

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2017.04.021

考虑车桥耦合振动的钢梁桥腹板间隙的疲劳分析

邓露, 屈夏霞, 王维

(湖南大学 土木工程学院风工程与桥梁工程湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410082)

摘要: 分析钢梁桥腹板间隙的疲劳问题时,其应力通常是基于疲劳荷载作用下的静应力叠加一个动力冲击系数来确定。已有研究表明:规范中的疲劳冲击系数低估了实际路面状况下的车辆动力冲击效应,往往导致腹板间隙的实际疲劳寿命低于设计寿命。基于此现状,研究了在假定的车辆和环境条件下路面的退化规律。建立了几座不同跨径的简支 I 型钢梁桥和疲劳车的三维模型,通过车桥耦合振动分析,研究了实际桥面状况下车辆荷载动力效应对腹板间隙产生的应力幅冲击系数,并评估了腹板间隙的疲劳寿命。结果表明:基于腹板间隙应力幅计算的冲击系数大于传统基于应力的冲击系数;美国 AASHTO 桥梁规范中采用的疲劳冲击系数在路面条件较差时低估了车辆荷载动力效应。最后提出了腹板间隙疲劳评估应力幅冲击系数建议取值。

关键词: 腹板间隙; 钢梁桥; 车桥耦合振动; 应力幅冲击系数; 疲劳评估

钢桥中约 90% 的疲劳裂纹是由平面外扭转造成的,钢桥平面外变形引起的疲劳是钢桥抗疲劳设计的一大难点。为了避免三向焊接导致的横隔板与主梁翼缘之间的复杂应力状态,通常在横隔板和主梁翼缘之间设置一段腹板间隙。由于混凝土桥面板的约束作用,在车辆荷载作用下,相邻主梁之间会产生挠度差,导致横向连接构件转动,使腹板间隙处产生面外变形。0.1 mm 的面外变形就可以导致腹板间隙产生 100 MPa 的弯曲应力。腹板间隙由于不断经受过面外变形和大幅的循环应力,导致其疲劳裂纹快速萌发和扩展。

平面外变形导致的疲劳并未在美国 AASHTO 桥梁设计规范中量化。许多学者通过数值模拟和试验的方法研究了平面外扭转导致的腹板间隙的疲劳问题。已有研究大多是通过采用 0.1 或 0.15 的动力冲击系数来考虑车辆荷载的动力冲击效应。然而, Wang 的研究表明疲劳分析中采用 0.15 的动力冲击系数在路面条件较差时可能低估了车辆的动力荷载效应,从而影响对腹板间隙疲劳寿命预测的准确性。

为了更准确地研究实际桥面状况下车辆荷载动力效应对 I 型简支钢梁桥腹板间隙疲劳寿命的影响,首先研究桥面不平整度的退化过程。然后基于三维车桥耦合振动数值分析获得腹板间隙的应力幅冲击系数并评估腹板间隙的疲劳寿命。最后基于数值分析结果,

提出用于 I 型钢梁桥腹板间隙疲劳评估的应力幅冲击系数的建议值。

1 桥梁和车辆模型

1.1 桥梁模型

根据美国 AASHTO 桥梁规范建立了 4 座不同跨径的 I 型简支钢梁桥,4 座桥梁的腹板间隙长度均为 30 mm,桥梁横截面如图 1 所示。采用 Ansys 建立 4 座桥梁的有限元模型,混凝土桥面板和钢主梁采用 Solid45 单元模拟,横隔板采用 Shell63 单元模拟。4 座桥梁的参数如表 1 所示。

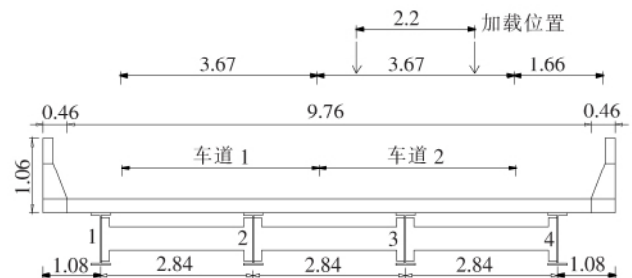


图 1 桥梁模型的横截面图(单位:m)

