

钢与预应力混凝土后结合法组合梁的受力特性研究

陶仙玲¹, 邹迪升², 张彩纲³, 张龙伟⁴, 胡 琼⁴

(1.台州高速公路建设指挥部,浙江台州 317000; 2.同济大学土木工程学院,上海市 200092; 3.杭州市市政工程集团有限公司,浙江 杭州 310006; 4.台州市交通勘察设计院有限公司,浙江 台州 318000)

摘 要: 为了明确大跨度后结合预应力组合梁桥的受力性能,以一主跨 70 m 的预应力组合梁桥为例,采用空间有限元模型详细模拟了组合梁的施工过程,计算从施工到成桥初期及长期运营情况下组合梁的受力情况。计算结果表明:中支点钢梁上翼缘和底板在施工阶段的最大应力分别为 118 MPa 和 -133 MPa,后结合法和顶升/回落法在中支点混凝土桥面板内产生 7.33~10.33 MPa 的预压应力储备;中支点钢梁上翼缘和底板在短期运营阶段的最大应力分别增长了 22 MPa 和 13 MPa,而中支点混凝土桥面板在曲线外侧的边缘只剩下 3.33 MPa 的预压应力储备,满足全预应力状态的要求;在第 10 年的长期运营阶段,中支点钢梁上翼缘和主跨跨中钢底板的最大拉应力分别减少 17% 和 35%,中支点钢底板和主跨跨中钢梁上翼缘的最大压应力分别增加 10% 和 42%。收缩徐变在长期运营阶段降低负弯矩区混凝土桥面板的预压应力储备,负弯矩区混凝土桥面板在运营第 2 年由全预应力构件变成 A 类部分预应力构件,在运营第 13 年变成 B 类部分预应力构件。

关键词: 桥梁工程;组合梁;后结合;收缩徐变

中图分类号: U443.35

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2023)05-0182-05

0 引 言

钢混组合梁桥将钢主梁和混凝土桥面板通过剪力连接件结合成整体,共同承担外部作用产生的效应。该种结构形式具有承载能力强、整体性好、工业化水平高等特点^[1]。随着桥梁跨径逐渐增加,连续钢混组合梁桥成为跨越路口和既有线路位置处比较合理的桥型方案。然而中支点附近的梁段承担负弯矩,混凝土桥面板容易受拉开裂,导致截面刚度退化,严重影响桥梁的耐久性能^[2]。因此,工程实践中为了增强负弯矩区桥面板的抗裂性能,常采用张拉预应力法和中支点顶升/回落法为桥面板混凝土提供预压应力储备。

张拉预应力法在大跨度连续组合梁桥中使用较为广泛,而顶升/回落法由于预压力施加效率低下,一般作为辅助方法和张拉预应力法共同使用。张拉预应力法根据钢混结合时间和预应力张拉时间的先后顺序分成先结合法和后结合法。先结合法首先将负弯矩区混凝土桥面板和钢梁形成组合截面,然后再张拉预应力钢束,由于组合截面协同受力,部分预压力也同时传入钢梁内,降低了混凝土桥面板获得的预压力比例^[3]。文献提出了后结合法^[4],首先采用

隔离措施保证负弯矩区桥面板与钢梁之间不连接,张拉预应力钢束使得预压力全部传入混凝土桥面板内,然后再通过群钉连接件将预应力混凝土桥面板与钢梁组合,并承担结构的后期受力。近年来学者对后结合预应力法开展了理论^[4]、模型试验^[5]和现场实测研究^[6],研究结果表明后结合法布置较少的预应力钢束就能达到先结合法相同的效果,具有预应力施加效率高,桥面板抗裂性能好等优点。为了防止钢筋严重锈蚀,沿海地区一般将负弯矩区混凝土桥面板设计成全预应力状态,因此后结合法在大跨径组合梁桥中比先结合法具有更好的使用价值。

目前后结合预应力组合梁这种新结构的工程实例很少,现有的研究关注后结合预应力法在实际工程中的使用效率,对后结合组合梁桥在施工阶段和运营阶段的受力性能研究不全面,同时对收缩徐变等长期力学行为也鲜有考虑。为此,本文依据主跨 70 m 的预应力组合梁具体工程,计算从施工状态到成桥运营状态后结合组合梁各部分的受力情况,研究组合梁桥的受力性能随时间的变化规律。

