石家庄铁道大学学报(自然科学版) Vol. 34 No. 2 **第**34 卷 第 2 期

2021 年 6 月 Journal of Shijiazhuang Tiedao University(Natural Science Edition) Iun. 2021

波形钢腹板组合箱梁抗扭性能的试验及理论研究

张彦玲^{1,2}, 刘宇坤^{1,2}, 李运生^{1,2}

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院,河北 石家庄 050043;

2. 石家庄铁道大学 道路与铁道工程安全保障省部共建教育部重点实验室,河北 石家庄 050043)

摘要:为了研究波形钢腹板组合箱梁的扭转性能,分别对2根单箱单室截面和单箱双室截 面波形钢腹板预应力混凝土组合箱梁在纯扭作用下的受力性能进行了全过程加载试验研究,测 试了试验梁的扭转角、截面应变和裂缝随荷载发展的规律,获得了波形钢腹板组合梁纯扭破坏 现象,并根据试验结果给出了开裂扭矩和极限扭矩的计算方法。结果表明,波形钢腹板组合箱 梁在纯扭作用下,混凝土顶、底板斜裂缝与梁轴线呈 40°~45°的夹角;混凝土开裂前扭率与扭矩 呈线性增长关系,开裂以后试验梁扭转刚度降低,扭率与扭矩呈非线性增长;开裂扭矩和极限扭 矩均可以表示为闭口截面与混凝土板式截面所承担的扭矩的叠加。

关键词:组合箱梁;波形钢腹板;纯扭性能;开裂扭矩;极限扭矩

中图分类号: U448.21+6 文献标志码: A 文章编号: 2095-0373(2021)02-0001-09

波形钢腹板组合箱梁是近些年在我国桥梁结构中得到广泛应用的一种新型组合结构,具有自重轻、 受力性能较好、能充分利用钢材和混凝土的材料特性等优点,具有十分广阔的发展前景。

对于波形钢腹板组合箱梁的抗扭性能,国内外专家学者进行了一系列研究。通过大量的模型试验和 数值分析,目前一般认为波形钢腹板不抵抗轴力,主要承担剪应力,而翘曲正应力主要由混凝土翼板承 担,与传统混凝土箱梁相比,波形钢腹板组合箱梁的抗扭刚度有所下降[18]。在理论分析方面,则主要是 采用乌氏第二理论和弹性地基梁法分别进行扭转和畸变效应的计算[9-11]。以上研究均是针对单箱单室截 面波形钢腹板组合箱梁,对于单箱多室截面目前也有部分研究[12-13],但相对来说研究成果还不够丰富,尤 其在试验研究方面的数据积累还很少。

本文通过对2根波形钢腹板组合箱梁施加纯扭矩的试验方式,研究波形钢腹板组合箱梁在扭转作用 下的力学性能、破坏形态、波形钢腹板箱梁扭矩-扭率曲线、裂缝分布情况以及混凝土板、波形钢腹板和钢 筋的应变分布规律,并对开裂扭矩和极限扭矩的计算方法进行研究。

试验研究 1

1.1 试验梁尺寸及构造

本试验为国家自然科学基金《波形钢腹板预应力曲线组合梁弯扭性能研究》中全部模型试验的一部 分,共设计了 2 片波形钢腹板组合箱梁用于扭转性能的研究,其中 SST $1 \times$ 为单箱单室截面, SST $2 \times$ 为单 箱双室截面。作为全部模型试验中曲线梁的参考梁,以及进行其他动力测试的需要,SST1*和 SST2*梁 长与其他模型梁保持一致,均为4.7m。波形钢腹板均厚3mm,上下翼缘厚6mm。为保证加载试验能够 顺利进行,在试验梁的两端、1/3、2/3跨度处共设置 4 处横隔板,其中端横隔板厚度为 0.25 m, 1/3、2/3跨 度处横隔板厚度为 0.1 m。

每片试验梁沿纵向设置 2 根 $7\Phi5$ 钢绞线作为预应力筋,直径 15.2 mm,采用后张法进行张拉,每根预

收稿日期:2020-09-25 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j. cnki. sjztddxxbzrb. 20200146

基金项目:国家自然科学基金(51778377,51508348);河北省自然科学基金(E2018210149)

作者简介:张彦玲(1973—),女,博士,教授,研究方向为组合结构桥梁。E-mail:06mzhang@163.com

张彦玲,刘宇坤,李运生.波形钢腹板组合箱梁抗扭性能的试验及理论研究[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2021,34(2):1-9.

