DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.250335

高速铁路斜拉桥结合梁桥面板抗裂技术研究

陈新中[1],王　飞[1],方嘉锐[2],胡　科[3],王舒亚[4]
(1.安徽省皖北城际阜淮铁路股份有限公司,安徽 合肥 230000; 2.中铁上海设计院集团有限公司,上海市 200040;
3.中铁十二局集团有限公司,山西 太原 030020; 4.合肥工业大学,安徽 合肥 230009)

摘　要: 针对高速铁路斜拉桥结合梁桥面板的抗裂问题展开研究。结合梁斜拉桥因其独特优势被广泛应用于大跨度铁路桥梁,但桥面板抗裂性一直是工程界关注焦点。桥面板受力复杂,易产生拉应力引发裂缝,影响桥梁耐久性和高铁安全运行。以颍河特大桥为工程背景,分析其桥面板受力情况,探讨多种抗裂措施的适用性。研究表明,合理配置预应力是控制桥面板应力的最有效方法;支点落梁对改善桥面板应力效果不明显;支点压重混凝土参与受力可改善钢梁应力,但需合理控制参与受力的厚度;支点双结合压重混凝土激活阶段对桥面板和钢梁受力均有影响,合龙后压重较为合理。这些结论为高铁斜拉桥的设计、施工和维护提供了科学依据。

关键词: 高铁斜拉桥;结合梁;桥面板;抗裂技术;预应力;压重混凝土
中图分类号: U443.32;TU997　　**文献标志码:** B　　**文章编号:** 1009-7716(2026)01-0084-06

Research on Crack-Resistant Technology of Combined Girder Bridge Deck in High-Speed Railway Cable-Stayed Bridges

CHEN Xinzhong[1], WANG Fei[1], FANG Jiarui[2], HU Ke[3], WANG Shuya[4]
(1. Anhui Province Wanbei Intercity Fuhua Railway Co., Ltd., Hefei 230000, China; 2. China Railway Shanghai Design Institute Group Co., Ltd., Shanghai 200040, China; 3. China Railway 12th Bureau Group Co., Ltd., Taiyuan 030020, China; 4. Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: Focusing on the crack resistance of combined girder bridge decks in high-speed railway cable-stayed bridges, the research is conducted. The combined girder cable-stayed bridge is extensively utilized in long-span railway bridges due to its distinctive advantages. However, the crack resistance of bridge decks has consistently been a focal point in the engineering community. The complex stress of the bridge deck is susceptible to tensile stress, which can induce cracking and impact the durability of the bridge and the safe operation of high-speed railways. Taking the Yinghe Extra-large Bridge as the engineering context, the stress conditions of its bridge deck are analyzed and the applicability of various crack-resistant measures is discussed. The findings indicate that the rational configuration of prestressing is the most effective method for controlling the stress of the bridge deck. The fulcrum drop-beam method has an insignificant effect on improving the stress of the bridge deck. The participated stress of weighted concrete at the fulcrum can improve the stress of steel girders, but the thickness of the participated stress needs to be reasonably controlled. The activation stage of the double-combined weighted concrete at the fulcrum has an impact on the forces of both the bridge deck and the steel girder. The weights after the closure are relatively reasonable. These conclusions provide a scientific basis for the design, construction, and maintenance of high-speed railway cable-stayed bridges.

Keywords: high-speed railway cable-stayed bridge; combined girder; bridge deck; crack-resistant technology; prestressing; weighted concrete

0　引　言

随着我国高速铁路建设的飞速发展,斜拉桥作为一种跨越能力强、结构性能优良的桥梁形式,在铁路桥梁工程中得到了广泛应用。结合梁斜拉桥以其独特的结构优势,充分发挥钢与混凝土材料的性能、具有良好的整体性和抗扭刚度等,成为高速铁路大跨度桥梁的重要选择之一[4-6]。然而,结合梁桥面板的抗裂问题一直是工程界关注的焦点,桥面板裂缝不仅影响桥梁的美观和耐久性,还可能引发一系列病害,如钢筋锈蚀、结构刚度降低等[2],进而影响高铁的安全运行和桥梁的使用寿命。

