

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2025.007



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



双拼 T 型钢-混组合梁抗剪承载力计算方法

陈建兵¹, 田壮言¹, 刘聪¹, 李响²

(1. 苏州科技大学 土木工程学院, 江苏 苏州 215011; 2. 中交一公局第二工程有限公司, 江苏 苏州 215011)

摘 要: 双拼 T 型钢-混组合梁(DTSCB)是一种新型结构形式, 钢腹板对混凝土腹板的约束作用提升了组合梁的承载力, 混凝土腹板增强了钢梁的局部稳定性。为研究 DTSCB 的抗剪性能, 以混凝土翼板宽度和钢板厚度为参数, 设计制作了 3 根试件, 通过剪力-跨中挠度曲线、剪力-相对滑移曲线及应变分布等试验结果, 分析结构参数对组合梁承载力及变形能力的影响。基于 ABAQUS 软件建立有限元模型, 验证了模型的准确性, 并进一步模拟分析了不同剪跨、钢板厚度、混凝土翼板宽度等结构参数对抗剪承载力的影响, 提出了抗剪承载力计算公式。研究结果表明: 剪跨比对组合梁的抗剪承载力具有显著影响, 同时决定了钢梁和混凝土在抗剪承载力中的分担比例; 斜压破坏、剪切破坏和弯曲破坏的界限剪跨比分别为 1 和 3; 当剪跨比 $1 \leq \lambda \leq 3$ 时, 钢腹板承担了约 70% 的剪力; 提出的抗剪承载力计算公式比现行规范具有更高的计算精度。

关键词: 钢-混组合梁; 剪跨比; 抗剪承载力; 有限元; 计算方法

中图分类号: TU398 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(XXXX)XX-0001-12

Calculation method for shear bearing capacity of double T-shaped steel-concrete composite beams

CHEN Jianbing¹, TIAN Zhuangyan¹, LIU Cong¹, LI Xiang²

(1. School of Civil Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, Jiangsu, P. R. China;

2. CCCC First Public Bureau Second Engineering Company Limited, Suzhou 215011, Jiangsu, P. R. China)

Abstract: Double T-shaped steel-concrete composite beams (DTSCB) are a new type of structural form. The restraining effect of the steel web on the concrete web enhances the load-bearing capacity of the composite beam, while the concrete web improves the local stability of the steel beam. To investigate the shear performance of DTSCB, this study designed and fabricated three specimens with varying concrete flange widths and steel plate thicknesses as parameters. Through experimental results such as shear force-midspan deflection curves, shear force-relative slip curves, and strain distribution, the influence of structural parameters on the load-bearing capacity and deformation ability of the composite beams was analyzed. A finite element model was established using ABAQUS software to verify the accuracy of the model, and further simulations were conducted to analyze the effects of different structural parameters, such as shear span, steel plate thickness, and concrete flange width, on the shear capacity. A formula for calculating shear capacity was proposed. The research results indicate that shear span ratio has a significant impact on the shear capacity of the composite beam and determines the proportional contribution of the steel beam and concrete to the shear resistance. The

收稿日期: 2024-11-12

基金项目: 国家自然科学基金(52208187)

作者简介: 陈建兵(1968-), 男, 教授, 主要从事组合结构研究, E-mail: szctt2009@163.com。

Received: 2024-11-12

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 52208187)

Author brief: CHEN Jianbing (1968-), professor, main research interest: combined structure, E-mail: szctt2009@163.com.

critical shear span ratios for diagonal compression failure, shear failure, and bending failure are 1 and 3, respectively. When the shear span ratio is 1 to 3, the steel web bears approximately 70% of the shear force. The proposed shear capacity calculation formula offers higher accuracy compared to current design codes.

Keywords: steel-concrete composite beam; shear-span ratio; shear capacity; finite elements; calculation method

钢-混凝土组合梁因自重小、刚度大、承载力高以及施工快的优点而被广泛应用。目前研究者对钢-混组合梁的抗弯性能^[1-4]和纵向抗剪性能^[5-6]的研究较为深入,但对钢-混组合梁的竖向抗剪性能研究较少。聂建国等^[7-8]对工字钢-混组合梁进行抗剪性能试验发现,组合梁破坏形态与组合梁和钢梁的剪跨比有关,采用 ABAQUS 有限元软件对组合梁截面抗剪承载力进行研究,提出钢-混组合梁抗剪承载力公式。朱劲松等^[9]对 4 根钢-UHPC 华夫板组合梁进行静力试验,钢纤维的“桥接作用”提高了抗剪承载力与变形能力,华夫板的构造削弱了整体性,分析改变肋高对承载力及变形能力的影响,提出适用钢-UHPC 华夫板组合梁抗剪承载力计算公式。丁发兴等^[10]基于 ABAQUS 有限元软件对已有试验结果进行验证,通过参数分析,以素混凝土板和纯钢梁为基础,考虑组合作用,提出组合梁不同剪跨比抗剪承载力的计算公式。杨远龙等^[11]进行腹板嵌入式外包 U 形钢-混凝土组合梁剪切试验,基于试验和有限元分析结果,提出了该种组合梁的计算方法,相对于《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[12]组合梁抗剪承载力仅由钢梁承担,其考虑了混凝土、钢梁和纵筋的销栓作用对承载力的贡献。

传统栓钉、槽钢、PBL 等抗剪连接件焊接较多,焊接质量难以保证,Lorenc 等^[13]提出了 PZ 连接件。

由于工字钢上翼缘处于组合梁中和轴附近,性能无法充分发挥,李现辉^[14]通过 6 根去掉钢梁上翼缘的腹板嵌入式组合梁抗剪试验,基于试验结果得到考虑混凝土翼板和钢梁抗剪贡献的抗剪承载力计算方法,试验表明燕尾形抗剪连接件具有较高承载力,易于实现完全抗剪连接。

腹板嵌入式组合梁是由 T 形钢梁和混凝土翼板形成的新型组合梁,该组合梁具有良好的工作性能,但其抗倾覆能力较差。在单 T 型钢梁的基础上,通过隔板及端板将两 T 梁焊接形成整体,钢梁上部切割成燕尾形嵌入混凝土翼板中,并在两钢 T 梁腹板之间浇筑混凝土,与翼板形成一体,构成双拼 T 型钢-混凝土组合梁^[15],混凝土腹板提高了钢梁的局部稳定,同时钢梁腹板对混凝土具有侧向约束作用,二者的协调作用能够有效提升组合梁承载力。笔者在试验基础上,基于有限元参数分析结果,建立该组合梁的抗剪承载力计算方法。

1 试验设计

1.1 试件设计参数

试验设计制作了 3 根双拼 T 型钢-混凝土组合梁,梁长 $L=3\ 200\text{ mm}$,计算跨径 $L_0=3\ 000\text{ mm}$,梁高 $H=300\text{ mm}$ 。试件编号为 DTSCB-1~DTSCB-3,构造如图 1 所示。

