

铁路钢桁梁桥在重载列车下的受力适应性分析

李运生, 刁云峰, 张彦玲

(石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043)

摘要:在既有线上开行重载列车可满足我国快速发展的铁路运量要求,但势必会对既有铁路桥梁的安全性产生不利影响。以长东黄河大桥 4 跨铁路连续钢桁梁为工程背景,采用 Midas 软件建立了有限元模型,对其整体受力性能和杆件局部受力性能在 30 t 重载列车下的适应性进行了分析。结果表明:长东黄河大桥连续钢桁梁的整体受力性能满足 30 t 重载的运营要求,其中竖向挠度安全裕度较中-活载下降约 22%,但横向挠度安全裕度无明显下降。钢桁梁各杆件的应力安全储备系数、疲劳安全储备系数和稳定安全储备系数均较中-活载降低近 20% 左右,且个别杆件在 30 t 重载下的疲劳和稳定性能不满足规范要求,需进行适当加固。

关键词:重载列车;钢桁梁桥;整体受力性能;局部受力性能;适应性;安全储备系数

中图分类号:TU375.4 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2016)04-0001-07

0 引言

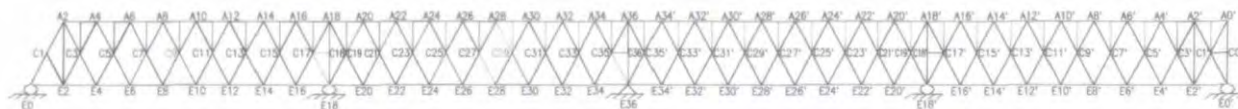
在现代国际铁路运输领域发展中,各铁路大货物运输现代化的重要标志就是货运重载化。重载列车的开行,提高了铁路运量,缩短了货运周转的时间,大大缓解了繁忙干线运量紧张的局面。但由于大轴重重载列车轴重增大,开行密度增加,因此势必对既有桥梁的强度储备、使用性能和剩余寿命造成较大的影响。目前,关于重载列车作用下既有中小跨度混凝土桥梁的性能评估问题已有较多报道^[1-5],对铁路钢桥也已有部分相关研究^[6-10],但主要针对其动力性能,且尚不够系统。

以长东黄河大桥 4 跨铁路连续钢桁梁为工程背景,对其适应大轴重重载运输的各种关键技术进行研究,采用 Midas 软件建立了有限元模型,对连续钢桁梁的整体受力性能和杆件局部受力性能在 30 t 重载列车作用下的适应性及其与中-活载下的区别进行了分析,并重点分析了 30 t 重载下各项受力性能的安全储备。

1 有限元模型及作用荷载

1.1 有限元模型

长东黄河大桥为 4×108 m 连续钢桁梁桥,主桁立面图如图 1 所示。



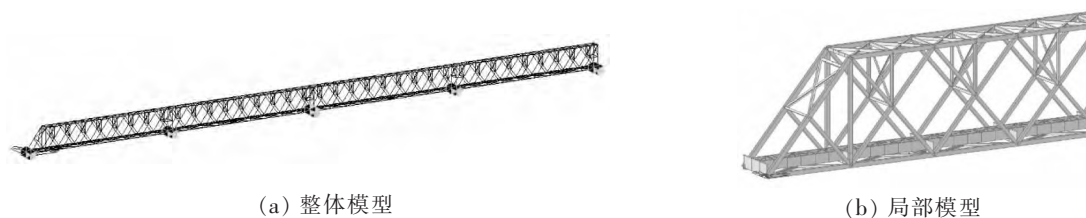


图 2 钢桁梁有限元模型

1.2 作用荷载

1.2.1 竖向车辆活载

长东黄河大桥设计活载为单线普通中-活载,活载图式如图 3(a)所示^[11];重载车辆模型采用《重载铁路设计规范》(征求意见稿)^[12]中-活载(2005)之 ZH 荷载(轴重系数 $Z=1.2$),计算图式如图 3(b)所示。