应力筋的初始张拉力为 714 MPa(100 kN)。

混凝土板内的普通纵向钢筋和横向箍筋均采用 Φ8 的 HRB400 钢筋。试验梁截面尺寸及配筋设置和 栓钉布置如图 1 所示。



图1 试验梁尺寸(单位:mm)

1.2 材料特性

试验梁顶、底板混凝土设计强度均为 C40。波形钢腹板采用 Q235 钢压制焊接而成。通过材料性能试验 得到:混凝土立方抗压强度标准值为 48.79 MPa;纵向钢筋以及箍筋的屈服强度为 495.59 MPa,极限抗拉强 度为 659.88 MPa;3 mm 厚波形钢腹板的屈服强度为 320.59 MPa,极限抗拉强度为 454.74 MPa;6 mm 厚波 形钢腹板屈服强度为 438.95 MPa,极限抗拉强度为 504.82 MPa。预应力筋抗拉强度等级为 1 860 MPa。

1.3 测试内容及测点布置

由于梁长较大时在扭矩作用下梁端扭转角也会增加,试验操作困难,因此取试验梁 1/3 处横隔板位 置作为固定端,试验段长度取为 3 m,在另一端施加扭矩。选取 2 个截面作为测试截面:跨中截面和距加 载端 1.7 m±0.1 m 处截面。试验测试数据包括顶、底板混凝土应变、钢腹板应变、纵筋和箍筋应变、扭转 角、混凝土裂缝及宽度。由于波形钢腹板组合梁扭转属于空间受力问题,试验过程中无法直接确定主应 变方向,故混凝土和钢腹板的应变片布置采用应变花形式。测点布置情况如图 2 所示。





(C)1994-2021 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

1.4 试验设备及加载方案

试验梁一端为固定端,首先通过反力架以及支墩将试验梁固定,然后通过丝杠将反力架与地面进行

锚固;另一端为加载端,首先通过自制的加载架将试验 梁夹紧,支承在1个沿纵向放置的铰支座上,通过对加 载架加载,使试验梁能够绕着支座进行转动,然后将1 根规格为7Φ5的预应力筋穿过加载架与地面进行锚固, 将张拉千斤顶穿过预应力筋反向固定于反力架的上方, 试验时通过千斤顶张拉预应力筋对试验梁施加向下的 荷载。试验加载时采用荷载分级加载,每次加载10 kN, 加载后持荷等待5 min,待荷载稳定以后进行数据采集。 现场加载设备布置如图3所示。