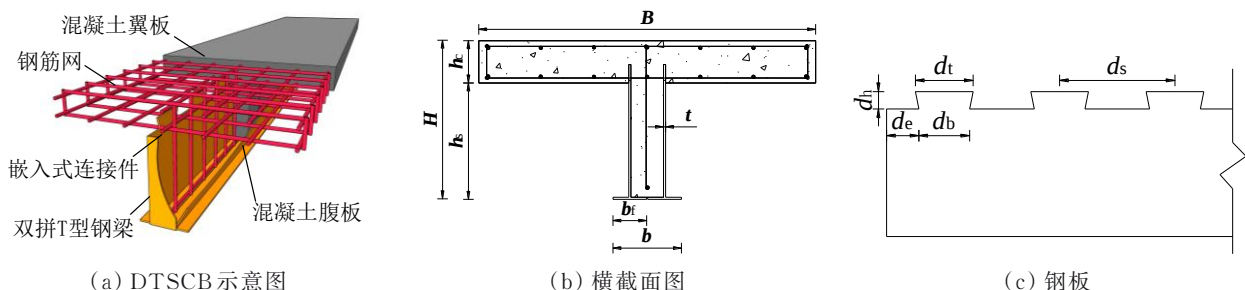


图 1 DTSCB 构造图

Fig.1 Structural configuration of DTSCB

T 型钢梁由两块厚度相同的钢板焊接而成,T 梁翼缘宽度固定为 64 mm,腹板高度根据钢板厚度变化,分别为 251 mm(钢板厚 4 mm)和 249 mm(钢板厚 6 mm),保持 T 梁总高为 255 mm,焊接前 T 梁腹板上部切割出燕尾形钢槽。两片 T 型钢梁通过 3

道横隔板和 2 道端板连接而成,隔板与端板(隔板)间距为 800 mm,T 梁下翼缘之间留有 2 mm 缝隙,钢梁内部混凝土与翼板混凝土同时浇筑。混凝土翼板厚度 h_c 为 80 mm,钢梁未嵌入高度 h_s 为 220 mm,连接件高度 $d_h=30\text{ mm}$ 。混凝土翼板内纵向钢筋、

底部横向钢筋及混凝土腹板内纵向钢筋直径为 12 mm,翼板顶层横向 U 筋和单支竖筋直径为 8 mm,翼板内纵筋间距除试件 DTSCB-2 为 120 mm,其他均为 100 mm;横向钢筋间距均为 100 mm。板内箍筋和竖筋间距与横向钢筋一致,均为 100 mm。试件设计参数见表 1。

表 1 DTSCB 试件参数表
Table 1 Specimen parameter of DTSCB

试件编号	L_0/mm	B/mm	H/mm	h_c/mm	t/mm	d_s/mm	d_e/mm	d_t/mm	d_b/mm	d_h/mm
DTSCB-1	3 000	640	300	80	4	200	56	100	88	30
DTSCB-2	3 000	760	300	80	4	200	56	100	88	30
DTSCB-3	3 000	640	300	80	6	200	56	100	88	30

注: d_s 为剪力键间距, d_e 为端部开槽长度, d_t 为剪力键顶部长度, d_b 为剪力键底部长度, d_h 为剪力键高度。

1.2 材性试验

试件采用 C40 混凝土,试验测得抗压强度 $f_{cu,k}=40.7\text{MPa}$,换算轴心抗压强度为 27.2MPa ,弹性模量 $E_c=3.28\times 10^4\text{MPa}$ 。

钢板采用 Q345qB 钢材,钢筋牌号为 HRB400,根据《金属材料 拉伸试验 第 1 部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)^[16]制作拉伸试件,试验测得数据见表 2。

表 2 钢材性能
Table 2 Performance of Steel

类型	$t(d)/\text{mm}$	f_{ys}/MPa	f_{ts}/MPa	E_s/GPa
钢板	4	421.0	530.9	211.6
	6	477.0	567.7	219.6
钢筋	8	527.6	649.8	227.2
	12	434.9	610.4	191.6

1.3 加载与测量方案

1.3.1 加载方案

加载方案如图 2 所示,试件设置简支边界条件。加载方式采用三分点对称加载,为了同步加载过程,在组合梁上放置一根刚度较大的分配梁传递荷载。压力传感器放置在分配梁与长柱式压力试验机上压板之间,测量并记录实时荷载。

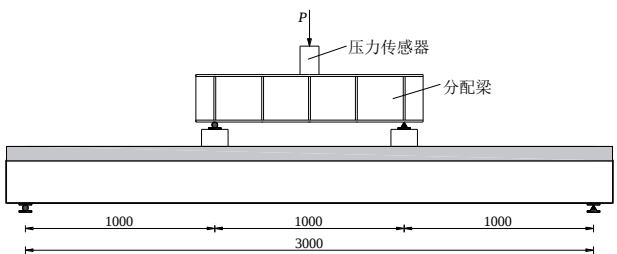


图 2 加载示意图(单位:mm)
Fig.2 Loading conditions

试件在正式加载之前进行预加载,预加载采用力控制加载,分级加载每级 20 kN,速率 20 kN/min,每级加载后保持 2 min,共加载 3 级后卸载。正式加载采用位移加载控制,弹性阶段每级加载 2 mm,速率为 1 mm/min,荷载出现下降后速率降为 0.5 mm/

min。混凝土翼板压溃时认为试件破坏,结束试验。

1.3.2 测量方案

试验对组合梁荷载、挠度、沉降、应变和界面滑移进行数据采集。

位移测点布置如图 3 所示,在跨中截面底部对称布置 2 个位移计(W_3 、 W_4), $L_0/4$ 截面底部分别布置 1 个位移计(W_2 、 W_5),测量挠度变化,支座处布置 2 个位移计(W_1 、 W_6)测量支座沉降,组合梁半跨布置 5 个位移计($S_1\sim S_5$),间距 375 mm,测量混凝土翼板与钢腹板之间的相对滑移。

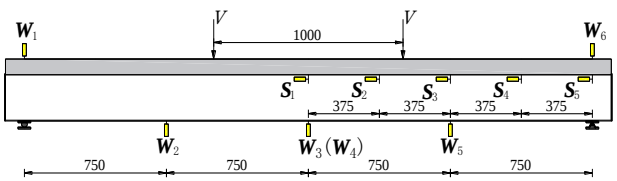


图 3 位移计布置图(单位:mm)
Fig.3 Layout diagram of LVDT

应变测点布置如图 4 所示,在组合梁跨中截面混凝土翼板上表面、侧面和底面布置应变片($C_1\sim C_{11}$),钢梁跨中截面两侧和底部($G_1\sim G_8$)布置应变片,剪跨段中部沿梁高方向布置三向应变花($G_9\sim G_{11}$)。

