

doi:10.11835/j.issn.2096-6717.2020.025

开放科学(资源服务)标识码(OSID):



内翻 U 形外包钢组合梁正截面抗弯承载力分析

阎奇武, 张正

(中南大学 土木工程学院, 长沙 410083)

摘要:为研究新型内翻 U 形外包钢-混凝土组合梁正截面抗弯承载力及其构造要求,以已有内翻 U 形外包钢-混凝土组合连续试验梁为参照,建立该组合连续梁非线性有限元模型,模拟组合连续梁有限元模型的荷载-跨中挠度曲线,并与相关试验结果对比,验证了该组合梁有限元模型的建模方法和参数选取的合理性与有效性。应用建立的组合连续梁有限元模型,分析了内翻外包钢-混凝土组合梁正截面抗弯承载力的主要影响参数。综合内翻 U 形外包钢-混凝土组合连续梁正截面抗弯承载力试验和模拟结果,提出采用简化塑性理论计算组合梁正截面抗弯承载力计算时,组合梁正截面抗弯承载力塑性理论计算值应乘 0.96 的修正系数。0.96 倍组合梁正截面抗弯承载力塑性理论计算值与组合梁有限元模型模拟计算值相比较,发现二者十分接近,偏于安全,提出的组合梁正截面抗弯承载力修正简化塑性理论计算值具有足够的准确性和可靠性。

关键词:组合梁;正截面承载力;有限元分析;塑性理论;构造

中图分类号:TU398 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(2020)06-0081-14

Analysis of normal section bending bearing capacity of inverted U-Shaped steel-encased concrete composite beam

Yan Qiwu, Zhang Zheng

(School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410083, P. R. China)

Abstract: In order to study the normal section bearing capacity and the formation requirements of a novel inverted U-shaped steel-encased concrete composite beam, the nonlinear finite element models of the composite continuous beams have been established based on the existing U-shaped steel-encased concrete composite continuous beams. The load-deflection curve at mid-span of the composite continuous beam finite element model was plotted, and compared with other test results. It proves the rationality and effectiveness of the modeling method and parameter selection of the composite beam finite element models. Using the established finite element model of composite continuous beams, the main influential parameters of normal section bearing capacity of the inverted steel-encased concrete composite beams are analyzed. Based on the test and simulation results of normal section bearing capacity of inverted U-shaped steel-encased concrete composite continuous beams, it is proposed that when the normal section bearing capacity of the composite beam is calculated by the simplified plastic theory, the plastic theoretical calculation value of the normal section bearing capacity of the composite beam should be multiplied by a correction factor of 0.96.

收稿日期:2019-12-11

基金项目:国家自然科学基金(51878663)

作者简介:阎奇武(1963-),男,博士,副教授,主要从事组合结构和装配式结构研究, E-mail: yaqwu@csu.edu.cn.

Received: 2019-12-11

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 51878663)

Author brief: Yan Qiwu (1963-), PhD, associate professor, main research interests: composite structures and fabricated structures, E-mail: yaqwu@csu.edu.cn.

Comparing the calculated value of 0.96 times the plastic theoretical calculation value of the normal section bending capacity of the composite beam with the calculated value of the finite element model of the composite beam, the two values are found very close in safe side. The proposed modified simplified plastic theory calculation value of the normal section bending capacity of the composite beam is accurate and reliable enough.

Keywords: composite beam; normal section bearing capacity; finite element analysis; plasticity theory; structures