1 工程简介

1.1 桥梁构造

本文背景工程为浙江省台金高速公路东延台州市区连接线工程的 45 m+70 m+45 m 连续槽形钢-

收稿日期: 2022-07-20

作者简介: 陶仙玲(1972—),男,本科,高级工程师,从事市政、公路和桥梁施工作业。

混凝土组合梁桥,其构造如图 1 所示。为了提高负弯矩区混凝土桥面板在使用过程中的抗裂性能,该工程采用后结合预应力法和中支点顶升/回落法增加桥面板的预压应力储备。本桥的曲率半径为 720 m,横向由 4 个箱室构成,主梁边主跨段的梁高为 2.6 m,在中支点变高至 3.2 m,混凝土桥面板总宽 26 m,厚度为 240 mm,在现场分阶段浇筑成型。

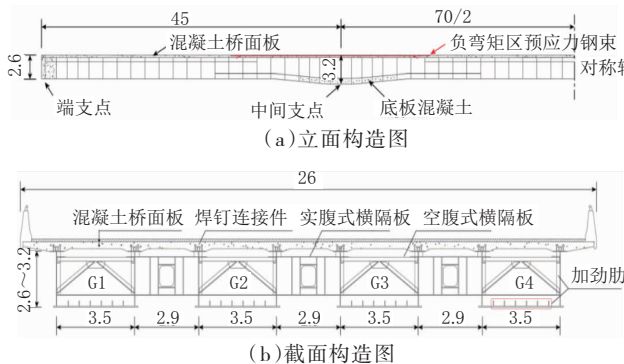


图 1 背景工程桥梁构造图(单位:m)

该工程在正弯矩区段采用连续布置焊钉的传统构造形式,只有在负弯矩区段采用钢套筒群钉连接件的特殊构造形式。这种特殊构造可以实现负弯矩区混凝土桥面板和钢梁在张拉预应力前完全分离,现场的施工照片如图 2 和图 3 所示。直径 6 cm 的波纹钢套筒套在直径 22 mm 的圆柱头焊钉外作为混凝土浇筑的内模,防止负弯矩混凝土在浇筑过程中和焊钉根部连为一体。套筒群钉为 4×5 布局,纵向群钉中心间距 1 m,待预应力张拉完毕后,用高强砂浆填充钢套筒,从而使得混凝土桥面板和钢梁形成可靠的连接。



图 2 钢套筒群钉构造

负弯矩区混凝土桥面板在满足计算和构造的条件下,分两批次张拉预应力钢束,预应力钢束的锚固构造如图 4 所示。第一批次的预应力钢束用扁锚锚固在负弯矩区桥面板厚度范围内,第二批次的预应力钢束用圆锚锚固在混凝土板下方突出的齿块上。预应力钢束的张拉控制应力为 1 339 MPa,鉴于直线束的预应力损失较小,考虑 17%的总预应力损失,单



图 3 负弯矩区桥面板

根钢束的有效预应力为 1 111 MPa。

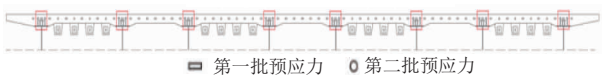


图 4 预应力钢束锚固位置

1.2 施工方案

组合结构桥梁的恒载内力与施工过程密切相关,该后结合组合梁的施工步骤见表 1。在完成钢梁一次落架后,首先将钢梁中支点顶升 10 cm,其次在钢梁上支承模板并浇筑底板混凝土和正弯矩区段的桥面板混凝土,再浇筑负弯矩区段的桥面板混凝土,接着张拉负弯矩区后结合桥面板内的钢束,并浇筑连接件孔洞和桥面板后浇段,然后将中支点回落至原先的设计高程,最后浇筑混凝土护栏和桥面板铺装,完成所有的施工工序。

