

文章编号: 1673-2049(2010)01-0065-08

钢桥腹板间隙面外变形疲劳应力分析

王春生, 成 锋

(长安大学 桥梁与隧道陕西省重点实验室, 陕西 西安 710064)

摘要: 采用 ANSYS 大型通用有限元软件对 3 跨连续钢板梁桥进行了三维数值模拟, 研究了腹板间隙面外变形所产生的应力状态, 并对腹板间隙大小、腹板厚度、横撑类型、横撑刚度等关键结构参数进行了分析; 根据某高速实际车辆动态称重实测结果, 分析了超载车辆作用下腹板间隙处的面外变形应力。结果表明: 腹板间隙大小和腹板厚度均对面外变形应力影响较大; 车辆超载时, 腹板间隙处极易萌生疲劳裂纹。

关键词: 钢桥; 腹板间隙; 面外变形; 疲劳应力; 超载

中图分类号: U441.4 **文献标志码:** A

Out-of-plane Distortional Fatigue Stress Analysis at Web Gaps of Steel Bridges

WANG Chun-sheng, CHENG Feng

(Key Laboratory for Bridge and Tunnel of Shaanxi Province, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: Three-dimensional numerical simulation of a three-span continuous steel plate girder bridge was established to study the complex stress state caused by the out-of-distortion in web-gap using finite element software ANSYS. Meanwhile, some key structural parameters, such as web gap size, web thickness, cross-bracing type and cross frame stiffness were analyzed in the numerical models. The measured web gap sizes and web thickness types gave the great affection on the out-of-plane distortion fatigue stresses at web gaps. The results show that the influences of web gaps and cross frame on out-of-plane distortion are great. Fatigue cracking occurs easily at web gaps under overload.

Key words: steel bridge; web gap; out-of-plane distortion; fatigue stress; overload

0 引 言

如何确保钢桥的疲劳使用安全一直是桥梁工程界关注的重要研究课题。国外早期建造的钢桥, 由于当时焊接施工水平不高, 设计者对疲劳的认识和考虑亦不充分, 导致钢桥疲劳开裂问题十分严重^[1]。1982 年美国 ASCE 发表的研究报告中指出 80%~90% 的钢结构破坏与疲劳断裂有关^[2]。钢桥的疲劳可分为荷载疲劳和面外变形疲劳, 荷载疲劳只需计

算荷载作用下钢梁的面内应力即可进行疲劳设计与分析, 这已被工程师所熟知; 面外变形疲劳并不与荷载直接相关, 而是取决于钢梁细节处的局部面外变形。已有研究表明, 钢板梁桥、钢箱梁桥、钢框架桥墩等都存在大量面外变形引起的疲劳裂纹。Connor 等^[3] 的最新研究结果表明钢桥中的疲劳裂纹 90% 为面外变形疲劳裂纹。钢桥中出现如此大量的面外变形疲劳裂纹, 主要原因是钢桥设计时一般只考虑面内变形与应力, 并未考虑腹板间隙处面外变

收稿日期: 2010-01-10

基金项目: 高等学校全国优秀博士学位论文作者专项资金项目(2007B49)

作者简介: 王春生(1972-), 男, 黑龙江绥化人, 教授, 工学博士, E-mail: wcs2000wcs@163.com。

形导致的局部数值很大的二次弯曲拉应力。笔者以1座3跨连续钢板梁桥为例,研究了车辆荷载作用下腹板间隙处面外变形疲劳应力状态,并探讨了公路超载车辆荷载作用下面外变形疲劳应力的特征。

1 研究现状

在多主梁钢桥中,荷载需通过横撑、横梁等连接件进行横向传递和分配,为了避免受拉翼缘和竖向加劲肋焊接细节发生疲劳失效,常在受拉翼缘和加劲肋之间留有一定高度的腹板间隙。由于混凝土桥面板、主梁翼板的约束,在车辆荷载作用下,各钢梁之间会产生相对挠度差,这样主梁间的横向连接件将传递给竖向加劲肋一个作用力,使腹板间隙发生面外弯曲变形,如图1所示,腹板间隙处构造复杂、应力集中显著,面外变形只需达到0.1 mm就会在间隙处产生超过100 MPa的高幅应力,从而使腹板间隙处成为疲劳裂纹萌生与扩展的温床,如图2所示。

