

DOI: 10.16799/j.cnki.esdqyfh.250771

周邓快速路跨浦东运河上层桥关键技术研究

刘书杰

(上海浦东建筑设计研究院有限公司, 上海市 200125)

摘要: 以上海市周邓快速路(S3—G1503)跨浦东运河上层桥65 m+120 m+65 m连续钢箱梁为对象,重点解决高腹板稳定、4.75 m大挑臂受力及正交异性桥面板应力控制3项关键技术。采用纵向有限元模型,按板块屈曲安全度 $\nu_{\min} \geq 1.35$ 、水平加劲肋安全系数 $\gamma \geq 6.0$ 优化6 m高腹板,确定设置4道水平加劲肋;利用Sack公式计算挑臂根部内力;将主梁体系与桥面体系计算结果线性叠加来控制桥面板应力,以盖板体系 $R \geq 20$ m、 $\Delta \leq 0.4$ mm进行桥面板刚度控制。结果表明:腹板最弱板块的 $\nu_{\min} = 1.81$, $\gamma = 36.4$;挑臂根部组合应力113 MPa;桥面板叠加拉应力228.3 MPa、压应力208.7 MPa, $R = 26.4$ m, $\Delta = 0.146$ mm,均满足规范,可为同类大跨钢箱梁桥设计提供技术参考。

关键词: 大跨径钢箱梁;高腹板;大挑臂;正交异性桥面板;结构体系
中图分类号: U442.5;TU997 **文献标志码:** B **文章编号:** 1009-7716(2026)03-0194-06

Research on Key Technologies for Upper Bridge over Pudong Canal on
Zhoupu - Dengzhen Expressway

LIU Shujie

(Shanghai Architectural Design Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200125, China)

Abstract: Taking the 65 m+120 m+65 m continuous steel box girder of the upper bridge over the Pudong Canal on Zhoupu - Dengzhen Expressway (S3 - G1503) in Shanghai as the study object, the focus is on solving three key technologies of high web stability, force on the 4.75-m large cantilever and stress control of orthotropic bridge decks. A longitudinal finite-element model is used to optimize the 6-m high web according to the safety degree $\nu_{\min} \geq 1.35$ of web buckling and the safety factor $\gamma \geq 6.0$ of horizontal stiffening ribs, and it is determined to set up four horizontal stiffening ribs. The internal force at the root of the cantilever is calculated using the Sack formula. The stress of the bridge deck is controlled by linearly superimposing the calculation results of the main beam system and the bridge deck system, and the stiffness of the bridge deck is controlled by the cover plate system with $R \geq 20$ m and $\Delta \leq 0.4$ mm. The results show that the weakest plate in the web has $\nu_{\min} = 1.81$ and $\gamma = 36.4$. The combined stress at the root of the cantilever is 113 MPa. The superimposed tensile stress of the bridge deck is 228.3 MPa, and the compressive stress is 208.7 MPa, $R = 26.4$ m and $\Delta = 0.146$ mm, all of which meet the specifications and can provide the technical reference for the design of similar long-span steel box beam bridges.

Keywords: long-span steel box beam; high web; large cantilever; orthotropic bridge deck; structural system

0 引言

随着城市化进程的不断加快,城市快速路系统在缓解交通压力、提升通行效率方面发挥着日益重要的作用。大跨径钢箱梁桥因其跨越能力强、结构自重轻、施工效率高优势,已成为城市高架桥梁建设的主流桥型之一。然而,在城市快速路高架桥梁的实际建设过程中,受限于道路线形、桥下净空、航

道通行及交通荷载等多重因素,桥梁结构往往呈现出大跨径、大悬挑、高腹板等复杂特征,给桥梁设计带来了前所未有的挑战。

目前,国内外学者针对大跨径钢箱梁出现的上述问题进行了大量的研究。孔庆凯等^[1]以崇启大桥102 m+4×185 m+102 m六跨变截面连续钢箱梁桥为工程背景,对钢箱梁高腹板的设计做了详细探索和研究;赵秋等^[2]在总结国内外规范的基础上,讨论了钢箱梁腹板加劲板设置和局部稳定设计计算方法;冯子健等^[3]以某公铁两用斜拉桥为研究对象,通过ANSYS建立空间有限元模型揭示了大挑臂钢箱梁结