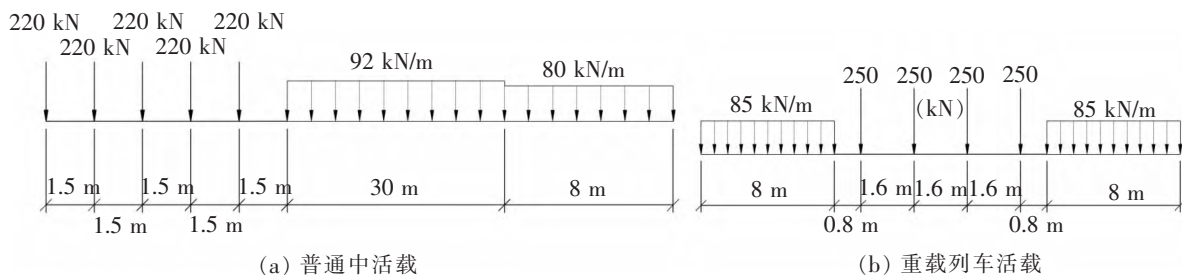


图 3 列车活载图示

在有限元模型中,通过建立质量为零的梁单元模拟虚拟车道,在单元节点与纵梁节点间建立刚性连接,然后在虚拟车道上添加移动车辆,模拟列车活荷载作用。

1.2.2 横向摇摆力

铁路桥梁由普通中-活载产生的横向摇摆力为 100 kN^[13](30 t 重载下为 120 kN^[12]),作为一个集中荷载取最不利位置,以水平方向垂直线路中心线作用于钢轨顶面。上平面应分担横向摇摆力的 20%,即上弦杆分担横向摇摆力 20 kN^[13](30 t 重载下为 24 kN^[12])。

把作用在跨中钢轨顶面的 100 kN 横向集中力向跨中两个纵梁截面中心转化,各 50 kN(30 t 重载下为 60 kN),所产生的力矩(扭矩)转化为两个竖向荷载(经计算普通中-活载下为 56.25 kN,30 t 重载下为 67.50 kN),相互反向施加在两个纵梁截面中心上以形成力偶。

荷载工况分两种,工况 I 为将摇摆力施加在第一跨(边跨)跨中,工况 II 为第二跨(中跨)跨中。

1.2.3 横向风力

根据杆件的截面型号,钢桁梁弦杆和竖杆各分为 5 种类型(弦杆 1、2、3、4、5;竖杆 1、2、3、4、5,以下同),纵梁连接系分 4 种类型,竖杆、横梁和桥门架楣杆各分 3 种类型,纵梁和制动撑架各 2 种类型,上、下平联各 1 种类型。

横向风荷载参照《铁路桥涵设计基本规范(TB10002.1—2005)》^[11]进行计算。经计算桥上无车时的风压强度为 0.585 kPa,有车时的风压强度为 0.468 kPa。以上弦杆为例,上弦杆迎风面宽 0.6 m,则桥上无车时横向风荷载为 $0.585 \times 0.6 = 0.35$ kN/m,有车时为 $0.468 \times 0.6 = 0.28$ kN/m,限于篇幅,其他的不再列出。

2 整体受力性能适应性分析

2.1 竖向挠度分析

为了保证行车的安全平稳,桥梁应具有一定的竖向刚度,根据《铁路桥梁钢结构设计规范(TB 10002.2—2005)》^[13]规定,钢桁梁由静活载(不计冲击力)引起的竖向挠度,对于连续桁架梁的边跨不应大于 $l/900$,中跨不应大于 $l/750$, l 为计算跨的跨长。即钢桁梁竖向挠度限值为

$$f_{\text{边跨}} = 108/900 = 0.12 \text{ m} = 120 \text{ mm}, f_{\text{中跨}} = 108/750 = 0.144 \text{ m} = 144 \text{ mm}.$$

