

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2023.06.025

预应力 RC-UHPC 简支组合箱梁设计

肖 钢¹, 杨 阳², 夏樟华², 暨邦冲³, 林上顺³, 林玉莲⁴

(1. 中铁二局第三工程有限公司, 四川 成都 610083; 2. 福州大学土木工程学院, 福建 福州 350108; 3. 福建工程学院土木工程学院, 福建 福州 350118; 4. 福州旌研工程科技有限公司, 福建 福州 350002)

摘 要: 为改善混凝土箱梁的受力性能, 提出预应力 RC-UHPC 简支组合箱梁新结构。以实际工程中某现浇预应力单箱双室简支箱梁桥为工程背景, 开展设计研究, 采用预应力 RC-UHPC 组合箱梁替代原设计的现浇箱梁, 通过理论分析和 MIDAS CIVIL 相结合的方式, 探讨了此结构的计算方法, 并对设计的箱梁进行设计计算, 结果表明所设计的新结构的抗弯承载力和最大变形量等均符合现行设计规范的要求。通过对原设计箱梁和新型箱梁的造价、施工便利性、耐久性等方面进行比较, 发现所提出的新型箱梁的造价与原设计箱梁较为接近, 但其混凝土和预应力筋的用量比原现浇桥减少了 49.6% 和 21.1%, 可采用预制吊装方案, 施工方便, 且腹板采用的 UHPC 抗裂性、耐久性均得到明显提高, 具有广阔的应用前景。

关键词: 组合箱桥; 预制拼装; RC-UHPC; 耐久性; 造价

中图分类号: TU997

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)06-0089-05

0 引 言

超高性能混凝土 (简称 UHPC) 具有抗压强度高、抗裂性高及低徐变特性等优点^[1-2], 已经在桥梁工程中具有广泛的应用^[3-4]。国内外学者已经针对这种新型结构开展一些研究, 2004 年, 澳大利亚建造的 Shepherd's Gully Creek 公路桥^[5], 采用 I 型 UHPC 主梁, 再浇筑普通钢筋混凝土桥面板, 是 RC-UHPC 组合梁桥的早期探索的结构形式; 肖国梁、高日等^[6-7]提出了跨径为 32 m 的 RPC-NC 组合箱梁的设计方案, 使得大刚度的全 UHPC 箱梁对高铁列车运行不利的问题得以解决; 2011 年美国爱荷华州建成的 Little Cedar Creek 桥^[8]采用了 RC 的 I 型梁, 在其上架设预制的 UHPC 华夫板, 板间采用湿接缝连接。2012 湖南大学邵旭东教授科研团队, 提出了一种全预制 UHPC “π” 形梁^[8], 在重量、耐久性 & 施工便利性方面都具有明显的改善; 季文玉等^[9-11]提出一种 RC-UHPC 叠合梁, 并做了一系列的试验; 在马来西亚已建成的 93 座 UHPC 桥梁中, 箱型及 T 型的 UHPC-RC 组合梁是最常用的结构形式, 所占比例高达 72%^[12]。

预应力 RC-UHPC 组合箱梁, 与传统的 RC 箱梁相比, 能减少或减小箱梁受拉区的裂缝和裂缝宽度, 能够使结构尺寸得到优化, 极大减轻结构自重,

降低梁体自重所占结构总效应的比重, 减轻下部结构负担, 改善桥梁的经济指标^[13-15]。它所具有的优越的抗氯离子渗透、抗碳化、抗腐蚀、抗渗、抗冻、耐磨等性能^[16], 能满足现代桥梁对结构耐久性的要求, 延长桥梁结构的使用寿命, 减少或免除桥梁后期维护费用, 降低全寿命造价。UHPC 在桥梁结构中已经得到了广泛的应用, 其中箱形截面的预应力 RC-UHPC 组合箱梁桥由于具有较大的截面抗弯和抗扭刚度, 且受力合理, 应用前景较好。

为探讨 RC-UHPC 组合箱梁的工程应用前景, 本文以某单向双室现浇简支箱梁为原型, 进行 40 m 预应力 RC-UHPC 简支组合箱梁试设计, 对主梁进行各项验算, 及试设计桥和原桥的比较讨论, 以研究其在实际工程中的可行性。