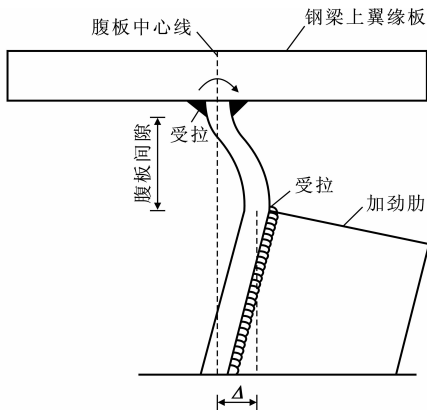


图1 腹板间隙面外变形

Fig. 1 Out-of-plane Distortion at Web Gap

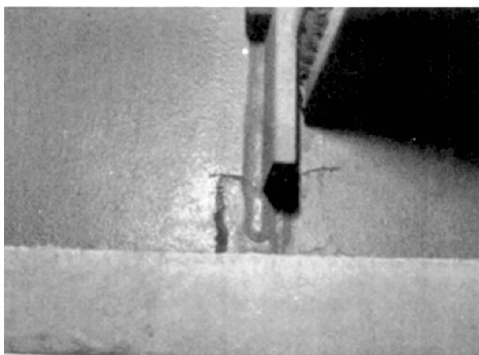


图2 腹板间隙端部疲劳裂纹

Fig. 2 Fatigue Cracking at Web Gap

国外对既有钢桥出现这种面外变形所导致的疲劳开裂原因开展了深入的研究,并取得了一些进展^[4]。Fisher早在20世纪70年代末就提出了腹板

间隙面外变形疲劳问题,并建议采用C类疲劳细节评估腹板间隙疲劳抗力,并通过疲劳试验、实桥测试、数值分析等手段对腹板间隙面外变形疲劳应力产生机理、维修加固方法进行了研究^[5-7]。20世纪90年代中期,Cousins等^[8]、Stallings等^[9]在Auburn大学对横梁与主梁连接处腹板间隙疲劳开裂行为开展了研究,他们建议通过取消横梁来消除腹板间隙疲劳。Fraser等^[10]在Alberta大学对从1座斜交铁路钢板梁桥上割取的8片钢梁进行了疲劳试验和数值分析,研究表明,采用美国规范AASHTO中C类疲劳细节评估腹板间隙细节的疲劳性能将产生过于保守的结果,建议维修时采用增设加强板与止裂孔相结合的方法。Miki等^[11-12]对高速铁路、高速公路桥梁出现的一些不曾预料的面外变形疲劳问题进行了研究,并给出了相应的维修建议。王春生等^[13]对陇海线咸阳渭河钢板梁桥出现的面外变形疲劳问题进行了初步研究,并建议了维修加固措施。

2 桥梁概况

本文中以1座3跨连续钢板梁桥为例进行腹板间隙处面外变形疲劳应力的数值模拟。该桥跨径为25 m+35 m+25 m,由5片钢梁组成,钢梁间距为2.7 m。混凝土桥面板厚度为0.22 m,钢梁通过栓钉和混凝土桥面板相连;纵向每5 m设置X型中横撑,在中支点和桥台处设置槽型横梁。中横撑由角钢组成,角钢的单边肢长为150 mm,厚度为12 mm。为防止出现很低的疲劳细节,跨中下翼缘和中支点附近的上翼缘均不与竖向加劲肋焊接,因此在跨中竖向加劲肋和下翼缘之间留有50 mm的间隙,中支点附近区域的竖向加劲肋和上翼缘之间也留有50 mm的间隙,其余加劲肋均和上下翼缘板焊接,梁桥平面和横断面如图3所示,钢梁图中括号内的数值为中支点附近负弯矩区翼板厚度尺寸。

3 有限元模型

采用ANSYS程序对该桥进行全桥仿真模拟,其中混凝土板采用Solid45单元模拟,钢梁采用Shell63单元模拟,而横撑采用Beam188单元模拟,混凝土和钢梁之间则采用耦合自由度的方式,使其位移协调一致^[14],梁桥的有限元模型如图4所示。

为得到支点附近腹板间隙面外变形最大响应,将美国规范AASHTO中的疲劳车最后一个轴作用于横撑I处,同时在横桥向变化车辆作用位置,分为以下6个工况进行静力分析:

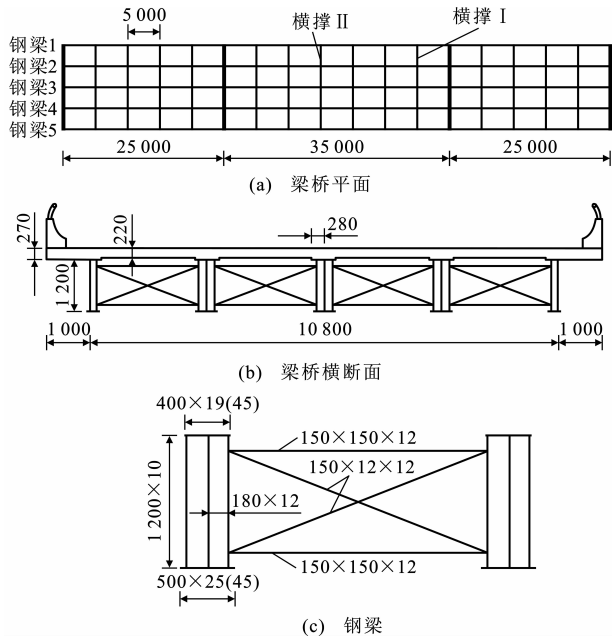


图 3 3 跨连续钢板梁桥 (单位: mm)

Fig. 3 Three-span Continuous Girder Bridge (Unit: mm)