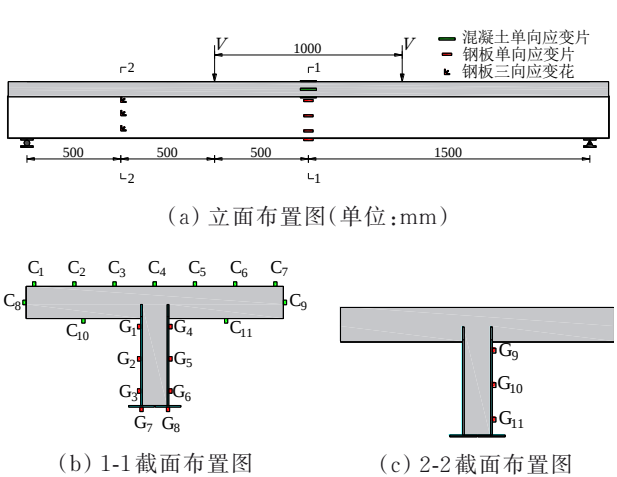


图 4 应变片布置图
Fig.4 Layout diagram of strain gauges

2 试验结果

2.1 试验现象

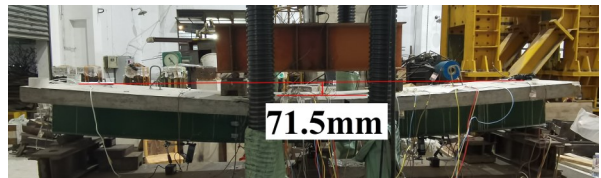
以试件 DTSCB-1 为例对试验现象进行描述。加载初期,跨中挠度随荷载呈线性增长。加载到 255 kN 时,加载点混凝土翼板下表面出现第 1 条裂缝(图 5(a)中①)。荷载 P 加至 273.1 kN 时,钢腹板底部达到钢材屈服应变 1989.6×10^{-6} ,此荷载定义为屈服荷载 $V_y = P/2$ 。加载 P 至 421.5 kN 时,翼板侧面出现多处贯穿裂缝,试件刚度下降,荷载增长缓慢,挠度迅速增长。荷载 P 达到峰值荷载 439.8 kN 时,加载点翼板表面出现裂缝,并伴有小部分混凝土掀起(图 5(b)),此时跨中挠度达到 61.6 mm。荷载 P 下降至 413.2 kN 时,加载截面处翼板侧面出现纵向裂缝,并斜向发展至翼板表面,混凝土被压碎,此时跨中截面挠度达到 71.5 mm(图 5(c)),此荷载定义为破坏荷载 $V_d = P/2$ 。



(a) 翼板下表面裂缝



(b) 加载点混凝土压溃



(c) 最终破坏形态

图 5 DTSCB-1 试验现象

Fig.5 Test phenomena of DTSCB-1

2.2 剪力-跨中挠度曲线

双拼 T 型钢-混组合梁的剪力-跨中挠度曲线如图 6 所示,表 3 统计加载过程中关键阶段对应的性能指标, δ_y 、 δ_p 、 δ_d 分别对应屈服荷载 V_y 、峰值荷载 V_p 及破坏荷载 V_d 对应的跨中截面挠度。延性系数 μ 和塑性发展系数 γ 可以表征试件的抗剪能力,分别

按式(1)、式(2)计算。

$$\mu = \frac{\delta_d}{\delta_y} \tag{1}$$

$$\gamma = \frac{V_p}{V_y} \tag{2}$$

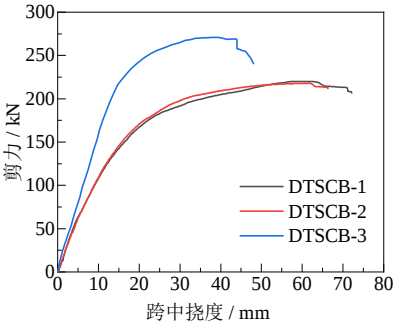


图 6 剪力-跨中挠度曲线

Fig.6 Shear-mid-span deflection curves

表 3 阶段荷载力学指标

Table 3 Mechanical indicators of stage load

试件编号	V_y / kN	V_p / kN	V_d / kN	δ_y / mm	δ_p / mm	δ_d / mm	μ	γ
DTSCB-1	136.6	219.9	206.6	14.0	61.6	71.5	5.1	1.6
DTSCB-2	163.1	217.7	211.1	18.2	58.3	68.4	3.8	1.3
DTSCB-3	218.3	270.1	240.6	15.2	34.4	48.1	3.2	1.2

相对于试件 DTSCB-1,试件 DTSCB-2 的混凝土翼板宽度增加了 120 mm,由图 6 可知,板宽增加对组合梁刚度有影响,屈服荷载增加 16.8%,但极限荷载减小 1%,降低了组合梁的延性和塑性,延性系数由 5.1 减小到 3.8,塑性发展系数由 1.6 减小到 1.3。试件 DTSCB-3 相对于试件 DTSCB-1 钢板厚度增加了 2 mm,组合梁的刚度显著提升,屈服荷载增加了 27.9%,极限承载力增加了 22.8%,但延性和塑性都未充分发展,延性系数由 5.1 减小到 3.2,塑性发展系数由 1.5 减小到 1.2。

2.3 剪力-相对滑移曲线

图 7 给出了半跨内混凝土翼板与钢腹板加载过程中相对滑移关系,由于跨中截面相对滑移几乎为零,因此图中并未给出。加载前期混凝土翼板与钢腹板协调变形,滑移呈线性增长。滑移量由跨中截面向支座方向增大,但因支座反力增大了混凝土和钢腹板的摩擦,组合梁端部滑移量并不是最大值,而是在距离支座 400 mm 附近处出现。通过试件 DTSCB-1 和试件 DTSCB-3 对比发现,钢板越厚组合作用越好,相同荷载下试件 DTSCB-3 滑移量小于试件 DTSCB-1,但试件 DTSCB-3 极限荷载较大,所以最大滑移值(1.7 mm)大于试件 DTSCB-1 (1.58 mm)。所有试件最大滑移均未超过 2 mm,说明混凝土和钢腹板组合作用良好。

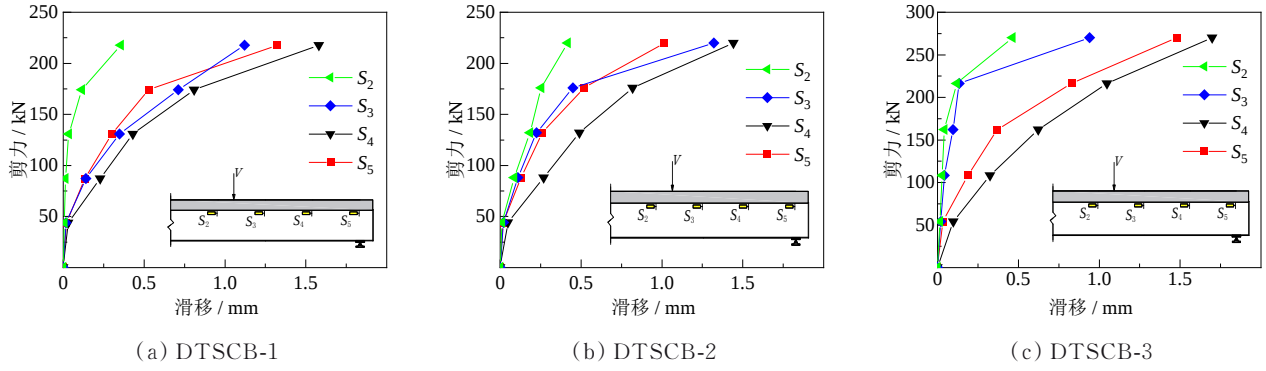


图7 剪力-相对滑移曲线

Fig.7 Shear force-relative slip curves

2.4 纵向应变沿梁高分布

图8给出试件跨中截面沿梁高方向的纵向应变分布。荷载达到 $0.6P_u$ 之前,混凝土和钢梁组合作用良好,纵向应变沿梁高呈线性分布,但试件屈服后,底部钢板应变迅速增大。试件DTSCB-1中和轴在混凝土翼板内,高度约230 mm,随荷载增加而

上移,达峰值荷载时应变已经不再呈线性分布。试件DTSCB-2混凝土翼板下表面应变大于钢腹板上部应变,但中和轴仍然位于混凝土翼板内。试件DTSCB-3中和轴在钢腹板内,高度约150 mm,由于钢板较厚,组合作用较强,加载全程应变呈线性分布,达到极限荷载时中和轴位于界面附近。

