差”1 年、“非常差”2 年。本文用 $T_j (j=1, 2, 3, 4, 5)$ 表示桥梁在 75 年设计使用年限内桥面处于不同状态的时间。根据前面的讨论,75 年设计年限内 T_1, T_2, T_3, T_4 和 T_5 分别为 40, 10, 10, 5 年和 10 年。根据式(17)和(18),75 年后目标研究点的剩余强度值可估算为

$$\sigma_r = \sigma_0 - \sum_i (\sigma_0 - \sigma_i) n_i / N_i = \sigma_0 - \sum_{j=1}^5 (\sigma_0 - \sigma_j) n_j / N_j \quad (19)$$

假设疲劳设计车日均通行量为 N_{dT} ,根据式(7)、(8)和(11),式(19)中的 n_j / N_j 可以计算为

$$n_j / N_j = n_j S_j^3 / A = 365 \times T_j N_{dT} E_{NSCj} \cdot M_{Sj}^3 / A = 365 \times T_j N_{dT} F_{Dj} / A \quad (20)$$

将式(18)和(20)代入式(19)后,可获得以下结果

$$\sigma_r = \sigma_0 - 365 \sum_{j=1}^5 [\sigma_0 - (\sigma_{D,s} + \sigma_{D,c} + \sigma_{D,A} + M_{Sj})] T_j N_{dT} F_{Dj} / A \quad (21)$$

用 σ_r 代替式(15)中的 σ ,得到目标研究点的极限强度状态方程式为

$$g = \sigma_r - \sigma_{D,s} - \sigma_{D,c} - \sigma_{D,A} - \sigma_{L,1} - (1 + \zeta)\sigma_{L,t} = \sigma_0 - 365 \sum_{j=1}^5 [\sigma_0 - (\sigma_{D,s} + \sigma_{D,c} + \sigma_{D,A} + M_{Sj})] T_j N_{dT} F_{Dj} / A - \sigma_{D,s} - \sigma_{D,c} - \sigma_{D,A} - \sigma_{L,1} - (1 + \zeta)\sigma_{L,t} =$$

$$\sigma_0 \left(1 - 365 \sum_{j=1}^5 T_j N_{dT} F_{Dj} / A \right) - \left(1 - 365 \sum_{j=1}^5 T_j N_{dT} F_{Dj} / A \right) (\sigma_{D,s} + \sigma_{D,c} + \sigma_{D,A}) - \sigma_{L,t} - (1 + \zeta) \sigma_{L,t} + 365 \sum_{j=1}^5 M_{Sj} T_j \cdot N_{dT} F_{Dj} / A \quad (22)$$

7 极限承载能力可靠度分析

本文重点研究车辆荷载所致钢主梁疲劳累积损伤对其极限承载力及其可靠度的影响。根据目标研究点的极限强度状态方程[式(22)],以强度设计车为车辆荷载评估服役75年后钢主梁的极限承载力可靠度。式(22)中参数FD,MS和IM的统计特性已获知,其他参数的统计特性可由文献[24]获得,包括参数的分布类型、平均值、偏差和变异系数,如表8所示。此外,表8还记录了疲劳强度系数A的统计特性。

表8 计算所得参数的统计特性

Table 8 Summary of Statistical Properties of Parameters

参数	偏差	均值/MPa	变异系数	分布类型
σ_0	1.1	383	0.1	对数正态分布
$\sigma_{D,s}$	1.0	1.5	0.1	正态分布
$\sigma_{D,c}$	1.1	7.9	0.1	正态分布
$\sigma_{D,A}$	1.0	2.7	0.3	正态分布
$\sigma_{L,t}$	1.3	3.6	0.2	极值I形分布
$\sigma_{L,t}$	1.3	16.8	0.2	极值I形分布
A		2.6×10^{13}	0.4	对数正态分布

本文中目标可靠度参考美国AASHTO桥梁设计规范确定,取值2.5。通过Rackwitz-Fiessler迭代法则并结合式(22)计算可求得主梁的极限承载力可靠度。图8显示了桥梁主梁75年后的极限承载力可靠度(β)随疲劳设计车日通行量(N_{dT})的变化规律。由图8可知, N_{dT} 的增大将导致 β 的降低,当 N_{dT} 增加至2275时桥梁主梁在75年后的极限承载力可靠度将降低至目标可靠度。需要注意的是,若排除车辆荷载所致疲劳累积损伤对极限承载力所造成的影响,根据式(15)计算相同荷载工况下桥梁主梁的极限承载力可靠度为7.23。本研究多提出的方法可推广应用到不同桥梁,具体流程如图9所示。