对 Midas 模型分别施加普通中-活载和 30 t 重载列车活载,提取各跨跨中挠度值。定义 30 t 重载下与普通中-活载下竖向挠度相比的增长百分比为 η_{fv} ;定义规范限值与普通中-活载下竖向挠度的比值为中-活载竖向挠度发展系数 $k_{fv}^{\text{中}}$,与 30 t 轴重活载下竖向挠度的比值为 30 t 轴重活载竖向挠度发展系数 $k_{fv}^{\text{重}}$,结果见表 1。

表 1 不同列车静活载下跨中竖向挠度

mm

跨中位置	普通	重载	规范限值	$\eta_{fv}/\%$	$k_{fv}^{\text{中}}$	$k_{fv}^{\text{重}}$	$((k_{fv}^{\text{中}} - k_{fv}^{\text{重}})/k_{fv}^{\text{中}})/\%$
第一跨(边跨)	71.5	92.0	120	29	1.68	1.30	22
第二跨(中跨)	60.2	78.3	144	30	2.39	1.84	23
第三跨(中跨)	60.2	78.4	144	30	2.39	1.84	23
第四跨(边跨)	71.5	92.1	120	29	1.68	1.30	22

由表 1 可知,本算例中的钢桁梁桥在普通中-活载和 30 t 重载列车静活载作用的竖向挠度均满足规范要求,但 30t 重载下竖向挠度有较大增长,增幅在 30% 左右。下的边跨、中跨竖向挠度均大于在中-活载作用下的竖向挠度,且均满足现行规范要求。中-活载下该钢桁梁桥的竖向挠度发展系数 $k_{fv}^{\text{中}}$ 在边跨为 1.68,中跨为 2.39;30 t 轴重活载竖向挠度发展系数 $k_{fv}^{\text{重}}$ 边跨为 1.30,中跨为 1.84; $(k_{fv}^{\text{中}} - k_{fv}^{\text{重}})/k_{fv}^{\text{中}}$ 的值约为 22%,即竖向挠度安全裕度的下降幅度约为 22%。

2.2 水平挠度分析

根据《铁路桥涵设计基本规范(TB10002.1—2005)》^[11],梁体横向变形的检算荷载为:风荷载、横向摇摆力、离心力等,要求在横向摇摆力和风力的作用下,梁体的水平挠度应小于或等于梁体计算跨度的 $1/4\ 000$ ^[11],即不大于 $108/4\ 000 = 0.027 \text{ m} = 27 \text{ mm}$ 。

在横向风荷载及列车横向摇摆力作用下,考虑 4 种横向荷载组合:

组合 I:无车横风+列车摇摆力 1(摇摆力作用于边跨跨中位置);

组合 II:无车横风+列车摇摆力 2(摇摆力作用于中跨跨中位置);

组合 III:有车横风+列车摇摆力 1;

组合 IV:有车横风+列车摇摆力 2。

提取各种横向荷载组合下钢桁梁各跨的水平挠度最大值。定义 30 t 重载下与普通中-活载下横向挠度相比的增长百分比为 η_{fh} ;定义规范限值与普通中-活载下横向挠度的比值为中-活载横向挠度发展系数 $k_{fh}^{\text{中}}$,与 30 t 重载下横向挠度的比值为 30 t 轴重活载横向挠度发展系数 $k_{fh}^{\text{重}}$,结果见表 2、表 3。

表 2 组合 I、II 下钢桁梁的水平挠度

mm

跨中位置	组合 I						组合 II					
	普通	重载	$\eta_{fh}/\%$	$k_{fh}^{\text{中}}$	$k_{fh}^{\text{重}}$	$((k_{fh}^{\text{中}} - k_{fh}^{\text{重}})/k_{fh}^{\text{中}})/\%$	普通	重载	$\eta_{fh}/\%$	$k_{fh}^{\text{中}}$	$k_{fh}^{\text{重}}$	$((k_{fh}^{\text{中}} - k_{fh}^{\text{重}})/k_{fh}^{\text{中}})/\%$
第一跨	20.4	22.2	1.1	1.3	1.2	-7.7	9.5	9.2	1	2.8	2.9	3.6
第二跨	3.5	3.2	0.9	7.8	8.6	10.3	11.2	12.4	1.1	2.4	2.2	-8.3
第三跨	5.3	5.3	1	5.1	5.1	0.0	4.9	4.8	1	5.5	5.6	1.8
第四跨	10.8	10.8	1	2.5	2.5	0.0	10.87	10.9	1	2.5	2.5	0.0