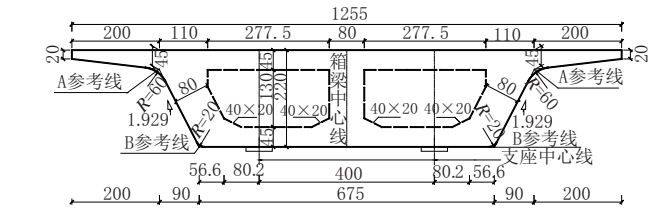


图 1 原桥支点截面 (单位: cm)

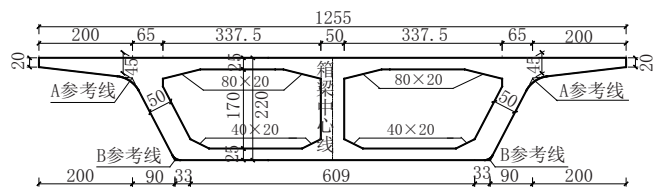


图 2 原桥跨中截面 (单位: cm)

收稿日期: 2022-07-06

作者简介: 肖钢(1994—), 男, 学士, 助理工程师, 从事公路工程施工研究工作。

1 预制预应力 RC-UHPC 试设计

1.1 工程背景介绍

单箱双室现浇简支箱梁桥,跨径为 40 m,计算跨径为 39.92 m,梁高 2.2 m,桥面宽为 12.25 m,汽车荷载为公路一级。采用腹板和底板变厚度,跨中底板和顶板 25 cm、腹板 50 cm,支点底板和顶板 45 cm、腹板 80 cm,纵桥向变厚长度为 16 m。本桥支座采用 JZQZ 摩擦摆减隔震球形支座,其技术性能和要求满足《桥梁球形支座》(GB/T 17955—2009)相关规定。支座布置如图 3,优化试设计支座布置如图 4。

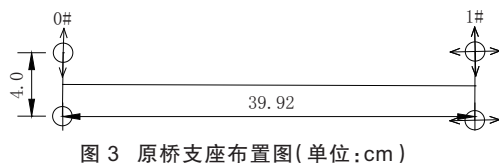


图 3 原桥支座布置图(单位:cm)

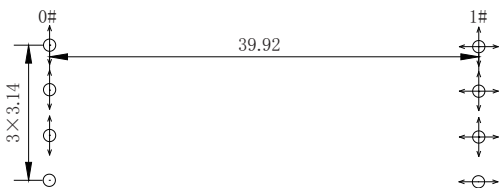


图 4 优化试设计支座布置图(单位:cm)

对预制拼装的简支箱梁桥进行设计,其桥面宽为 12.25 m,斜度为 0°,采用《公路桥涵通用设计规范》(JTG D60—2015)中规定的汽车荷载—I 级进行设计,安全等级为一级,安全系数为 1.1。

1.2 设计方案

预制拼装 RC-UHPC 的特点如下:(1)普通钢筋整体绑扎,不单独设置剪力键;(2)预制厂制作构件时,先浇筑普通混凝土,后浇筑 UHPC,利用两者接缝强度大于单个构件强度的特点;(3)采用体外预应力的形式,降低了预应力管道对截面 UHPC“U”型梁部分的削弱作用,截面 UHPC 部分仅配置少量构造钢筋。

1.3 试设计横截面布置

试设计将原现浇箱梁改为预制拼装预应力 RC-UHPC 组合小箱梁桥。考虑到组合梁的整体性设计,采用倒置预制的方式,即先预制普通混凝土桥面板,再预制 UHPC 的“U”型梁部分,利用它们之间的粘结强度大于普通混凝土强度的特点,保证了单个箱梁的整体性;同时,RC 桥面板与 UHPC“U”型梁之间还有钢筋连接。预制完成后将采用机械设备将其翻转,试设计箱梁的跨中及支点处的横截面如图 5。主梁中心间距 3.137 5 m,纵桥向等间距布置 5 道横隔板,每片主梁之间设有湿接缝,横隔板与湿接缝的