收稿日期: 2025-08-03
作者简介: 刘书杰(1981—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事桥梁工程设计工作。

构受力与剪力滞系数效应的变化规律;黄炬银^[4]以某钢箱梁桥为研究对象,通过研究不同参数对桥面板的影响,提出了钢箱梁桥面结构体系优化设计建议。

本研究以上海周邓快速路(S3—G1503)跨浦东运河上层桥 65 m+120 m+65 m 连续钢箱梁为对象,围绕高腹板稳定、大挑臂受力及正交异性桥面板应力控制三方面关键技术展开研究,采用有限元分析方法,结合国内外相关文献与设计规范,对结构体系进行优化设计与验算,研究成果可为今后类似城市快速路高架桥梁的设计提供参考与借鉴。

1 工程概况

上海市周邓快速路(S3—G1503)新建工程全长约 17.2 km,采用高架快速路+地面主干路形式敷设。高架快速路双向 6 车道,设计车速 80 km/h^[1]。主线高架跨浦东运河桥采用 65 m+120 m+65 m 变截面连续钢箱梁,桥宽 25.1 m,桥面 2.0% 双向横坡,两侧挑臂各 4.75 m。

2 设计标准

主线高架跨浦东运河桥采用的设计技术标准^[1]如表 1 所示。

表 1 设计技术标准	
项目	技术标准
道路等级	城市快速路双向 6 车道
设计速度	80 km/h
汽车荷载	城—A 级
设计基准期/年限	100 年/100 年
安全等级	I 级
设计洪水频率	1/100
设计洪水位	最高 3.2 m,最低 2.0 m
航道等级、通航净空	规划 III 级,单孔双向通航;净空不小于 7.0 m
设计风速	100 年一遇基本风速为 29.2 m/s

3 总体布置与主梁构造

3.1 总体布置

主线高架跨浦东运河桥道路中心线位于 R=6 000 m 的圆曲线上,采用 65 m+120 m+65 m 变截面连续钢箱梁结构,桥面铺装组成为 100 mm 混凝土装层+75 mm 沥青铺装层,桥跨立面图如图 1 所示。主梁为单箱三室钢箱梁,钢材材质为 Q345qD,根部高 6.0 m(高跨比 1/20),跨中高 3.0 m(高跨比 1/40),边跨端部高 2.2 m,梁高二次抛物线变化。桥面宽度

25.1 m,两侧钢防撞墙外包 0.15 m,边支点 3 个支座(横向间距 5.0 m),中支点 2 个支座(横向间距 6.0 m),横断面图见图 2。

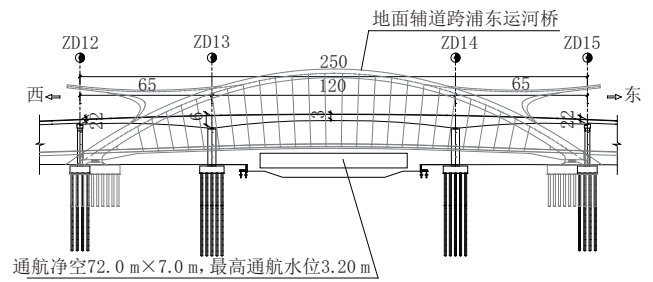


图 1 主线高架跨浦东运河桥立面图(单位:m)

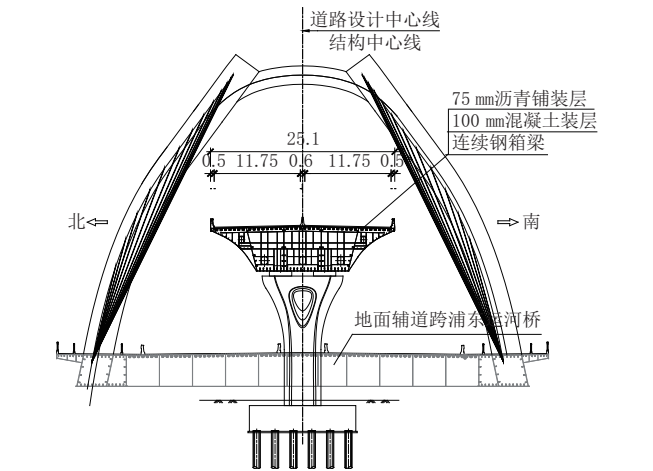


图 2 主线高架跨浦东运河桥横断面图(单位:m)