表 3 组合 III、IV 下钢桁梁的水平挠度

mm

跨中位置	组合 III						组合 IV					
	普通	重载	$\eta_{fh}/\%$	$k_{fh}^{\text{中}}$	$k_{fh}^{\text{重}}$	$((k_{fh}^{\text{中}} - k_{fh}^{\text{重}})/k_{fh}^{\text{中}})/\%$	普通	重载	$\eta_{fh}/\%$	$k_{fh}^{\text{中}}$	$k_{fh}^{\text{重}}$	$((k_{fh}^{\text{中}} - k_{fh}^{\text{重}})/k_{fh}^{\text{中}})/\%$
第一跨	24.3	26.1	1.1	1.1	1	-9.1	13.4	13.1	1	2.0	2.1	5.0
第二跨	5.4	5.1	0.9	5.0	5.3	6.0	13.1	14.3	1.1	2.1	1.9	-9.5
第三跨	7.2	7.2	1	3.7	3.7	0.0	6.8	6.8	1	4.0	4.0	0.0
第四跨	14.6	14.6	1	1.9	1.9	0.0	14.7	14.7	1	1.8	1.8	0.0

由表 2、表 3 可知,在横向风荷载及列车横向摇摆力作用下,有车横风组合(III、IV)引起的横向挠度大于无车横风组合(I、II),摇摆力作用在边跨跨中会对边跨跨中引起更大的横向挠度,中跨亦然。各跨最大水平挠度在普通中-活载和 30 t 重载下均满足规范要求,重载下横向挠度值与普通中-活载下相比变化

不大;中-活载横向挠度发展系数 $k_{jh}^{\text{中}}$ 边跨大于 1.1,中跨大于 2.1;30 t 轴重活载横向挠度发展系数 $k_{jh}^{\text{重}}$ 边跨大于 1.0,中跨大于 1.9; $(k_{jh}^{\text{重}} - k_{jh}^{\text{中}})/k_{jh}^{\text{中}}$ 的值均在 10% 以内;横向挠度发展系数 $k_{jh}^{\text{中}}$ 、 $k_{jh}^{\text{重}}$ 均在边跨处较小,中跨处较大;随着轴重的增加横向挠度安全裕度无明显下降。

3 杆件局部受力性能适应性分析

3.1 荷载组合

根据《铁路桥涵设计基本规范》^[11],分析中采用以下 4 种荷载组合:

组合 I:恒载+活载(主力 1);

组合 II:恒载+活载+列车摇摆力(主力 2),其中列车摇摆力在边跨跨中时为 II-1,在中跨跨中时为 II-2;

组合 III:主力 1+制动力,其中制动力在边跨跨中时为 III-1,在中跨跨中时为 III-2;

组合 IV:主力 2+横向风力,其中列车摇摆力在边跨跨中时为 IV-1,在中跨跨中时为 IV-2。

3.2 杆件应力分析

长东黄河大桥主桁杆件均采用 16 Mnq 钢,其基本容许应力当板厚小于 24 mm 时取,板厚为 32 mm 时取。在不同荷载组合下对容许应力采用不同的提高系数,对于组合 I、II,提高系数为 1.0,组合 III 为 1.25,组合 IV 为 1.2^[11]。

考虑到杆件的工作条件及重要性,杆件应力要留有一定的安全储备。定义容许应力与实际应力的比值为应力安全储备系数。经 Midas 软件进行有限元分析,得到各杆件在普通中-活载和 30 t 重载下的最大应力及各自的安全储备系数,将各类型杆件中应力安全储备系数最小,即应力值最大的取出,所得结果见表 4。