8 结语

(1)桥梁的极限承载能力通常是基于试验和数值模拟方法确定,鲜有研究深入探究了车辆荷载所致疲劳累积损伤对钢主梁极限承载力可靠度的影响。因此,本文提出了一种新的分析方法来考虑车辆荷载导致的疲劳累积损伤对钢主梁极限承载力可

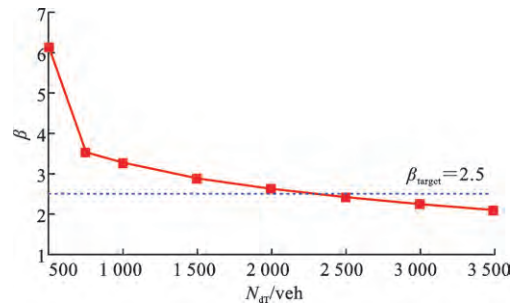


图8 75年后桥梁极限承载力可靠度 β 随疲劳设计车日通行量 N_{dT} 的变化规律

Fig. 8 Relationship Between the Reliability Index β at the end of the 75-year Design Life and N_{dT}

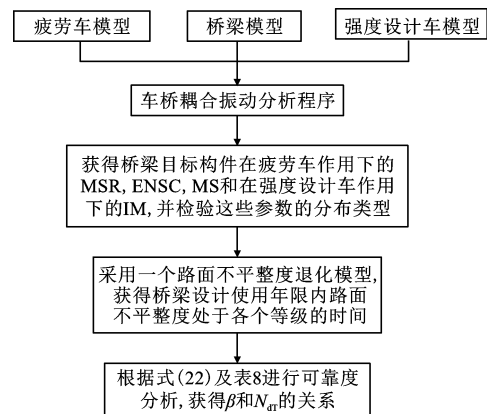


图9 方法应用流程

Fig. 9 Flowchart for Application of Method

靠度的影响,并以一座简支I形钢-混凝土组合梁桥为例进行了说明。基于建立的能考虑桥面劣化过程中车辆荷载产生的疲劳累积损伤对钢主梁极限承载力影响的桥梁极限状态设计方程,通过可靠度分析发现:使桥梁钢主梁在设计使用寿命结束时极限承载力可靠度降低到目标可靠度2.5所需的疲劳车日通行量为2275,而相同荷载情况下如果忽略疲劳累积损伤对极限承载力的折减,计算得到的桥梁主梁极限承载力可靠度为7.23。这个结果表明桥梁极限承载力可靠度会随着疲劳设计车日通行量的增大而降低,揭示了钢主梁疲劳累积损伤对其极限承载力折减影响的重要性。

(2)值得注意的是,虽然上述结论是在既定桥梁和荷载工况下获得,但所提出的方法适用于不同桥梁和不同的荷载工况。另外本文中桥面不平度处于不同状态的时间是根据已有文献确定,在实际应用中需要根据桥梁所处实际环境和荷载情况重新计算。

参考文献:

References:

[1] BAGGE N, POPESCU C, ELFGREN L. Failure

- Tests on Concrete Bridges: Have We Learnt the Lessons? [J]. *Structure and Infrastructure Engineering*, 2017, 14 (3): 292-319.
- [2] PUURULA A. Load-carrying Capacity of a Strengthened Reinforced Concrete Bridge: Non-linear Finite Element Modeling of a Test to Failure; Assessment of Train Load Capacity of a Two Span Railway Trough Bridge in Örnsköldsvik Strengthened with Bars of Carbon Fibre Reinforced Polymers (CFRP) [M]. Luleå: Luleå University of Technology, 2012.
- [3] JAUREGUI D V, YURA J A, FRANK K H, et al. Field Evaluation of Decommissioned Noncomposite Steel Girder Bridge [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2002, 7 (1): 39-49.
- [4] ZHANG J, PENG H, CAI C. Destructive Testing of a Decommissioned Reinforced Concrete Bridge [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2013, 18 (6): 564-569.
- [5] MCCONNELL J, CHAJES M, MICHAUD K. Field Testing of a Decommissioned Skewed Steel I-girder Bridge; Analysis of System Effects [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2014, 141 (1): 1-13.
- [6] CHOI Y C, OH B H. Transverse Modeling of Concrete Box-girder Bridges for Prediction of Deck Slab Ultimate Load Capacity [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2013, 18 (12): 1373-1382.
- [7] CHA H, LIU B, PRAKASH A, et al. Effect of Local Damage Caused by Overweight Trucks on the Durability of Steel Bridges [J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2016, 30 (1): 04014183.
- [8] ZHANG W, CAI C. Fatigue Reliability Assessment for Existing Bridges Considering Vehicle Speed and Road Surface Conditions [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2012, 17 (3): 443-453.
- [9] WANG W, DENG L. Impact Factors for Fatigue Design of Steel I-girder Bridges Considering the Deterioration of Road Surface Condition [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2016, 21 (5): 04016011.
- [10] 邓 露,何 维,俞 扬,等.公路车-桥耦合振动的理论和应用研究进展[J]. *中国公路学报*, 2018, 31 (7): 42-58.
DENG Lu, HE Wei, YU Yang, et al. Research Progress in Theory and Applications of Highway Vehicle-bridge Coupling Vibration [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2018, 31 (7): 42-58.
- [11] 李立峰,肖小艳,刘 清.波形钢腹板 PC 组合箱梁疲劳损伤对抗弯承载能力的影响研究[J]. *土木工程学报*, 2002, 42 (7): 111-119.
LI Li-feng, XIAO Xiao-yan, LIU Qing. Study on the Residual Flexural Capacity of Composite Box Girders with Corrugated Steel Webs After Fatigue Damage [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2002, 42 (7): 111-119.
- [12] 王 维.基于车桥耦合振动的钢-混凝土组合梁桥疲劳研究[D].长沙:湖南大学,2017.
WANG Wei. Study on the Fatigue of Steel-concrete Composite Bridges based on Vehicle-bridge Coupled Vibration [D]. Changsha: Hunan University, 2017.
- [13] BECHTEL A, MCCONNELL J, CHAJES M. Ultimate Capacity Destructive Testing and Finite-element Analysis of Steel I-girder Bridges [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2011, 16 (2): 197-206.
- [14] AASHTO LRFD 2012, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th ed [S].
- [15] DENG L, CAI C S. Development of Dynamic Impact Factor for Performance Evaluation of Existing Multi-girder Concrete Bridges [J]. *Engineering Structures*, 2010, 32 (1): 21-31.
- [16] HUANG D, WANG T L. Impact Analysis of Cable-stayed Bridges [J]. *Computers & Structures*, 1992, 43 (5): 897-908.
- [17] CHANG D, LEE H H. Impact Factors for Simple-span Highway Girder Bridges [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120 (3): 704-715.
- [18] LIU C, HUANG D, WANG T L. Analytical Dynamic Impact Study Based on Correlated Road Roughness [J]. *Computers & Structures*, 2002, 80 (20): 1639-1650.
- [19] CONNOR R, HODGSON I, MAHMOUD H, et al. Field testing and Fatigue Evaluation of the I-79 Neville Island Bridge Over the Ohio River [R]. Bethlehem PA: Center for Advanced Technology for Large Structural Systems, 2002.
- [20] KWON K, FRANGOPOL D M, SOLIMAN M. Probabilistic Fatigue Life Estimation of Steel Bridges by Using a Bilinear S-N Approach [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2012, 17 (1): 58-70.
- [21] SCHILLING C G. Stress Cycles for Fatigue Design of Steel Bridges [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1984, 110 (6): 1222-1234.
- [22] HASHIN Z. Cumulative Damage Theory for Composite Materials: Residual Life and Residual Strength Methods [J]. *Composites Science and Technology*, 1985, 23 (1): 1-19.
- [23] ROBELIN C A, MADANAT S M. History-dependent Bridge Deck Maintenance and Replacement Optimization with Markov Decision Processes [J]. *Journal of Infrastructure Systems*, 2007, 13 (3): 195-201.
- [24] NOWAK A S. Calibration of LRFD Bridge Code [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1995, 121 (8): 1245-1251.