收稿日期:2017-03-31

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51478176);湖南省优秀青年基金资助项目(编号:14JJ1014)

作者简介:邓露,男,教授,博士生导师.E-mail:dengl@hnu.edu.cn

表 1 桥梁的参数信息

桥梁 编号	桥梁 跨径/ m	横隔 板数 量	桥梁 基频/ Hz	主梁	
				横截面面 积/m ²	横截面惯性矩/ (×10 ⁻² m ⁴)
1	16.8	4	10.35	0.035	0.334
2	22.8	4	5.90	0.035	0.334
3	30.5	6	4.50	0.040	0.661
4	36.6	6	3.79	0.044	1.001

1.2 车辆模型

车辆模型采用美国 AASHTO 规范中规定的 HS 20-44 卡车模型,如图 2 所示。疲劳车几何特征、质量分布、轮胎与悬架系统的阻尼和刚度等参数见表 2。

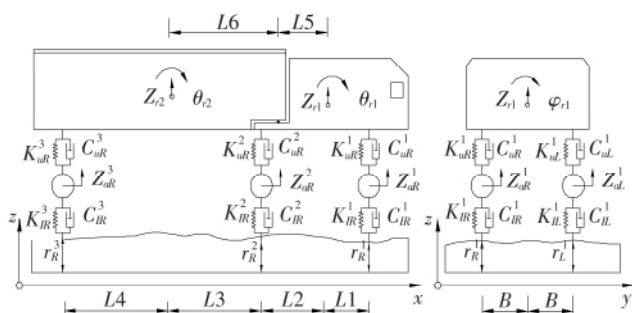


图 2 疲劳车模型

表 2 疲劳车参数

类别	单位	参数	数值
质量	kg	前车体/后车体	2 612/26 113
		前悬架/中悬架/后悬架	490/808/653
惯性矩	kg · m ²	前车/后车体俯仰	2 022/33 153
		前车/后车体转动	8 544/181 216
弹簧刚度	N/m	前轴上/下部	242 604/875 082
		中轴上/下部	1 903 172/3 503 307
		后轴上/下部	1 969 034/3 507 429
阻尼系数	N · s/m	前轴上/下部	2 190/2 000
		中轴上/下部	7 882/2 000
		后轴上/下部	7 182/2 000
几何尺寸	m	L1/L2/L3	1.698/2.569/4.452
		L4/L5/L6/B	4.692/2.215/4.806/1.1

2 腹板间隙分析位置的确定

平面外变形导致的疲劳裂纹通常出现在上腹板间

隙。有限元分析结果表明:跨中上翼缘腹板间隙的应力远大于下翼缘腹板间隙的应力,而端横隔板处由于支座对主梁下翼缘的约束作用强于桥面板对上翼缘的约束作用,其情况恰好相反。然而,端横隔板处腹板间隙的应力远小于内横隔板处的应力,考虑到桥梁结构的对称性,因此只研究桥梁左半跨内横隔板处上翼缘腹板间隙的应力情况。不同跨径桥梁腹板间隙的研究部位如图 3 所示,用 G_i 表示($i=1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8$)。腹板间隙关注点的编号如图 4 所示。由于腹板间隙的水平裂纹主要由竖向应力引起,因此,下文中的应力均指竖向应力。