钢-混凝土组合结构在土木工程发展中正扮演着愈加重要的角色,不少学者对外包钢-混凝土组合梁做了许多研究。操礼林等^[1]对 3 根高强外翻 U 形外包钢-混凝土筒支组合梁进行两点对称集中加载试验,结果表明,在静载作用下,外翻高强 U 形外包钢-混凝土组合梁的受弯承载力比普通外包钢组合梁高 60% 以上,并基于简化塑性理论建立了其受弯承载力计算公式。陈大淀等^[2]对 4 根跨度为 4 m 的外翻 U 形外包钢-混凝土组合连续梁的静载试验结果表明,组合连续梁在两跨跨中荷载作用下发生典型的弯曲破坏,有明显塑性破坏特征。Keo 等^[3]、Liu 等^[4]提出在外翻 U 形外包钢的外翻钢翼缘上焊接角钢作为抗剪和抗掀起连接件,研究表明,此连接件具有良好的工作性能。Zhou 等^[5]、Liu 等^[6]、Zhao 等^[7]在内翻 U 型外包钢翼缘上焊接连续 Z 字形钢筋和布置“几”字形箍筋来充当栓钉,试验结果表明,组合梁整体工作性能良好。文献[8]设计了一种新型的内翻 U 型高强外包钢-高强混凝土组合梁,并对其进行了截面设计与内力重分布试验研究,该组合梁与传统的 U 型外包钢-混凝土组合梁相比具有以下优点:1) U 型钢板内翻翼缘开孔,穿翼缘横向钢筋,作连接件(PBH^[9]),将 T 形组合梁翼缘与腹板有效连成整体,新型组合梁能共同工作,发挥正截面抗弯承载力。2) 一体式开孔板连接件不需要栓钉及其焊接施工,避免了因栓钉焊接钢板产生局部残余应力的影响,组合梁制作速度加快,成本降低。

鉴于上述优点,新型内翻 U 形外包钢-混凝土组合梁具有较大的工程应用前景,而文献[8]的研究未涉及该新型组合梁的正截面抗弯承载力计算及其构造措施,笔者在已有组合梁试验研究的基础上,利用 ABAQUS^[10]建立新型组合连续梁有限元模型,模拟组合连续梁有限元模型的荷载-跨中挠度曲线,并与相关试验结果对比,验证了该组合梁有限元模型的建模方法和参数选取的合理性和有效性。应用建立的组合连续梁有限元模型,分析了内翻外包钢-混凝土组合梁正截面抗弯承载力的主要影响参数。综合内翻 U 型外包钢-混凝土组合连续梁正截面抗

弯承载力试验和模拟结果,提出了新型内翻 U 形外包钢-混凝土组合梁正截面抗弯承载力计算方法及其构造措施,以期对内翻 U 型外包钢-混凝土组合梁的工程设计提供参考。

1 组合梁有限元模型的建立和验证

1.1 组合连续梁有限元模型的建立

1.1.1 组合连续梁几何模型 利用 ABAQUS 建立文献[8]中的内翻 U 形高强外包钢-高强混凝土连续组合梁有限元模型,组合连续梁跨度、荷载作用位置及截面尺寸分别见图 1、图 2。模型两跨,每跨长度为 3 m。模型截面腹底布置 2 根、翼顶布置 8 根、翼底布置 6 根直径均为 6 mm 的纵向钢筋,翼缘横向分布钢筋直径为 6 mm,并穿过 U 型钢板顶部内翻翼缘的开孔板孔洞,梁腹部采用双肢 6 mm 箍筋。外包钢板除底板厚为 6 mm 外,其他部位钢板厚度均为 3 mm,钢板底部焊有直径 16 mm、高度 70 mm、间距 160 mm 的栓钉,外包钢形状、尺寸见图 2。试件 B1、B2、B3 其他条件均相同,但翼顶 6 根纵向钢筋直径分别均为 6、10、14 mm。试件混凝土强度标准值 $f_{\text{cu,k}} = 50.8$ MPa,钢筋、钢板材料性能参数见表 1。

表 1 钢筋及钢板实测力学性能
Table 1 Material properties of rebars and steels

钢材类型	直径或厚度/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	伸长率/%
钢筋	6	390	625	36
	10	380	600	28
	14	365	580	25
钢板	3	466	654	16
	6	465	660	18