结构形式与我国交通部颁布的预应力钢筋混凝土小箱梁标准图中的结构形式一致,以确保每片主梁协同受力。每个箱梁底板布置 5 个预应力钢束 $10\phi 15.2$,间距为 160 mm,考虑到体内预应力孔道对截面的削弱作用,试设计桥梁采用体外预应力束,钢束布置如图 6 所示。

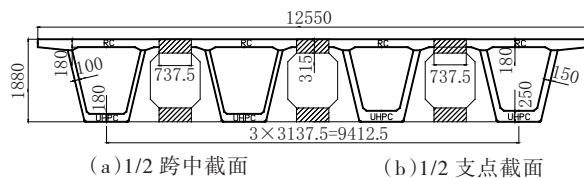


图 5 试设计横截面图(单位:mm)

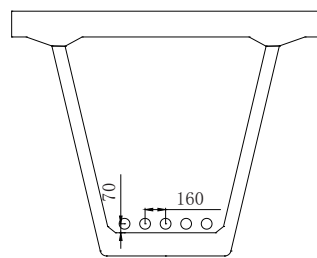


图 6 试设计梁桥钢束布置图

1.4 材料选择

UHPC 的力学性受材料配合比的影响有较大的变化,参照文献《活性粉末混凝土》(GB/T 31387—2015),确定 UHPC 材料的设计指标如表 1。

表 1 UHPC 材料设计指标

强度等级	弹性模量 E/GPa	抗压强度 /MPa		抗拉强度 /MPa	
		标准值	设计值	标准值	设计值
130	43	91	63	7.8	5.35

UHPC 在承受拉应力时,常表现出硬化特性,即在开裂后依然可以承受拉应力;同时,由于 UHPC 的抗拉强度约为普通混凝土的 4 倍左右,故 UHPC 在受力阶段常表现为弹性阶段受力,预应力钢绞线及普通钢筋的标准值和设计值是根据我国公路桥梁规范《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)确定,如表 2 所示。

表 2 预应力筋及普通钢筋

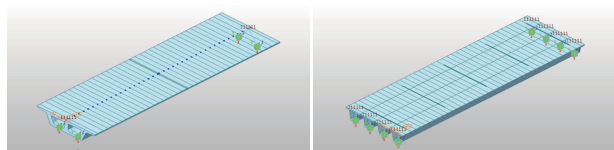
材料	弹性模量 E/GPa	抗拉强度 /MPa	
		标准值	设计值
预应力筋	195	1 860	1 260
普通钢筋	200	400	330

2 结构分析

2.1 模型简介

采用 MIDAS CIVIL 2019 软件建立原现浇箱梁桥和预制拼装组合梁桥的有限元模型,如图 7。原桥

单梁的梁单元模拟,42个单元51个节点,试设计桥梁为多梁采用梁格法建立模型,400个单元213个节点。



(a) 原现浇筒支梁模型 (b) 试设计预应力整体式组合梁桥

图7 MIDAS CIVIL 全桥模型

试设计桥梁和原桥均采用JZQZ摩擦摆减隔震球形支座,其技术性能满足《桥梁球形支座》(GB/T 17955—2009)中相关规定。在模型中模拟出桥梁支座的实际厚度,采用“刚性连接+弹性连接+固定约束”的形式,约束方向设置按照图3、图4的方式进行约束。试设计主梁之间通过虚拟横梁连接,并按照实际设置横隔板,铺装及活载布置和原桥一致。

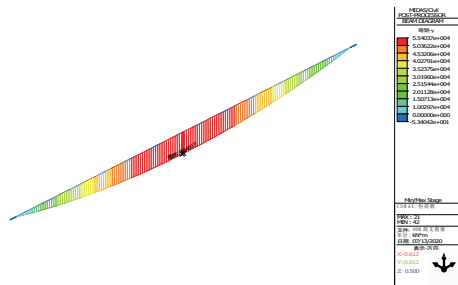


图8 原桥恒载作用下弯矩图

2.2 内力分析

原现浇桥和预应力 RC-UHPC 简支组合试设计桥梁在恒载作用下的弯矩图如图9、图10,因试设计桥梁的截面尺寸大为减薄,恒载作用下的最大弯矩由原桥的 55 403 kN·m 减小至 9 760 kN·m,即仅为原桥的 17.6%,说明在恒载作用下结构的受力较原桥有很大改善。在汽车荷载作用下,原桥与试设计桥最大弯矩分别 14 530 kN·m 与 4 618 kN·m,即试设计桥梁中单片主梁的最大弯矩为原桥主梁的 31.8%。