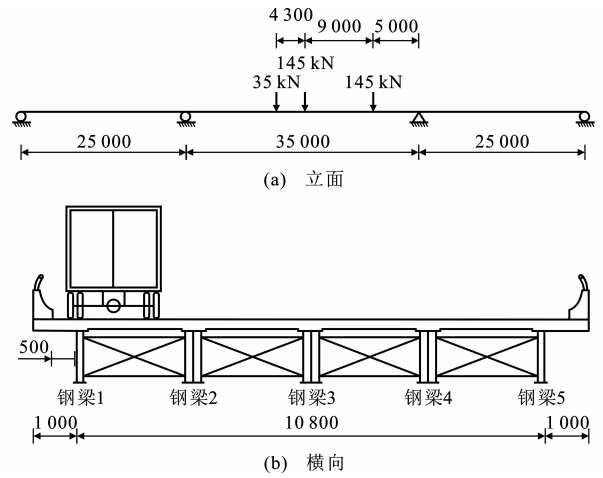


图 5 工况 1 荷载立面及横向布置 (单位: mm)

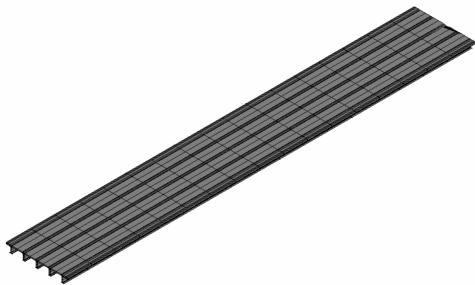
Fig. 5 Elevation and Horizontal Layout of Load Case 1 (Unit: mm)

工况 4: 纵桥向疲劳车最后一个轴位于中横撑 I 处, 横桥向为左轮中心线距钢梁 2 中心线右侧 1.35 m。

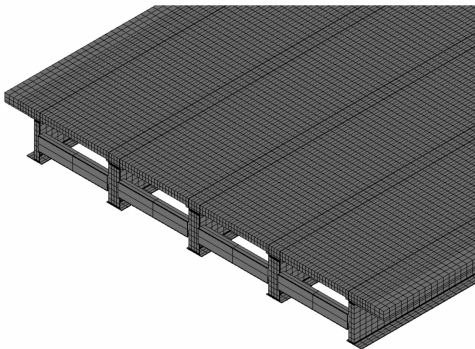
工况 5: 纵桥向疲劳车最后一个轴位于中横撑 I 处, 横桥向为左轮中心线距钢梁 3 中心线左侧 0.9 m。

同样, 为得到跨中附近下腹板间隙面外变形最大响应, 考虑如下工况:

工况 6: 纵桥向疲劳车第 2 个轴位于中横撑 II 处, 横桥向同工况 1 横桥向布置相同。



(a) 有限元模型



(b) 局部放大模型

图 4 梁桥的有限元模型

Fig. 4 Finite Element Models of Bridge

工况 1: 纵桥向疲劳车最后一个轴位于中横撑 I 处, 横桥向为左轮中心线距护栏边缘 0.5 m (图 5)。

工况 2: 纵桥向疲劳车最后一个轴位于中横撑 I 处, 横桥向为左轮中心线距钢梁 1 中心线右侧 1.35 m。

工况 3: 纵桥向疲劳车最后一个轴位于中横撑 I 处, 横桥向为左轮中心线位于钢梁 2 中心线。

4 面外变形应力

分别在中横撑 I、II 的腹板间隙处等间距布置 5 个分析点, 各分析点如图 6 所示, 其中, Δ 为 A、B、C、D、E 点相对于分析点 A 的横桥向位移, 或为 A'、B'、C'、D'、E' 点相对于分析点 A' 的横桥向位移。在工况 1 荷载作用下, 钢梁 2 的中横撑 I 处腹板间隙各分析点的应力和位移如表 1 所示。

由表 1 可知: 在荷载作用下, 中横撑 I 处各分析点相对于 A 点发生了相对的横向位移, 随着距离的增大, 相对位移也随之增大; 在弯矩作用下, A 点的最大拉应力为 113.9 MPa, 随着 A 点向 E 点变化, 拉应力逐渐减小, 到 D 点已经变成压应力, 而到 E 点压应力达到最大值。由此可知, A 点和 E 点的弯矩方向反向, 形成面外双向弯曲状态。通过有限元分析, 在中横撑 II 处, 腹板间隙各分析点的应力变化和中横撑 I 类似, 但其数值较小, 最大拉应力为 2.7 MPa。腹板间隙处的应力云图如图 7 所示。

工况 1、6 作用下中横撑 I、II 处各钢梁腹板间隙

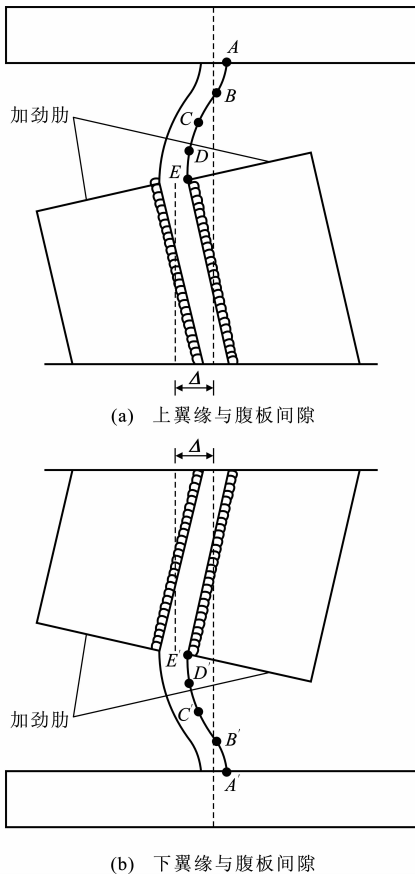


图 6 腹板间隙的各分析点

Fig. 6 Analytical Points at Web Gaps

表 1 工况 1 作用下钢梁 2 的中横撑 I 处腹板间隙各分析点的应力和位移

Tab. 1 Stresses and Displacements of Analytical Points of Top Web Gap at Cross Frame I of Girder 2 Under Load Case 1