收稿日期: 2025-03-30
作者简介: 陈新中(1974—),男,本科,高级工程师,从事工程建设管理工作。
通信作者: 方嘉锐(1996—),男,硕士,工程师,从事桥梁设计工作。电子信箱:fangjiarui@sty.sh.cn

结合梁斜拉桥桥面板所处的受力环境复杂，不仅要承受列车荷载的反复作用，还要经受温度变化、收缩徐变等多种因素的耦合作用，这些因素共同导致桥面板产生拉应力，当拉应力超过混凝土的抗拉强度时，就会引发裂缝。此外，高铁列车运行速度快、荷载频次高，对桥面板的抗裂性能提出了更高的要求[1-2]。因此，深入研究高速铁路结合梁斜拉桥桥面板的抗裂技术，对于提高桥梁结构的可靠性和耐久性，保障高铁运输的安全与稳定具有重要的理论意义和工程价值。

目前，国内外学者对钢混结合梁桥面板抗裂技术已开展了大量研究，如通过优化结构设计参数、采用新型材料、改进施工工艺等措施来提高桥面板的抗裂性能[3]。然而，针对高速铁路结合梁斜拉桥桥面板，其抗裂技术的研究还不够系统和完善。本文旨在综合考虑高铁结合梁斜拉桥桥面板的受力特点和工程实际需求，从结构设计、施工控制等多个方面入手，系统地研究高铁斜拉桥结合梁桥面板的抗裂技术，以期为高铁斜拉桥的设计、施工和维护提供科学依据和技术支持。

1　工程概况

1.1　颍河特大桥总体概况

阜淮铁路颍河特大桥主桥采用高低塔双索面混合梁斜拉桥，计算跨度为 31 m+73 m+230 m+114 m+40 m，半飘浮体系，主梁全长 489.5 m。主跨、大里程边跨分别跨越主、副通航孔，主、副通航孔上方主梁采用钢混结合梁，其他跨主梁采用混凝土梁。主梁梁高 3.8 m，主梁全宽 18.6 m，桥面宽 16.3 m，主塔处主梁宽缩小至 15.7 m。主桥采用高低塔非对称边跨布置形式，小里程侧为低塔，高低塔均采用 H 形花瓶塔，低塔侧布置 9 对拉索，高塔侧布置 12 对拉索，扇形布置。主桥立面布置及断面形式见图 1、图 2。

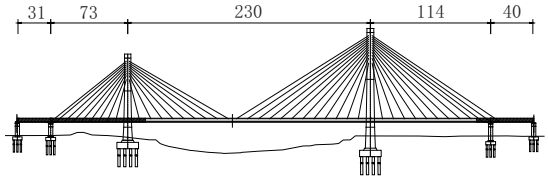

图 1　颍河特大桥总体布置图（单位：m）

混凝土桥面板宽 15.7 m，与钢梁顶板采用抗剪栓钉连接为整体，桥面板一般位置厚度 0.3 m，在钢箱边、中腹板处、拉索横隔板以及支点横隔板顶部加厚至 0.5 m。桥面板分为预制板和湿接缝两部分。桥面板采用分块工厂预制。

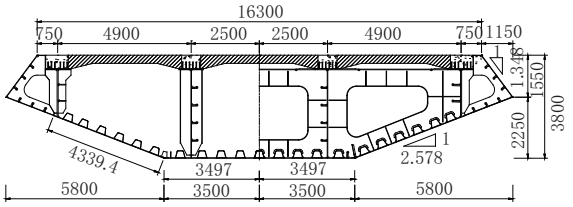

图 2　颍河特大桥结合梁断面示意图（单位：mm）

桥面板悬拼过程中采用 5-ϕ_s15.2 mm 钢绞线，在桥塔支点处、跨中位置以及钢混结合段等位置根据受力配置了 17-ϕ_s15.2 mm 钢绞线。

主桥施工步骤简述如下：

（1）下部结构及桥塔施工；（2）边跨混凝土主梁采用满堂支架现浇施工；（3）高塔侧边跨 114 m 钢箱梁采用满堂支架拼装施工；（4）跨中钢梁段采用桥面吊机吊装，并首次张拉对应节段斜拉索；（5）吊装对应节段混凝土桥面板，并进行调索；（6）浇筑桥面板湿接缝，并张拉对应节段桥面板纵向预应力；（7）循环施工至跨中合龙段，采用桥面吊机吊装合龙段；（8）浇筑合龙段桥面板，并张拉预应力；（9）待沉降观测期后，使用水箱作为桥面系等代荷载，施工桥面二期恒载；（10）施工桥面二恒期间循环调索，遵循“先长索后短索”原则，参考设计给出的终张索力进行斜拉索“终调”；（11）施工轨道结构及桥面附属，通车运营。