表 1 后结合组合梁的施工步骤汇总表

编号	施工步骤	施工步骤对应施工示意图
1	钢梁一次落架并浇筑边支点压重混凝土	
2	中支点顶升 10 cm	
3	浇筑底板混凝土和正弯矩区桥面板混凝土	
4	浇筑负弯矩区桥面板混凝土	
5	张拉预应力钢束	
6	浇筑群钉孔和后浇段以形成组合体系	
7	中支点回落至原先的设计高程	
8	浇筑护栏和二期铺装	

2 有限元模型

建立背景工程的 ANSYS 全桥板壳实体有限元模型,采用 SOLID185 实体单元模拟混凝土桥面板,通过实体单元弥散的加强层模拟内置的钢筋;钢梁

的受力板件采用 SHELL181 板壳单元,加劲肋板件用 BEAM188 梁单元模拟,并约束在相应的板壳节点上;预应力钢束采用只受轴力的 LINK180 杆单元,且每一个预应力钢束的节点都与最近的混凝土节点自由度耦合,以保证预应力钢束和相邻的混凝土变形协调;焊钉连接件采用 COMBIN14 弹簧单元,赋予三个方向的弹性系数(k_x 、 k_y 和 k_z)以模拟钢混之间的滑移。有限元模型如图 5 所示,模型的材料特性见表 2。

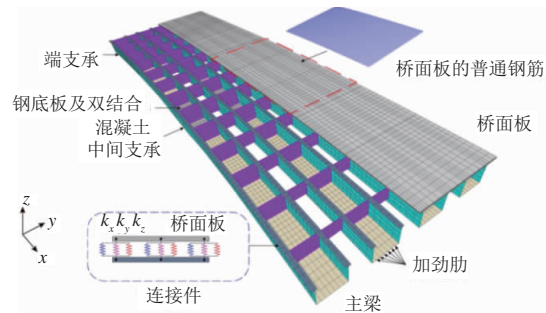


图 5 背景工程半桥板壳实体有限元模型示意图

表 2 材料特性

材料性质	C50 混凝土	Q345 钢材	钢绞线
弹性模量 /GPa	34.5	210	195
泊松比	0.167	0.33	0.33
密度 /(kg·m ⁻³)	2 500	7 800	7 800

3 计算结果分析

3.1 施工时桥梁的受力情况

为了研究后结合预应力组合梁桥在施工阶段的受力性能,基于背景工程的有限元模型,按照表 1 详细计算每道施工工序中组合梁各部分的应力状态。选择背景工程的边跨跨中截面、中间支点截面和主跨跨中截面作为关键截面,提取截面内混凝土桥面板上表面、钢梁上翼缘和钢底板的最大纵向应力进行分析。

图 6 和图 7 所示分别为钢梁和混凝土桥面板在各个工序下的最大纵向应力图,从图 6 中看出在成桥状态下,钢梁受力最不利的位置都位于中支点截面,上翼缘受到的最大 118 MPa 的拉应力,底板受到的最大 133 MPa 的压应力,其中应力增长幅度集中于前四道工序。由于背景工程将混凝土桥面板的模板支承于钢梁上,前四道工序中所有混凝土桥面板的自重都由钢梁截面承担。对比图 7 的混凝土桥面板计算结果发现,当浇筑正弯矩区桥面板(工序三)时,桥面板混凝土内的应力为零,直到浇筑负弯矩区桥面板(工序四)时,正弯矩区桥面板才开始与钢梁

组合受力。与之类似,负弯矩区桥面板直到浇筑后浇段和套筒内砂浆(工序六)时才参与结构受力承担负弯矩。该种施工方式避免了负弯矩区桥面板承担一期恒载产生的拉应力,对负弯矩区桥面板的受力状态具有很好的改善作用。