1.1.2 材料本构模型 组合梁有限元模型的混凝土本构模型采用塑性损伤模型,混凝土的单轴受力-应变曲线采用过镇海^[11]建议的混凝土单轴受力本构模型。其他参数取值为:混凝土的泊松比取 0.2,流动势偏角取 0.1,双轴等压时混凝土的强度和单

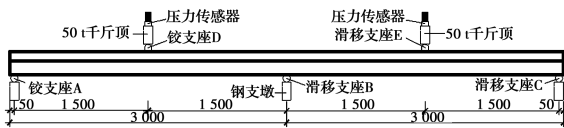


图 1 两跨组合连续梁及荷载

Fig. 1 A two-span composite continuous beam and its load

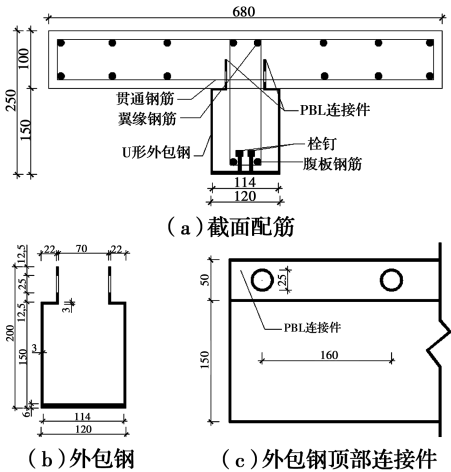


图 2 组合连续梁截面

Fig. 2 Composite continuous beam section

轴强度的比值取 1.16,拉压子午线上的第二应力不变量的比值取 2/3,在保证计算速度以及收敛性的前提下,修正的粘性系数取 10^{-5} ,膨胀角取 38° 。

模型中的钢板的本构模型采用弹塑性硬化模型,强度准则采用 Mises 屈服准则和相关联流动法则,其单轴应力-应变表达式采用 Ding 等^[12]建议的单轴本构模型,钢筋本构采用单轴理想的弹塑性本构模型。

1.1.3 接触关系 U 型箱梁与混凝土之间的接触面存在切向和法向作用,其法向采用硬接触,切向采用罚函数,摩擦因子根据刘威^[13]的建议取 0.25。加载板与混凝土、钢梁绑定,不考虑混凝土与钢筋、栓钉以及开孔板连接件之间的滑移,将钢筋、栓钉及开孔板连接件嵌入混凝土中。

1.1.4 单元类型、网格划分和边界条件 混凝土和加载板采用八节点减缩积分实体单元 C3D8R;内翻 U 形外包钢采用四节点减缩积分壳单元 S4R,沿壳单元的厚度方向采用 9 个节点的 Simpson 积分;钢筋采用两节点线性三维桁架单元 T3D2;栓钉采用线性梁单元 B31。组合两跨连续梁有限元模型见图 3。

如图 3 所示,组合梁模型模拟分析边界条件与试验条件一致,中间支座为 $U_1=U_2=U_3=UR_2=UR_3=0$,即模型可以在中间支座绕 X 轴转动;两端支座为 $U_1=U_2=UR_2=UR_3=0$,即模型可以在两端支座绕 X 轴转动和沿 Z 轴移动。

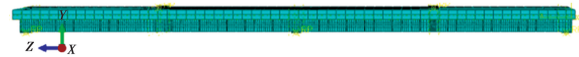


图 3 内翻 U 形外包钢-混凝土组合两跨连续梁有限元模型

Fig. 3 FE model of intrados U-shaped steel-encased concrete composite two-span continuous beam

1.2 有限元模型验证

分别对文献[8]中的 3 个试验试件 B1、B2、B3 建立组合两跨连续梁有限元模型,利用建立的组合两跨连续有限元模型进行荷载跨中挠度数值模拟,并与文献[8]的试件试验结果进行对比来验证建立的组合梁有限元模型的材料本构模型、单元类型、边界条件和接触等在数值模拟中的适用性。