1.2　有限元模型及荷载输入

采用 MIDAS Civil 软件建立桥梁有限元模型，x、y、z 轴分别对应桥梁的顺桥向、横桥向以及竖向。主梁、桥塔采用空间梁单元进行模拟，斜拉索采用空间横梁桁架单元进行模拟。塔梁间支座用弹性连接进行模拟，边墩及辅助墩支座也采用弹性连接进行模拟。MIDAS Civil 空间有限元模型具体见图 3。

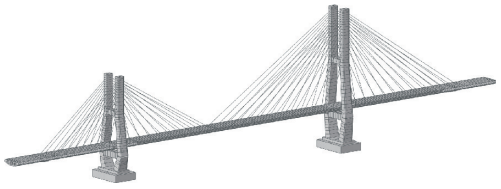

图 3　MIDAS Civil 空间有限元模型

全桥模型中共包含节点 1 246 个，单元 544 个，其中空间梁单元 460 个，空间桁架单元 84 个。本桥采用半漂浮体系，高塔侧主梁与下横梁间设置纵向约束，桥塔与主梁见设置横向抗风支座，低塔侧及边辅助墩处均设纵向活动支座与多向活动支座。

荷载主要包括恒载（结构自重+桥面二恒）、列车活载、收缩徐变、温度作用、沉降等。模型中采用的荷载组合及系数见表 1。

表1　荷载组合及组成成分表

荷载工况	荷载组成成分
主力包络	自重+二恒+预应力+收缩徐变+沉降+列车活载
主+附包络	自重+二恒+预应力+收缩徐变+沉降+列车活载+温度变化作用+风荷载

1.3　桥面板主要计算结果

桥面板按允许出现拉应力但不允许开裂构件的指标控制，主要计算结果见表2。

表2　桥面板纵向主要计算结果（拉为“+”，压为“-”）单位：MPa

强度应力	施工阶段		主力		主+附	
	压应力	拉应力	压应力	拉应力	压应力	拉应力
桥面板上缘	−11.2	0.7	−9.4	−0.6	−15.6	2.0
桥面板下缘	−9.8	0.4	−7.4	−1.5	−10.5	2.26
容许值	−26.4	2.19	−18.5	0	−20.35	2.31

综上，桥面板受力良好，应力满足规范要求。

2　结合梁桥面板抗裂措施适用性分析

结合梁桥面板的抗裂设计是结合梁混合梁斜拉桥设计的主要控制因素之一。斜拉桥结合梁桥面板抗裂措施可借鉴常规连续结合梁负弯矩区所采用的抗裂措施进行分项研究，得到合理有效的控制斜拉桥结合梁桥面板拉应力的措施。

一般连续结合梁负弯矩区抗裂措施主要有以下几种：（1）配置纵向预应力；（2）支点升降法；（3）预加荷载法；（4）混凝土桥面板合理施工顺序选择；（5）支点处设置后浇加宽湿接缝工艺；（6）支点双结合；（7）采用高抗裂韧性纤维混凝土；（8）组合措施[3]。

以下将针对本项目开展各项抗裂措施的适应性分析。

2.1　预应力钢束

针对支点负弯矩区等受力较大的区域，配置合理的预应力束，是最直接有效的方法。

选取结合梁在高塔支点处作为研究对象，支点分别配置22束17-ϕ_S15.2钢绞线以及26束17-ϕ_S15.2钢绞线，对比结果见表3。

表3　通过支点预应力钢束数量的影响　单位：MPa

分析工况		22束17-15.2		26束17-15.2	
位置		桥面板	钢梁	桥面板	钢梁
主力包络	上缘	−1.0/−6.3	−36/−65	−2.1/−7.4	−48/−77
	下缘	−1.7/−5.9	−79/−119	−2.6/−6.8	−82/−120
主附包络	上缘	1.9/−11.8	−3/−85	0.7/−12.9	−15/−98
	下缘	2.5/−9.4	−45/−155	1.5/−10.4	−46/−157