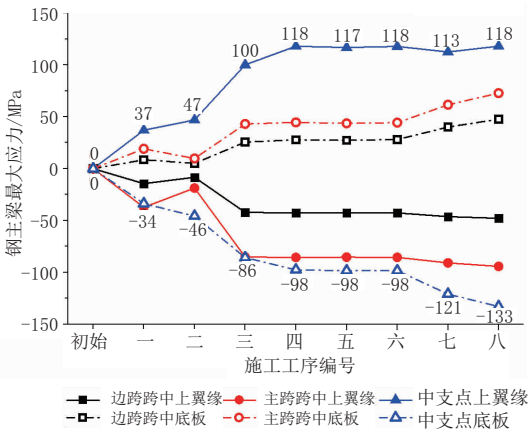


图 6 钢梁各施工工序中的最大应力

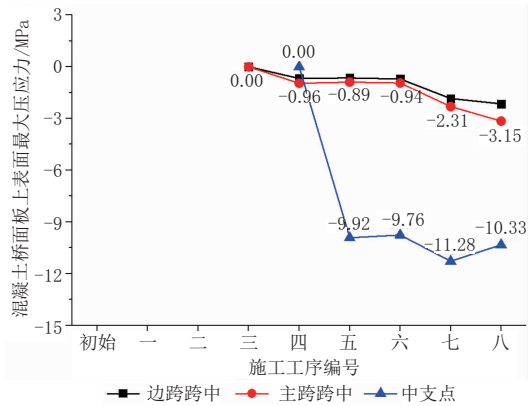


图 7 混凝土桥面板各施工工序中的最大压应力

背景工程分别采用后结合预应力法(工序五)和中支点顶升回落法(工序七)为负弯矩区混凝土桥面板提供预压力储备。从计算结果中看出,中支点混凝土桥面板在工序五获得最大 9.92 MPa 的预压应力,而此时跨中截面的混凝土桥面板和钢梁没有发生明显变化,中支点钢梁上翼缘和底板的变化也非常小。由于负弯矩混凝土桥面板可以在钢梁上自由滑动,后结合预应力法将全部预压力仅施加到混凝土桥面板内,只有中支点钢梁上翼缘受摩擦力的作用产生不到 2 MPa 的预压应力。计算结果表明后结合预应力法提升了预应力张拉效率,对桥梁的其他部分的构件没有影响,提高了桥面板的抗裂性能。然而中支点顶升/回落法在工序七中只为中支点桥面板提供最大 1.52 MPa 的预压应力,仅为后结合预应力法的 15%,且中支点钢梁底板受千斤顶局部承压的作用出现应力集中现象。因此对于大跨度连续组合梁桥,仅采用中支点顶升/回落法对改善负弯矩区桥面板

受力性能的作用有限。成桥阶段下混凝土桥面板的应力云图如图 8 所示,正弯矩区混凝土的应力沿横桥向分布较为均匀,然而负弯矩区混凝土获得的预压应力沿横桥向分布不均匀,呈现出从桥梁中轴线向两侧边护栏递减的分布规律。其中中支点截面的最小预压应力为 7.33 MPa,位于曲线外侧的边缘,最大预压应力为 10.33 MPa,位于桥梁中轴线附近。

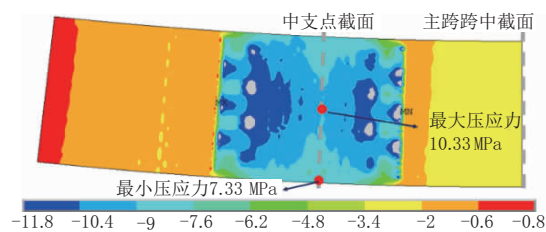


图 8 成桥阶段下混凝土桥面板应力云图

3.2 短期运营时桥梁的受力情况

后结合预应力组合梁桥在短期运营阶段中,全桥由组合截面承担外部作用产生的效应。为了研究后结合预应力组合梁桥在短期运营阶段中的受力性能,按照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)^[7]在背景工程的有限元模型中分别计算移动荷载、沉降和温度等工况,并按照规定的分项系数进行荷载组合。选取中支点截面和主跨跨中截面作为研究对象,汇总各荷载工况下混凝土桥面板、钢梁上翼缘和底板的最大应力计算结果见表 3。

表 3 短期运营阶段中的最大应力计算结果汇总表 单位:MPa

截面位置	中支点截面			主跨跨中截面		
	混凝土桥面板上表面最大拉应力	钢梁上翼缘最大拉应力	钢梁底板最大压应力	混凝土桥面板上表面最大压应力	钢梁上翼缘最大压应力	钢梁底板最大拉应力
恒载	-7.33	116	-133	-3.15	-94	73
移动荷载	1.25	6	-14	-1.77	-7	19
支点沉降	1.78	8	-37	-1.20	-4	16
温度变化	2.80	13	-26	-1.49	-9	13
频遇组合	-3.33	138	-146	-5.13	-112	116
基本组合	-1.41	186	-191	-10.12	-152	166