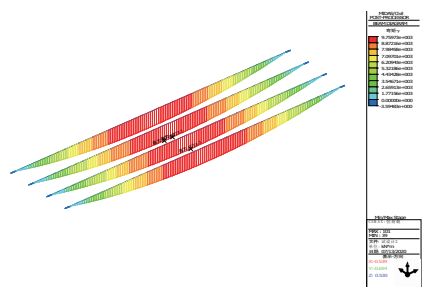


图9 试设计桥恒载作用下弯矩图

2.3 抗弯承载力验算

在作抗弯承载力验算时需做如下假设:(1)构件受力时,截面应变需符合平截面假定,并且 UHPC 与

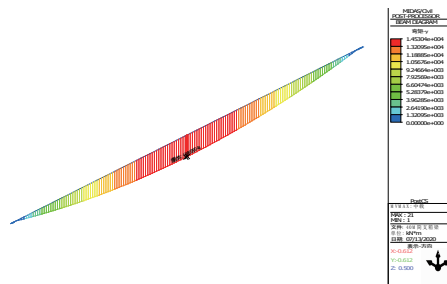


图10 原桥汽车荷载作用下弯矩图

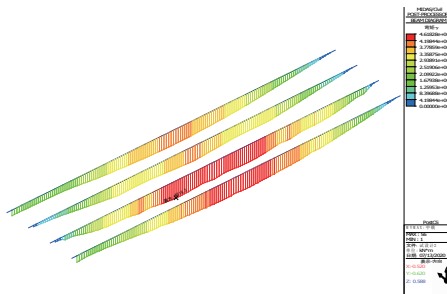


图11 试设计桥汽车荷载作用下弯矩图

普通混凝土之间的黏结效果为理想状态,即未发生滑移位; (2)受压区 RC 和受拉区的 UHPC 的应力图简化为矩形; (3)当中性轴位于翼缘板时,不考虑 RC 的抗拉强度,受拉侧的 UHPC 抗拉强度,其拉应力大小取抗拉设计值的 0.5 倍^[17],即假设 $f_t = kf_t$,其中 $k=0.5$ 。

如图12所示,极限状态时,当中性轴处于 RC 部分时:

$$\alpha f_{cR} b_t \beta x_c = f_{ft} (2b_f t_f + b_b t_b) + f_{py} A_p + f_{sy} A_s \quad (1)$$

$$M_u = f_{py} A_p h_p + f_{sy} A_s h_s - \alpha f_{cR} b_t \beta^2 x_c^2 / 2 + M_t \quad (2)$$

式中: α 、 β 为等效矩形应力图系数; f_{cR} 为普通混凝土的轴心抗压强度; b_t 为翼缘宽度; x_c 为受压区高度; b_f 、 t_f 分别为腹板厚度、高度; b_b 、 t_b 分别为底板宽度、厚度; f_{py} 、 f_{sy} 分别为预应力筋及普通钢筋的抗拉强度; A_p 、 A_s 分别为预应力筋及普通钢筋的面积; M_u 为极限抗弯承载力; M_t 为受拉区的抵抗弯矩,按式(3)计算:

$$M_t = f_{ft} [b_b t_b (h - t_b / 2) + 2b_f t_f (h - t_b - t_f / 2)] \quad (3)$$