注：1. 表中结果均在钢梁合龙后进行压重，支点考虑0.5m厚压重混凝土参与受力。2. 表中数据含义为$\sigma_{max}/\sigma_{min}$，即最大正应力/最小正应力，符号拉正压负。

结果表明，增加钢束对桥面板应力改善效果最为直接且十分显著，同时也增加了钢梁上缘的压应力，对钢梁下缘应力影响较小。

2.2　支点落梁

支点落梁是连续结合梁常用的施工方式，可有效改善中支点负弯矩区桥面的受力。落梁的具体实现方法如下：

（1）在钢箱梁厂制阶段，按照制造线形即包含预拱度的线形，制作钢箱梁；

（2）钢梁架设过程中，边墩安装永久支座，中支点先安装临时支座，待钢箱梁架设完成后，将中支点处钢梁顶升一定距离并增设垫块；

（3）钢梁桥面板施工结束后，移除中支点处垫块与临时支座，用千斤顶调整钢梁底标高至设计值，安装中支点永久支座[8]。

现借鉴连续结合梁的经验，研究桥塔处主梁采用落梁方式对改善桥面板受力的影响（见表4）。

表4　支点落梁的影响

分析工况		支点无落梁		支点落梁5 cm		支点落梁10 cm	
位置		桥面板	钢梁	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁
主力包络/MPa	上缘	−1.0/−6.3	−36/−65	−1.2/−6.5	−38/−67	−1.6/−7.0	−43/−72
	下缘	−1.7/−5.9	−79/−119	−1.7/−5.9	−67/−107	−2.1/−6.3	−63/−104
主附包络/MPa	上缘	1.9/−11.8	−3/−85	1.6/−12.0	−5/−88	1.2/−12.5	−10/−93
	下缘	2.5/−9.4	−45/−155	2.4/−9.5	−31/−143	2.1/−9.9	−27/−139
中支点反力/kN	落架前	6 959		6 959		6 959	
	落架后	6 866		2 601		−1 361	

注：1. 表中结果均在钢梁合龙后进行压重，支点考虑0.5m厚压重混凝土参与受力。2. 表中数据含义为$\sigma_{max}/\sigma_{min}$，即最大正应力/最小正应力，符号拉正压负。3. 表中反力均为支座反力。

结果表明：

（1）本桥跨度大，支点落梁法适用于中小跨度桥梁，故对本桥桥面板应力改善效果总体不明显，落梁10 cm对桥面板上缘应力减小仅0.7 MPa，对桥面板下缘应力减小仅0.4 MPa；

（2）在考虑支点压重情况下，落梁10 cm支点还出现了较大负反力，见图4。

2.3　支点双结合

对支点附近钢梁底板进行压重，主要考虑以下几个因素：

（1）在最不利荷载工况下，支点不产生负反力，并有一定的压力储备；

（2）支点混凝土参与支反力局部承压受力，改善

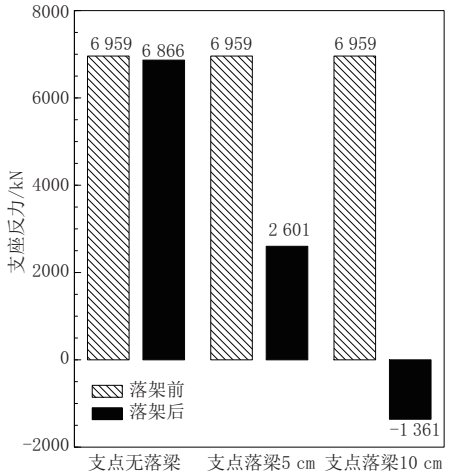

图4　支点落梁对落架前后支座反力影响（单位：kN）

支座处钢梁受力；

（3）钢梁底板受压，支点一定范围内底板混凝土可认为是受压区钢梁底板的纵向加劲肋，和钢梁的纵肋一道起到刚性加劲的作用；

（4）通过将钢梁底板压重混凝土中受力钢筋与钢梁隔板及底板焊接，可使压重混凝土与钢梁共同受力，改善钢梁底板纵向受力。

现基于压重混凝土是否参与受力的两种情境，分别进行受力性能对比分析。

2.3.1　压重混凝土不参与受力

对支点附近 17 m 范围内进行压重，仅计入混凝土重量，不考虑压重混凝土参与受力。此时主加附组合下钢梁底板支点处的最大压应力达到 200 MPa，如考虑有效宽度折减系数（如取 0.7），则钢梁应力达到 285 MPa，大于容许应力。