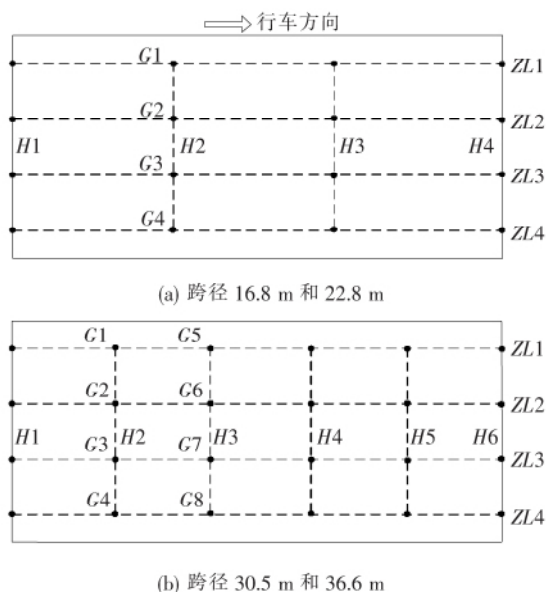


图 3 4座不同跨径的桥梁腹板间隙关注部位示意图

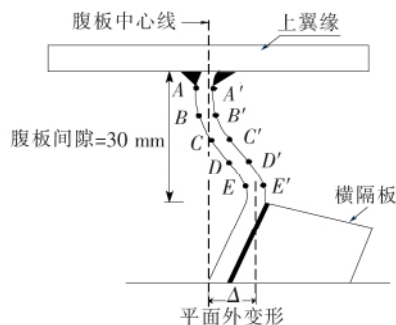


图 4 腹板间隙关注点示意图

3 静力分析

根据已有的研究结果,桥梁跨径和腹板间隙长度是影响腹板间隙应力的重要因素。通过静力分析研究这两个参数对腹板间隙应力的影响程度。车辆的横向

加载位置如图1所示,车辆沿行车方向移动加载,步长为0.1 m。

3.1 桥梁跨径的影响

为了研究桥梁跨径对腹板间隙应力的影响,增加了一座横截面与图3(a)相同,跨径为30.5 m的桥,3座桥梁的腹板间隙长度均为30 mm。静力分析得到的腹板间隙 G_i 的最大应力如表3所示。由表3可知,腹板间隙的最大应力随着桥梁跨径的增加显著增大。当桥梁跨径从16.8 m增加到22.8 m时,腹板间隙的最大应力增加了22.07 MPa(38.4%);当桥梁跨径从22.8 m增加到30.5 m时,腹板间隙的最大应力增加了24.86 MPa(31.3%)。可见,桥梁跨径对腹板间隙的应力影响显著。

表3 不同跨径桥梁腹板间隙最大应力及对应的关注点

腹板间隙 编号	关注点及应力/MPa		
	跨径=16.8 m	跨径=22.8 m	跨径=30.5 m
G1	A/10.55	A/27.55	A/23.78
G2	A/40.15	A/55.38	A/48.18
G3	A'/3.74	A'/13.56	A'/11.69
G4	A'/57.38	A'/79.45	A'/68.65
G5	—	—	A/45.76
G6	—	—	A/72.04
G7	—	—	A'/24.98
G8	—	—	A'/104.31

3.2 腹板间隙长度的影响

腹板间隙长度对腹板间隙应力的影响通过变化桥2的腹板间隙长度来研究。由于腹板间隙长度较小,一般为25~50 mm,因此选取了3个长度,分别为:30、40和50 mm。各腹板间隙的单元尺寸相等,均为5 mm。加载分析得到各桥 G_i 的最大应力见表4。

表4 不同腹板间隙长度下桥2腹板间隙的最大应力及关注点

腹板间隙 编号	不同腹板间隙长度(mm)下关注点 及最大应力/MPa		
	30	40	50
G1	A/27.55	A/30.53	A/32.43
G2	A/55.38	A/62.88	A/67.14
G3	A'/13.56	A'/15.95	A'/17.02
G4	A'/79.45	A'/84.22	A'/87.03

由表4可知:腹板间隙的最大应力随腹板间隙长

度的增加而增大。当腹板间隙长度从30 mm增加到40 mm,腹板间隙 G_4 的最大应力增加了4.77 MPa(6%);腹板间隙长度 G_4 从40 mm变为50 mm,腹板间隙的最大应力增加了2.81 MPa(3.3%)。可见,相对桥梁跨径腹板间隙长度对腹板间隙应力的影响并不明显。

4 车桥耦合模型

该文采用三维车桥耦合振动模型研究车辆荷载对腹板间隙产生的冲击效应,车桥耦合系统的动力学方程如下:

$$\begin{bmatrix} M_B & \\ & M_V \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{d}_B \\ \ddot{d}_V \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_B + C_{BB} & C_{BV} \\ C_{VB} & C_V \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{d}_B \\ \dot{d}_V \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_B + K_{BB} & K_{BV} \\ K_{VB} & K_V \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_B \\ d_V \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{Br} \\ F_{Vr} + F_G \end{bmatrix} \quad (1)$$