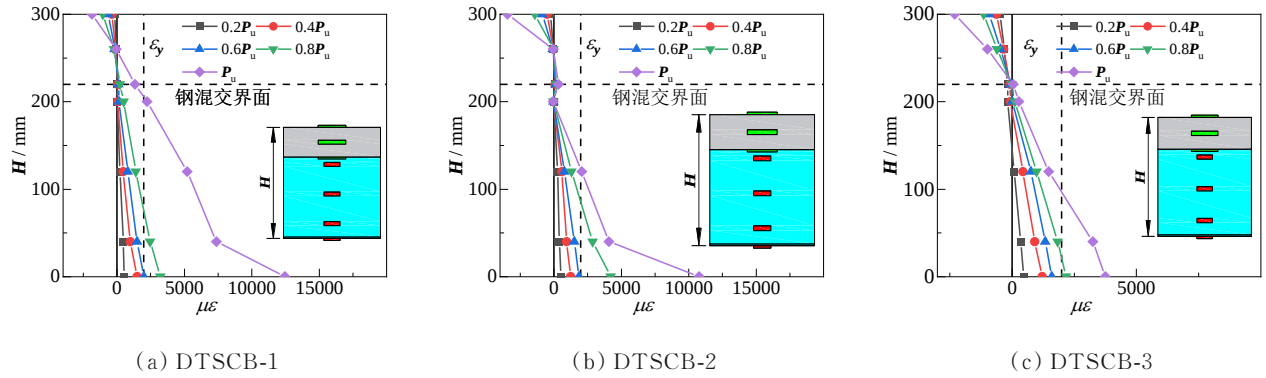


图8 截面纵向应变分布

Fig.8 Longitudinal strain distributions along the height

2.5 剪力-等效应力曲线

为测量试件剪跨段钢腹板应变,在剪跨段布置三向应变花,自上而下编号为 G_9 、 G_{10} 、 G_{11} ,如图9所示。测点的主应变、主应力和主应力方向由式(3)~式(5)确定。

$$\epsilon_{1,2} = \frac{\epsilon_0 + \epsilon_{90}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\epsilon_0 - \epsilon_{90}}{2}\right)^2 + \left(\frac{2\epsilon_{45} - \epsilon_0 - \epsilon_{90}}{2}\right)^2} \quad (3)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{E}{2} \left[\frac{\epsilon_0 + \epsilon_{90}}{(1-\mu)} \pm \frac{1}{1+\mu} \sqrt{(\epsilon_0 - \epsilon_{90})^2 + (2\epsilon_{45} - \epsilon_0 - \epsilon_{90})^2} \right] \quad (4)$$

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{2\epsilon_{45} - \epsilon_0 - \epsilon_{90}}{\epsilon_0 - \epsilon_{90}} \right) \quad (5)$$

根据第四强度理论,相对于钢梁腹板长度和高度,其厚度较小,因此可以假定钢腹板处于平面应变状态,忽略其厚度方向上的应变,钢腹板屈服由式(6)判定。

$$\sigma_0 = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + \sigma_1^2 + \sigma_2^2]} \quad (6)$$

式中: σ_0 为等效应力。

图10给出试件钢腹板剪跨段的应力变化情况,试件DTSCB-1和试件DTSCB-2的变化规律相似,加载前期钢梁腹板下部的应变发展速度都大于上部,但达到试件极限荷载时剪跨段钢腹板均并未达到屈服。试件DTSCB-3编号 G_{11} 数据丢失,图中没有给出,试件DTSCB-3中和轴位于腹板内部, G_9 点位处应力在到达极限荷载时出现下降阶段,由于试件DTSCB-3剪切变形较小,峰值荷载时各点等效应力均小于试件DTSCB-1和试件DTSCB-2。

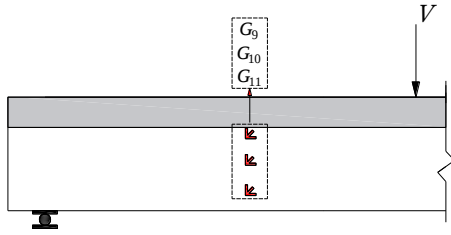
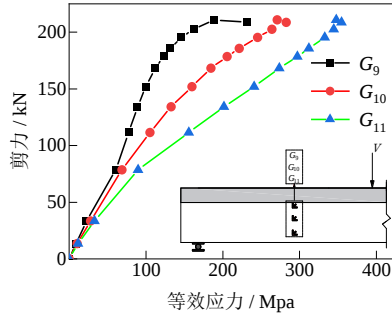
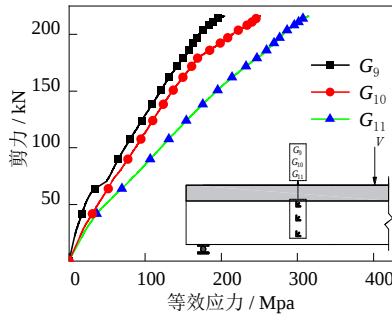


图9 应变花布置图

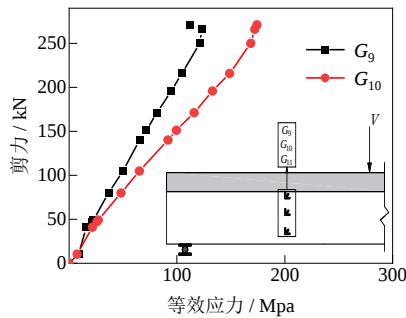
Fig.9 Strain gage rosettes arrangement



(a) DTSCB-1



(b) DTSCB-2



(c) DTSCB-3

图10 Mises 应力曲线

Fig.10 Mises stress curves

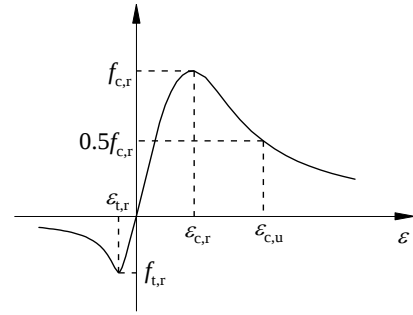
3 有限元分析

采用 ABAQUS 有限元软件建立双拼 T 型钢-混凝土组合梁模型,并与试验结果进行对比,验证建模方法的正确性。在此基础上进行参数分析,分析不同因素对抗剪承载力的影响,为组合梁抗剪承载力计算方法提供依据。

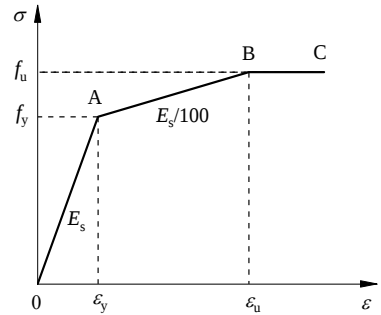
3.1 材料本构

混凝土采用塑性损伤模型(CDP),单轴应力-应变关系根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[17]确定,混凝土本构曲线见图 11(a)。塑性参数分别取为: $\phi = 15^\circ$ 、 $c = 0.1$ 、 $f_{b0}/f_{c0} = 1.16$ 、 $K_c = 0.667$ 、 $u = 0.001$ 。弹性模量 $E_c = 3.28 \times 10^4 \text{ MPa}$ 。

钢材单向应力-应变曲线采用三折线本构模型,钢材性能参数见表 2,本构曲线见图 11(b),泊松比取为 0.3。



(a) 混凝土



(b) 钢

图11 混凝土和钢材本构曲线

Fig.11 Constitutive curves of concrete and steel

3.2 建模方法

3.2.1 单元类型和网格划分

混凝土采用三维实体单元(C3D8R),尺寸划分为 50 mm;纵向剪力通过钢棒和混凝土棒的咬合截面传递,壳单元无法实现,所以钢板同样采用三维实体单元(C3D8R),尺寸划分为 30 mm,厚度方向为两个网格;钢筋采用三维线性桁架单元 T3D2,尺寸划分为 50 mm。

