

双线铁路 108m 简支钢桁梁桥的设计分析

王顺

中铁二十一局集团第五工程有限公司

DOI:10.32629/btr.v2i2.1853

[摘要] 为了准确的得到铁路简支钢桁梁桥的力学特性及设计要点,合理的评价该类桥梁在运营阶段的受力性能,并为此类桥梁设计分析提供参考依据,本文以跨径为 108m 的铁路下承式简支钢桁梁桥为研究对象,采用有限元分析软件 Midas civil 2017 对其结构进行了力学性能分析。研究中首先采用有限元软件建立了该桥的三维空间有限元模型,在考虑结构自重、二期恒载、列车荷载、风荷载和横向摇摆力的组合作用下,对成桥后的简支钢桁梁结构进行荷载模拟加载,分析得到了该桥联结系在横向荷载作用下的受力特性及该桥主桁结构在不同荷载组合条件下的应力、挠度、自振频率;并进一步求解出钢桁梁结构的疲劳特性、稳定性和结构预拱度。最后将分析得到的数据与现行《铁路桥梁钢结构设计规范》TB10091-2017 中的相应条款进行对比分析,对比结果表明该桥的设计满足规范要求,结构安全可靠。

[关键词] 钢桁梁桥设计; 双线铁路; 下承式; 有限元法

引言

近年来,随着我国经济实力的显著提高,又适逢我国钢材价格较低的有利机遇,推广钢结构桥梁既是当前我国经济形势的现实需要,也是根据国家对结构性改革要求推进钢结构桥梁的重要发展的机遇,符合交通工程行业的发展趋势。我国中西部多为山区,地势险峻,深谷众多,地形变化大,地质条件特殊,钢桁梁将工厂制造的梁按节段采取杆件或单元制作,分节段运输和安装,在桥梁施工现场拼装成桁片或整节段进行吊装,这种方式特别适合山区桥梁的架设。此外,钢桁梁梁由于自身的通透性较好,刚度较大,所以具有良好的抗风性能,在较强的峡谷风作用下,一般只需要增加一些简单的气动相关措施就可以满足结构的抗风设计要求。为了研究钢桁梁桥的受力特性,现以某高速铁路双线桥梁钢桁梁为研究对象,运用 Midas civil 2017 软件对钢桁梁的结构受力进行详细分析。所选取的高速铁路桥梁钢桁梁采用了下承式简支钢桁梁结构,主桁跨径为 108m,节间长度为 12m,桁高为 13.6m。主要承重结构是钢桁梁,主桁结构采用钢材为 Q370qE,上、下弦杆均采用箱形截面,腹杆采用工字型截面或箱形截面。桥面系由横梁、纵梁、制动撑架等组成,桥面设有避车台。全桥构件连接采用焊接或高强螺栓连接,构件均在工厂加工成型,施工现场连接拼装,采用膺架法施工。

1 工程概况

高速铁路双线桥梁简支钢桁梁桥(108m)采用钻孔桩灌注基础,双线矩形空心桥台。上跨某高速公路匝道处,匝道为高速公路进出口收费站匝道,路面宽 24.0m,路堤高约 4.0m,新建高速铁路双线桥位距收费站距离约 230m。本桥所跨越的一级公路两侧均为农田和树林,两侧地面与一级公路路面高差在 4~5m 之间。

2 结构组成

2.1 结构形式

(1) 桁式: 主桁的结构为简支钢桁梁,跨径 108m,采用的形式为无竖杆三角形桁式,节间的长度为 12m; 桁高为

13.6m; 主桁的中心距为 11m,梁端与支座中心的距离为 0.92m,钢梁全长为 109.84m。

(2) 桥面形式: 钢桁梁桥面系的形式为明桥面,纵梁与横梁不等高,枕木搁置在纵梁上。全桥横向共设有 4 根纵梁,间距为 2m; 在每一个下弦节点位置设置一道横梁,共设 2 道端横梁和 8 道中间普通横梁。主桁的下弦节点与横梁处连接,为了减小横梁侧向变形,在跨中设置伸缩纵梁。