试验梁加载端



(b)试验梁固定端

```
图 3 加载设备现场布置图
```

(1) 低速未固足斗

2 试验结果

2.1 试验梁受力全过程

根据竖向位移计所测数据,通过计算整理可得到试验梁的扭矩-扭率曲线,见图 4,试验过程中梁的裂 缝分布见图 5。



图 4 试验梁扭矩-扭率图



图 5 试验梁顶板裂缝分布图

由图 4 和图 5 及试验现象可知,2 片梁的加载破坏过程大致相同。在加载初期,混凝土尚未开裂,试 验梁的扭转变形较小,扭矩-扭率曲线基本上为 1 条直线,试验梁处于弹性阶段。达到开裂扭矩后(SST1*为 42.24 kN・m,约为 0.4 倍的极限扭矩,SST2*为 83.72 kN・m,约为 0.36 倍的极限扭矩),混凝土顶、底 板在靠近固定端附近的位置开始出现斜裂缝。随着扭矩的不断增大,裂缝的数目及宽度不断增加,且向 两侧边逐渐延伸,斜裂缝逐渐贯通,形成沿梁长方向均匀分布的大致形状呈螺旋状的裂缝,方向与梁轴线 呈 40°~45°的夹角。与此同时扭率增长明显加快,扭矩-扭率曲线不再呈线性关系,切线斜率开始减小,说 明试验梁扭转刚度下降。当扭矩增大到一定程度时,混凝土板上的裂缝数目不再增加,大部分形成均匀 分布的贯通斜裂缝。当 SST1*外荷载扭矩达到 102.2 kN・m,SST2*达到 235.42 kN・m 时,混凝土板 出现了几条宽度过大的斜裂缝,试验梁局部混凝土开始剥落,扭矩已经不能够再增大,可认为组合梁达到 极限承载状态,但此时钢腹板仍然处于弹性状态,说明试验梁达到极限状态时仍然具有一定的变形和承 载储备能力。

2.2 应变分析

试验梁制作过程中,在钢筋测点处预埋了应变片,可直接获得应变值。混凝土板和钢腹板各测点均 布置为 45°应变花形式,可通过计算得到最大最小主应变以及最大剪应变。由于混凝土开裂后,部分应变 片损坏,下面只针对获得的试验数据进行分析。

2.2.1 混凝土应变分析

图 6 和图 7 为 SST1 * 梁和 SST2 * 梁混凝土板最大主应变及最大剪应变沿梁宽方向的分布情况,图

中Tu指极限扭矩。



图 6 SST1 * 试验梁混凝土板应变沿横向分布图



图 7 SST2 * 试验梁混凝土板应变沿横向分布图

由图 6 和图 7 可以看出:

(1)在试验梁达到开裂扭矩之前,(SST1*试验梁为42.24 kN·m,约为0.4 倍的极限扭矩,SST2* 试验梁为83.72 kN·m,约为0.36 倍的极限扭矩),混凝土板的最大剪应变与最大主应变沿混凝土宽度 方向分布比较均匀,应变值大致相等,近似呈1条直线分布。

(2)SST2*梁开裂后应变的横向分布规律不明显,图中未列出,但由图 6 可以近似看出,达到开裂扭 矩以后,由于裂缝的出现、发展以及不断扩大,最大剪应变与最大主应变的分布沿横向开始不再均匀,部 分测点处的应变值较大,说明在开裂以后,部分混凝土已经进入塑性阶段。

2.2.2 钢腹板应变分析

图 8 和图 9 为 SST1 * 和 SST2 * 梁钢腹板应变沿梁高竖向的分布情况。





⁽C)1994-2021 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net



图 9 SST2 * 试验梁钢腹板应变沿竖向分布图

由图 8 和图 9 可以看出:

(1)在整个试验过程中,波形钢腹板的剪应变沿竖向高度分布比较均匀,近似呈直线分布,当试验梁达到 极限扭矩时(SST1*试验梁为102.2 kN•m,SST2*试验梁为235.42 kN•m),SST1*梁钢腹板剪应变最大 值约为900 $\mu\epsilon$,SST2*梁钢腹板剪应变最大值约为1000 $\mu\epsilon$,远未达到波形钢腹板的剪切屈服应变,钢腹板 在整个试验过程中基本处于弹性阶段,说明当试验梁破坏时,波形钢腹板仍有较大的抗扭能力。

(2)波形钢腹板的正应变沿腹板高度方向分布较为均匀,且正应变值比较小,表明在抵抗扭矩过程 中,波形钢腹板几乎不承担翘曲正应力,主要由混凝土翼板承担。

2.2.3 钢筋应变分析

图 10 和图 11 为 SST1 * 和 SST2 * 梁钢筋应变与扭矩的关系曲线,图中 AZ0 和 AZ1 分布代表混凝 土顶板上层纵筋应变和下层纵筋应变;AG0 和 AG1 分布代表混凝土顶板上层箍筋应变和下层箍筋应变。