式中: h 为截面高度。

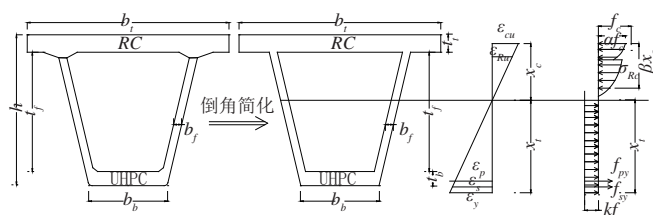


图12 极限状态时换算截面的应变、应力分布图

极限状态时,当中性轴处于 UHPC 部分时,有:

$$\alpha f_{cR} b_t \beta x_c + \alpha f_{cu} b_t \beta (x_c - t_t) = f_{py} A_p + f_{ft} [2b_f (t_f - h + x_c) + b_b t_b] + f_{sy} A_s \quad (4)$$

$$M_u = f_{py} A_p h_p + f_{sy} A_s h_s - \alpha f_{cR} b_1 t_1 (x_c - t_1 / 2) - \alpha f_{cu} b_1 (\beta x_c - t_1) (x_c - \beta x_c / 2 + 3 t_1 / 2) + M_1 \quad (5)$$

式中: f_{cu} 为 UHPC 的抗压强度。

组合梁主梁高 1.88 m, 跨中顶底板板厚度均为 18 cm, 支点处底板厚 25 cm, 顶板厚度不变, 腹板由跨中 10 cm, 其中受拉区的抵抗弯矩:

$$M_1 = f_{ft} \left[b_b t_b \left(h - \frac{t_b}{2} \right) + b_f t_f (h - x_c - t_b) \right] \quad (6)$$

2.4 抗剪承载力验算

计算斜截面抗剪承载力时, 偏保守的不考虑 RC 的抗剪作用, 只计算 UHPC 的部分的抗剪作用, 组合梁的抗剪承载力计算方法参考法国的 UHPC 规范《Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete-Interim Recommendations》(2013) 进行计算。计算公式如下:

$$V_u = V_c + V_s + V_f \quad (7)$$

$$V_c = \frac{0.24}{\gamma_{cf} \gamma_E} k_N f_{ck}^{0.5} b_z \quad (8)$$

$$V_s = \frac{A_{sv}}{s_v} z f_{sv} \cot \theta \quad (9)$$

$$V_f = \frac{A_{fv} \sigma_f}{\tan \theta} \quad (10)$$

式中: V_u 为斜截面抗剪承载力设计值; V_c 为配预应力筋的 UHPC 截面中, 斜截面 UHPC 部分受剪承载力设计值; V_s 为箍筋承载力设计值; V_f 为钢纤维承载力设计值; f_{ck} 为混凝土的轴心抗压强度标准值; b 为截面腹板的宽度; z 为弯矩作用下构件的内力臂; γ_{cf} 为承载能力极限状态验算时 UHPC 抗拉安全系数, 取 1.45; γ_E 为安全系数, 可取 1.5; k_N 为荷载或预应力提高系数; A_{sv} 为箍筋截面面积, mm^2 ; s_v 为抗剪箍筋间距, mm ; f_{sv} 为抗剪箍筋抗拉强度设计值, MPa ; θ 为主压应力与梁轴线间夹角; σ_f 为纤维增强截面的参与抗拉强度, MPa ; A_{fv} 为纤维作用面积, mm^2 。

2.5 裂缝宽度验算

在进行裂缝宽度计算时, 首先做出如下假设: (1) 箱梁的截面应变符合平截面假定; (2) 假设受拉区 UHPC 全部参与截面的受力。

《钢-混凝土组合桥梁设计规范》(GB5-917—2013) 中给出, 在计算截面的应力时, 需将组合截面换算成统一的截面, 即采用有效弹性模量比来代替弹性模量比, 将 RC 截面换算为 UHPC 部分的材料, 计算公式如下:

$$n_L = \frac{E_u}{E_c} [1 + \psi_L \phi(t, t_0)] \quad (11)$$

式中: E_u 为 UHPC 的弹性模量; E_c 为 RC 的弹性模量; ψ_L 为与荷载类型相关的徐变因子; $\phi(t, t_0)$ 为由加载龄期 t_0 计算的时间 t 的徐变系数。