分析点	间隙位置	横向相对位移 Δ/mm	竖向应力 σ_y/MPa	纵向应力 σ_z/MPa
A	上翼缘与腹板间隙	0.000	113.9	39.4
B	上翼缘与腹板间隙	0.000	65.8	23.7
C	上翼缘与腹板间隙	-0.009	28.2	9.4
D	上翼缘与腹板间隙	-0.023	-9.5	-5.6
E	上翼缘与腹板间隙	-0.036	-56.1	-24.3

的各分析点的横向相对位移变化及竖向应力变化如图 8 所示。

由图 8 可知,在工况 1 作用下,中横撑 I 处各钢梁腹板间隙的各分析点的横向相对变形变化不同,钢梁 2 上各分析点相对于 A 点的横向位移与其他钢梁上各分析点相对于 A 点的横向位移反向,钢梁 1、3 上各分析点相对于 A 点的横向位移随着距离分析点 A 越远变得越小,钢梁 4、5 上各分析点的相对位移均从 A 点到 E 点是不断增大的。随着横向相

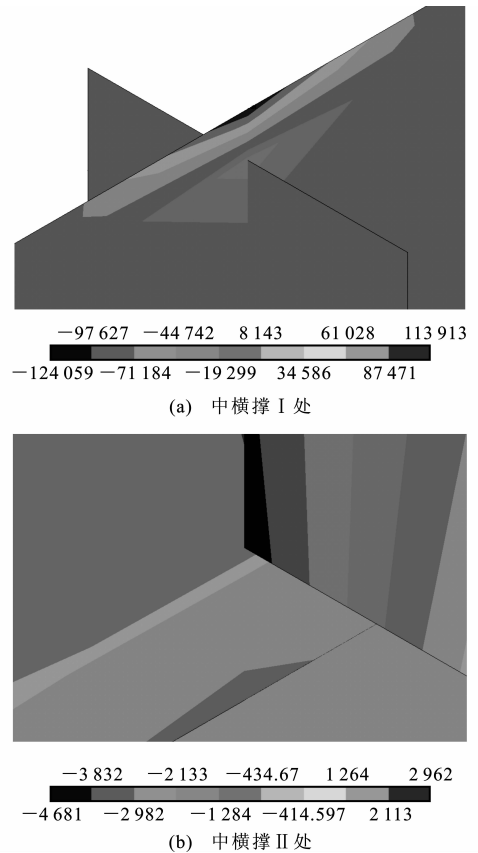


图 7 腹板间隙的竖向应力(单位:kPa)

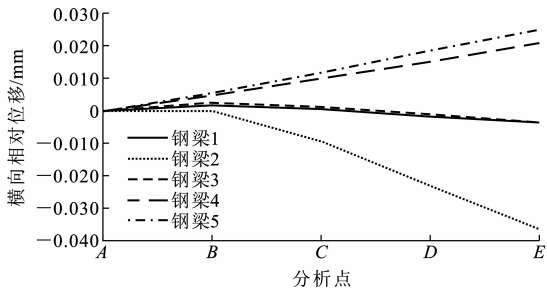
Fig. 7 Vertical Stresses of Web Gaps (Unit:kPa)

对位移的变化,竖向弯曲应力也发生了相应的变化。在中横撑 I 处,各钢梁分析点的应力均从拉应力逐渐减小并反向变为压应力,其中钢梁 2 的变化最大。同时发现,中横撑 II 处各梁腹板间隙的分析点随着 A' 点到 E' 点,横向相对位移也随之增大,但钢梁 1 各点的横向相对位移变化方向同其他钢梁相反。在工况 6 作用下,中横撑 II 各钢梁腹板间隙处的竖向弯曲应力较小,规律较为不明显,其中钢梁 2、3、4 的腹板间隙竖向弯曲应力变化较为一致,从 A' 点到 E' 点压应力变为拉应力。

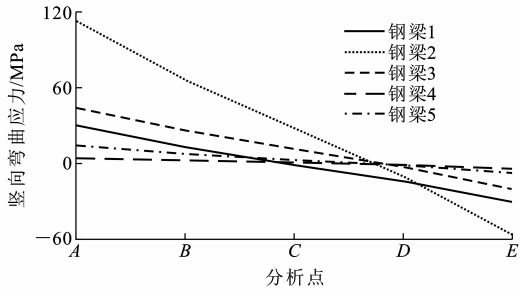
在各荷载工况下,腹板间隙处各分析点的最大拉应力如表 2 所示。由表 2 可知,随着荷载沿横桥向向中心移动,腹板间隙处各分析点的最大拉应力始终发生在中横撑 I 处,最大面外变形应力是先减小后增大,最大拉应力为 113.9 MPa。