式中: M 、 C 、 K 分别为质量、阻尼和刚度矩阵; C_{BB} 、 C_{BV} 、 C_{VB} 、 K_{BB} 、 K_{BV} 、 K_{VB} 、 F_{Br} 和 F_{Vr} 为与轮胎和桥面的相互作用力有关的时变参量; d 为位移向量; F_G 为车辆重力矩阵;下标 V 和 B 分别代表车辆和桥梁。

首先,应用模态叠加原理降低方程(1)的矩阵维度,然后,采用Matlab开发的程序在时域内用4阶龙格库塔法求解方程。关于车桥耦合振动系统的建立和求解的详细过程,可以参考文献[1]。

5 路面不平度退化模型

路面不平度是车桥耦合振动的主要激励源,其统计特征通常可用功率谱密度函数描述:

$$\varphi(n) = \varphi(n_0) (n/n_0)^{-2} \quad (n_{low} \leq n \leq n_{high}) \quad (2)$$

式中: n 为空间频率; n_0 为参考空间频率; φ 为路面不平度系数; n_{low} 和 n_{high} 分别为截止频率的上下限。

国际标准化组织(ISO)按照路面粗糙度系数的不同取值范围定义了5个路面粗糙度等级,即:“非常好”、“好”、“一般”、“差”和“非常差”。文中采用ISO规定的路面分类对路面不平度 RSC 进行模拟。为表示方便,下文统一用字母“ j ”表示不同的路面条件, $j=1, 2, 3, 4, 5$ 分别代表路面条件为“非常好”、“好”、“一般”、“差”和“非常差”。

轮胎与桥面的动态作用力是钢桥面铺装层损坏的主要原因。在车辆荷载和环境条件共同作用下,路面

条件随时间的退化过程可以用下式表示:

$$\varphi(n_0)_t = 6.1972 \times 10^{-9} \times \exp\{[1.04e^{\eta} \cdot IRI_0 + 263(1+SNC)^{-5}(CESAL)_t]/0.42808\} + 2 \times 10^{-6} \quad (3)$$

式中: $\varphi(n_0)_t$ 为路面不平度系数; IRI_0 为初始路面不平度值; η 为环境系数,根据环境是干燥、湿润、冰冻、非冰冻等条件不同,取值范围为0.01~0.7; SNC 为与路面每一层的强度和厚度相关的结构数; $(CESAL)_t$ 为通车 t 年时等效轴重为80 kN的轴重数。根据Shiyab(2007)的研究, SNC 按照桥面每一层的厚度和与材料性质相关的层位系数计算为6.19,对处于一般环境条件下的路面 η 取0.1。根据AASHTO规范,卡车日通行量和单车道分流系数分别为2000 pcu/d和0.85,不考虑交通量的增长, $CESAL$ 计算为12.42(百万)。

路面退化时间计算结果如表5所示。

表5 路面不平度退化到下一等级所经历的时间

路面不平度(RSC)	t_j /年	T /年	r_j
非常好	8.05	8.05	0.562
好	2.04	10.09	0.142
一般	1.60	11.69	0.112
差	1.40	13.09	0.097
非常差	1.25	14.34	0.087

注: t_j 表示路面不平度从一个等级退化到下一个等级所经历的时间; T 表示路面从初始状态退化到每个不平度等级结束所需的总时间; r_j 表示每个不平度等级退化过程中经历的时间占路面全寿命退化过程总时间的比例。

由表5可知:当日均卡车交通量一定时,路面的退化速率随路面使用年限的增长而加快。路面在前8年都处于“非常好”的状况;然而,随着路面的退化,路面处于后4个阶段的时间逐渐缩短。这种现象的原因在于路面不平度越差所引发的车辆振动越大,导致车辆对路面的冲击力也越大,从而加速对路面的破坏。由表5可以看出:在假定的情况下,路面在通车14年后就退化到了“非常差”的状况。