可通过增加板厚改善钢梁底板受力，表 5 分别计算了不同板厚下的结果。

2.3.2　压重混凝土参与受力

考虑支点附近共 17 m 范围内厚度 1.1 m 的压重混凝土计刚度（考虑压重混凝土重量且参与结构受力），与不计刚度（只考虑压重混凝土重量但不参与结构受力）的计算结果比较。

由表 6 中应力计算结果可以知：

表 5　钢梁底板厚度对桥面板应力的影响　　单位：MPa

支点附近桥面板应力		钢梁底板厚 t=24	钢梁底板厚 t=28	钢梁底板厚 t=32
主力包络	上缘	−1.3/−6.6	−1.2/−6.6	−1.2/−6.5
	下缘	−2.7/−6.4	−2.5/−6.3	−2.3/−6.2
主附包络	上缘	1.9/−12.3	2.0/−12.3	2.0/−12.3
	下缘	1.9/−10.2	2.1/−10.2	2.4/−10.2

注：1. 表中数据含义为 $\sigma_{max}/\sigma_{min}$，即最大正应力/最小正应力，符号拉正压负。2. 三种分析工况均为合龙后进行压重。

表 6　支点压重是否计入刚度的影响　　单位：MPa

支点附近应力		合龙后压重不计刚度		合龙后压重计刚度	
组合	位置	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁
主力包络	上缘	−1.3/−6.6	−40/−71	−0.4/−6.3	−29/−61
	下缘	−2.7/−6.4	−96/−166	−0.9/−5.9	−73/−105
主附包络	上缘	1.9/−12.3	−12/−89	2.1/−11.2	7/−84
	下缘	1.9/−10.2	−65/−200	2.9/−8.6	−36/−145

注：表中数据含义为 $\sigma_{max}/\sigma_{min}$，即最大正应力/最小正应力，符号拉正压负。

（1）考虑支点压重混凝土参与受力，桥面板在恒荷载作用下压应力储备明显降低；

（2）考虑支点压重混凝土参与受力，增大了支点附近的刚度，根据刚度分配原则，导致支点承担的荷载更大；如在活载作用下，支点处桥面板分配的荷载增大，导致桥面板应力更不利；钢梁分配荷载亦增大，但有底板混凝土共同参与受力，使得钢梁应力减小；

（3）温度作用下，压重混凝土参与受力对桥面板受力更有利。

2.3.3　压重混凝土激活阶段的影响

根据前节可知，桥面板应力受恒载、活载、温度作用等影响。而活载、温度作用仅与成桥后的结构刚度有关，与施工阶段无关。因此通过对不同施工阶段进行压重的研究，找到合理的压重阶段，提高恒载压应力储备，改善桥面板受力。

考虑不同施工阶段（按时间顺序）进行压重，主梁计算结果见表 7。

由表 7 中应力计算结果可以得到如下结论：

表 7　支点压重混凝土激活阶段的影响　　单位：MPa

支点附近应力		阶段一		阶段二		阶段三		阶段四	
组合	位置	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁
主力包络	上缘	0.1/−5.3	−29/−61	−0.4/−6.3	−29/−61	−0.3/−6.3	−34/−67	−0.7/−6.2	−31/−66
	下缘	−0.7/−4.5	−73/−105	−0.9/−5.9	−73/−105	−1.3/−6.0	−116/−148	−2.2/−5.8	−70/−113
主附包络	上缘	2.6/−10.7	19/−72	2.1/−11.2	7/−84	2.2/−11.2	2/−88	1.8/−11.5	−3/−88
	下缘	3.7/−7.7	6.4/−101	2.9/−8.6	−36/−145	2.5/−9.0	−78/−186	2.5/−8.9	−40/−151