3.2 横断面

顶板设 2.0% 双向横坡,底板水平;边腹板斜率 1:4,中腹板竖直。标准横隔板间距 6.0 m,其间设 1 道框架式小横隔板及 2 道腹板竖向加劲(间距 1.5 m);挑臂隔板对应布置,间距 3.0 m。单箱室顶面宽 5.1 m,底面宽度根据梁高的变化而变化,悬臂长度为 4.75 m。中支点断面见图 3。

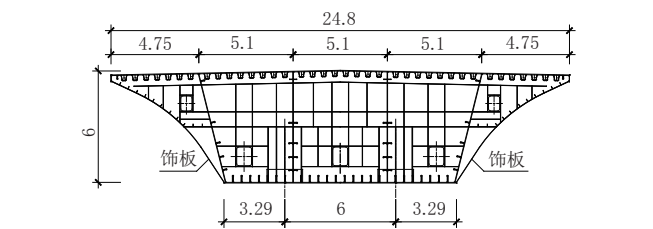


图 3 中支点断面(单位:m)

3.3 板件厚度及加劲

钢箱梁的顶板按照正交异性板设计,一般位置处板厚 16 mm,中支点和边支点加厚至 20 mm,跨中加厚至 22 mm;顶板纵向 U 肋尺寸为 8 mm×280 mm(上口 300 mm,下口 170 mm),标准间距 600 mm。底板一般位置处板厚 24 mm,中支点和跨中加厚至 36 mm;底板纵向板肋厚度 16~30 mm。腹板一般位

(4)求解板块屈曲安全度 ν_1

板块1换算应力 σ_{v1} :

$$\sigma_{v1} = \sqrt{\sigma_0^2 + 3\tau_{cp1}^2}$$
$$= \sqrt{170.5^2 + 3 \times 47.2^2}$$
$$= 189.1 \text{ MPa}$$

板块1屈曲安全度 ν_1 :

$$\nu_1 = \frac{\dot{\sigma}_{VK1}}{\sigma_{v1}} = \frac{343}{189.1} = 1.81$$

按同样方法,可计算出其他各个板块的屈曲安全度 ν_i ,标示于图4,最薄弱板块的屈曲安全度 $\nu_{\min} = 1.81 \geq 1.35$ 。

4.1.2 水平加劲肋刚度

要使整个腹板的翘曲与局部板块的翘曲同时发生或在其后发生,腹板水平加劲肋设计惯性矩 J 应不小于其临界惯性矩 J^* ,考虑到板与加劲肋的制造及其初始缺陷,一般要求安全系数 $\gamma = \frac{J}{J^*} \geq 6.0$ 。水平加劲肋的临界惯性矩 J^* 计算公式见式(1)。

$$J^* = \frac{a^3}{E\pi^2 \sum_{i=1}^n \sin^2 \frac{\pi y_i}{b}} \left[\frac{\nu_{\min} \sigma_0 t_w}{4\alpha} + \frac{\nu_{\min} \tau_{cp1} R t_w}{\alpha} + \frac{\nu_{\min} \sigma_0 F}{ab} \sum_{i=1}^n (b - y_i) \sin^2 \frac{\pi y_i}{b} - \frac{\pi^2 \alpha D}{2b^2} \left(1 + \frac{5}{\alpha^2} + \frac{2.25}{\alpha^4} \right) \right] \quad (1)$$

式中: b 为腹板受压区高度,mm; y_i 为受压区第*i*条水平加劲肋至腹板底的距离,mm; $\nu_{\min}$ 为局部板块的最小屈曲安全度; α 为腹板受压区板段的宽高比; R 为系数,取0.707; F 为腹板单根水平加劲肋的面积,mm²;其余参数含义同前。