2.2 结构尺寸

(1) 主桁: 上弦下为箱形截面,截面高度约 760mm,板厚 20mm~44mm; 腹杆除端斜杆处采用箱形截面外,其余截面均为工形,腹板厚为 20mm~32mm。主桁焊接方式采用整体节点焊接,最大节点板厚为 50mm,节点板与弦杆的焊接在工厂内完成,弦杆与斜杆的拼接方式采用插入式双面拼接。弦杆水平板要设置手孔,手孔设置在拼接缝中心位置,宽为 260mm,拼接板出厂时连接于节点板侧,运到施工现场后,通过手孔与另一侧弦杆连接。

(2) 桥面系: 端横梁处采用箱型截面焊接,中间普通横梁均采用工字型截面焊接,其中端横梁,截面高为 1960mm,工字型横梁梁高为 1980mm。纵梁均采用工字型截面焊接,梁高为 1480mm。工字型普通纵梁与横梁连接时,纵、横梁腹板处通过角钢连接承受梁端剪力,翼缘位置通过鱼形板连接承受纵梁梁端负弯矩,由于纵梁和横梁不等高,因此连接处纵梁与横梁上翼缘对齐,纵梁下翼缘架设置牛腿与横梁连接。箱形端横梁与纵梁连接时,横梁上翼板与纵梁上翼板、横梁腹板及对应位置的加劲板与腹板及下翼板通过拼接板螺栓连接。主桁与横梁连接时,从主桁节点板上通过焊接伸出一定长度的工字型杆件或箱形杆件,其端部截面与对应横梁一致,该杆件与横梁在节点外拼接。

(3) 纵向连接系

上、下平纵联运用相同的工字型截面,翼缘板宽为 400mm,厚为 12mm; 高为 400mm,腹板厚为 10mm。

3 整体计算模型的建立与荷载工况

3.1 有限元模型的建立

全桥三维有限元模型的建立采用 Midas civil2017。通过梁单元模拟, 支承条件加在跨长两端的 4 个端节点上, 形成简支体系。为了方便列车荷载的施加及合理模拟车道荷载对结构的作用, 建立虚拟车道板, 虚拟车道板和纵梁之间采用节点弹性支承中的线弹性连接, 有效模拟出了列车通过时对结构的作用。对空间内有连接作用的构件, 如端横梁端部与主桁下弦杆的连接处, 采用弹性连接模拟。横梁与纵梁之间连接采用刚性连接模拟, 主节点为纵梁节点, 释放横梁端部和主桁下弦杆之间的梁端约束。该建模方法不仅能有效模拟出主桁杆件的受力特性, 更能合理的模拟出钢桁梁结构中各细部构件间力的传递关系, 不但为主桁杆件设计提供力学依据, 更为钢桁梁空间构造连接设计提供参考。

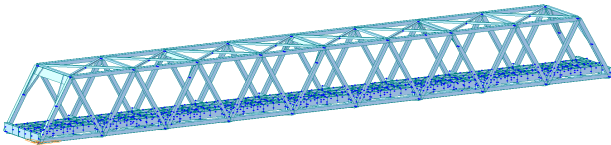


图1 三维有限元模型图

根据有限元分析建模, 全桥有限元模型共 871 个节点, 1176 个单元, 共 3 种材料类型 and 28 种截面类型。建立的三维有限元模型图如图 1 所示。

3.2 荷载与荷载组合

根据钢桁梁桥梁实际受力情况, 结合规范《铁路桥涵设计规范》TB 10002-2017 和相关要求对该桥梁荷载情况进行计算并组合。荷载计算具体如下:

(1) 横向风荷载

桥上无车时风压强度:

$$W = K_1 K_2 \times 1400 = 1.3 \times 1.13 \times 1400 = 2056.6 \text{ Pa}$$

桥上有车时风压强度:

$$W = K_1 K_2 \times 800 = 1.3 \times 1.13 \times 800 = 1175.2 \text{ Pa}$$

上弦杆宽 $0.76 + 0.036 = 0.796\text{m}$ (由于多种尺寸, 按最大宽度计算), 其横风荷载

无车时, $2.06 \times 0.796 = 1.64\text{kN/m}$

有车时, $1.18 \times 0.796 = 0.94\text{kN/m}$

桥面系受到的横向风荷载:

纵梁所受横风荷载为 (未考虑偏心作用):

无车时, $2.06 \times 1.172 \approx 2.414\text{kN/m}$

有车时, $1.18 \times 1.172 \approx 1.383\text{kN/m}$

根据《铁路桥涵设计规范》TB10002-2017 的要求, 上平面需分担桥面系横向风力的 20%, 则上弦杆分担的桥面系风荷载应为:

无车时, $2.414 \times 0.2 = 0.4828\text{kN/m}$

有车时, $1.383 \times 0.2 = 0.2766\text{kN/m}$

列车受到的横向风荷载: $1.18 \times 2.204 \approx 2.601\text{kN/m}$, 将该荷载转化为作用在两片纵梁上的两个竖向荷和两个横向荷载, 横向荷载 $2.601/2 \approx 1.3\text{kN/m}$, 竖向荷载 $\pm 2.601 \times$

$2.204/2 \approx \pm 2.8668\text{kN/m}$ 。分担到钢桁梁上各杆件的实际风荷载应按照《铁路桥涵设计规范》TB10002-2017 进行计算。

(2) 横向摇摆力

钢轨顶面处纵梁截面中心高度为: $0.415 + 0.98 = 1.395\text{m}$, 作用在跨中钢轨顶面处的横向集中力 100kN 向跨中纵梁截面中心转化, 转化后的两个横向荷载应为 50kN , 两个竖向荷载应为:

$$\pm 100 \times 1.395 / 2 = \pm 69.75\text{kN}.$$

上平面分担横向摇摆力为 20kN 。

(3) 制动力

加载长度 108m , 静活载为:

$$5 \times 220 + 30 \times 92 - (108 - 37.5) \times 80 = 9500\text{kN}$$

跨中每个纵梁节点和横梁节点受到的列车制动力应为:

$$0.07 \times 9500 / 2 = 332.5\text{kN}$$

具体荷载组合如下:

①恒载: 结构自重+二期恒载;

②恒载+活载: ①+1.189 列车荷载+1.189 横向摇摆力;

③主力+附加力 1: ②+列车制动力+无车横风;

④主力+附加力 2: ②+列车制动力+有车横风;

⑤0.5 活载: 0.5 列车荷载+0.5 横向摇摆力。

4 主要计算结果

桥梁体系中的主要承重结构是钢桁梁的主桁部分, 将结构中的竖向荷载通过桥梁支座传到墩台。所以, 对于主桁在不同荷载组合作用下的计算结果, 将主要以主桁杆件的受力形式列出, 并通过容许应力法对各杆件受力情况及力学特性进行验算。主桁杆件计算结果如表 1 所示, 自重及恒载+活载作用下的应力云图如图 2 和图 3 所示。

表1 主桁杆件应力计算结果

荷载组合	杆件部位	应力计算最值(MPa)				
		轴向应力	弯曲应力	剪切应力		
			y	z	y	z
①	上弦	-51.1	2.2	-17.4	13.4	-2.1
	腹杆	45.0	25.7	-18.6	1.0	1.4
	下弦	46.4	-32.3	27.6	2.0	-3.2
②	上弦	-168.3	9.7	-51.8	74.7	-4.9
	腹杆	153.7	85.1	71.3	2.4	3.5
	下弦	154.1	105.9	-87.6	-6.7	-8.5
③	上弦	-171.0	16.8	-53.1	1.1	-5.0
	腹杆	154.8	86.0	79.1	4.0	3.8
	下弦	158.9	128.0	-100.5	-8.5	-9.3
④	上弦	-171.1	15.7	-53.1	1.1	-5.0
	腹杆	154.7	86.2	79.2	3.7	3.8
	下弦	158.9	129.0	-100.6	-8.4	-9.3
⑤	上弦	-43.4	3.4	-1.3	23.8	-1.1