表 4 各种荷载组合下杆件的应力安全储备系数

杆件	组合 I			组合 II			组合 III			组合 IV		
	普通	重载	降低比/%	普通	重载	降低比/%	普通	重载	降低比/%	普通	重载	降低比/%
弦杆 3	1.5	1.2	20.0	1.4	1.2	14.3	1.8	1.5	16.7	1.6	1.4	12.5
斜杆 4	1.3	1.1	15.4	1.3	1.1	15.4	1.6	1.4	12.5	1.5	1.3	13.3
竖杆 1	1.8	1.5	16.7	1.8	1.5	16.7	2.3	1.8	21.7	2.2	1.8	18.2
横梁 1	8.5	7.1	16.5	8.5	7.1	16.5	10.7	8.9	16.8	10.0	8.4	16.0
纵梁 1	9.1	7.7	15.4	8.6	7.3	15.1	10.7	9.0	15.9	8.9	7.8	12.4
下平联	2.0	1.7	15.0	2.0	1.7	15.0	2.5	2.1	16.0	2.3	1.9	17.4
上平联	3.2	2.6	18.8	3.2	2.6	18.8	4.0	3.3	17.5	3.8	3.2	15.8
制动撑架 1	3.2	2.6	18.8	3.2	2.6	18.8	3.8	3.1	18.4	3.8	3.1	18.4
桥门架楣杆 3	2.6	2.1	19.2	2.5	2.1	16.0	3.2	2.7	15.6	2.6	2.2	15.4
纵梁连接系 1	34.3	26.0	24.2	4.9	4.8	2.0	43.0	32.6	24.2	5.0	4.9	2.0

注:在组合 II、III、IV 中,应力安全储备系数取各自两种组合(II-1 和 II-2、III-1 和 III-2、IV-1 和 IV-2)中的较小值。

由表 4 可以得知,无论在普通中-活载还是 30 t 重载列车下,钢桁梁桥各杆件在各种荷载组合下的应力均满足容许应力的要求,即应力安全储备系数均大于 1.0,但在 30 t 重载列车作用下应力安全储备系数均明显降低,降幅在 12%~20%。30 t 重载列车作用下安全储备系数最小的是斜杆 4(工字型截面,钢板规格为 2-□420×12、1-□436×10,具体位置见图 1 中的 E2'C1'),在组合 I 和组合 II 下仅为 1.1。

3.3 杆件应力幅分析及疲劳强度检算

疲劳荷载组合包括设计荷载中的恒载加活载(包括冲击力、离心力,但不考虑活载发展系数),其中列车竖向荷载包括列车竖向动力作用(经计算本算例为 1.12)。

非焊接构件及连接疲劳检算公式为^[13]:

(1)疲劳应力为拉-拉构件

$$\gamma_d \gamma_n (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \leq \gamma_t [\sigma_0] \quad (1)$$

(2) 疲劳应力为拉-压构件

$$\gamma_d \gamma'_n \sigma_{\max} \leq \gamma_t \gamma_p [\sigma_0] \quad (2)$$

式中, $\sigma_{\max}$ 、 $\sigma_{\min}$ 为最大、最小应力, 拉力为正, 压力为负; γ_d 为双线桥的双线系数, 双线桥的横梁及相应的挂杆和单线桥均取 1; γ_n 为损伤修正系数, 取 1.0; γ'_n 为损伤修正系数, 取 1.0; γ_t 为板厚修正系数, 板厚 $t \leq 25$ mm 时 $\gamma_t = 1$, $t > 25$ mm 时 $\gamma_t = \sqrt[4]{25/t}$; $[\sigma_0]$ 为疲劳容许应力幅。

根据杆件连接方式查文献[13]附录 I 表 5 知, 除弦杆 1、竖杆 1 和横梁 2 的容许疲劳应力幅为 103 MPa 外, 其余杆件均为 109.6 MPa。由 Midas 软件计算出移动荷载下各杆件的疲劳应力幅, 将其与容许疲劳应力幅值的比值定义为疲劳系数, 要求疲劳系数不大于容许疲劳安全系数 1.05。将容许疲劳安全系数(1.05)与疲劳系数的比值定义为疲劳安全储备系数。