根据上节分析结果, $t_w = 30 \text{ mm}$, $\alpha = \frac{a}{b} = \frac{1\,500}{3\,294} = 0.455$; $n = 4$; $\nu_{\min} = 1.81$; $F = 18 \times 200 = 3\,600 \text{ mm}^2$; $\sigma_0 = 170.5 \text{ MPa}$, $\tau_{cp1} = 47.2 \text{ MPa}$; $R = 0.707$ 。公式(1)相关参数计算详见表2。

表2 式(1)中 y_i 及有关参数计算表				
水平加劲肋	i	y_i	$\sin^2 \frac{\pi y_i}{b}$	$(b - y_i) \sin^2 \frac{\pi y_i}{b}$
第1条	1	650	0.337	891.648
第2条	2	1 350	0.922	1 791.468
第3条	3	2 100	0.825	985.577
第4条	4	3 200	0.008	0.780
求和			2.093	3 669.472

水平加劲肋的临界惯性矩 J^* 和设计惯性矩 J 计算结果如下,安全系数 $\gamma = 36.4 > 6.0$ 。

$$J^* = \frac{1\,500^3}{2.06 \times 10^5 \times \pi^2 \times 2.093} \left[\frac{1.81 \times 170.5 \times 30}{4 \times 0.455} + \frac{1.81 \times 47.2 \times 0.707 \times 30}{0.455} + \frac{1.81 \times 170.5 \times 3\,600}{1\,500 \times 3\,294} \times 3\,669.472 - \frac{\pi^2 \times 0.455 \times 5.13 \times 10^8}{2 \times 3\,294^2} \right] = 1.32 \times 10^6 \text{ mm}^4$$
$$J = \frac{18 \times 200^3}{12} + 18 \times 200 \times \left(\frac{200}{2} \right)^2 = 4.8 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

4.2 大挑臂设计

本桥钢梁挑臂长4.75 m,钢防撞栏杆外挑0.15 m,悬臂隔板间距为3.0 m。依据文献[6]和文献[7],挑臂范围内横向可并排布置3排车轮,如图54所示,根据有效分布宽度,车轮1、车轮10和车轮11对*O*点弯矩无影响。当挑臂大于2.5 m时,可按照Sack公式(式2)计算挑臂根部单位宽度汽车荷载产生的内力 m_x [13-15]。

$$m_x = \sum_{i=1}^9 \frac{P}{\pi} A'_i \frac{1}{\text{ch} \left(\frac{A'_i Y_i}{L_c} \right)} = 154.7 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad (2)$$

式中: L_c 为钢梁挑臂长,mm; P 为单个车轮荷载,kN; Y_i 为车轮作用点至挑臂根部*O*的纵向距离,mm; A'_i 为参数,具体如表3所示。

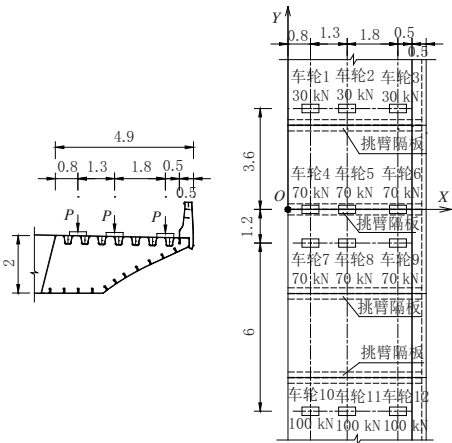


图5 钢梁挑臂荷载布置示意图(单位:m)

全桥挑臂最不利处位于边跨跨中附近,挑臂横隔板间距3.0 m,根部高2.0 m,厚14 mm;上翼缘有效分布宽度为2.913 m,厚16 mm;下翼缘宽0.4 m,厚24 mm。经计算,基本组合下挑臂根部最大正应力55.1 MPa,最大剪应力57.1 MPa,组合应力113.2 MPa,满足规范要求。