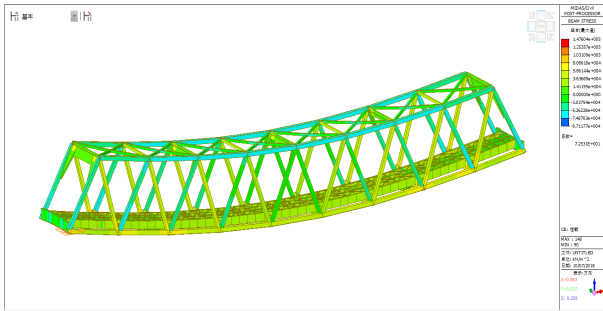


图2 自重作用下应力云图

主桁杆件在不同的荷载组合条件下的应力值不同,在验算中,以最不利的荷载组合下的应力值作为计算值。

4.1 应力计算

轴向应力的最大绝对值为 171.1MPa, 弯曲应力的最大值为 129MPa, 剪切应力的最大值为 80.8MPa, 主桁杆件采用材料为 Q370qE 钢材, 根据相关规范要求有:

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= 171.1\text{MPa} < [\sigma] = 210\text{MPa} \\ \sigma_{w\max} &= 129\text{MPa} < [\sigma_w] = 220\text{MPa} \\ \tau_{\max} &= 80.8\text{MPa} < [\tau] = 125\text{MPa}\end{aligned}$$

式中 $\sigma_{\max}$ 为轴向应力最大值; $\sigma_{w\max}$ 为弯曲应力最大值;

$\tau_{\max}$ 为剪切应力最大值。

根据验算可得, 主桁构件应力值均小于其容许应力值, 因此应力验算满足相关规范要求。

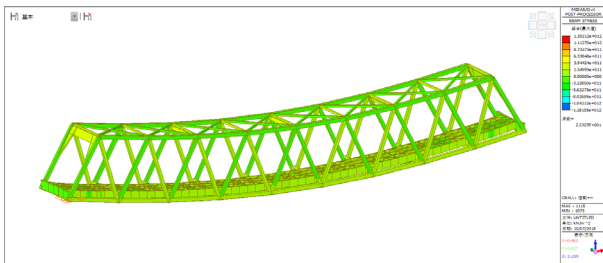


图3 恒载+活载作用下应力云图

4.2 位移计算及预拱度的设置

主桁在不同荷载组合条件下的挠度如表 2 所示。

表2 主桁挠度计算结果表

荷载组合	①	②	③	④	⑤
挠度最值 (mm)	72.8	100.2	99.8	99.9	61.0

由表 2 知, 恒载作用下, 跨中挠度为 72.8mm, 竖向静活载引起的跨中挠度为 100.2mm, 约为 $L/1078$, 则满足《铁路桥涵设计规范》TB 10002-2017 中要求的挠度容许值 $L/900=120\text{mm}$ 的要求。

为保证列车运行平顺, 防止在运营过程中桁梁竖向挠度

过大, 钢梁需设置预拱度, 用来抵抗钢梁竖向挠度。跨中预拱度根据 (恒载+1/2 静活载) 产生的挠度进行反向设置, 并适当调整修正, 跨中实设预拱度为 130.7mm。可采用腹杆和下弦杆长度不变, 通过增加上弦杆拼接缝处的尺寸长度形成上拱度曲线。