5 参数分析

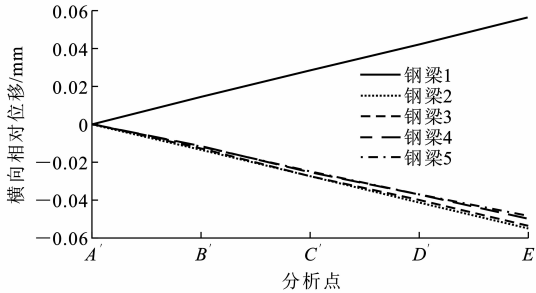
对该连续钢板梁桥进行参数分析,研究腹板间隙大小、腹板厚度、横撑类型和横撑刚度等关键结构参数对腹板间隙面外变形应力的影响,从而确定控制腹板间隙面外变形疲劳的主要结构参数。



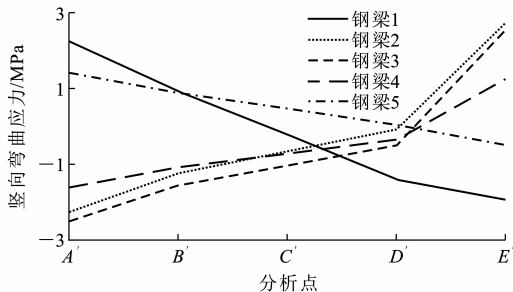
(a) 中横撑 I 处的横向相对位移



(b) 中横撑 I 处的竖向弯曲应力



(c) 中横撑 II 处的横向相对位移



(d) 中横撑 II 处的竖向弯曲应力

图 8 工况 1 作用下中横撑 I 和工况 6 作用下中横撑 II 处各钢梁腹板间隙的横向相对位移与竖向弯曲应力

Fig. 8 Relative Lateral Displacements and Vertical Bending Stresses of Web Gaps at Cross Frame I and Cross Frame II Under Load Case 1 and Load Case 6

5.1 间隙大小对面外变形应力的影响

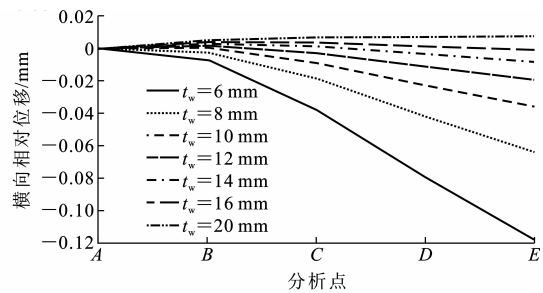
模型中考虑腹板间隙大小 G 分别为 10、25、35、50、60、75、90、100、120 mm 几种情况,工况 1 作用下中横撑 I 处不同腹板间隙高度的横向相对位移与竖向弯曲应力如图 9 所示。

由图 9 可知,随着腹板间隙大小 G 的增大,中横撑 I 处腹板间隙各分析点的横向相对位移一直增

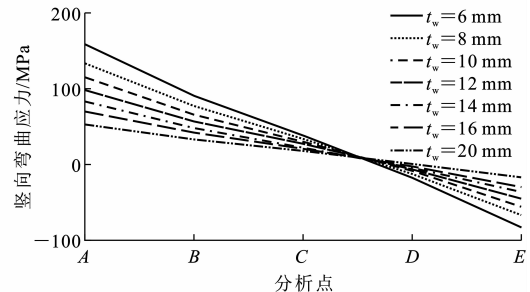
表 2 各荷载工况下腹板间隙最大拉应力

Tab. 2 Maximal Tensile Stress of Web Gaps Under Each Load Case

荷载工况	最大拉应力所在的钢梁号	最大拉应力所在的横撑	分析点	间隙位置	竖向应力 σ_y /MPa	纵向应力 σ_z /MPa
1	2	I	A	上翼缘与腹板间隙	113.9	39.4
2	3	I	A	上翼缘与腹板间隙	99.6	33.5
3	3	I	A	上翼缘与腹板间隙	104.4	36.2
4	2	I	A	上翼缘与腹板间隙	102.7	35.0
5	2、4	I	A	上翼缘与腹板间隙	105.9	35.7



(a) 横向相对位移



(b) 竖向弯曲应力

图 9 工况 1 作用下中横撑 I 处不同腹板间隙高度的横向相对位移与竖向弯曲应力

Fig. 9 Relative Lateral Displacements and Vertical Bending Stresses with Different Web Gap Heights at Cross Frame I Under Load Case 1

大,因此应力均随之增大。中横撑 I 处腹板间隙各分析点 A、B、C 的应力一直为拉应力,且是先增大后减小,竖向拉应力最大时 G 为 35 mm;而腹板间隙分析点 C、D 的应力从拉应力变化为压应力,且压应力随着 G 值的增大而增大。