表3 Sack公式参数计算表

车轮	轮重 <i>P</i> /kN	参数 <i>A'</i>	<i>X_i</i>	<i>Y_i</i>	<i>m_{xi}</i>
2	30	1.147	2.1	3.6	3.009
3	30	1.365	3.9	3.6	6.848
4	70	1.070	0.8	0	23.854
5	70	1.147	2.1	0	25.570
6	70	1.365	3.9	0	30.430
7	70	1.070	0.8	1.2	9.212
8	70	1.147	2.1	1.2	20.915
9	70	1.365	3.9	1.2	27.930
12	100	1.365	3.9	7.2	6.950

注：*X_i*为车轮作用点至挑臂根部*O*的横向距离。

4.3 桥面板设计

文献[11]将钢桥面板分为3个基本结构体系，分别为主梁体系、桥面体系和盖板体系。在实际工程设计中，采用梁单元总体模型模拟计算主梁体系应力，采用板单元或梁格局部模型模拟计算桥面体系应力，二者线性叠加获得最不利活载工况下桥面板的真实应力^[20-21]；通过控制钢桥面板顶面最不利荷载位置处的最小曲率半径*R*(m)和纵向加劲肋间相对挠度Δ(mm)来控制盖板体系应力^[16-18]。

4.3.1 主梁体系应力

利用MIDAS Civil 2023软件空间梁单元模拟计算主梁体系应力，顶板、底板及腹板的纵向加劲肋按照实际尺寸进行模拟，隔板和局部加劲肋采用等效自重提高系数的方式予以考虑。边界条件的设定依据实际支座的约束情况而定，并在分析中考虑了局部受压稳定折减和剪力滞折减的影响，全桥的有限元模型总共划分了271个节点和250个单元，同时建立了3个施工阶段以模拟施工的整个过程，纵向有限元计算模型见图6。依据现行规范^[6-8]，二期恒载经过计算分析，基本组合下，钢主梁上缘最大拉应力为187.7 MPa，最大压应力174.5 MPa；下缘最大拉应力为234.6 MPa，最大压应力202.4 MPa。

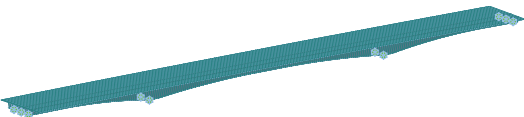


图6 钢梁纵向计算模型

4.3.2 桥面体系应力

本项目隔板标准横间距为6.0 m，腹板间距为5.1 m，两道腹板间布置8道U型加劲肋，加劲肋高280 mm，上口宽300 mm，下口宽170 mm，厚8 mm，顶板最薄处厚16 mm。顶板加劲肋布置和桥面铺装见图7。

(1)计算假定：将每道U形纵肋简化为支承于横

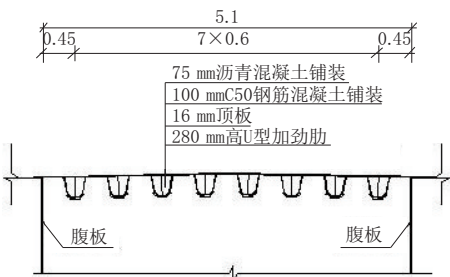


图7 箱梁顶板加劲肋和桥面铺装(单位:m)

隔板上的连续梁，U形纵肋的顶板宽度参照《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)^[8]的有效分部宽度计算方法确定，不计顶板的剪切刚度。

(2)边界条件：以1个箱室为单元建立梁格有限元模型，在箱室纵腹板、横隔板位置处施加弹性约束，隔板间横肋按实际刚度模拟，根据圣维南原理，纵向隔板模拟个数不少于4道，取中间数值作为桥面体系结果。在二期恒载和车辆荷载作用下最大压应力为34.2 MPa，最大拉应力为40.6 MPa。