法国 UHPC 规范给出了计算正常使用极限状态下的 UHPC 梁的裂缝计算方法, 通过计算钢筋与 UHPC 之间的应变差来计算钢筋位置处的裂缝宽度, 然后通过换算的方法换算为 UHPC 的裂缝宽度, 计算公式如下式:

$$w_t = w_s (h - x_0 - x') / (h_0 - x_0 - x') \quad (12)$$

$$w_s = S_{r, \max} (\varepsilon_{sm, f} - \varepsilon_{cm, f}) \quad (13)$$

$$\varepsilon_{sm, f} - \varepsilon_{cm, f} = \sigma_{ss} / E_s - f_{ctm} / E_c - [k_t (f_{ctm, el} - f_{ctfm}) (1 / \rho_{eff} + E_s / E_c)] / E_s \quad (14)$$

式中: x_0 为受压区高度; h_0 为截面有效高度; x' 为受拉弹性高度; σ_{ss} 为裂缝所在位置的钢筋应力; E_s 、 E_c 分别为钢筋、UHPC 弹性模量; f_{ctfm} 为 UHPC 开裂后的应力最大值的平均值, 本文取 5.6 MPa; $f_{ctm, el}$ 为 UHPC 线弹性抗拉强度平均值, 本文取 5.6 MPa; ρ_{eff} 为有效配筋率; k_t 为荷载特征系数, 短期荷载取 0.6, 长期荷载取 0.4。

2.6 组合桥梁结构验算

由于基础变位、收缩徐变及温度荷载不会使组合梁产生内力, 因此, 本文提出的组合箱梁的计算荷载包括自重(一期恒载)、铺装(二期恒载)、预应力荷载、汽车荷载。根据规范《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015) 进行设计荷载组合, 并依据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018) 对主梁进行验算, 由计算结果可知, 预应力 RC-UHPC 组合梁桥主梁的承载力、应力和挠度均满足规范相关要求。在极限荷载作用下, 本文提出的组合箱梁的最大拉应力值为 2.3 MPa, 而本文采用表 2 的材料强度设计值为 5.3 MPa, 安全储备较高。

2.7 活载挠度

挠度验算时, 参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土设计规范》(JTG 3362—2018) 的第 6.5.3 条规定, 对于预应力混凝土受弯构件, 在不计入冲击力的情况下, 且汽车荷载与人群荷载的频遇组合下, 简支梁所产生的挠度的最大值不应超过计算跨径的 1/600。验算后可知, 原桥和试设计桥梁在活载作用下的挠度分别为 -10.6 mm、-32.1 mm, 均小于 1/600 即 66.5 mm, 满足要求。预制拼装预应力 RC-UHPC 试设计桥梁应在满足规范要求的强度和挠度的基础上, 以降低主梁高度为宜, 以获得较大的桥下净空。

3 讨论

UHPC的抗拉强度约为普通混凝土的5~10倍以上,将UHPC作为受拉区材料,相对原桥箱梁普通混凝土,能极大改善了箱梁底部的抗裂性能,降低桥梁在运营期的维修养护成本。原桥箱梁与本文提出的组合箱梁的材料用量如表3所示,本文提出的组合箱梁的造价虽然略高于原现浇桥,但本文提出的组合箱梁的自重约为原桥箱梁的46.9%,且单片梁的自重约为124.7 t,可实现组合梁小箱梁的预制,便于运输,降低了下部结构的成本。

表3 原现浇桥和预制组合箱梁桥材料用量

对比项目	单价	大箱梁	RC-UHPC小箱梁
混凝土用量/m ³	1 400	375.5	101.7
UHPC用量/m ³	5 000	0.0	87.4
钢筋用量/t	3 500	76.0	76.0
体内钢绞线用量/kg	12	19 261.0	0.0
体外钢绞线用量/kg	15	0.0	15 408.0
主材料总体造价/万元		102.3	107.6
上部结构重量/t		938.8	498.9
重量比			46.9%

由表3可知,本文提出的组合箱梁的混凝土和预应力筋的用量分别为101.7 t和15.4 t,比原现浇桥减少了49.6%和21.1%,主要是因为UHPC为高强度和高性能的新型混凝土材料UHPC的桥梁可采用较为轻薄的截面形式即可满足结构的受力要求。虽其总体造价比原桥箱梁的贵5.3万元,但将较高耐久性的材料用在受拉区,使其具有了较高的性价比。