5.2 横撑类型对面外变形应力的影响

模型中考虑不同的横撑类型,将原横撑的 X 型横撑变为 K 型横撑,分析横撑类型对面外变形应力

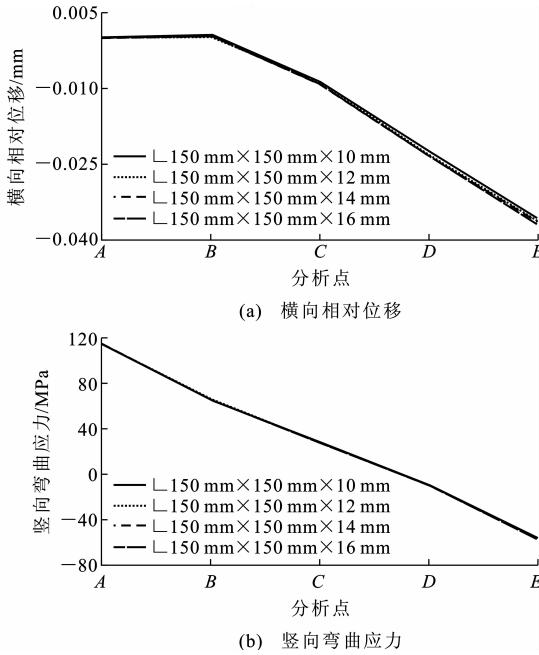


图 10 工况 1 作用下中横撑 I 处不同横撑时腹板间隙的横向相对位移与竖向弯曲应力

Fig. 10 Relative Lateral Displacements and Vertical Bending Stresses of Web Gaps with Different Cross Frame Types at Cross Frame I Under Load Case 1

的影响。图 10 为工况 1 作用下不同横撑时腹板间隙的相对位移与竖向弯曲应力。

由图 10 可知,在 X 型横撑时,钢梁腹板间隙各分析点的相对横向位移略大于 K 型横撑,因此 X 型横撑构造下钢梁腹板间隙处由于面外变形所引起的应力略大于 K 型横撑,由此说明横撑类型对面外变形应力的影响很小。

5.3 腹板厚度对面外变形应力的影响

由于面外变形主要发生在腹板和翼缘板相交的位置处,而腹板的厚度决定腹板的刚度,因此应探讨腹板厚度对面外变形疲劳应力的影响。模型中腹板的厚度 t_w 分别取为 6、8、10、12、14、16、20 mm,在工况 1 荷载情况下钢梁 2 的应力变化如图 11 所示。

由图 11 可知,随着腹板厚度的增大,中横撑 I 的腹板间隙各分析点横向相对位移逐渐减小,所产生的竖向应力相应减小,这对腹板是有利的,但腹板厚度不能过大,否则是不经济的,因此需要综合考虑各方面的因素,从而确定一个合理的腹板厚度。

5.4 横撑刚度对面外变形应力的影响

分别考虑角钢尺寸为 L 150 mm x 150 mm x 10 mm、L 150 mm x 150 mm x 12 mm、L 150 mm x 150 mm x 14 mm、L 150 mm x 150 mm x 16 mm 时横撑刚度对面外变形的影响,工况 1 作用下中横撑

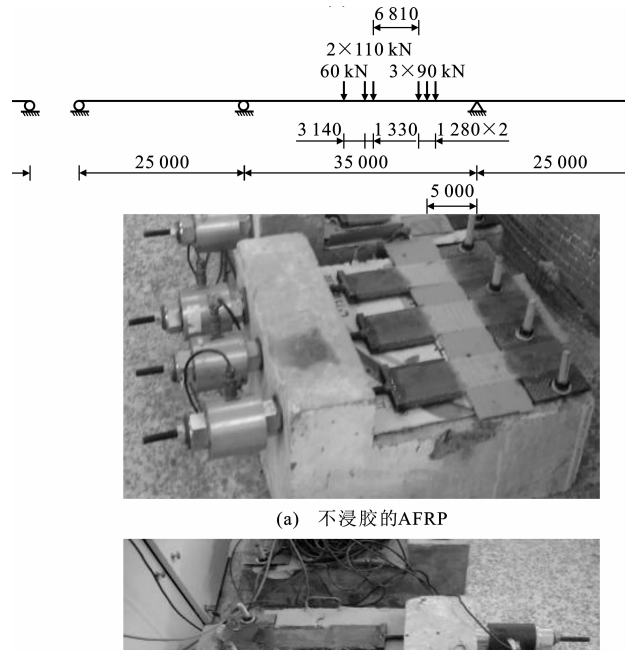


图 11 工况 1 作用下中横撑 I 处不同腹板厚度时腹板间隙的横向相对位移与竖向弯曲应力

Fig. 11 Relative Lateral Displacements and Vertical Bending Stresses of Web Gaps with Different Web Thickness at Cross Frame I Under Load Case 1

I 处不同横撑刚度时腹板间隙的横向相对位移与竖向弯曲应力如图 12 所示。

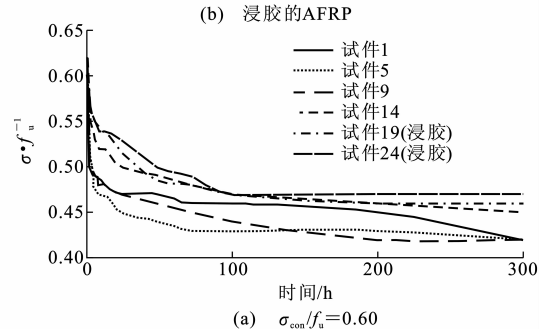
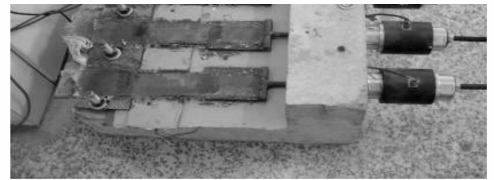