6 动力分析

静力分析结果表明:腹板间隙长度对腹板间隙应力的影响很小。因此,车桥耦合分析中考虑了桥梁跨径、车速和RSC这3个因素的影响。其中4座跨径不同的桥梁如表1所示,7种车速分别为:30、45、60、75、

90、105、120 km/h,5种路面不平度如上文所述。车辆的横向加载位置如图1所示。

应力幅是影响疲劳寿命的关键因素,该文根据Wang提出的应力幅冲击系数 IM_{SR} 的定义来计算腹板间隙的 IM_{SR} 。作为对比,也计算了应力冲击系数 IM_S 。

$$IM_{SR} = (MSR_{dyn} - MSR_{sta}) / MSR_{sta} \quad (4)$$

$$IM_S = (S_{dyn} - S_{sta}) / S_{sta} \quad (5)$$

式中: MSR_{dyn} 和 MSR_{sta} 分别为由车辆荷载引起的腹板间隙的最大动、静应力幅; S_{dyn} 和 S_{sta} 分别为由车辆荷载引起的腹板间隙的最大动、静应力。为方便起见,后文将每个腹板间隙中应力幅最大的点称为临界点。不同桥梁跨径的 IM_{SR} 和 IM_S 随车速的变化关系如图5所示。

由图5可知: IM_{SR} 和 IM_S 受RSC的影响显著,且RSC对 IM_{SR} 的影响比对 IM_S 的影响更大,相同条件下腹板间隙的 IM_{SR} 要大于 IM_S 。当路面条件为“一般”或“差”时, IM_{SR} 通常大于美国AASHTO规范中规定的疲劳设计冲击系数0.15,跨径较短的桥1在路面条件最差时 IM_{SR} 甚至可达到2.5,这表明在RSC较差时用0.15的动力冲击系数来考虑车辆荷载动力效应对腹板间隙疲劳寿命的影响并不准确。而中国规范在疲劳验算时也只考虑了路面状况良好时对应的冲击系数。因此,为了更准确地考虑RSC退化过程中车辆荷载的动力效应,应力幅冲击系数用下式计算:

$$IM_{FD} = \sum_{j=1}^5 IM_{SRj} \cdot r_j \quad (6)$$

式中: IM_{SRj} 为第 j 种不平度等级下车辆以7种车速通过时产生的 IM_{SR} 的平均值。应力幅冲击系数的计算结果如表6所示。

表6中计算 IM_{FD} 时考虑了两种不同的路面状况:情况“Ⅰ”中考虑了5种路面不平度,而情况“Ⅱ”未考虑路面不平度“非常差”的状况。这是考虑到实际路面在退化到“非常差”之前一般都会进行维护,因此情况“Ⅱ”更符合实际。由表6可知:桥梁跨径大于22.8 m时 IM_{FD} 约为0.21,跨径更短的桥1的 IM_{FD} 为0.37。同等条件下按照情况“Ⅰ”计算的 IM_{FD} 明显大于按照情况“Ⅱ”计算的 IM_{FD} ,这表明定期维护路面可以显著减小车辆荷载动力效应对桥梁构件疲劳损伤的影响。