3.2.2 相互作用

用 merge 命令将钢板合并组成钢腹板,模拟焊接效果,用 cut 命令在混凝土梁中切割出与钢腹板接触的混凝土棒,钢板与混凝土的接触采用面面接触,法线方向采用硬接触(Hard contact),切线方向采用摩擦属性,摩擦系数取 0.3^[18]。钢筋合并成钢筋网,模拟绑扎效果,内嵌(Embedded)于混凝土中。

3.2.3 加载与边界条件

加载方式采用位移控制,边界条件采用简支边界条件。为防止局部破坏,在模型中分别建立两个加载垫块和支座垫块,并与试件接触的表面进行绑定约束(Tie)保证加载过程中不发生滑移。为了简化计算,将加载垫块和支座垫块进行刚体约束,加载垫块分别约束至参考点RP1、RP2,对参考点施加竖向位移,两侧支座垫板刚体约束到参考点RP3、RP4上,对参考点施加约束,分别为 $UX=UY=URZ=0$, $UX=UY=UZ=URY=URZ=0$ 。

3.3 有限元模型验证

3.3.1 剪力-跨中挠度曲线

图12为试件DTSCB-1和试件DTSCB-3的剪力-跨中挠度对比曲线。有限元模拟与实测整体较为吻合,但由于试件浇筑等原因,前期刚度略小于模拟刚度。当钢板较厚时,混凝土樁与抗剪连接件的相互作用较强,刚度较大,与模拟几乎相同。各试件的对比结果见表4,有限元模拟与实测值的误差在5%以内,说明采用有限元模型能够较好地模拟组合梁实际受力过程。

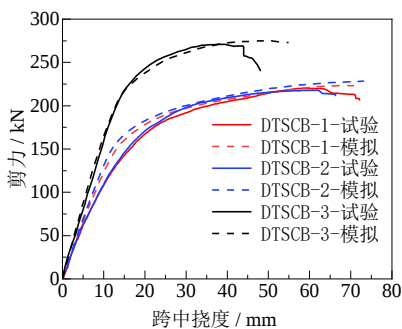


图12 剪力-跨中挠度曲线对比

Fig.12 Comparison of shear force mid-span deflection curve

表4 DTSCB试验值与模拟值对比

Table 4 Comparison of finite element calculated values testvalues and of DTSCB

试件编号	V_t/kN	V_{FEA}/kN	$ V_{FEA} - V_t /V_t/\%$
DTSCB-1	219.9	221.7	1
DTSCB-2	217.65	228.25	5
DTSCB-3	270.1	274.35	2

注: V_t 为试验值, V_{FEA} 为有限元模拟值。

3.3.2 破坏模式对比

以试件DTSCB-1为例,组合梁最终破坏形态与有限元模型的混凝土损伤云图如图13所示。由图13可知,组合梁破坏外模式为纯弯段混凝土翼板被压碎,发生弯曲破坏,与试验结果一致,说明建立的模型能够准确地模拟组合梁的破坏形态。图14给出试件DTSCB-1剪跨段钢板应力对比,曲线为有

限元模拟值,散点为试验实测值,二者基本吻合,有限元模型能够反映组合梁应力变化情况。

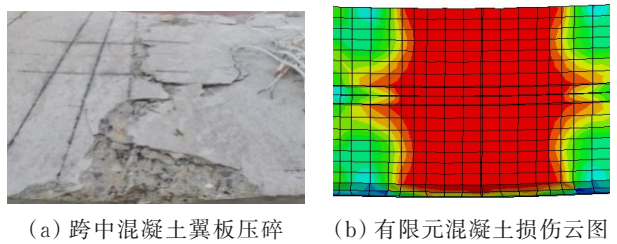


图13 破坏模式对比

Fig.13 Comparison of failure mode

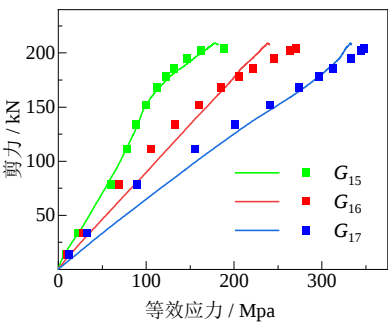


图14 试验和有限元应力对比

Fig.14 Comparison of test and finite element stresses

3.4 参数分析

采用有限元模拟方法进行参数分析。首先考虑剪跨比(λ)的影响,取 λ 为0.2~4.5的不同剪跨比模型进行分析,见表5内组1。为研究不同破坏模式下混凝土翼板宽度 B 和钢板厚度 t 对抗剪承载力的影响,分别建立模型组2、组3,各取 λ 为0.5~3.5的模型进行分析,模型参数见表5。

表5 模型参数

Table 5 Model parameter

模型组	λ	B/mm	t/mm
组1	0.2~4.5	640	4
组2	0.5~3.5	520、760、880	4
组3	0.5~3.5	640	2、6、8

3.4.1 剪跨比

为研究剪跨比对组合梁抗剪承载力的影响规律,采用试件DTSCB-1结构参数建立有限元模型,仅改变剪跨比,其他参数保持一致,图15为剪跨比对剪力和弯矩的影响规律。

当 $\lambda \leq 1$ 时,组合梁抗剪承载力随剪跨比减小迅速上升。这是由于小剪跨比下,混凝土腹板处于斜压状态,并且受到钢梁腹板的约束作用,使组合梁具有更高的承载力。

当 $1 < \lambda \leq 3$ 时,抗剪承载力随着剪跨比增大而逐渐减小,因此认为 $\lambda = 1$ 是组合梁斜压破坏与弯

剪破坏的界限剪跨比。剪跨比 $2.5 < \lambda \leq 3$ 时,跨中混凝土板开始出现压碎现象,组合梁出现弯曲破坏特征。

当 $\lambda > 3$ 时,跨中截面钢腹板先达到屈服强度,随着荷载增加,屈服范围由跨中向两侧扩展,达到

极限承载力时,钢腹板截面高度的 $2/3$ 达到屈服强度,跨中混凝土翼板压溃,弯矩几乎达到极限弯矩,因此认为 $\lambda = 3$ 是组合梁弯剪破坏和弯曲破坏的界限剪跨比。