4.3 疲劳计算

$$\text{运营动力系数: } (1 + \mu_f) = 1 + \frac{18}{40 + L} = 1.12$$

在有限元模型中按照 (恒载+1.12 活载) 进行加载, 得到主桁杆件轴向应力 (绝对值) 如表 3 所示:

表3 主桁挠度计算结果表

杆件位置	上弦杆	腹杆	下弦杆
最大轴向应力 $\sigma_{\max}$	-184.7	168.9	155.4
最小轴向应力 $\sigma_{\min}$	-138.3	-149.3	49.9
$\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$	0.75	-0.88	0.32

根据规范要求, 疲劳容许应力幅为 $[\sigma_0] = 130.7\text{MPa}$, 用杠杆法求得荷载比并查得双线系数 $\gamma_d = 1.21$, 受拉为主的构件的损伤修正系数 $\gamma_n = 1$, 受压为主的构件的损伤修正系数 $\gamma_n = 1$; 应力修正系数通过规范表格内插求得; 板厚修正系数 $\gamma_t = 1$, 因此以下弦杆疲劳验算为例:

$$\begin{aligned}\gamma_d \gamma_n (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) &= 127.655\text{MPa} \\ &< \gamma_d [\sigma_0] = 147.147\text{MPa}\end{aligned}$$

式中, μ_f 为活载冲击力的动力系数; $\sigma_{\max}$ 为主桁杆件在中一活载作用下的最大应力; $\sigma_{\min}$ 为主桁杆件在中一活载作用下的最小应力, 拉为正, 压为负; $[\sigma_0]$ 为疲劳容许应力幅; γ_d 为多线桥的多线系数; γ_n 为以受拉为主构件的损伤修正系数; γ_ρ 为应力修正系数; γ_t 为板厚修正系数。

根据以上计算可得, 主桁的疲劳强度满足相关规范要求。应该注意的是, 钢桁梁桥常遇到的破坏形式主要有三种: 一为受拉杆件的强度破坏 (屈服); 二为受压杆件的失稳 (屈曲); 三为重复拉、压构件的疲劳开裂。三种破坏形式中, 最不可避免也最难防止的就是疲劳开裂问题, 因为它不仅涉及到材料性质、杆件沿传力途径的截面变化而造成的应力集中, 还和周围环境有着密切的关系, 如环境温度变化和腐蚀介质的存在等。所以, 鉴于其理论的复杂性, 在设计中, 钢桁梁结构的疲劳强度总是很难准确的被估计, 而只能根据经验公式大致进行预判。

4.4 自振频率计算

据 Midas civil 建立的三维有限元模型特征值分析得到

的结构自振频率为 10.54Hz, 满足《铁路桥涵设计规范》TB 10002-2017 中所规定的 $23.58L^{-0.592}=1.475\text{Hz}$ 的最低自振频率限值要求。钢桁梁一阶振型如图 4。

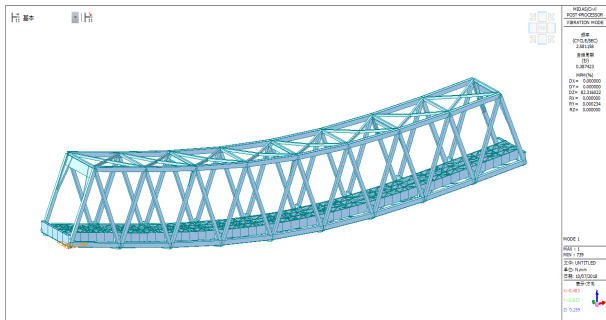


图4 钢桁梁一阶振型图

4.5 结构稳定性计算

对于钢桁梁桥失稳情况分析, 主要表现在桥梁的平面失稳和侧倾失稳。钢桁梁桥的杆件, 对于其整体屈曲和局部屈曲的计算可用空间有限元理论求解, 但在实际工程应用中, 计算又过于复杂, 所以一般将其简化为压杆屈曲问题来分析其稳定特性。本文以主桁腹杆为例进行说明。