7 疲劳寿命分析

路面整个退化过程中一辆疲劳车通过桥梁时对腹

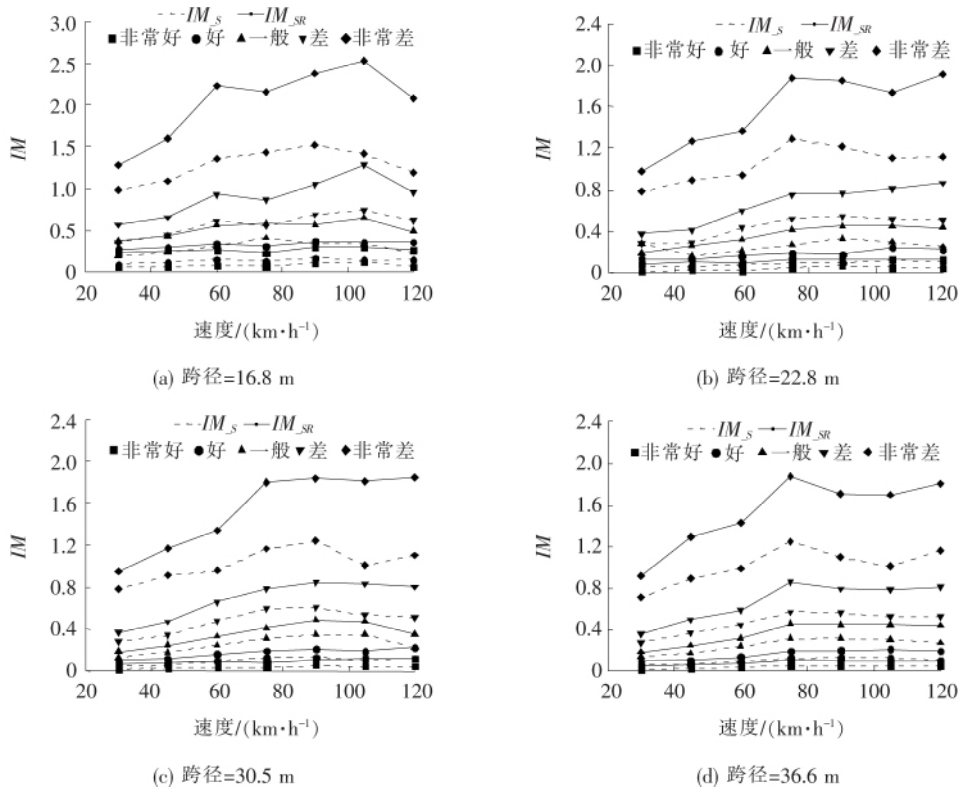


图 5 腹板间隙的 IM_{SR} 和 IM_S 随车速和路面平整度的变化关系

表 6 桥梁的 IM_{FD} 建议值

桥梁编号	跨径/m	路面状况	IM_{FD}
1	16.8	“ I ”	0.51
		“ II ”	0.37
2	22.8	“ I ”	0.32
		“ II ”	0.21
3	30.5	“ I ”	0.32
		“ II ”	0.20
4	36.6	“ I ”	0.31
		“ II ”	0.20

板间隙造成的平均疲劳损伤 $FD_{(MC)}$ 可用下式计算:

$$FD_{(MC)} = \sum_{j=1}^5 FD_j \cdot r_j \quad (7)$$

式中: FD_j ($j=1, 2, 3, 4, 5$) 为第 j 种路面条件下, 疲劳车以不同的速度通过时产生的疲劳损伤的平均值。用最大应力幅和最大应力幅的等效个数等效计算 FD_j , 具体参考文献[8]进行计算。根据方程(7), 腹板间隙中每个临界点的 $FD_{(MC)}$ 计算结果列于表 7。

根据 Miner 准则和 AASHTO 规范中的 $S-N$ 曲线, 桥梁使用时间为 N_T 年时腹板间隙临界点的累积疲劳损伤 CFD 用下式计算:

$$CFD = \frac{N_T \cdot 365 \cdot ADTT \cdot FD_{(MC)}}{A} \quad (8)$$

如果 N_T 年内不发生疲劳失效, 则累积疲劳损伤 CFD 应不大于 1。根据式(8)计算得到腹板间隙的疲劳寿命 N_T , 如表 8 所示。

由表 8 可知: 腹板间隙的疲劳寿命受腹板间隙位置和桥梁跨径的影响较大。腹板间隙最短的疲劳寿命不足 10 年, 这与现场观测的结果相符。事实上, 腹板间隙的实际疲劳寿命可能比文中的预测值要长, 主要有两方面的原因: ① 设计疲劳荷载一定程度上相对保守; ② 由于定期的路面维护, 路面平整度可能不会退化到“差”或者“非常差”。

同样, 按照情况“ II ”计算的腹板间隙的疲劳寿命比情况“ I ”的疲劳寿命长, 这表明定期的路面维护能有效减小车辆荷载动力效应对腹板间隙产生的疲劳损伤, 延长腹板间隙的疲劳寿命。