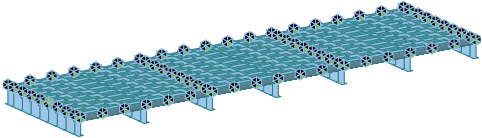


图8 桥面体系计算模型

主梁体系和桥面体系线性叠加后的最大拉应力为228.3 MPa，最大压应力为208.7 MPa，满足规范要求。

4.3.3 盖板体系刚度

正交异性钢桥面板的刚度应采用钢桥面板顶面最不利荷载位置处的最小曲率半径*R*(m)和纵向加劲肋间相对挠度Δ(mm)两项指标进行评价，计算方法见式(3)和式(4)，建议*R*≥20 m，Δ≤0.4 mm^[16-18]。文献[8]规定在车辆荷载作用下，正交异性桥面顶板的挠跨比不应大于1/700；钢板和铺装合成后钢桥面铺装的挠跨比不应大于1/1 000。AASHTO规范规定钢桥面板在最大设计轮载作用下相邻纵肋之间桥面钢板的挠跨比不得超过1/300，且相对挠度不应超过1.5 mm，以防止铺装层早期疲劳开裂^[19]。

$$\Delta = K_{\Delta} \times \frac{k_t K_{\mu}}{384} \times \frac{12pb^4}{\sum_{i=1,2,3} E_i h_i^3}$$

(3)

$$R = \frac{K_R K_{\Delta} b^2}{32\Delta \times 10^3}$$

(4)

式中：*K_Δ*为挠度布载差异修正系数，验算纵腹板位置时，取1.0；其他位置时*K_Δ*=(1.390+1.235× $\frac{2b-3d}{3b}$)× $\frac{d}{b}$ ；*K_R*为曲率半径布载差异修正系数，验算纵腹板位置时，取1.0；其他位置时*K_R*= $\left[1 - \right.$

$\frac{1}{3} \left(\frac{b-d}{b} \right)^3 \times \frac{b}{d}$; b 为纵向加劲肋板间距, mm; d 为验算荷载单轮横向接地宽度, 取 200 mm; p 为验算荷载的接地压力值, 标准验算荷载取 0.81 MPa; E_i 为钢顶板或铺装材料的弹性模量, $i = 1, 2, 3$ 依次对应钢桥面顶板、保护层、磨耗层的弹性模量, MPa; h_i 为钢顶板或铺装结构层的厚度, $i = 1, 2, 3$ 依次对应钢桥面顶板、保护层、磨耗层的厚度, mm; k_i 为理论计算的荷载折减系数, 验算部位紧邻纵腹板时取 0.7, 其他部位取 0.5; K_μ 为动载系数, 取 1.3。

本桥正交异性钢桥面板的刚度验算结果见表 4, 由表知: 不考虑铺装时, 最小曲率半径 $R = 26.4 \text{ m} > 20 \text{ m}$, 相对挠度 $\Delta = 0.146 \text{ mm} < \min \left(\frac{300}{700} \text{ mm}, 0.4 \text{ mm}, \frac{300}{300} \text{ mm}, 1.5 \text{ mm} \right) = 0.4 \text{ mm}$; 考虑铺装时, 最小曲率半径 $R = 1124.8 \text{ m} > 20 \text{ m}$, 相对挠度 $\Delta = 0.003 < \min \left(\frac{300}{1000} \text{ mm}, 0.4 \text{ mm} \right) = 0.3 \text{ mm}$, 满足规范要求。

表 4 正交异性钢桥面板的刚度计算表

参数	计入铺装		未计入铺装	
	纵腹板附近	其他位置	纵腹板附近	其他位置
b/mm	150	300	150	300
d/mm	200	200	200	200
k_i	0.7	0.5	0.7	0.5
K_μ	1.3	1.3	1.3	1.3
p/MPa	0.81	0.81	0.81	0.81
E_1/MPa	206 000	206 000	206 000	206 000
E_2/MPa	34 500	34 500	—	—
E_3/MPa	1 500	1 500	—	—
h_1/mm	16	16	16	16
h_2/mm	100	100	—	—
h_3/mm	75	75	—	—
K_Δ	1.00	0.93	1.00	0.93
K_R	1.00	1.48	1.00	1.48
Δ/mm	0.000	0.003	0.014	0.146
R/m	2 169.3	1 124.8	50.9	26.4