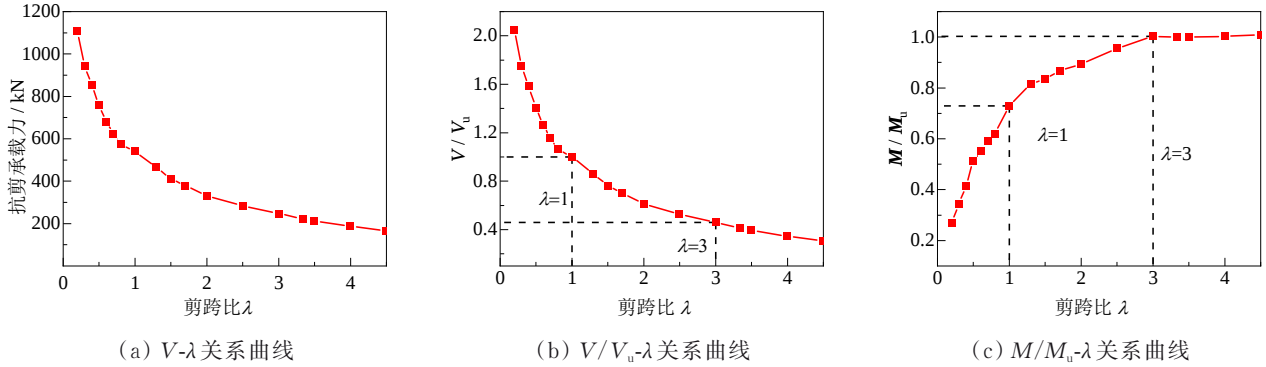


图 15 剪跨比对剪力和弯矩的影响

Fig.15 Influence of shear span ratio on shear force and bending moment

3.4.2 混凝土板宽

剪跨比对组合梁抗剪承载力具有重要影响,因此考虑不同剪跨比下混凝土板宽度对抗剪承载力的影响,模拟结果如图 16 所示。由图 16 可知,在小剪跨比下($\lambda = 0.5$)混凝土板宽对抗剪承载力影响较小,板宽由 520 mm 增加到 880 mm 时,承载力仅增加 2.4%,这是因为翼板并不是全截面抗剪,并且此时承载力几乎全部由钢梁和混凝土腹板承担。随着剪跨比增大,混凝土翼板宽度对抗剪承载力影响变大,但板宽增加至 640 mm 后增幅变小。

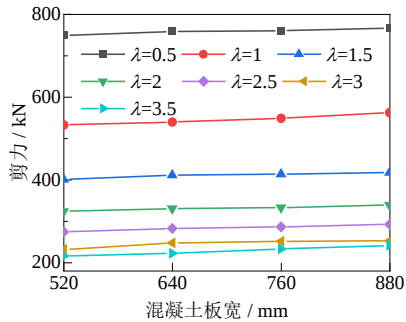


图 16 剪力-混凝土板宽度的关系曲线

Fig.16 Relationship curves of shear and slab width

3.4.3 钢板厚度

钢板厚度分别采用 2、4、6、8 mm 建立有限元模型,2 mm 钢板材料性能采用 4 mm 钢板实测值,8 mm 钢板材料性能采用 6 mm 钢板实测值。图 17 给出钢板厚度与抗剪承载力关系,由图可知,抗剪承载力不随钢板厚度增加而线性增长,剪跨比越小,钢板厚度增加抗剪承载力增长越大。当 $\lambda = 0.5$ 时,钢板厚度从 2 mm 增加至 8 mm,抗剪承载力增加了 662.8 kN,当 $\lambda = 3.5$,钢板厚度从 2 mm 增加

至 8 mm,抗剪承载力增加了 190.2 kN。

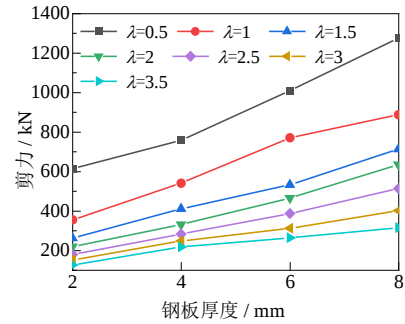


图 17 剪力-钢板厚度的关系曲线

Fig.17 Relationship curves of shear and thickness of the steel

4 抗剪承载力计算方法

由于组合梁抗剪机理复杂,较难获得精确的理论计算公式,目前各国规范计算组合梁抗剪承载力时均认为由钢梁承担全部剪力。在对组合梁试验分析基础上,通过有限元模拟分析各参数对抗剪承载力的影响,结合现有理论,推导出组合梁抗剪承载力公式。

4.1 抗剪承担比例

图 18 为不同剪跨比下组合梁内混凝土与钢腹板各自的抗剪承载力。剪跨比 $0.2 \leq \lambda \leq 3.5$ 时,钢梁抗剪承载力占组合梁承载力的 27.58%~76.75%。当剪跨比 $\lambda < 0.8$ 时,钢腹板因承受压力而屈曲,钢梁抗剪承载力出现下降阶段。混凝土抗剪承担比例为 23.25%~77.42%,剪跨比 $\lambda < 0.8$ 时,混凝土腹板为斜压状态,抗剪承载力显著增加,混凝土的抗剪贡献不可忽视。

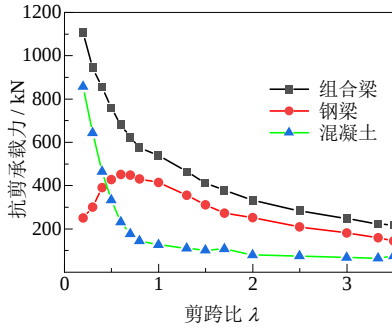


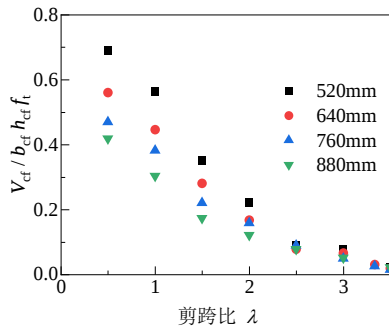
图 18 组合梁抗剪承载力比例

Fig.18 Proportion of shear capacity of composite beam

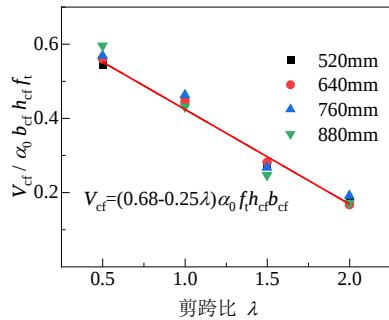
4.2 抗剪承载力公式

4.2.1 混凝土翼板

混凝土翼板宽度对组合梁抗剪承载力的影响程度与剪跨比有关。由图 19 可知,混凝土翼板宽度越大,单位面积抗剪承载力越小,说明混凝土翼板并非全截面抗剪,因此要考虑翼缘板的有效抗剪宽度。当剪跨比 $\lambda > 2$ 时,不同翼板宽度组合梁的翼板抗剪承载力可以忽略不计,仅考虑剪跨比 $0.5 < \lambda < 2$ 时混凝土翼板的抗剪贡献,根据图 19 拟合出考虑有效抗剪宽度的抗剪承载力计算式(7)。



(a) 不同板宽抗剪承载力-剪跨比关系



(b) 考虑有效抗剪宽度的抗剪承载力-剪跨比关系

图 19 混凝土翼板抗剪承载力-剪跨比关系

Fig.19 Shear load-shear span ratio curve of concrete slab

$$V_c = (0.68 - 0.25\lambda) \alpha_0 f_t b_c h_{cf} \quad (7)$$

式中: λ 为剪跨比; α_0 为有效抗剪宽度系数,按 $\alpha_0 = B_0/B_i$ 计算, B_0 取 640; f_t 为混凝土轴心抗压强度; h_{cf} 为混凝土翼板厚度; b_c 为混凝土翼板外伸宽度。

4.2.2 混凝土腹板

组合梁混凝土腹板部分可以视为普通混凝土梁,当剪跨比较小时,两侧钢腹板和横隔板对混凝土的约束作用会显著提组合梁的抗剪承载力。由图 20 可知,当剪跨比 $\lambda < 0.8$ 时,混凝土腹板抗剪承载力显著提高,此时混凝土处于斜压状态,为安全考虑,斜截面抗剪承载力计算公式取剪跨比 $1 \leq \lambda \leq 2$ 时进行拟合,采用 $V_{cw} = k_1 \sqrt{f_c} h_{cw} b_{cw} / (k_2 + \lambda)$ 计算模型,得出式(8)。