8 结论

针对桥梁疲劳设计规范可能低估了实际桥面状况下车辆荷载动力效应的影响, 从而对腹板间隙疲劳寿命评估的准确性, 该文基于车桥耦合振动模型对

表 7 一辆疲劳车通过时产生的平均疲劳损伤 $FD_{(MC)}$ 计算结果

桥梁 编号	跨径/ m	路面 状况	$FD_{(MC)}/MPa^3$							
			G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
1	16.8	“ I ”	376 605	265 287	245 421	522 453	—	—	—	—
		“ II ”	63 410	86 086	41 276	178 622	—	—	—	—
2	22.8	“ I ”	360 488	388 453	288 783	614 601	—	—	—	—
		“ II ”	62 269	147 598	46 231	266 895	—	—	—	—
3	30.5	“ I ”	317 056	301 743	211 364	225 905	500 826	630 675	423 778	974 879
		“ II ”	56 114	104 404	33 209	181 306	97 842	258 064	74 886	424 634
4	36.6	“ I ”	378 010	334 723	233 249	588 027	659 633	752 095	459 462	1 290 945
		“ II ”	67 755	119 725	37 286	219 751	136 863	312 802	87 966	580 524

表 8 腹板间隙疲劳寿命计算结果

桥梁 编号	跨径/ m	路面 状况	不同腹板间隙疲劳寿命/年							
			G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
1	16.8	“ I ”	13.50	13.65	13.84	13.07	—	—	—	—
		“ II ”	38.93	27.63	64.26	13.07	—	—	—	—
2	22.8	“ I ”	13.53	13.22	13.70	11.50	—	—	—	—
		“ II ”	38.97	17.49	52.06	11.50	—	—	—	—
3	30.5	“ I ”	13.27	13.47	13.94	11.77	13.32	11.86	13.42	8.47
		“ II ”	25.42	25.10	65.40	11.77	25.79	11.86	38.11	8.47
4	36.6	“ I ”	13.49	13.39	13.90	12.43	13.20	10.86	13.36	6.20
		“ II ”	38.57	23.31	65.04	12.43	24.11	10.86	27.31	6.20

简支 I 型钢梁桥腹板间隙进行了疲劳分析,研究了应力幅冲击系数并评估了腹板间隙的疲劳寿命,得出以下结论:

(1) 腹板间隙的应力随着桥梁跨径和腹板间隙长度的增加而增大。与腹板间隙长度相比,桥梁跨径对腹板间隙应力的影响更大。

(2) 腹板间隙的应力幅冲击系数受路面不平整度和桥梁跨径的影响显著。美国 AASHTO 桥梁设计规范中采用的疲劳设计冲击系数 0.15 可能低估了车辆对桥梁产生的冲击效应。中国规范验算时也只考虑了路面状况良好时对应的动力冲击系数,同样可能低估了其影响。建议对跨径大于 22.8 m 的 I 型简支钢梁桥进行疲劳评估时采用 0.2 的应力幅冲击系数,而对于跨径更短的桥,则应采用更大的冲击系数。

(3) 路面不平整度对应力幅冲击系数的影响大于对应力冲击系数的影响。路面不平整度较差时腹板间隙的疲劳损伤显著增大。因此,定期对路面进行维护能有效减小疲劳损伤并延长腹板间隙的疲劳寿命。

参考文献:

- [1] Connor R J, Fisher J W. Identifying Effective and Ineffective Retrofits for Distortion Fatigue Cracking in Steel Bridges Using Field Instrumentation [J]. Journal of Bridge Engineering, 2006, 11(6): 745—752.
- [2] 马建,孙守增,杨琦,等. 中国桥梁工程学术研究综述[J]. 中国公路学报,2014(5).
- [3] 王春生,成锋. 钢桥腹板间隙面外变形疲劳应力分析[J]. 建筑科学与工程学报,2010(1).
- [4] 李莹,黄侨,孙永明. 焊接钢桥腹板出平面变形疲劳问题的有限元分析[J]. 公路交通科技,2008(1).
- [5] AASHTO STD 2012 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [S].
- [6] Lenwari A, Chen H. Finite Element Analysis of Distortion-Induced Web Gap Stresses in Multi-I Girder Steel Bridges[J]. Engineering Journal,2012, 17(1): 95—110.
- [7] Roddis W, Zhao Y. Finite-Element Analysis of Steel Bridge Distortion-Induced Fatigue[J]. Journal of Bridge Engineering,2003, 8(5): 259—266.