1.2.1 梁试验试件现场变形与模型模拟变形比较

文献[8]试件试验表明,组合两跨连续梁 3 个试验试件 B1、B2、B3 从加载到破坏经历了弹性、弹塑性和破坏 3 个阶段。每个试件当试验荷载大于 0.85 峰值荷载时,U 形外包钢及部分纵向受力钢筋已经屈服,垂直于梁纵轴线裂缝快速发展,裂缝宽度超过 0.3 mm。最后,试件中间支座截面纵向受拉钢筋屈服形成塑性铰,其后中间截面的负弯矩不再增加,两跨跨中截面的正弯矩持续增加,直至试件两跨跨中 U 形外包钢底板也屈服,试件刚度急剧下降,挠度急剧增加,最后试件丧失截面承载力,试件破坏后的现场变形见图 4(a),表现出明显的弯曲破坏特征。

组合两跨连续梁有限元模型荷载-跨中挠度数值模拟荷载达到弯曲破坏极限荷载时典型的混凝土、钢板、钢筋应力云图与变形见图 4(b)、(c)。由图 4 可知,组合两跨连续梁有限元模型模拟的弯曲破坏极限荷载应力最不利位置位于两跨跨中底部与中间支座负弯矩区,组合两跨连续梁有限元模型模拟的梁跨中附近挠度最大,中间支座截面转动最大,组合两跨连续梁有限元模型模拟的弯曲破坏极限荷载时梁的应力与变形规律与梁试验弯曲破坏时变形现象一致。

1.2.2 梁模型模拟结果与试验荷载-位移曲线特征点比较

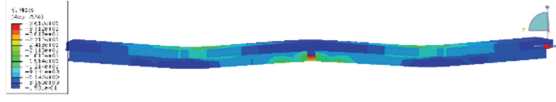
试件 B1、B2、B3 试验荷载挠度曲线见图 5,3 个试验试件试验时表示出明显的弯曲破坏特征,试件达到屈服荷载后,荷载挠度曲线刚度逐渐下降,变化比较平稳,连续组合梁中间支座和跨中截面塑性变形充分发展,连续组合梁延性较好。

利用建立的组合梁有限元模型对文献[8]中的 3 个试件 B1、B2、B3 进行荷载-跨中挠度数值模拟,其组合梁有限元模型模拟结果与相应试验结果的对比见图 5(由于组合梁有限元模型的对称性,只选取模型模拟的一跨荷载-跨中挠度曲线与其试验荷载-

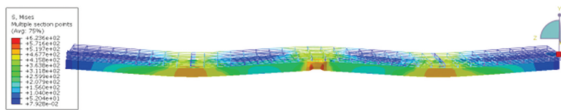
跨中挠度曲线进行对比)。



(a) 试件试验现场变形照片



(b) 组合梁模拟混凝土板应力云图和变形图



(c) 组合梁模拟U形钢与钢筋应力云图和变形图

图 4 组合梁有限元模型极限荷载时的应力云图及其变形与试件试验现场变形

Fig. 4 Stress nephogram of finite element model of a composite beam under ultimate load and its deformation and in-situ deformation of a specimen

由图 5 对比可知,组合梁有限元模型荷载-跨中挠度数值模拟结果与其试验的荷载-跨中挠度曲线十分相似。采用“通用屈服弯矩法”(见图 6)求得组合梁有限元模型荷载-跨中挠度数值模拟结果的相应屈服荷载^[14],并将组合梁有限元模拟得到的屈服荷载和屈服位移、峰值荷载和峰值位移与相应试验结果的对比列于表 2 中。由表 2 可知,组合两跨连续梁有限元模型模拟的荷载-跨中挠度的屈服、峰值荷载值与梁的试验荷载跨中挠度对应值的最大误差为 9.9%。这是因为有限元模拟误差是由试件试验荷载、挠度测量与有限元模型材料本构模型模拟误差带来的,但小于 10%,这个计算精度对土木工程而言总体可以接受。