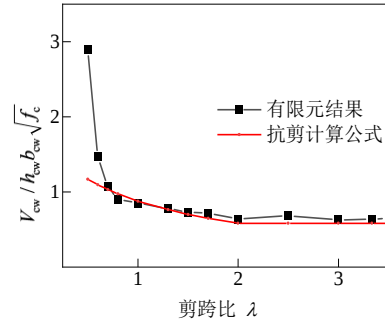


图 20 混凝土腹板抗剪承载力-剪跨比关系

Fig.20 Shear load-shear span ratio curve of core concrete

$$V_{cw} = \frac{1.75}{1 + \lambda} \sqrt{f_c} h_{cw} b_{cw} \quad (8)$$

式中: h_{cw} 为混凝土腹板高度; b_{cw} 为混凝土腹板宽度。 $\lambda > 2$ 时,取 $\lambda = 2$ 。

4.2.3 钢梁

组合结构规范对于组合梁抗剪承载力仅考虑钢腹板的抗剪作用,计算式为 $V_s = h_w t_w f_v$ 。基于有限元分析结果,采用 $V_s = \phi(\lambda) h_w t_w f_v$ 计算模型拟合出钢梁的抗剪承载力计算式(9),关系曲线如图 21 所示。

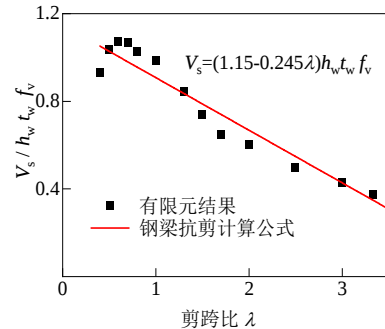


图 21 钢梁抗剪承载力-剪跨比关系

Fig.21 Shear load-shear span ratio curve of steel beam

$$V_s = (1.15 - 0.245\lambda) h_w t_w f_v \quad (9)$$

式中: f_v 为钢材抗剪强度; h_w 为钢梁腹板高度; t_w 为钢梁腹板厚度。

4.2.4 组合梁抗剪承载力计算公式

叠加式(7)、式(8)和式(9)得到不同剪跨比下

组合梁抗剪承载力公式

$$V_u = (0.68 - 0.245\lambda)\alpha f_t b_{cf} h_{cf} + \frac{1.75}{1 + \lambda} \sqrt{f_c} b_{cw} h_{cw} + (1.15 - 0.24\lambda) h_w t_w f_v$$

(10)

4.3 公式验证

根据表 5 建立的有限元模型,取剪跨比 λ 分别为 1.0、1.5、2.0、2.5 的模型结构参数,以及试验参数,代入式(10)、GB 50017—2017、欧洲规范和美国规范的抗剪承载力计算公式,分别计算出抗剪承载力 $V_{u,1}$ 、 $V_{u,2}$ 、 $V_{u,3}$ 和 $V_{u,4}$,与试验值 V_t 和模拟值 V_{FEA} 进行对比,结果见表 6 及表 7。由表 6 可知,采用式(10)的计算结果与试验结果和有限元计算结果较其它公式更精确。由表 7 可知,建议的抗剪承载力计算公式精度高,与有限元计算值较为吻合,且相对于极限承载力较高组合梁,式(10)计算结果更加

安全。欧洲规范计算结果与 GB 50017—2017 的计算结果相同,不再重复列出,图 22 给出 3 种计算方法与有限元结果对比的离散程度,式(10)计算结果更加吻合。采用不同计算公式的结果与有限元计算结果的均值和变异系数见表 7,式(10)计算结果与有限元计算值的均值为 1.00,离散系数为 0.05,说明建议公式能够准确预测剪切破坏时组合梁抗

表 6 试验结果和有限元计算结果与不同公式结果比较

Table 6 Comparison of test results and finite element calculation results with those calculated by different formulas

计算式	V_{FEA}/V_u		V_t/V_u	
	均值	离散系数	均值	离散系数
$V_{u,1}$	1.10	0.02	1.07	0.01
$V_{u,2}$	0.49	0.18	0.47	0.17
$V_{u,3}$	0.49	0.18	0.47	0.17
$V_{u,4}$	0.42	0.11	0.41	0.10

表 7 不同规范计算值与模拟值对比

Table 7 Comparison of calculated and simulated values for different specifications

编号	λ	B/mm	t/mm	$V_{u,1}/\text{kN}$	$V_{u,2}/\text{kN}$	$V_{u,3}/\text{kN}$	$V_{u,4}/\text{kN}$	V_{FEA}/kN	$\frac{V_{FEA}}{V_{u,1}}$	$\frac{V_{FEA}}{V_{u,2}}$	$\frac{V_{FEA}}{V_{u,3}}$	$\frac{V_{FEA}}{V_{u,4}}$
B640-1	1	640	4	510.73	420.02	420.02	509.24	539.56	1.06	1.28	1.28	1.06
B640-2	1.5	640	4	428.90	420.02	420.02	509.24	411.27	0.96	0.98	0.98	0.81
B640-3	2	640	4	352.66	420.02	420.02	509.24	330.34	0.94	0.79	0.79	0.65
B640-4	2.5	640	4	281.59	420.02	420.02	509.24	282.43	1.00	0.67	0.67	0.55
B760-1	1	760	4	511.63	420.02	420.02	509.24	548.68	1.07	1.31	1.31	1.08
B760-2	1.5	760	4	429.55	420.02	420.02	509.24	413.83	0.96	0.99	0.99	0.81
B760-3	2	760	4	353.04	420.02	420.02	509.24	332.62	0.94	0.79	0.79	0.65
B760-4	2.5	760	4	281.59	420.02	420.02	509.24	286.05	1.02	0.68	0.68	0.56
B520-1	1	520	4	509.40	420.02	420.02	509.24	532.39	1.05	1.27	1.27	1.05
B520-2	1.5	520	4	427.96	420.02	420.02	509.24	400.74	0.94	0.95	0.95	0.79
B520-3	2	520	4	352.10	420.02	420.02	509.24	323.76	0.92	0.77	0.77	0.64
B520-4	2.5	520	4	281.59	420.02	420.02	509.24	274.00	0.97	0.65	0.65	0.54
B880-1	1	880	4	512.29	420.02	420.02	509.24	570.18	1.11	1.36	1.36	1.12
B880-2	1.5	880	4	430.01	420.02	420.02	509.24	417.43	0.97	0.99	0.99	0.82
B880-3	2	880	4	353.32	420.02	420.02	509.24	339.15	0.96	0.81	0.81	0.67
B880-4	2.5	880	4	281.59	420.02	420.02	509.24	292.53	1.04	0.70	0.70	0.57
T2-1	1	640	2	325.71	211.95	211.95	256.44	354.756	1.09	1.67	1.67	1.38
T2-2	1.5	640	2	268.72	211.95	211.95	256.44	261.42	0.97	1.23	1.23	1.02
T2-3	2	640	2	217.53	211.95	211.95	256.44	218.53	1.00	1.03	1.03	0.85
T2-4	2.5	640	2	171.95	211.95	211.95	256.44	178.378	1.04	0.84	0.84	0.70
T6-1	1	640	6	692.25	707.22	707.22	758.41	771.01	1.11	1.09	1.09	1.02
T6-2	1.5	640	6	586.07	707.22	707.22	758.41	582.21	0.99	0.82	0.82	0.77
T6-3	2	640	6	485.25	707.22	707.22	758.41	464.23	0.96	0.66	0.66	0.61
T6-4	2.5	640	6	389.17	707.22	707.22	758.41	386.00	0.99	0.55	0.55	0.51
T8-1	1	640	8	870.30	934.14	934.14	1 003.93	888.34	1.02	0.95	0.95	0.88
T8-2	1.5	640	8	740.22	934.14	934.14	1 003.93	712.58	0.96	0.76	0.76	0.71
T8-3	2	640	8	615.29	934.14	934.14	1 003.93	635.00	1.03	0.68	0.68	0.63
T8-4	2.5	640	8	494.68	934.14	934.14	1 003.93	513.64	1.04	0.55	0.55	0.51
均值									1.00	0.92	0.92	0.78
离散系数									0.05	0.30	0.30	0.28