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2017.04.022

前支点挂篮斜拉桥施工过程中间索力的确定方法

张国栋, 李源, 宋一凡, 王帅
(长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064)

摘要: 根据前支点挂篮的构造设计以及受力情况, 基于静力平衡原理, 建立斜拉索施工过程中间索力的平衡公式。再根据挂篮重要受力部位的限制条件得到斜拉索中间索力的取值范围, 并且取最大值和最小值的平均值作为斜拉索中间索力的初值之一。然后对挂篮、梁段、斜拉索进行受力分析, 假设斜拉索第二次张拉索力的竖向分力与已浇筑梁段共同支持此时梁段和挂篮的自重。通过静力平衡条件算出斜拉索中间索力作为另一个初值, 然后取两个初值的平均值作为最终的初值代入模型进行有限元验算分析。

关键词: 斜拉桥; 前支点挂篮; 施工过程; 中间索力; 模拟分析

混凝土斜拉桥施工过程中广泛地应用了前支点挂篮。在施工过程中, 利用当前节段的斜拉索临时充当挂篮的前支点提供弹性支承, 在施工过程中改善已成梁段以及挂篮的受力状态, 使节段悬浇长度及挂篮承载能力均有较大提高, 且能满足大节段主梁一次浇筑成形的要求。但是施工工序复杂, 施工控制难度较大。例如最为常用的三张法三次张拉方法, 第二次张拉时要满足高程控制的要求, 如果高程没有达到预定位置, 则在后面的施工过程中无法改善并且最终影响成桥线

形。但是设计图纸中多数并未给出斜拉桥施工过程中斜拉索中间索力值。现在常见的前支点挂篮初张力中间索力确定的研究已较成熟, 在已有的前支点挂篮中间索力的确定方法中, 李传习以挂篮锚杆拉力、反顶力限值作为索力计算时的控制条件, 提出了中间索力的范围; 李学文以挂篮受力要求为控制条件求出中间索力的范围, 并且建议先用上下限的平均值代入正装计算过程中计算, 再根据主梁的受力情况选取最终合适的索力值; 张玉平以挂篮为研究对象, 基于静力平衡条

- [8] Wang W, Deng L, Shao X D. Fatigue Design of Steel Bridges Considering the Effect of Dynamic Vehicle Loading and Overloaded Trucks[J]. Journal of Bridge Engineering, 2016, 21(9).
- [9] Zhang W, Cai C. Reliability-Based Dynamic Amplification Factor on Stress Ranges for Fatigue Design of Existing Bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 18(6): 538-552.
- [10] Nishikawa K, Murakoshi J, Matsuki T. Study on the Fatigue of Steel Highway Bridges in Japan[J]. Construction and Building Materials, 1998, 12(2-3): 133-141.
- [11] Deng L, Cai C S. Identification of Dynamic Vehicular Axle Loads; Demonstration by a Field Study[J]. Journal of Vibration and Control, 2010, 17(2): 183-195.
- [12] ISO 8608-1995. Mechanical Vibration-Road Surface Profiles-Reporting of Measured Data[S].
- [13] 徐勋倩, 王建波, 朱建民, 等. 基于轮胎与桥面耦合作用的钢桥面铺装早期病害机理研究[J]. 中外公路, 2013(4).
- [14] Paterson W. International Roughness Index: Relationship to other Measures of Roughness and Riding Quality [R]. In, Washington, D. C.: Transportation Research Record, 1986.
- [15] Shiyab A. Optimum Use of the Flexible Pavement Condition Indicators in Pavement Management System [D]. Perth, Australia: Curtin University of Technology, 2007.
- [16] 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).
- [17] Fisher J W, Keating P B. Distortion-Induced Fatigue Cracking of Bridge Details with Web Gaps[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1989, 12(3): 215-228.

收稿日期: 2017-04-05

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(编号: 310821161012)

作者简介: 张国栋, 男, 硕士研究生. E-mail: 85674916@qq.com