注：1. 表中数据含义为 $\sigma_{max}/\sigma_{min}$，即最大正应力/最小正应力，符号拉正压负。2. 阶段一：悬拼 4 节段时压重计刚度；阶段二：合龙后压重计刚度；阶段三：二恒后压重计刚度；阶段四：斜拉索终张后压重计刚度。

（1）以阶段一的数据为基准，阶段二桥面板主力包络下最大拉应力降低0.5 MPa；钢梁应力变化不明显；桥面板主附包络下最大拉应力降低1 MPa，钢梁最大压应力增加44 MPa。阶段三桥面板主力包络下最大拉应力降低0.6 MPa；钢梁最大压应力增加33 MPa；桥面板主附包络下最大拉应力降低1.2 MPa，钢梁最大压应力增加85 MPa。阶段四桥面板主力包络下最大拉应力降低1.5 MPa；钢梁最大压应力增加8 MPa；桥面板主附包络下最大拉应力降低1.2 MPa，钢梁最大压应力增加50 MPa。

（2）压重混凝土激活越早，其参与分配受力越全面，虽使得桥面板在成桥时的压应力储备明显降低，但对钢梁受力更友好。

（3）斜拉索终张后压重的桥面板受力应力最优，且钢梁的应力增幅在容许范围。

斜拉索终张后压重的桥面板应力最优，但考虑到斜拉索终张时已经铺设无砟轨道，在此之后压重对成桥线形可能会有一定影响，同时注意到合龙时压重的结果较前者稍不利，其施工阶段在终张之前，对线形可控性优于前者。

综上，合龙后进行压重，更为合理。

2.3.4　部分压重混凝土参与受力

根据前述，压重混凝土对钢梁应力改善较为明显，但增大了桥面板应力；因此本小节进一步研究将压重混凝土分两部分压重，第一部分压重参与受力，剩余的压重仅计入重量。

分别考虑了不同压重混凝土厚度参与受力的影响（总压重重量相同），结果见表8、表9。

表8　支点压重混凝土厚度的影响（合龙后压重）　单位：MPa

支点附近应力		1.1 m计刚度		0.8 m计刚度		0.5 m计刚度	
组合	位置	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁
主力包络	上缘	−0.4/−6.3	−29/−61	−0.7/−6.1	−35/−63	−1.0/−6.3	−36/−65
	下缘	−0.9/−5.9	−73/−105	−1.3/−5.6	−75/−109	−1.7/−5.9	−79/−119
主附包络	上缘	2.1/−11.2	7/−84	2.0/−11.5	−1/−85	1.9/−11.8	−3/−85
	下缘	2.9/−8.6	−36/−145	2.7/−9.0	−38/−146	2.5/−9.4	−45/−155

注：1. 表中数据含义为$\sigma_{max}/\sigma_{min}$，即最大正应力/最小正应力，符号拉正压负。2. 三种分析工况均为合龙后进行压重。

表9　支点压重混凝土厚度的影响（拉索终张后压重）　单位：MPa

支点附近应力		合龙后压重1.1 m计刚度		终张后压重1.1 m计刚度		合龙后压重0.5 m计刚度		终张后压重0.5 m计刚度	
组合	位置	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁	桥面板	钢梁
主力包络	上缘	−0.4/−6.3	−29/−61	−0.7/−6.2	−31/−66	−1.0/−6.3	−36/−65	−1.1/−6.4	−38/−67
	下缘	−0.9/−5.9	−73/−105	−2.2/−5.8	−70/−113	−1.7/−5.9	−79/−119	−1.8/−6.0	−83/−123
主附包络	上缘	2.1/−11.2	7/−84	1.8/−11.5	−3/−88	1.9/−11.8	−3/−85	1.8/−12.0	−5/−88
	下缘	2.9/−8.6	−36/−145	2.5/−8.9	−40/−151	2.5/−9.4	−45/−155	2.4/−9.6	−48/−159