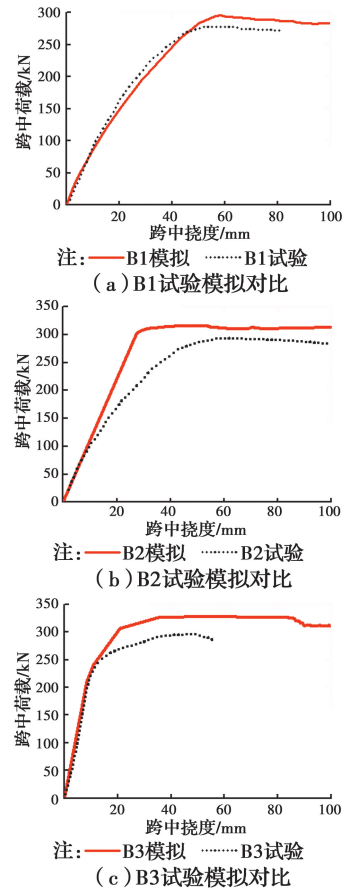


图 5 试件试验荷载-挠度曲线与模拟的对比

Fig. 5 Comparison of load-deflection curves between test and simulation

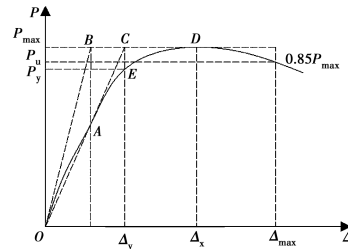


图 6 通用屈服弯矩法示意图

Fig. 6 Schematic diagram of general yield moment method

表 2 试件主要试验结果与数值模拟结果比较

Table 2 Comparison of test results and simulation results of specimens

No.	P_y /kN	P_{ny} /kN	δ /%	P_{max} /kN	P_{nmax} /kN	δ /%	Δ_y /mm	Δ_{ny} /mm	δ /%	Δ_x /mm	Δ_{nx} /mm	δ /%
B1	94.5	100.7	6.5	278.2	298.2	7.2	7.8	8.3	5.4	63.7	59.0	-7.4
B2	127.1	130.2	2.4	296.6	315.1	6.3	8.1	8.3	3.3	50.5	52.9	4.7
B3	208.0	215.9	3.8	298.2	328.0	9.9	8.6	9.4	9.3	47.4	50.2	5.9

注: P_{ny} 、 P_{nmax} 、 Δ_{ny} 、 Δ_{nx} 分别为组合梁数值模拟屈服荷载、峰值荷载和屈服位移、峰值位移; P_y 、 P_{max} 、 Δ_y 、 Δ_x 表示为组合梁试验结果; δ 为相对误差。

1.2.3 梁模型模拟的试验荷载-位移曲线特征点应力应变分析 图 5 中 3 个组合连续梁试验与模型模

拟荷载-跨中挠度曲线十分相似,因此,只取 B1 组合梁模型模拟结果为代表,提取 B1 组合梁模型钢筋、

钢板和受压混凝土边缘混凝土关键点模型屈服、峰值时的应力或应变,列于表3中。依据材性试验,钢筋(6 mm)屈服时的应力为390 MPa,钢板屈服时的应力为465 MPa;混凝土的峰值压应变为0.002左右,混凝土极限压应变为0.0033左右。从表3中可见,B1模型荷载-挠度模拟过程中,在加载到峰值荷载时,除支座截面外包钢板底部受压应力为142.10 MPa(<465 MPa)未屈服外,支座截面外包钢板顶部、跨中外

包钢顶部和底部、全部受拉或受压钢筋均屈服,截面受压混凝土塑性发展明显,跨中、中支座受压混凝土边缘应变为0.00334和0.00322,都大于受压混凝土峰值应变0.002,且接近或超过受压混凝土极限压应变0.0033。B1模型模拟的荷载挠度过程中,中间支座和跨中截面表现出明显的弯曲破坏特征,与组合梁B1的试验试件试验荷载变形破坏特征高度一致。

表3 有限元模型B1荷载-挠度荷载特征值点时截面关键点应力应变

Table 3 Stresses and strains at section key points on load characteristic points of the load-deflection of finite element model B1