图 12 工况 1 作用下中横撑 I 处不同横撑刚度时腹板间隙的横向相对位移与竖向弯曲应力

Fig. 12 Relative Lateral Displacements and Vertical Bending Stresses of Web Gaps with Different Cross Frame Stiffness at Cross Frame I Under Load Case 1

由图 12 可知,在横撑 I 处,变化横撑角钢的厚度,即变化横撑的刚度,腹板间隙处的横向相对位移和竖向弯曲应力几乎不发生变化,由此说明横撑刚度对面外变形应力的影响很小。

6 超载效应分析

目前,除北京、上海、海南等部分地区外,其余大部分地区采用计重收费,计重收费规定车辆总重超限 30% 以内的按正常基本费用征收车辆通行费,而超限 30% 以上则加收额外的费用。由某高速公路 7 d 通行车辆动态称重监控数据可知,7 d 通行总车辆数为 68.27 万辆,平均每天通行车辆 9.75 万辆,其中货车所占比例约为 29%,六轴货车所占比例约为 2%,六轴货车总质量超过治超限值 55 t 的车辆占六轴货车总数的 40%,其中总重超限 30% 以上的车辆占六轴货车总数的 22.7%,六轴货车最大总质量为 135 t。从上面的数据可知,目前公路交通荷载中货车比例较高,且客观存在超载车辆,对桥梁疲劳使用安全产生的影响巨大。因此本文中针对现行交通荷载的现状,将由实际车重监测数据统计得到的六轴货车的轴重分配和轴间距,考虑治超限值 55 t、超限 30%、100 t 时的荷载和 135 t 时的最大荷载的六轴货车,加载位置横向为距护栏 0.5 m,纵向加载位置如图 13 所示,分别分析在这 4 种荷载作用下结构面外变形所产生的疲劳应力。表 3 为六轴超载车辆作用下钢梁腹板间隙的最大拉应力。

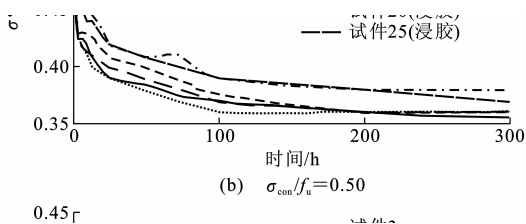


图 13 六轴 55 t 货车加载情况(单位:mm)

Fig. 13 Loading Case of 55 t Six-axle Truck (Unit:mm)

由表 3 可知,随着荷载的逐渐增大,腹板间隙横向位移线性地增大,钢梁竖向弯曲应力也线性地增大,当作用荷载为监控所得最大六轴货车 135 t 的荷载时,钢梁 2 的中横撑 I 处腹板间隙处面外变形所产生的最大竖向拉应力为 469.2 MPa,是纵向应力的 3 倍。在这样高的应力幅作用下钢梁腹板间隙处极易萌生疲劳裂纹,桥梁疲劳寿命会显著缩短,而且在超载车辆作用下存在裂纹失稳扩展的危险,因此对通行车辆的载重进行严格控制,确保桥梁的使用安全。

表 3 六轴超载车辆作用下钢梁腹板间隙的最大拉应力

Tab. 3 Maximal Tensile Stresses at Web Gaps Under Six-axle Overloading Truck

六轴超载车辆总质量	最大拉应力的钢梁编号	最大拉应力的横撑位置	分析点	间隙位置	竖向应力 σ_y /MPa	纵向应力 σ_z /MPa
55 t	2	I	A	上翼缘与腹板间隙	191.1	65.1
超限 30%	2	I	A	上翼缘与腹板间隙	248.5	84.6
100 t	2	I	A	上翼缘与腹板间隙	347.6	118.4
135 t	2	I	A	上翼缘与腹板间隙	469.2	159.9

7 结语

(1) 针对既有钢桥中存在大量面外变形疲劳裂纹的问题,通过有限元方法研究了 3 跨连续钢板梁桥面外变形疲劳应力的产生机制,通过分析可知:在车辆荷载作用下,腹板间隙处各个位置发生不同程度的面外变形,腹板间隙呈现出双向弯曲的特征;在同一个车辆荷载工况下,距离荷载越近的主梁间挠度差越显著,从而使与竖向加劲肋相连的横撑传递的荷载越大,导致腹板间隙面外变形效应显著,产生的局部竖向弯曲应力越大;随着荷载作用的位置不同,面外变形效应也不同;荷载作用位置在横桥向变化时,腹板间隙最大拉应力发生了变化。

(2) 通过进一步的参数分析,讨论了腹板间隙大小、腹板厚度等细部构造对腹板间隙面外变形疲劳的影响,分析发现腹板间隙大小、腹板厚度、横撑类型等细部构造对面外变形的影响较大,其中,腹板间隙增大,竖向应力也随之增大;X 型横撑构造的竖向应力略大于 K 型横撑的竖向应力;腹板厚度增大,竖向应力减小。

(3) 根据某高速公路 7 d 通行车辆动态称重监控信息,针对六轴货车的 4 种超载车重,分析了超载车辆作用下钢桥面外变形所产生的应力,统计所得六轴货车最重(135 t)下的面外变形应力达 469.2 MPa。在这样高的应力幅作用下,钢梁腹板间隙处极易萌生疲劳裂纹,桥梁疲劳寿命会显著缩短,而且在超载车辆作用下存在裂纹失稳扩展的危险,因此对通行车辆的载重进行严格控制,确保桥梁的使用安全。

参考文献:

References:

- [1] FISHER J W. Fatigue and Fracture in Steel Bridges [M]. New York, John Wiley & Sons, 1984.