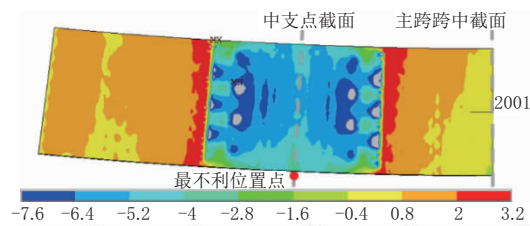


图 9 频遇组合下混凝土桥面板拉应力包络图

3.3 长期运营时桥梁的受力情况

后结合预应力组合梁桥的混凝土桥面板在长期运营阶段中产生收缩徐变,由于受到剪力钉的约束

从表中看出,移动荷载和支点沉降对背景工程产生的影响较小,温度变化成为全桥受力最不利的使用荷载工况。由于混凝土桥面板受到连接件的约束作用,无法在温度变化中与钢梁协同变形,因此桥面板在全桥范围内产生较大的温度自应力。对于负弯矩区混凝土桥面板,梯度降温在中支点截面上产生最大约 2.80 MPa 的拉应力,如果施工过程不采取改善措施,则桥面板会有受拉开裂的风险。该工程在施工阶段采用后结合预应力法和顶升/回落法为负弯矩区混凝土桥面板提供预压应力储备,用于抵消在运营阶段中受到的拉应力。图 9 所示为频遇组合下混凝土桥面板的拉应力包络图,从中看出中支点混凝土桥面板受力最不利的位置位于曲线外侧的边缘。该处在施工阶段只获得最小 7.33 MPa 的预压应力,但是在频遇组合中只剩下 3.33 MPa 的压应力储备。按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)^[8]第 6.3.1 条判定,负弯矩区混凝土桥面板在短期运营阶段中仍处于全预应力状态。从钢梁的应力计算结果中看出,频遇组合下中支点钢梁上翼缘和底板的最大应力分别增长了 22 MPa 和 13 MPa,主跨跨中钢梁上翼缘和底板的最大应力分别增长了 18 MPa 和 43 MPa。由于中支点截面的底板混凝土和钢底板协同受力,中支点钢底板的应力增幅不大,说明底板混凝土对中支点钢底板的受力具有改善作用。

作用,组合截面内出现应力重分布现象,具体表现为混凝土桥面板受拉,钢梁受压。为了计算背景工程在长期运营阶段中的受力性能,在模型中采用调整龄期的有效弹性模量法计算徐变效应。选取中支点截面和主跨跨中截面作为研究对象,只考虑结构的自重效应,汇总 20 年内混凝土桥面板、钢梁上翼缘和底板的最大应力计算结果见表 4。

从表中看出,后结合预应力组合梁桥各部分的应力在前 10 年内变化显著。在第 10 年的长期运营

表4 长期运营阶段中的应力计算结果汇总表

截面位置	中支点截面						主跨跨中截面					
	混凝土桥面板上表面最大拉应力		钢梁上翼缘最大拉应力		钢梁底板最大压应力		混凝土桥面板上表面最大压应力		钢梁上翼缘最大压应力		钢梁底板最大拉应力	
时间	应力 /MPa	变幅 /%	应力 /MPa	变幅 /%	应力 /MPa	变幅 /%	应力 /MPa	变幅 /%	应力 /MPa	变幅 /%	应力 /MPa	变幅 /%
10 d	-7.11	3	117	1	-134	1	-3.02	4	-96	2	72	1
1 月	-6.91	6	117	1	-134	1	-2.87	9	-97	3	71	3
3 月	-5.87	20	114	3	-137	3	-2.07	34	-106	12	67	8
1 a	-4.71	36	111	6	-140	5	-1.34	57	-113	20	62	15
3 a	-3.25	56	105	11	-143	8	-0.52	83	-123	30	56	23
10 a	-1.35	82	98	17	-146	10	0.48	115	-134	42	47	35
20 a	-0.43	94	94	20	-148	11	0.95	130	-139	47	43	41