由图 10 和图 11 可以看出:



图 11 SST2 * 试验梁钢筋应变曲线图

(1)在试验梁开裂之前,纵筋和箍筋的应变与扭矩呈线性增长的比例关系,且纵筋和箍筋的应变值均比较小。当达到开裂扭矩以后,纵筋和箍筋的应变值由于混凝土的开裂而突然增大,应变增长开始变快,应变与扭矩之间呈非线性增长的比例关系。

2.3 预应力筋增量

试验过程中使用仪器测得试验梁 2 根预应力筋的预应力 的变化,通过计算整理得到预应力筋应力增量与扭矩之间的关 系曲线,如图 12 所示。

由图 12 可知,在扭矩未达到开裂扭矩之前,试验梁的预应 力筋应力增量随扭矩的增加变化很小,最大值只有 4.3 MPa。 当达到开裂扭矩以后,预应力筋的应力增量随扭矩的增加呈非 线性增加,在试验梁破坏时,SST1 * 梁的最大预应力筋应力增



量为65.7 MPa,SST2 * 梁的最大预应力筋应力增量为 126.4 MPa。总的来说,在整个纯扭试验过程中, 扭矩的增加,对预应力筋的影响并不大。

3 开裂扭矩和极限扭矩的计算

3.1 开裂扭矩

波形钢腹板组合箱梁在承受扭矩时,当混凝土翼板的最大主拉应变达到极限拉应变时,将在垂直主 拉应力的方向开裂,因此开裂扭矩可以用最大主拉应变等于混凝土的极限拉应变作为标志^[14]。最大主拉 应变可按闭口截面薄壁杆件的扭转公式进行计算。由试验结果可知,当试验梁混凝土翼板开裂时,纵筋 和箍筋的应变值均比较小,因此开裂扭矩中可不考虑二者的影响,但应考虑预应力筋对开裂扭矩的提高 作用。由于开口截面的抗扭刚度要远小于闭口截面的抗扭刚度,故可忽略其所承担的扭矩,因此波形钢 腹板组合箱梁的开裂扭矩可由闭口截面所承担的开裂扭矩 *T_{ser}*和混凝土板的消压扭矩 *T_{ser}组成*

$$T_{cr} = T_{sr} + T_{trr} \tag{1}$$

3.1.1 闭口箱梁所承担的开裂扭矩 T_{sr}

波形钢腹板闭口组合箱梁在自由扭转作用下,会在混凝土翼板内产生剪力流 q 及剪应力 τ_c ,并在与纵 轴线呈 45°夹角方向上产生主拉应力 σ_t ,且与剪应力 τ_c 大小相等。根据 Bredit 薄壁理论,扭矩作用下闭口 组合箱梁的剪力流在翼板内产生的剪应力 τ_c 及主拉应力 σ_t 为

$$\tau_c = \sigma_t = q/t_c = t_{sr}/(2hbt_c) \tag{2}$$

式中, t_c 为混凝土翼板厚度,本文试验梁 $t_c = 80 \text{ mm}$;h为混凝土顶、底板中线之间的距离,本文试验梁 h = 280 mm;b为两外侧腹板中线的距离,SST1 * 梁 b = 400 mm,SST2 * 梁 b = 800 mm。令 σ_t 等于混凝土抗 拉强度 f_t (本文按 C40 混凝土取 $f_t = 1.71 \text{ MPa}$),可得闭口箱梁所承担的开裂扭矩为

$$T_{sr} = 2hbt_c f_t \tag{3}$$

3.1.2 消压扭矩 T_{bcr}

预压力在混凝土翼板内产生纵向预压应力 σ_κ,当其与外扭矩作用下的主拉应力沿梁轴纵向的分力大 小相等时,外扭矩达到消压扭矩,即

$$\sigma_{\mu} = \sigma_t \cos 45^\circ = T_{\mu r} \cos 45^\circ / (2hbt_c) \tag{4}$$