因荷载组合 III、IV 包含荷载组合 I、II 所含荷载, 因此仅对荷载组合 III、IV 进行疲劳强度的分析。将各类型杆件中疲劳安全储备系数最小, 即疲劳系数最大的结果取出, 见表 5。

表 5 各种荷载组合下杆件的疲劳安全储备系数

杆件	组合 III					组合 IV				
	疲劳系数		疲劳安全储备系数			疲劳系数		疲劳安全储备系数		
	普通	重载	普通	重载	降低比/%	普通	重载	普通	重载	降低比/%
弦杆 4	0.86	1.11	1.22	0.95	22.5	0.88	1.14	1.19	0.92	22.8
弦杆 5	0.83	1.09	1.27	0.96	23.9	0.86	1.10	1.22	0.95	21.8
斜杆 3	0.81	1.12	1.30	0.94	27.7	0.81	1.12	1.30	0.94	27.7
斜杆 4	1.01	1.36	1.04	0.77	25.7	1.01	1.36	1.04	0.77	25.7
斜杆 5	0.76	1.06	1.38	0.99	28.3	0.76	1.06	1.38	0.99	28.3
竖杆 2	0.68	0.92	1.54	1.14	26.1	0.68	0.92	1.54	1.14	26.1
横梁 1	0.11	0.15	9.55	7.00	26.7	0.11	0.15	9.55	7.00	26.7
纵梁 1	0.18	0.25	5.83	4.20	28.0	0.18	0.24	5.83	4.38	25.0
下平联	0.7	0.93	1.50	1.13	24.7	0.71	0.93	1.48	1.13	23.7
上平联	0.47	0.63	2.23	1.67	25.4	0.47	0.63	2.23	1.67	25.4
制动撑架 1	0.56	0.77	1.88	1.36	27.3	0.56	0.74	1.88	1.42	24.3
桥门架楣杆 3	0.27	0.35	3.89	3.00	22.9	0.27	0.35	3.89	3.00	22.9
纵梁连接系 1	0.04	0.06	26.25	17.50	33.3	0.04	0.07	26.25	15.00	42.9

注: 在组合 III、IV 中, 疲劳系数取自两种组合(III-1 和 III-2、IV-1 和 IV-2)中的较小值。

由表 5 可知: 中-活载作用下, 各类型杆件中疲劳安全储备系数最小值均大于 1.0, 说明钢桁梁在中-活载作用下疲劳强度满足要求。在 30 t 重载列车作用下, 各杆件疲劳系数均显著增大, 疲劳安全储备系数减小, 降低幅度均超过 20%, 且已有个别杆件的疲劳系数超过了 1.05, 安全储备系数小于 1.0, 不再满足疲劳强度的要求, 这些杆件包括: 弦杆 4(工字型截面, 钢板规格为 2-□420×12、1-□436×10, 见图 1 中 E26E28)、弦杆 5(E28E30, 工字型截面, 钢板规格为 2-□600×20、1-□420×16)、斜杆 3(E14C15, 工字型截面, 钢板规格为 2-□460×16、1-□428×12)、斜杆 4(E2'C1', 工字型截面, 钢板规格为 2-□420×12、1-□436×10)和斜杆 5(E16C17, 工字型截面, 钢板规格为 2-□460×20、1-□420×12), 其中弦杆 4(E26E28)的疲劳安全储备系数最小, 只有 0.77。这些杆件需进行适当加固, 才能满足 30 t 重载列车的运营要求。

3.4 杆件稳定性分析

压杆稳定的计算公式为

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_1 A_m} \leq [\sigma] \quad (3)$$

式中, N 为杆件的计算轴向力(MN); φ_1 为中心受压杆件的容许应力折减系数^[13]; A_m 为杆件的毛截面面积; $[\sigma]$ 为钢材的基本容许轴向应力。

根据各杆件的长细比, 在《铁路桥梁钢结构设计规范》^[13]中查询容许应力折减系数, 再由 Midas 软件得到各杆件的轴力, 由公式(3)可计算得到考虑折减系数以后的最大应力, 并将容许应力与最大应力的比