荷载特征	应力/MPa									受压混凝土边缘应变	
	跨中 底钢板	中支座 底钢板	跨中 顶钢板	中支座 顶钢板	跨中受 拉主筋	跨中受 压主筋	中支座 受拉主筋	中支座 受压主筋	跨中	中支座	
屈服	185.39	52.38	101.73	113.56	129.79	113.41	148.85	101.16	0.000757	0.000254	
峰值	465.00	142.10	465.03	465.01	390.15	390.74	390.19	390.24	0.00334	0.00322	

有限元模型模拟和试验试件的荷载-跨中挠度曲线表明,合理配置钢筋的U型外包内翻组合梁发生弯曲破坏,荷载达到组合梁峰值荷载时,组合梁跨中与中支座截面除中支座底板受压没屈服外,其他钢筋或钢板无论受拉还是受压,都达到其屈服应力,受压的混凝土边缘应变接近或超过混凝土极限压应变0.0033,受压混凝土应力基本都达到混凝土受压峰值应力,U型外包组合梁正截面承载力可以采用大多数组合梁正截面承载力计算采用的简化塑性理论计算。组合两跨连续梁有限元模型荷载-跨中挠度模拟与梁的试验荷载跨中挠度变形规律基本一致,说明组合两跨连续梁建模方法及参数选取具有合理性,建立的组合两跨连续梁有限元模型具有满足工程要求的准确性和可靠性。

2 组合梁模型正截面抗弯承载力影响参数分析

为了深入研究新型内翻U型外包钢-混凝土组合梁正截面抗弯承载力,采用上述模拟较准确的B1、B2有限元模型,对组合梁正截面抗弯承载力进行参数分析。T形组合梁有限元模型荷载-挠度模拟主要研究参数包括:腹板和翼缘受力纵筋直径、U型外包钢梁厚度、混凝土强度、翼缘尺寸、腹板尺寸、一体式开孔板连接件尺寸及其开孔间距、孔径、贯通钢筋直径、底部栓钉尺寸及间距,组合梁有限元模型荷载-挠度模拟参数见表4。表4中组合梁有限元模型编号,B1开头的组合梁有限元模型以相应试验试件B1几何尺寸及截面配筋为参考建立,B2开头的

组合梁有限元模型以试验试件B2几何尺寸及截面配筋为参考建立,仅改变表格中阐明的变量(其中,B2-PBLB3、4、5、6的侧板、底板厚度均为6 mm)。各参数下的组合梁有限元模型模拟得到的各跨中荷载-挠度曲线见图7。

表4 试件有限元模型正截面抗弯性能分析参数

Table 4 Parameters of normal section bending performance analysis of specimen finite element models

试件名称	变化部分	变化参数	变化值		
B1			6		
B2	翼缘受力纵筋	直径/mm	10		
B3			14		
B2-FBZJ6			6		
B2-FBZJ10	腹板受力纵筋	直径/mm	10		
B2-FBZJ14			14		
B2-46			4		
B2-56	U形外包钢梁	侧板/mm	5		
B2-66			6		
B2-38			8		
B2-39			9		
B2-310			10		
B2-C40	混凝土	混凝土轴心 抗压强度 设计值/ (N·mm ⁻²)	19.1		
B2-C45			21.1		
B2-C60			27.5		
B2-C65			29.7		
B2-YYG80			80		
B2-YYG100	T形混凝土梁	翼缘高/ mm	100		
B2-YYG120			120		
B2-YYK660			翼缘尺寸	翼缘宽/ mm	660
B2-YYK680					680
B2-YYK700					700