因此消压时需要的扭矩 T_{per}为

$$T_{pcr} = 2\sqrt{2} h b t_c \sigma_{pc} \tag{5}$$

将按式(1)得到的理论计算结果与实测值及有限元值进行比较,见表1。

表1 波形钢腹板组合梁开裂扭矩理论值、试验值及有限元值的对	寸出
-------------------------------	----

试验梁	$N_{p0}/{ m kN}$	σ_{pc}/MPa	$T_{pcr}/$ (kN • m)	<i>T_{scr} /</i> (kN • m)	理论值 T _{cr} / (kN・m)	试验值 / (kN・m)	有限元値 / (kN・m)	误差 1/%	误差 2/ %
SST1*	100.86	1.73	8.89	30.64	39.53	42.24	41.28	-6.4	-4.2
SST2 *	100.36	1.22	12.94	61.29	74.23	83.72	80.37	-11.3	-7.6

注: N_{p0} 为混凝土预压应力为零时预应力筋的拉力;误差 1 = (理论值 - 试验值)/试验值;误差 2 = (理论值 - 有限元 值)/有限元值。

从表1可以看出,理论计算得到的开裂扭矩值与实测值、有限元值三者较为接近,三者误差均在15% 以内,处于能够接受的误差范围以内。

3.2 极限扭矩

在极限状态下,波形钢腹板组合箱梁翼板内斜裂缝间的混凝土短柱与纵向钢筋和横向箍筋形成空间 桁架,并与波形钢腹板组成闭口截面共同承担极限扭矩。根据图8和图9的试验结果,极限状态时钢腹板 并未屈服,因此可将翼板内混凝土斜压短柱的压应力达到其极限值作为波形钢腹板组合箱梁的抗扭破坏 标志,极限扭矩由混凝土翼板的极限扭矩 T_a和闭口箱梁的极限扭矩 T_a组成,即

$$T_u = T_{cu} + T_{su} \tag{6}$$

开裂后钢筋混凝土翼板的极限扭矩可采用变角度空间桁架模型理论进行分析,该理论目前较为成熟,在此不再赘述。将混凝土翼板实心截面简化为有效壁厚为 t_e 的等效箱形截面,忽略核心混凝土的贡献,则空间桁架内钢筋骨架的极限扭矩 T_{aer}可表示为^[15]

$$T_{aur} = 2A_{aor} \sqrt{\frac{A_{u}f_{yv}}{s} \frac{A_{s}f_{ys}}{u_{aor}}}$$
(7)

式中, A_{ar} 为混凝土翼板等效箱型截面剪力流路线所围面积,按变角度空间桁架模型取为位于截面角部纵筋中心连线所围成的面积, $A_{ar} = b_{ar}h_{ar}$,其中, b_{ar} ,分别为角部纵筋中心连线的宽度和高度; u_{ar} 为翼板角部纵筋中心连线的周长, $u_{ar} = 2(b_{ar} + h_{ar})$; A_s 、 f_{ss} 分别为翼板周边对称分布的纵筋总面积和屈服强度,本文试验梁 $f_{ss} = 400$ MPa; A_{at} 、 f_{yv} 分别为翼板内箍筋的单肢面积和屈服强度,本文试验梁 $A_{at} = 50.24$ mm², $f_{yv} = 400$ MPa;s 为箍筋间距,本文试验梁 s = 100 mm。

根据 2.1 节的试验现象,在受扭极限状态混凝土翼板内并非所有斜裂缝都完全贯通,尚保留一定的 抗扭能力,因此结合文献[16],认为组合梁中混凝土所承担的极限扭矩近似等于其开裂扭矩的 40%,故混 凝土翼板最终的极限扭矩表达式为

$$T_{cu} = 0.4\gamma f_t W_t + 2A_{cor} \sqrt{\frac{A_{ut} f_{yv} A_s f_{ys}}{s}} \frac{A_{ut} f_{yv} A_s f_{ys}}{u_{cor}}}$$
(8)