5 结 语

(1) 现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)对设置 2 道以上水平加劲肋的高腹板缺少可操作的条文。本研究通过纵向有限元模型, 以板块屈曲安全度 $v_{min} \geq 1.35$ 、加劲肋刚度安全系数 $\gamma \geq 6.0$ 为判据, 对 6.0 m 高腹板设置 4 道水平加劲肋的构造进行了验证: 最不利板块 $v_{min} = 1.81$, $\gamma = 36.4$, 满足《铁路桥梁钢结构设计规范》及《道路桥示方书·同解

说》要求, 为突破现行规范局限提供了可行路径。

(2) 受桥下净空限制, 横向挑臂长 4.75 m。采用 Sack 公式计算挑臂根部单位宽度内力, 得到基本组合下挑臂根部最大组合应力 113.2 MPa, 安全裕度充足, 该方法可用于大悬臂构造的精细化设计。

(3) 正交异性钢桥面板按“主梁体系+桥面体系+盖板体系”三系叠加思路进行控制: 前两体系体系应力线性叠加后最大拉应力 228.3 MPa、压应力 208.7 MPa; 盖板体系通过限制最不利荷载处的最小曲率半径 $R \geq 20 \text{ m}$ 及相对挠度 $\Delta \leq 0.4 \text{ mm}$ 进行刚度控制, 计算得 $R = 26.4 \text{ m}$ (未计入铺装)、1 124.8 m (计入铺装), $\Delta = 0.146 \text{ mm}$ (未计入铺装)、0.003 mm (计入铺装), 均优于规范限值, 有效抑制了铺装层疲劳开裂风险。

参考文献:

[1] 孔庆凯, 许春荣, 朱斌, 等. 崇启大桥主桥钢箱梁高腹板设计[J]. 桥梁建设, 2012, 42(2): 66-72.

[2] 赵秋, 王欣南. 桥梁钢箱梁腹板设计计算方法探讨[J]. 钢结构, 2013, 28(4): 32-36.

[3] 冯子健, 蒲黔辉, 文旭光. 超宽大挑臂钢箱梁横向剪力滞效应分析[J]. 四川建筑, 2024, 44(5): 96-99; 103.

[4] 黄炬银. 正交异性钢箱梁桥面结构体系优化设计[J]. 铁道建筑技术, 2025(2): 89-92.

[5] 上海浦东建筑设计研究院有限公司. 周邓快速路(S3-G1503)新建工程 6 标主线高架桥(浦东运河段)施工图设计总说明: QS2-SM1-01[Z]. 上海: 上海浦东建筑设计研究院有限公司, 2024.

[6] JTG D60—2015 公路桥涵设计通用规范[S].

[7] CJJ 11—2011 城市桥梁设计规范(2019 年版)[S].

[8] JTG D64—2015 公路钢结构桥梁设计规范[S].

[9] TB10091—2017 铁路桥梁钢结构设计规范[S].

[10] 兰州铁道学院工程系结构研究室铁道部第三勘测设计院标准处. 箱形钢梁薄腹板稳定[M]. 北京: 人民铁道出版社, 1978.

[11] 吴冲. 现代钢桥(上册)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2006.

[12] 日本道路协会. 道路桥示方书·同解说Ⅱ钢桥篇[S]. 日本: 丸善出版株式会社, 2017.

[13] JTG 3362—2018 公路钢筋混凝土及预应力钢筋混凝土桥涵设计规范[S].

[14] 范立础. 桥梁工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003: 205-211.

[15] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001: 3-11.

[16] JTG/T 3364-02—2019 公路钢桥面铺装设计与施工技术规范[S].

[17] 王建平. 正交异性钢桥面板铺装结构形式及横向局部刚度研究[D]. 西安: 长安大学, 2020.

[18] 武文祥. 公路钢箱梁桥正交异性钢桥面板构造尺寸及设计研究[J]. 绿色环保建材, 2021(6): 86-87.

[19] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications[S]. Pennsylvania: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017.

[20] 李宗揆. 钢箱梁正交异性桥面板应力叠加计算方法研究[J]. 城市建设理论研究(电子版), 2024(17): 160-162.

[21] 王伟, 张国飞. 钢箱梁第二体系应力的实用计算方法对比[J]. 智能城市, 2024, 10(4): 99-101.