注：表中数据含义为$\sigma_{max}/\sigma_{min}$，即最大正应力/最小正应力，符号拉正压负。

结果表明：

（1）参与受力的压重混凝土厚度越大，对桥面板应力越不利，并且钢梁应力减小均较明显且差异不大；

（2）可考虑压重0.5 m计入刚度即可；

（3）拉索终张后计入压重刚度与合龙后计入刚度差异不大。

2.4　钢纤维混凝土

桥面板可采用CF55钢纤维混凝土，钢纤维类型选用冷拉钢丝切断型，钢纤维长径比取100，钢纤维体积率取1.5%，则α_f=1.067，根据《钢纤维混凝土》（JG/T 472—2015）（条文后附），CF55的抗拉极限强度：ff_{ct}=3.30×（1+1.067×1.5%×100）=8.58 MPa。

对于允许出现拉应力但不允许开裂的构件，正截面混凝土拉应力$\sigma_{ct}\leqslant 0.7ff_{ct}$=6.0 MPa，较常规C55混凝土的$0.7f_{ct}$=2.31 MPa提高了抗裂性能。

采用钢纤维混凝土，性能应满足《钢纤维混凝土》（JG/T 472—2015）的要求，施工满足《钢纤维混凝土》（JG/T 472—2015）以及《纤维混凝土应用技术规程》（JGJ/T 221—2010）相应的拌制、运输、浇筑及检验要求。

3　结　语

本文对高速铁路斜拉桥结合梁桥面板的抗裂措施进行了深入研究。得到以下结论：

（1）配置合理的预应力是控制桥面板应力最直接最有效的方法。

（2）本桥跨度较大，支点落梁对改善斜拉桥桥塔处支点负弯矩区桥面板应力效果不明显。

（3）支点压重不参与受力时，随着钢梁底板加

厚，桥面板应力增大，而钢梁应力减小比较有限。

（4）考虑支点压重混凝土参与结构受力将导致局部刚度提升，基于刚度分配原理，支点区域将产生荷载集聚现象，致使桥面板应力状态显著恶化。虽然钢梁体系的荷载分担比例随之增加，但底板混凝土的协同受力机制可有效降低钢梁应力水平。数值模拟结果表明，当采用0.5 m有效压重高度进行刚度参数折减时，既能满足结构安全储备要求，又可优化荷载传递路径。

（5）支点双结合压重混凝土的早期激活虽能有效促进结构应力分布的均匀性，但会导致成桥阶段桥面板的压应力储备显著削弱。鉴于该工艺对钢结构主梁的受力状态具有优化作用，建议在合龙施工完成后实施压重作业，此方案在力学性能与施工控制层面均展现出更优的工程适用性。

参考文献：

[1] 严国敏. 现代斜拉桥[M]. 成都：西南交通大学出版社，2000.

[2] 聂建国，陶慕轩，吴丽丽，等. 钢混凝土组合结构桥梁研究新进展[J]. 土木工程学报，2012，45（6）：110-122.

[3] 刘双，聂玉东，张铭，等. 钢-混组合梁斜拉桥现浇混凝土桥面板关键设计技术研究[J]. 公路，2020，65（7）：359-363.

[4] 张黎，俞国际，郑雅琴，等. 某变截面连续钢-混叠合梁负弯矩区桥面板顶升抗裂措施的应用研究[J]. 城市道桥与防洪，2024（7）：196-200.

[5] 张燕飞，高宗余，梅新味. 多塔大跨铁路斜拉桥方案研究[J]. 桥梁建设，2010（3）：55-58.

[6] 杨胜启. 混合梁桥钢—混凝土结合段疲劳受力性能研究[D]. 成都：西南交通大学，2009.

[7] 周浩. 特大特度混合梁斜拉桥钢混结合段传力机理研究[D]. 成都：西南交通大学，2012.

[8] 徐常泽，张玉涛，李云鹏. 钢混组合连续梁桥设计创新[J]. 天津建设科技，2022，32（2）：68-71.

[9] Soneji B B. Jangid R S. Passive hybrid systems for earthquake protection of cable-stayed bridge[J]. Eng Struct, 2007（29）: 57-70.

[10] Calvi G M Sullivan T J，Villani A.Conceptual seismic design of cable-stayed bridges[J]. J Earthq Eng, 2010（14）: 1139-1171.

[11] BS 5400-5, Steel, concrete and composite bridges, Part 5：Code of practice for the design of composite bridges[S]. British Standard Institution（BSI）London, UK, 2005.