为减少UHPC收缩对其自身的影响,组合箱梁施工时首先浇筑UHPC“U”型梁两侧腹板,其次浇筑“U”型梁底板,然后浇筑“U”型梁的翼缘板及UHPC模板,待UHPC拼装完成之后,再浇筑RC的桥面板。桥梁上部与下部结构的施工可同步进行,显著缩小施工工期;施工便利性方面,构件的在工厂预制不受天气的影响,不用搭设脚手架支模板的工序,并且构件重量较轻(120 t)运输和架设均较为便捷;施工安全性方面,构件预制及现场拼装以机械施工为主,人工较少,相对现浇施工安全性有保障;施工环境影响方面,减小了现场模板的数量,耗材大大减少,现浇混凝土较少,减少了环境污染等。

4 结论

(1)通过理论分析和MIDAS CIVIL相结合的方式,对试设计的箱梁进行设计计算,结果表明所设计

的预应力RC-UHPC组合箱梁的抗弯承载力和最大变形量等均符合现行桥梁设计规范的要求。

(2)与同等跨径的现浇预应力混凝土箱梁相比,预应力RC-UHPC组合箱梁的内力降低较多,其恒载弯矩仅为原设计的17.6%左右,汽车荷载作用下单片主梁的最大弯矩为原桥主梁的31.8%。其腹板和底板采用UHPC抗裂性、耐久性较强的UHPC,因此组合箱梁的受力性能均得到明显提高。

(3)与整体现浇的预应力混凝土箱梁相比,同等跨径的预应力RC-UHPC简支组合箱梁的混凝土和预应力筋用量比原现浇桥减少了49.6%和21.1%,可采用预制吊装方案,施工方便,表明预应力RC-UHPC简支组合箱梁桥在施工便利性、受力性能等方面具有明显优势。

(4)预应力RC-UHPC组合箱梁的挠度为原设计的整体现浇预应力混凝土箱梁的3倍,表明这种结构刚度比原桥结构的刚度降低较多,如何采取合理的构造措施提高预应力RC-UHPC组合箱梁的刚度,仍有待今后进一步开展系统深入的研究。

参考文献:

- [1] RICHARD P, CHEYREZY M. Composition of reactive powder concretes[J]. Cement and Concrete Research, 1995, 25(7): 1501-11.
- [2] DE LARRARD F, SEDRAN T. Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model [J]. Cement and Concrete Research, 1994, 24(6): 997-1009.
- [3] 杜任远,黄卿维,陈宝春.活性粉末混凝土桥梁应用与研究[J]. 世界桥梁, 2013, 41(1): 69-74.
- [4] 邵旭东,邱明红,晏班夫,等.超高性能混凝土在国内外桥梁工程中的研究与应用进展[J].材料导报, 2017, 31(23): 33-43.
- [5] REBENTROST M, WIGHT G, FEHLING E. Experience and applications of ultra-high performance concrete in Asia; proceedings of the 2nd international symposium on ultra high performance concrete [C], 2008.
- [6] 肖国梁,高日,李承根.活性粉末混凝土与普通混凝土组合箱梁的受力性能[J].铁道学报, 2004(4): 116-119.
- [7] 肖国梁,高日,吕晓寅.活性粉末混凝土与普通混凝土组合梁的界面应力[J].建材技术与应用, 2003(6): 8-10.
- [8] 邵旭东. 预制超高性能混凝土 π 形梁桥的设计与初步试验[J]. 中国公路学报, 2018, 31(1).
- [9] 贾占坤.RPC-NC叠合结构结合面抗剪性能试验研究[D].北京:北京交通大学, 2014.
- [10] 季文玉,过民龙,李旺旺.RPC-NC组合梁界面受力性能研究[J]. 中国铁道科学, 2016, 2016(1): 46-52.
- [11] 张劭明,过民龙.RPC-NC叠合面剪切滑移试验研究[J].铁道标准设计, 2014, 58(9): 70-4.
- [12] Voo Y L, Foster S, Pek L G. Ultra-high performance concrete-tech-