续表 4

试件名称	变化部分	变化参数	变化值
B2-FBG140			140
B2-FBG150	T形混凝土 梁腹板尺寸	腹板高/ mm	150
B2-FBG160			160
B2-FBK110		腹板宽/ mm	110
B2-FBK120			120
B2-FBK130			130
B2-PBLB3	厚度/mm		3
B2-PBLB4			4
B2-PBLB5			5
B2-PBLB6			6
B2-PBLH50	一体式开孔板 连接件尺寸	高度/mm	50
B2-PBLH60			60
B2-PBLH70			70
B2-PBLD20	开孔直径/ mm		20
B2-PBLD25			25
B2-PBLD30			30
B1-80	开孔板连 接件间距/ mm		80
B1-120			120
B1-160			160
B2-G6	贯通钢筋	直径/mm	6
B2-G10			10
B2-G14			14
B2-S160	间距/mm		160
B2-S120			120
B2-S80			80
B2-SD10			10
B2-SD13	底板栓钉	直径/mm	13
B2-SD16			16
B2-SD19			19
B2-SC70			70
B2-SC60	长度/mm		60
B2-SC50			50

2.1 板和翼缘受力纵筋直径

由图 7(a)可知,组合梁无论是增大腹板还是增大翼缘的钢筋直径,组合梁的正截面抗弯承载力和刚度均增加。保持其他参数不变,腹板纵筋直径分别为 10、14 mm 的组合梁模型与腹板纵筋为 6 mm 的组合梁模型相比,组合梁的正截面抗弯承载力分别提高了 3.1%和 8.6%,初始刚度分别提高了 1.8%和 4.5%,而翼缘纵筋直径分别为 10、14 mm 的组合梁模型与翼缘纵筋为 6 mm 的组合梁模型相比,组合梁的正截面抗弯承载力分别提高了 6.7%

和 11.1%,初始刚度分别提高了 1.3%和 4.7%,但翼缘钢筋直径的增加会导致组合梁延性的下降。

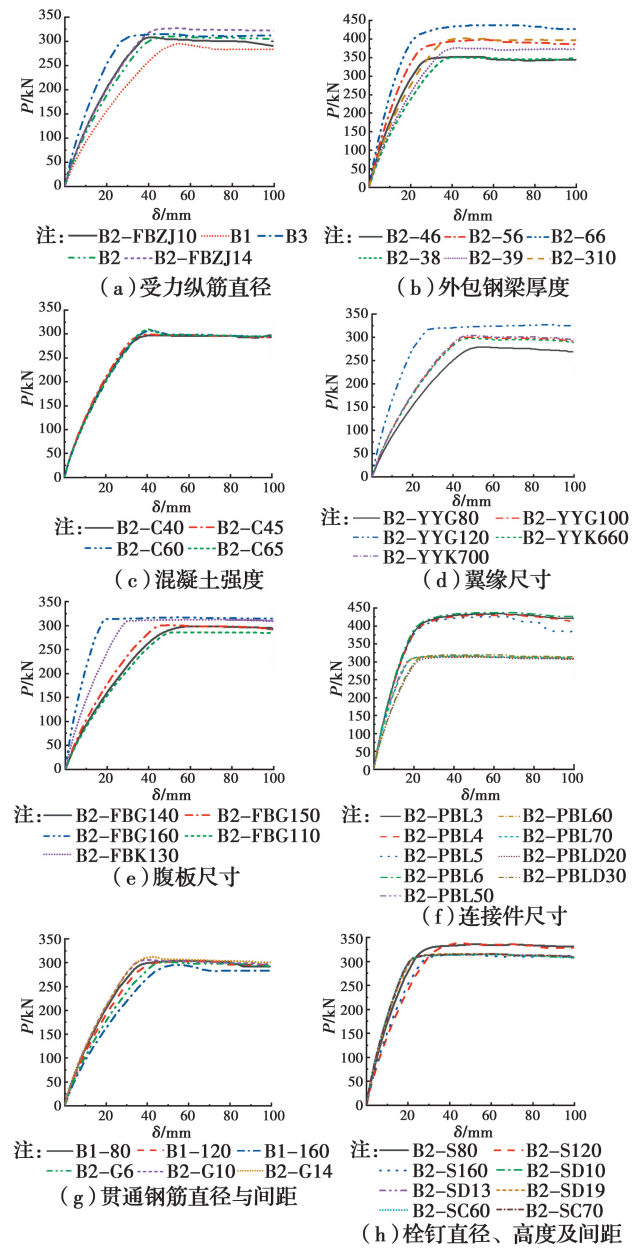


图 7 各参数下组合两跨连续梁有限元模型模拟的跨中荷载-挠度曲线

Fig. 7 Load-deflection curves in mid-span simulated by finite element model of composite two-span continuous beams under various parameters