主桁所用腹杆, 单根腹杆长最大 13.4m, 腹杆在最不利荷载情况下的最大轴应力应为 154.8MPa, 容许最大轴向应力为: $[\sigma]=210\text{MPa}$ 。单根腹杆截面面积 A 为: 0.0145m^2 ; 主轴惯性矩 I 为: $4.407 \times 10^{-4}\text{m}^4$ 。

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{4.407 \times 10^{-4}}{0.0149}} = 0.172$$

故其回转半径

$$\lambda = \frac{\mu L}{i} = \frac{0.5 \times 14.3}{0.172} = 41.57$$

杆件长细比

根据长细比值, 按照相关要求, 通过内插求得 $\varphi_1 = 0.811$ 。则:

$$\sigma_{\max} = 154.8\text{MPa} < \varphi_1 [\sigma] = 0.811 \times 210\text{MPa} = 170.3\text{MPa}$$

所以, 主桁腹杆稳定性能够满足要求。

4.6 上、下平联计算

在横向组合荷载的作用下, 上、下平联产生最大的应力为 $\sigma_{\max} = 83.1\text{MPa}$ 。上下平联所用材料为 Q345qE 钢, 容许应

力, $[\sigma] = 200\text{MPa}$ 因为, $\sigma_{\max} = 83.1\text{MPa} < [\sigma] = 200\text{MPa}$ 所以, 上、下平联受力满足规范要求。

5 结束语

通过对高速铁路双线桥梁 108m 简支钢桁梁桥进行结构分析设计, 可知, 采用使用有限元法对结构的受力进行分析, 再利用最新规范对结构进行验算, 得到的该桥的应力、挠度、疲劳强度、稳定性、自振特性均能满足《铁路桥梁钢结构设计规范》TB10091-2017 的相关要求。该类桥梁设计中值得注意的是: 采用跨中预拱度按 (恒载+1/2 静活载) 产生的挠度反向设置时, 需要考虑适当调整修正, 修正系数一般考虑取 6% 左右, 在曲线桥的预拱度设计中, 还应考虑竖曲线的影响; 采用有限元分析软件计算结构自振频率时, 应将结构的自重转化为质量, 从而形成质量刚度矩阵, 按照程序自动计算, 计算出的第一阶自振模式应为所求结构自振频率; 计算高速铁路双线桥梁主桁杆件的疲劳强度时, 应根据活载单线偏载控制, 使用空间有限元模型计算, 能够较精准的计算出各主桁杆件的疲劳强度。

【参考文献】

- [1] 陈佳. 密布横梁与混凝土板组合桥面系高速铁路下承式钢桁梁桥的研究[D]. 中南大学, 2010, (01): 134.
- [2] 赵秋. 钢桥—钢结构与组合结构桥梁[M]. 人民交通出版社, 2017: 32.
- [3] 吴冲. 现代钢桥, 上册[M]. 人民交通出版社, 2006: 43.
- [4] 徐君兰, 孙淑红. 钢桥第 2 版[M]. 人民交通出版社, 2011: 14.
- [5] 任万敏, 朱敏, 袁明. 128m 双线铁路简支钢桁梁桥设计[J]. 桥梁建设, 2012, 42(01): 79-83.
- [6] 侯满, 刘波, 彭运动. 贵瓮高速公路清水河大桥钢桁梁设计关键技术[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2017, 13(3): 232-235.
- [7] 姜丽梅, 江阿兰. 基于 ANSYS 对钢桁梁桥的静动力分析[J]. 低温建筑技术, 2013, 35(01): 40-42.
- [8] 李兴田, 张丽萍. 基于 GiD 的钢桁梁桥有限元建模研究[J]. 兰州交通大学学报, 2016, 35(06): 24-28.