情况下,中支点钢梁上翼缘和主跨跨中钢底板的最大拉应力分别减少了17%和35%,中支点钢底板和主跨跨中钢梁上翼缘的最大压应力分别增加了10%和42%。与钢材的强度相比,收缩徐变在钢梁内产生次应力的量值不大,不会对结构造成不利的影响。图10为钢梁的最大应力随时间的变化曲线图,从下降趋势看,中支点钢底板的应力随时间变化很小,说明底板混凝土分担了钢底板受到的次应力。

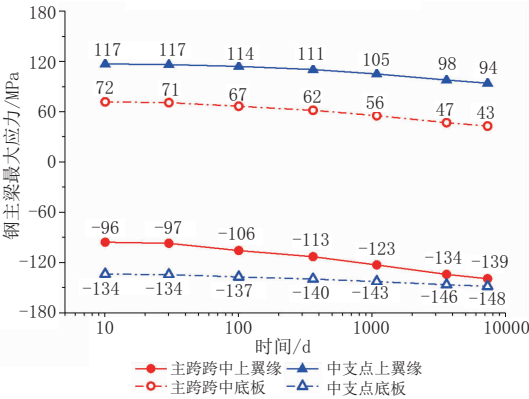


图10 钢梁最大应力随时间变化曲线图

与钢梁相比,混凝土桥面板的应力变化幅度很大。在第10年的长期运营情况下,主跨跨中桥面板在恒载作用下由受压变成受拉,但是在使用荷载作用下仍然受压,因此不会有受拉开裂的风险。然而中支点桥面板减少了5.76 MPa的预压应力储备,在频遇组合下又受到4 MPa的拉应力,已经无法满足全预应力状态的要求。图11所示为混凝土桥面板的最大应力随时间的变化曲线图,按照中支点截面最小预压应力的计算结果判定,负弯矩区混凝土桥面板在运营第2年由全预应力构件变成A类部分预应力构件,在运营第13年变成B类部分预应力构件。

4 结 语

本文通过建立背景工程的板壳实体有限元模型,首先分析后结合预应力组合梁桥在施工阶段和

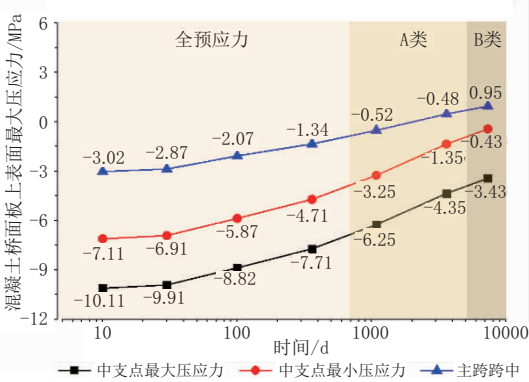


图11 桥面板最大应力随时间变化曲线图

短期运营阶段中的受力性能,然后考虑收缩徐变等长期力学行为,研究不同时间段混凝土桥面板和钢梁的应力变化,得到如下结论:

- (1)背景工程的负弯矩区混凝土桥面板在施工阶段不承担一期恒载产生的拉应力,而且在后结合法和顶升/回落法的作用下,中支点截面产生7.33~10.33 MPa的预压应力储备。
- (2)背景工程在短期运营阶段受力最不利的工况是梯度降温,中支点混凝土桥面板在曲线外侧的边缘只剩下3.33 MPa的预压应力储备,满足全预应力状态的要求。
- (3)收缩徐变在长期运营阶段降低负弯矩区混凝土桥面板的预压应力储备,负弯矩区混凝土桥面板在运营第2年由全预应力构件变成A类部分预应力构件,在运营第13年变成B类部分预应力构件。

参考文献:

[1] 聂建国,余志武.钢—混凝土组合梁在我国的研究及应用[J].土木工程学报,1999,32(2):3-7.
[2] 邵长宇.梁式组合结构桥梁[M].北京:中国建筑工业出版社,2015.
[3] 苏庆田,杨国涛,吴冲.预制预应力混凝土板组合梁受力性能试验[J].同济大学学报(自然科学版),2012,40(7):996-1002.
[4] 胡一鸣.后结合预应力槽形组合梁的合理结构与受力性能研究[D].上海:同济大学,2019.
[5] 郭瑞,苏庆田,李晨翔,等.后结合预应力组合梁负弯矩区混凝土开