- [2] ASCE Committee on Fatigue and Fracture Reliability of the Committee on Structural Safety and Reliability of the Structural Division. Fatigue Reliability [J]. Journal of the Structural Division, 1982, 108(1): 3-88.
- [3] 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.
- [4] 王春生, 钱慧. 钢桥腹板间隙面外变形疲劳研究综述[J]. 钢结构, 2008, 7(增): 46-52.
WANG Chun-sheng, QIAN Hui. Review of the Research on Web-gap Out-of-plane Distortional Fatigue in Steel Bridges[J]. Steel Structure, 2008, 7(S): 46-52.
- [5] CASTIGLIONI C A, FISHER J W, YEN B T. Evaluation of Fatigue Cracking at Cross Diaphragms of a Multi-girder Steel Bridge[J]. Constructional Steel Research, 1988, 9(2): 95-110.
- [6] FISHER J W, KEATING P B. Distortion-induced Fatigue Cracking of Bridge Details with Web Gaps[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1989, 12(3/4): 215-228.
- [7] FISHER J W, JIAN Jin, WAGNER D C, et al. Distortion-induced Fatigue Cracking in Steel Bridges[R]. Washington DC: Transportation Research Board, 1990.
- [8] COUSINS T E, STALLINGS J M, LOWER T E, et al. Field Evaluation of Fatigue Cracking in Diaphragm-girder Connections [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 1998, 12(1): 25-32.
- [9] STALLINGS J M, COUSINS T E, STAFFORD T E. Removal of Diaphragms from Three-span Steel Girder Bridge[J]. Journal of Bridge Engineering, 1999, 4(1): 63-70.
- [10] FRASER R E K, GRONDIN G Y, KULAK G L. Behaviour of Distortion-induced Fatigue Cracks in Bridge Girders[R]. Edmonton: University of Alberta, 2000.
- [11] MIKI C. Maintaining and Extending the Lifespan of Steel Bridges in Japan [C]//IABSE. Extending the Lifespan of Structures. San Francisco: IABSE, 1995: 53-68.
- [12] MIKI C, ICHIKAWA A. Fatigue Assessment of Steel Bridges of Bullet Train System [C]//IABSE. Evaluation of Existing Steel and Composite Bridges. New York: IABSE, 1997: 221-230.
- [13] WANG Chun-sheng, QIAN Hui, ZHAN Ang, et al. Fatigue Evaluation of a Railway Steel Bridge Based on In-site Test Data [C]//IABSE. Improving Infrastructure World-bringing People Closer. Stuttgart: IABSE, 2007: 476-477.
- [14] ZHAO Y, RODDIS W M K. Finite Element Study of Distortion-induced Fatigue in Welded Steel Bridges [J]. Transportation Research Record, 2003 (1845): 57-65.

(上接第 64 页)

- [4] 杜宏彪, 姜晶, 管民生. 不同跨高比连梁的联肢剪力墙的 Pushover 分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2008, 30(3): 21-27, 45.
DU Hong-biao, JIANG Jing, GUAN Min-sheng. Push-over Analysis on Coupled Shear Wall of Coupling Beams with Different Span-depth-ratio[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2008, 30(3): 21-27, 45.
- [5] 李宏男, 李兵. 钢筋混凝土剪力墙抗震恢复力模型及试验研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(5): 35-42.
LI Hong-nan, LI Bing. Experimental Study on Seismic Restoring Performance of Reinforced Concrete Shear Walls[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(5): 35-42.
- [6] 陈勤, 钱稼茹. 钢筋混凝土双肢剪力墙静力弹塑性分析[J]. 计算力学学报, 2005, 22(1): 13-19.
CHEN Qin, QIAN Jia-ru. Static Elasto-plastic Analysis of RC Shear Walls with One Row Openings [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2005, 22(1): 13-19.
- [7] 陈云涛, 吕西林. 联肢剪力墙抗震性能研究——试验和理论分析[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(4): 25-34.
CHEN Yun-tao, LU Xi-lin. Seismic Behavior of Coupled Shear Wall—Experiment and Theoretical Analysis [J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(4): 25-34.
- [8] LI K N, KUBO T. Reviewing the Multi-spring Model and Fiber Model [C]//Architectural Institute of Japan. Proceedings of the 10th Japan Earthquake Engineering Symposium. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 1998: 2369-2374.
- [9] 王伟. 钢筋混凝土核心筒的非线性分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2009.
WANG Wei. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Core Wall [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2009.