式中, γ 为混凝土受拉塑性发展系数, $\gamma=0.7$; f_t 为混凝土抗拉强度设计值,本文试验梁取 1.71 MPa; W_t 为混凝土板截面模量。

3.2.2 闭口箱梁的极限扭矩 T_{su}

由图 8 和图 9 可知,波形钢腹板组合箱梁破坏时,钢腹板的最大应变并未达到其屈服应变,仍处于弹性阶段,假设抗扭破坏时混凝土翼板的扭率 θ_c 与钢梁的扭率 θ_s 相同,则由钢腹板所承担的扭矩可表示为 $T_{st} = G_c J_d \theta_c = G_c J_d \theta_c = G_c J_d (T_{ct}/K_c)$ (9)

式中, G_c 为混凝土剪切模量,本文 $G_c = 13\ 000\ MPa$; J_d 为将钢梁换算为混凝土后闭口组合截面的抗扭刚 度, $J_d = 4b^2h^2/(2b/t_c + 2h/t_w')$,其中, t_w' 为考虑褶皱效应后将波形钢腹板换算为混凝土材料后的等效厚 度, $t_w' = t_w(E_s/E_c)(a_w + c_w\cos\beta)/(a_w + c_w)$, t_w 为钢腹板厚度(本文试验梁 $t_w = 3\ mm)$, a_w 为钢腹板平直 段长度, c_w 为斜段长度, β 为弯折角,根据图 1, $a_w = 64\ mm$, $c_w = 47.5\ mm$, $\beta = 60^\circ$; K_c 为混凝土翼板破坏 时的抗扭刚度,由文献[16]可知,钢筋混凝土构件达到极限状态时,构件的纯扭刚度可由式(10)表示,考虑轴力(预应力筋产生的轴力)的作用后,可按式(11)进行修正

$$K_{t0}^{*} = \frac{\eta \frac{4E_{s}b_{or}^{*}h_{or}^{*}}{u_{or}^{2}}}{\frac{1}{p_{st}^{v}} + \frac{1}{p_{st}^{v}} + \frac{4\alpha_{E}\lambda b_{or}h_{or}}{u_{or}t_{e}}}$$
(10)

$$K_{c} = \frac{K_{t0}^{*} \sqrt{\frac{12N_{c}}{b_{c}h_{c}f_{c}}}}{0.5 + 0.031 \ 8 \frac{N_{c}}{T_{c}}} \tag{11}$$

式中, E_{ϵ} 为钢筋弹性模量; p_{s}^{v} 、 p_{e}^{v} 分别为纵筋和箍筋的体积配筋率; a_{E} 为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量 的比值; t_{e} 为混凝土翼板等效箱型截面的有效壁厚, $t_{e} = t_{e}/3^{[16]}$; λ 为附加系数,根据文献[16]本文取 0,即 忽略次要的混凝土变形的影响; η 为考虑板式构件宽高比影响的提高系数,由于翼板扭转时受到闭口箱梁 的约束作用,其扭转刚度要远大于式(10)的计算值,结合文献[16]及本文试验数据,单箱单室截面取 η = 3.25,单箱双室截面 η =4.52; N_{e} 为组合梁受扭极限状态时预应力筋作用于混凝土翼板的轴力; b_{e} 为混凝 土翼板的宽度; h_{e} 为混凝土翼板的厚度; f_{e} 为混凝土抗压强度设计值,本文试验梁取 19.1 MPa。

考虑到混凝土翼板开裂对闭口箱梁的抗扭刚度的影响并结合文献[16],闭口箱梁的极限扭矩 T_{st} 可表示为

$$T_{su} = 0.6G_{c}J_{d}(T_{cu,t}/K_{c,t}) = 0.6G_{c}J_{d}(T_{cu,b}/K_{c,b})$$
(12)