剪承载力,精度高,能够适用于双拼T型钢-混组合梁的抗剪承载力计算。

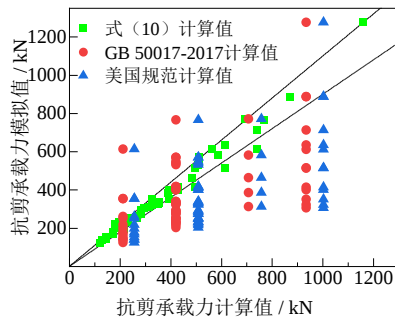


图 22 不同规范计算值与模拟值对比

Fig.22 Comparison of calculated and simulated values for different specifications

5 结论

1) 双拼T型钢-混凝土组合梁中钢梁与混凝土组合作用良好,二者相互作用能够有效提高抗剪承载力。3根试验梁发生典型弯曲破坏,以跨中翼板混凝土压碎为破坏特征,剪跨段钢腹板均未达到屈服。

2) 采用ABAQUS有限元软件建立模型,利用试验结果验证了模型准确性。通过参数分析,得出钢梁抗剪贡献占组合梁承载力的 27.58%~76.75%,剪跨比 $1 \leq \lambda \leq 3$ 时,钢腹板抗剪承担比例为 70% 左右。混凝土翼板宽度和钢板厚度对承载力的影响程度与剪跨比有关,确定 $\lambda = 1$ 为斜压破坏的界限剪跨比, $\lambda = 3$ 为弯曲破坏界限剪跨比。

3) 基于模拟结果,建立了考虑混凝土翼板、腹板和钢梁抗剪贡献的抗剪承载力计算方法,相比现行规范中的计算方法,本文计算方法精度较高,能够较准确地计算组合梁的抗剪承载力。

参考文献

- [1] VALSA IPE T, SHARADA BAI H, MANJULA VANI K, et al. Flexural behavior of cold-formed steel concrete composite beams [J]. Steel & Composite Structures, 2013, 14(2): 105-120.
- [2] LIU J, DING F X, LIU X M, et al. Flexural capacity of steel-concrete composite beams under hogging moment [J]. Advances in Civil Engineering, 2019, 2019 (1): 3453274.
- [3] TURETTA M, ODENBREIT C, KHELIL A, et al. Investigation on the flexural behavior of an innovative U-shaped steel-concrete composite beam [J]. Steel and Composite Structures, 2020, 34(3): 441-452.
- [4] 杨远龙, 刘阳, 杨庆杰, 等. 腹板嵌入式外包U形钢-混凝土组合梁正弯矩区受弯性能研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(1): 166-181.

2023, 44(1): 166-181.

YANG Y L, LIU Y, YANG Q J, et al. Positive flexural behavior of web-embedded U-shaped steel-concrete composite beam [J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(1): 166-181. (in Chinese)

- [5] 甘小平, 袁星, 邓开来, 等. 钢-UHPC组合梁纵向抗剪性能试验研究[J]. 公路交通科技, 2023, 40(8): 102-110. GAN X P, YUAN X, DENG K L, et al. Experimental study on longitudinal shear performance of steel-UHPC composite bridge girder [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2023, 40 (8): 102-110. (in Chinese)
- [6] 陈建兵, 张现通, 刘聪, 等. CR连接件弹性抗剪刚度计算方法研究[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2024, 43(10): 7-18. CHEN J B, ZHANG X T, LIU C, et al. Calculation method for elastic shear stiffness of CR connector [J]. Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science), 2024, 43(10): 7-18. (in Chinese)
- [7] 聂建国, 陈林, 肖岩. 钢-混凝土组合梁正弯矩区截面的组合抗剪性能[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2002, 42(6): 835-838. NIE J G, CHEN L, XIAO Y. Composite shear behavior of steel-concrete composite beams under sagging moment [J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 2002, 42(6): 835-838. (in Chinese)
- [8] 聂建国, 唐亮. 密实截面组合梁的竖向抗剪强度 I: 受正弯矩作用的组合梁[J]. 土木工程学报, 2008, 41(3): 7-14. NIE J G, TANG L. Vertical shear strength of composite beams with compact steel sections. Part I: Composite beams subjected to sagging moment [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(3): 7-14. (in Chinese)
- [9] 朱劲松, 王永光, 郭晓宇, 等. 钢-UHPC华夫板组合梁抗剪性能试验研究[J]. 中国公路学报, 2020, 33(11): 169-181. ZHU J S, WANG Y G, GUO X Y, et al. Experimental study on shear behaviors of steel-UHPC composite beams with waffle slab [J]. China Journal of Highway and Transport, 2020, 33(11): 169-181. (in Chinese)
- [10] 丁发兴, 王恩, 吕飞, 等. 考虑组合作用的钢-混凝土组合梁抗剪承载力[J]. 工程力学, 2021, 38(7): 86-98. DING F X, WANG E, LÜ F, et al. Composite action of steel-concrete composite beams under lateral shear force [J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(7): 86-98. (in Chinese)
- [11] 杨远龙, 孙天培, 韩劲钧. 腹板嵌入式外包U形钢-混凝土组合梁抗剪性能研究[J]. 工程力学, 2022, 39(7): 120-136. YANG Y L, SUN T P, HAN J J. Study on shear

- behavior of web-embedded U-shaped steel-concrete composite beam [J]. *Engineering Mechanics*, 2022, 39 (7): 120-136. (in Chinese)
- [12] 钢结构设计标准: GB 50017—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
Standard for design of steel structures: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [13] LORENC W, KOŻUCH M, ROWIŃSKI S. The behaviour of puzzle-shaped composite dowels: Part I: Experimental study [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, 101: 482-499.
- [14] 李现辉. 腹板嵌入式钢-混凝土组合梁结构性能研究 [D]. 上海: 同济大学, 2009.
LI X H. Study on structural performance of steel-concrete composite beams with embedded webs [D]. Shanghai: Tongji University, 2009. (in Chinese)
- [15] SEIDL D I G, ING M S D, LORENC D H I W, et al. Wirtschaftliche verbundbauweisen im Brückenbau -
bauweisen mit verbunddübeln [J]. *Stahlbau*, 2013, 82(7): 510-521.
- [16] 金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法: GB/T 228.1—2021 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2011.
Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature: GB/T 228.1—2021 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2011. (in Chinese)
- [17] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004. (in Chinese)
- [18] FINK J, PETRASCHKE T, ONDRIS L. Push-out test parametric simulation study of a new sheet-type shear connector: E212-01 [R]. Vienna: Forschungsbereich Stahlbau, 2006.

(编辑 XXX)