值定义为稳定安全系数。取出各类型杆件中稳定安全储备系数最小的结果,见表 6。

表 6 各种荷载组合下杆件的稳定安全储备系数

杆件	组合 I			组合 II			组合 III			组合 IV		
	普通	重载	降低比/%	普通	重载	降低比/%	普通	重载	降低比/%	普通	重载	降低比/%
弦杆 1	1.05	0.83	20.95	1.02	0.81	20.59	1.23	1.03	16.26	1.09	0.93	14.68
斜杆 1	1.12	0.98	12.50	1.12	0.98	12.50	1.41	1.22	13.48	1.33	1.16	12.78
斜杆 3	1.16	0.95	18.10	1.16	0.95	18.10	1.45	1.19	17.93	1.38	1.14	17.39
竖杆 1	1.34	1.10	17.91	1.34	1.10	17.91	1.68	1.38	17.86	1.62	1.33	17.90
横梁 1	6.36	5.31	16.51	6.36	5.31	16.51	7.97	6.65	16.56	7.47	6.26	16.20
纵梁 1	29.35	23.04	21.50	15.83	14.11	10.87	18.00	15.41	14.39	38.93	31.14	20.01
下平联	1.02	0.87	14.71	1.04	0.83	20.19	1.27	1.08	14.96	1.57	1.44	8.28
上平联	2.69	2.30	14.50	2.69	2.30	14.50	3.33	2.84	14.71	1.05	0.80	23.81
制动撑架 1	2.95	2.36	20.00	2.86	2.36	17.48	3.39	2.80	17.40	3.22	2.74	14.91
桥门架楣杆 3	1.10	0.90	18.18	1.07	0.88	17.76	1.37	1.13	17.52	3.41	2.81	17.60
纵梁连接系 1	16.55	12.55	24.17	2.38	2.35	1.26	20.73	15.72	24.17	2.56	2.44	4.69

注:在组合 II、III、IV 中,稳定安全储备系数取自两种组合(II-1 和 II-2、III-1 和 III-2、IV-1 和 IV-2)中的较小值。

由表 6 可知,普通中-活载作用下钢桁梁桥各杆件在各种荷载组合下的稳定安全储备系数均大于 1.0,局部稳定性满足要求;30 t 重载列车作用下稳定安全储备系数明显降低,降幅在 15%~20%,且部分杆件的稳定安全储备系数小于 1.0,说明局部稳定性已不满足要求,包括:弦杆 1(支座 231[#]、233[#] 处下弦杆,工字型截面,钢板规格为 2—□600×32、1—□396×24)、斜杆 1(E0A2,工字型截面,钢板规格为 2—□600×24、1—□412×24)、斜杆 3(A12C13、A12'C13',工字型截面,钢板规格为 2—□460×16、1—□428×12)、下平联(支座 231[#]、233[#] 处下平联,工字型截面,钢板规格为 2—□240×10、1—□400×10)、桥门架楣杆 3(支座 231[#]、233[#] 处桥门架楣杆,工字型截面,钢板规格为 2—□240×10、1—□400×10)。

4 结论

(1)整体受力性能适应性评估。①30 t 重载下钢桁梁的竖向挠度满足规范要求,但较中-荷载增长 30%左右。本算例中重载竖向挠度发展系数 $k_{fz}^{\text{重}}$ 在边跨为 1.30,中跨为 1.84,安全裕度较中-活载下降约 22%;②在横向荷载组合下,有车横风组合引起的横向挠度大于无车横风组合。重载下横向挠度值与普通中-活载下相比变化不大,横向挠度发展系数 $k_{fz}^{\text{重}}$ 边跨大于 1.0,中跨大于 1.9;随着轴重的增加横向挠度安全裕度无明显下降。