(C)1994-2021 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

式中, $T_{\alpha,t}$ 、 $T_{\alpha,t}$ 分别为混凝土顶、底板的极限扭矩; $K_{c,t}$ 、 $K_{c,b}$ 分别为混凝土顶、底板破坏时的抗扭刚度。

故波形钢腹板组合箱梁的极限扭矩可表示为

$$T_{u} = T_{au,t} + T_{cu,b} + 0.6G_{c}J_{d}(T_{au,t}/K_{c,t})$$
(13)

将按式(13)得到的理论计算结果与实测值及有限元值进行比较,如表2和表3所示。

表 2 计算参数

试验	梁	b_{cor}/mm	h_{cor}/mm	A_s/mm^2	$ ho_{st}^v$	$ ho^v_u$	$W_t/(10^6{ m mm^3})$	$J_d/$ (10 ⁹ mm ⁴)	$N_c/{ m kN}$	K_{to}^{\star} / (10 ¹¹ N • mm ²)	$K_c/$) (10 ¹¹ N • mm ²)
SST1 *	顶板	772	52	803.84	0.013	0.013	2.475	1.02	216.86	1.24	3.62
	底板	572	52	602.88	0.013	0.013	1.835	1.02	216.86	0.88	2.98
SST2 *		972	52	1 004.8	0.013	0.013	3.115	3.4	233.38	1.64	4.32
表3 波形钢腹板组合梁极限扭矩理论值、试验值及有限元值的对比											
试验梁	$T_{cu,t}$ /		$T_{cu,b}/$	T			式验值/	有限元值	/	误差 2/%	
	(kN	• m)	(kN • m)	(kN	• m)	(kN	• m) (kN • m)	(kN • m)	庆左 1/ /0	庆在 2/ /0
SST1 *	12.	. 19	8.98	82.	. 68	103	. 85	102.2	95.2	1.61	9.09
SST2 *	15.	. 39	15.39	209.	. 02	239	. 80	235.42	214.36	1.86	11.88

注:误差1=(理论值一试验值)/试验值;误差2=(理论值一有限元值)/有限元值。

从表 3 可以看出,理论计算得到的极限扭矩值与实测值、有限元值三者较为接近,说明按照式(13)可以比较准确地得到波形钢腹板组合箱梁的极限扭矩。

4 结语

通过对2片波形钢腹板预应力混凝土组合箱梁进行扭转性能试验研究,可以得到如下结论:

(1)波形钢腹板组合箱梁在纯扭作用下,混凝土开裂前扭率与扭矩呈线性增长关系,开裂后梁的扭转 刚度降低,扭率增大,最终由于钢筋屈服,斜裂缝开展过大,局部混凝土剥落而达到抗扭极限状态,但本文 试验中波形钢腹板在极限状态时并未达到屈服;扭矩作用下混凝土顶、底板上斜裂缝与梁轴线呈40°~45° 的夹角,加载后期上下贯通呈螺旋状,裂缝间距比较均匀,形成明显的混凝土受压短柱。

(2)在试验梁达到开裂扭矩之前,混凝土板的最大剪应变与最大主应变沿混凝土宽度方向分布比较 均匀,近似呈1条直线分布。波形钢腹板的剪应变沿竖向高度分布也比较均匀。在抵抗扭矩过程中,波 形钢腹板几乎不承担翘曲正应力,主要由混凝土翼板承担。

(3)在相同扭矩作用下,波形钢腹板组合箱梁外侧的钢筋应变值大于内侧,说明在试验过程中,波形 钢腹板组合箱梁的剪力流区域由外侧向内侧逐渐扩展。在整个纯扭试验过程中,扭矩的增加对预应力筋 的影响并不大。