板顺桥向最大压应力仅降低 1.35 MPa。混凝土桥面板增厚后,对主梁受力的改善并不明显,反而会增大钢顶板和混凝土桥面板的压应力;除此之外,还会引起缆索、桥塔、基础受力的增加。因此,综合结构第一、第二体系受力情况,对于大跨自锚式悬索桥,当混凝土桥面板厚度在 100~150 mm 范围时,其厚度越小结构经济性越好。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 3362—2018)规定 I 类(一般环境)的最小保护层厚度为 20 mm,II 类(冻融环境)为 30 mm。《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTJ/T 3310—2019)对保护层厚度作出了更为严格细致的规定,一般环境细分为 I-A、I-B、I-C 3 类,最小保护层厚度分别为 20 mm、25 mm、30 mm;对于 II 类环境最小保护层厚度取 30~35 mm。因此混凝土板厚宜依据保护层厚度要求和纵、横向钢筋直径综合确定。对于 C60 混凝土桥面板,若桥面板顶层保护层厚度为 30 mm,底层因与钢顶板接触,保护层厚度适当降低取为 10 mm,纵向设置 2 层钢筋,横向设置 1 层钢筋,钢筋直径均为 20 mm,则此时保护层与钢筋直径之和为 100 mm。因此,若桥面板厚度为 100 mm,钢筋间将无法设置间隙,从构造角度考虑,混凝土桥面板厚度不宜低于 120 mm。

3 结 语

(1)当除 U 肋外保持其他桥面板构造不变,U 肋用钢量一定时,在满足钢板刚度的前提下,U 肋尺寸

越大,混凝土桥面板、U 肋应力水平越低;钢顶板受组合截面中心轴的影响,U 肋尺寸大时钢顶板应力可能增加,但变化幅度不大。对于正交异性组合桥面板,在满足钢板刚度、U 肋冷弯加工板厚的条件下,大尺寸 U 肋具有较好的力学性能和经济性。

(2)混凝土桥面板厚 120 mm 时,通过调整 U 肋尺寸保持 U 肋应力不随横隔板间距变化,U 肋与横隔板材料用量之和随横隔板间距增加先降低后增加,在间距 4.5 m 时达到最低。对于正交异性组合桥面板,横隔板间距 4.5 m 时经济性最优。

(3)钢顶板位于正交异性组合桥面板中心轴附近,其板厚变化对组合桥面板整体抗弯刚度影响较小,对桥面板第二体系变化影响较小,设计时主要考虑钢桥面板第一体系受力及构造需求板厚即可。考虑钢板局部稳定及与剪力连接件焊接性能,其板厚不宜过小,建议采用厚度为 12 mm 的钢顶板。

(4)混凝土桥面板厚度需综合结构第一、第二体系受力情况统筹考虑。对于大跨度桥梁,较小的混凝土板厚具有较优的经济性。混凝土板厚宜依据保护层厚度要求和纵、横向钢筋直径综合确定。从构造角度考虑,混凝土桥面板厚度不宜低于 120 mm。

参考文献:

- [1] 苏庆田,韩旭,姜旭,等.U 形肋正交异性组合桥面板力学性能[J].哈尔滨工业大学学报,2016,48(9):14-19.
- [2] 田启贤,高立强,周尚猛,等.超高性能混凝土—钢正交异性板组合桥面试验研究[J].桥梁建设,2019,49(增刊 1):13-19.

(上接第 186 页)

- 裂性能试验[J].同济大学学报(自然科学版),2015,43(3):352-356.
- [6] 苏庆田,邹迪升,张龙伟,等.后结合预应力组合梁桥的混凝土预应力实效测试与分析[J].同济大学学报(自然科学版),2021,49(8):

1061-1069.

- [7] JTJ D60—2015,公路桥涵设计通用规范[S].
- [8] JTJ 3362—2018,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].