(2)杆件局部受力性能适用性评估。①30 t 重载列车下,钢桁梁各杆件在各种荷载组合下的应力均满足容许应力的要求,但应力安全储备系数较中-活载降低 12%~20%,其中安全储备系数最小的是斜杆 4;②30 t 重载列车下,各杆件疲劳安全储备系数较中-活载下减小 20%以上,且个别杆件不再满足疲劳强度的要求,包括弦杆 4、5 和斜杆 3、4、5;③30 t 重载列车下各杆件的稳定安全储备系数较中-活载降低 15%~20%,部分杆件的稳定安全储备系数小于 1.0,局部稳定性不满足要求,包括弦杆 1、斜杆 1、3、下平联和桥门架楣杆 3。

总之,本算例中连续钢桁梁的整体受力性能满足 30 t 重载的运营要求,但个别杆件需进行适当加固,才能满足 30 t 重载下的疲劳和稳定性的要求。

参 考 文 献

- [1]文雨松,谢礼群,王生宏. 铁路混凝土梁对重载运输疲劳适应性的试验研究[J]. 长沙铁道学院学报, 1996, 14(1): 8-12.
- [2]孙国安,李之榕. 重载列车(25 t 轴重)作用下既有线混凝土桥梁的疲劳寿命评估[J]. 铁道建筑, 1997, 10: 1-6.
- [3]左家强. 大秦铁路开行 2 万 t 级重载列车对既有桥梁上部结构的影响[J]. 铁道标准设计, 2006 (1): 43-44.
- [4]孔德艳. 大轴重列车对既有线简支 T 梁的静力影响研究[J]. 铁道标准设计, 2010 (10): 74-76.

- [5] 高勋,牛斌.既有铁路桥梁重载改造技术研究与应用[J].铁道建筑,2011,11:1-4.
- [6] 苏木标,李建中,梁志广.MTMD抑制铁路上承式钢板梁桥横向振动试验研究[J].振动与冲击,2000,19(1):19-23.
- [7] 郭文华,曾庆元.上承式钢板梁桥空间振动计算与加固技术研究[J].中国铁道科学,2002,23(5):82-88.
- [8] 顾萍,顾建新,吴定俊,等.下承式钢板梁桥横向刚度加固研究[J].中国铁道科学,2005,26(1):54-57.
- [9] 王子健,李俊,李小珍,等.下承式铁路钢桥的病害原因分析与加固措施论证[J].铁道工程学报,2006(2):43-46.
- [10] 李运生,安利鹏,魏树林,等.重载列车作用下铁路钢桁梁桥的动力响应分析及疲劳寿命评估[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2012,25(4):17-22.
- [11] 中华人民共和国铁道部.TB10002.1—2005铁路桥涵设计基本规范[S].北京:中国铁道出版社,2005.
- [12] 戴福忠,陈雅兰.重载铁路桥梁设计列车标准活载的研究[J].中国铁道科学,2004,8(4):80-85.
- [13] 中华人民共和国铁道部.TB10002.2—2005铁路桥梁钢结构设计规范[S].北京:中国铁道出版社,2005.

Adaptability Analysis of the Railway Steel Truss Bridges under Heavy-haul Loads

Li Yunsheng, Diao Yunfeng, Zhang Yanling

(School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: Running heavy haul trains on the existing railway line can satisfy the rapid development of China's railway transport, but it is bound to have an adverse effect on the safety of existing railway bridges. A four-span railway continuous steel truss in ChangDong yellow river bridge is set as the calculating sample, whose finite element model is build with Midas software, and the adaptability of the whole and local stress behaviors are analyzed under the heavy-haul loads. The results indicate that, the whole stress behaviors of the four-span railway continuous steel truss in ChangDong yellow river bridge satisfy the running demands under the 30 t heavy-haul loads, meanwhile the safety margin of the vertical deformation are lower about 22% than that of under the China railway standard live loading, but the safety margin of the lateral deformation has little decrease. The safety storage coefficients of the stress, fatigue and stability of the truss members are lower nearly 20% than that of under the China railway standard live loading, and the fatigue and stability of some members can not satisfy the demand of the code any longer, which should be strengthened to be used continuously.

Key words: heavy haul railway; steel truss bridge; whole stress behavior; local stress behavior; adaptability; safety storage coefficient