表 7 工况 1:主桥相关位置 E2 地震作用下产生位移 单位:m

位置	顺桥向地震		横桥向地震	
	顺桥向	竖向	横桥向	竖向
塔顶	1.094	0.013	0.382	0.021
桥塔处主梁	1.324	0.659	0.249	0.64
塔梁相对位移	1.344	0.659	0.197	0.656

表 8 工况 2:主桥相关位置 E2 地震作用下产生位移 单位:m

位置	顺桥向地震		横桥向地震	
	顺桥向	竖向	横桥向	竖向
塔顶	0.435	0.013	0.34	0.018
桥塔处主梁	0.434	0.649	0.162	0.637
塔梁相对位移	0.479	0.65	0.124	0.644

表 9 工况 3:主桥相关位置 E2 地震作用下产生位移 单位:m

位置	顺桥向地震		横桥向地震	
	顺桥向	竖向	横桥向	竖向
塔顶	0.323	0.013	0.366	0.018
桥塔处主梁	0.335	0.65	0.15	0.636
塔梁相对位移	0.347	0.662	0.123	0.657

行了静力及动力有限元计算分析,得到以下结论:

(1)静力情况下,为了在整体升降温过程中桥梁各位置均匀变形,不在桥塔的塔顶或者主梁的梁端出现过大的位移,建议在桥塔处设置主梁的顺桥向约束,或采用铅芯橡胶支座等方式将主梁的温度 0

点尽可能布置在主塔附近。

(2)在地震烈度较高的地区,独塔自锚式悬索桥宜采用纵向全飘浮或半飘浮体系来达到减隔震目的,同时可采用铅芯橡胶支座来调整支座的竖向和纵向刚度,减少地震产生的上拔力,主动控制各个桥墩分配的地震力大小。

参考文献:

[1] 张元凯,肖汝诚,金成棣.自锚式悬索桥的设计[J].桥梁建设,2002(5):30-32.

[2] 邵旭东,邓军,李立峰,等.自锚式悬索桥主缆锚固结构研究[J].土木工程学报,2006(7):85-91.

[3] 邓军.自锚式悬索桥主缆系统计算和锚固区试验研究[D].长沙:湖南大学,2006.

[4] 苏庆田,周家兴,吴冲.自锚式悬索桥钢主梁主缆锚固结构力学性能分析与优化[J].结构工程师,2012,28(1):1-7.

[5] 谭冬莲.大跨径自锚式悬索桥合理成桥状态的确定方法[J].中国公路学报,2005(4):51-55.

[6] 周绪红,武隼,狄瑾.大跨径自锚式悬索桥受力分析[J].土木工程学报,2006(2):42-45,65.

[7] 吴海军,王邵锐,周志祥,等.超大跨自锚式悬索桥主梁配重研究[J].中外公路,2013(4):100-103.

[8] 郭锦良.独塔空间索面自锚式悬索桥结构设计[J].城市道桥与防洪,2012(4):49-53.

[9] 马志芳,黄才良,荆友彰.独塔双跨自锚式悬索桥设计与分析[J].低温建筑技术,2012(12):56-58.

[10] 孙东超,胡自忠,曾源,等.独塔自锚式悬索桥设计[J].中国市政工程,2007(10):24-28.

(上接第 93 页)

nology for present and future [C]. Fib Symposium 2017. Maastricht, 2017.

[13] 钟铁毅,刘志东,闫志刚,等.铁路 32 m 预应力活性粉末混凝土低高度梁力学性能研究[J].中国铁道科学,2012,33(6): 11-6.

[14] 闫志刚,季文玉,安明喆.活性粉末混凝土 T 形梁承载力试验与全过程分析[J].北京交通大学学报,2009,33(1): 86-90.

[15] 刘志东.铁路 32 m 预应力活性粉末混凝土 T 形梁设计及试验研究[D].北京:北京交通大学,2009.

[16] 寇佳亮,刘云昊,张浩博.活性粉末混凝土力学性能及耐久性能试验研究[J].建筑结构,2018,48(2): 48-54,47.

[17] 杨剑,方志.预应力超高性能混凝土梁的受弯性能研究[J].中国公路学报,2009,22(1): 39-46.