(4)考虑预应力影响后,波形钢腹板组合箱梁的开裂扭矩和极限扭矩均可以表示为闭口截面与混凝 土板式截面所承担的扭矩的叠加。

参考文献

- [1]MO Y L, Chyuan H J, Krawinkler H. Experimental and analytical studies of innovative prestressed concrete box-girder bridges[J]. Materials and Structures, 2003, 36: 99-107.
- [2]MO Y L, Yu L F. Torsional design of hybrid concrete box girders[J]. Journal of Bridge Engineering, 2006, 11(3): 329-339.
- [3]Jae Yuel OH, Deuck Hang Lee, Kang Su Kim. Accordion effect of prestressed steel girders with corrugated webs[J]. Thin-Walled Structures, 2012, 57:49-61.
- [4]周绪红, 狄谨, 游金兰, 等. 波纹钢腹板预应力混凝土箱梁抗扭性能试验研究[J]. 哈尔滨工业大学学报,2007,39(2). 150-155.

[5] 王圣保. 波形钢腹板 PC 组合箱梁抗扭性能试验[J]. 建筑结构,2012,42(9):121-125.

(C)1994-2021 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

[6] 王圣保, 偏心荷载作用下波形钢腹板 PC 组合梁的力学特性[1], 中国公路学报, 2012, 25(6): 68-73.

[7]**江克斌**, 丁勇, 杨建奎, 等. 波形钢腹板 PC 组合箱梁纯扭作用下抗扭承载力试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(6): 175-182.

[8]李宏江,叶见曙,万水,等. 波形钢腹板预应力混凝土箱梁的试验研究[J]. 中国公路学报,2004,17(4):31-36.

[9]李宏江,叶见曙,万水,等. 波形腹板箱梁的扭转与畸变分析和试验研究[J]. 桥梁建设,2003,33(6):1-4.

[10]杨炳文,黎雅乐,万水,等. 波形钢腹板箱梁的扭转应力分析[J]. 华南理工大学学报,2012,40(2):19-22.

[11] 王文. 波形钢腹板箱梁扭转效应和畸变效应的分析与模型试验研究[D]. 长沙:湖南大学,2008.

[12]Kongjian S, Shui W, MO Y L, et al. Behavior of single-box multi-cell box-girders with corrugated steel webs under pure torsion. Part I: Experimental and numerical studies[J]. Thin-Walled Structures, 2018, 129: 542-557.

[13]李金龙. 多腹板设置下波形钢腹板 PC 组合箱梁抗扭和应力分析[D]. 兰州:兰州交通大学,2014.

[14] 胡少伟. 组合梁抗扭分析与设计[M]. 北京:人民交通出版社, 2005.

[15] 聂建国. 钢-混凝土组合梁结构-试验、理论与应用[M]. 北京:科学出版社, 2005.

[16] 胡少伟,陈亮. 预应力钢箱高强混凝土组合梁受扭性能试验[J]. 中国公路学报,2010,23(6):66-72.

Experimental and Theoretical Research on Torsional Performance of Composite Box Girders with Corrugated Steel Webs

Zhang Yanling^{1,2}, Liu Yukun^{1,2}, Li Yunsheng^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control of Ministry of Education,

Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: In order to study the torsional behavior of the prestressed composite box girder with corrugated steel webs, torsional experiments were conducted on two test girders with a single-box single-cell section for one and a single-box double-cell section for the other. The torsion angle, sectional strain and cracks of the concrete slab were measured under the pure torsional load, and the pure torsional failure modes were obtained. Based on the experimental data, the calculation methods for the cracking and ultimate torsional moment were suggested. The results show that under the pure torsion, the angle between the diagonal cracks and the beam axis is approximately $40^{\circ} \sim 45^{\circ}$ on the concrete slabs; the torque rate increases with the torque linearly before the cracking and ultimate torsional moments all can be dealt with the superimposition of the torsional moments resisted by the closed box section and the concrete slabs.

Key words: composite box girder; corrugated steel webs; pure torsion al performance; cracking torsional moment; ultimate torsional moment.