2.2 U形外包钢梁厚度

保持组合梁模型其他参数不变,不同侧板的厚度和底板厚度对组合梁正截面抗弯承载力的影响如图 7(b)所示。提高组合梁外包钢侧板和底板厚度,组合梁的正截面抗弯承载力和刚度都大大增加,但侧板厚度的增加对提高梁正截面抗弯承载力和刚度更加明显。侧板厚度分别为 5、6 mm 的组合梁模型

与侧板厚为4 mm的组合梁模型相比,组合梁模型正截面抗弯承载力分别提高了13.1%和24.4%,初始刚度分别提高了4.9%和9.4%;底板厚度分别为9、10 mm的组合梁模型与侧板厚为8 mm的组合梁模型相比,组合梁模型正截面抗弯承载力分别提高了7.3%和14.5%,初始刚度分别提高了4%和7.9%。

2.3 混凝土强度

保持组合梁模型其他参数不变,不同的混凝土强度等级对正截面抗弯承载力的影响如图7(c)所示。混凝土强度对组合梁正截面抗弯承载力有一定影响,但对刚度影响较小。组合梁模型其他参数不变,仅改变组合梁混凝土强度等级时,C45、C60、C65强度等级的组合梁模型与C40强度等级的组合梁模型相比,组合梁的正截面抗弯承载力分别提高了0.3%、3%和4%,但初始刚度几乎没有变化。

2.4 梁翼缘尺寸

如图7(d)所示,在T形组合梁模型其他参数不变的情况下,增大组合梁翼缘高度,组合梁正截面抗弯承载力显著提高,刚度也随之提高。翼缘高度为100、120 mm的组合梁模型与翼缘高度为80 mm的模型相比,正截面抗弯承载力分别提高了13.1%和17.3%,初始刚度分别提高了20.8%和36.4%;翼缘宽度为680、700 mm的组合梁模型与翼缘宽度为660 mm的模型相比,正截面抗弯承载力和初始刚度几乎没有变化,这主要是由于该两跨连续组合梁的正截面抗弯承载力极限状态由中间支座负弯矩控制,支座负弯矩区组合梁翼缘处于受拉区,受拉区混凝土开裂后对正截面抗弯承载力和刚度几乎没有影响。

2.5 梁腹板尺寸

T形组合梁模型保持其他参数不变,仅改变梁腹板尺寸,组合梁有限元模型跨中荷载-挠度曲线模拟结果如图7(e)。无论是增加腹板高度,还是腹板宽度,连续组合梁的正截面抗弯承载力和刚度都得到明显提高。仅改变腹板高度,高度为150、160 mm的模型与高度为140 mm的模型相比,正截面抗弯承载力分别提高了5.9%和6.3%,初始刚度分别提高了18.8%和27.7%。仅改变腹板宽度,宽度为120、130 mm的模型与宽度为110 mm的模型相比,正截面抗弯承载力分别提高了5.2%和9.3%,初始刚度分别提高了17.9%和20.3%。

2.6 开孔板连接件尺寸

由图7(f)可知,一体式开孔板连接件尺寸对组

合梁正截面抗弯承载力和刚度影响微弱。组合梁模型其他参数不变,仅改变PBL连接件厚度时,厚度为4、5、6 mm的模型与厚度为3 mm的模型相比,正截面抗弯承载力分别提高了1.0%、1.3%、1.9%,初始刚度提高幅度微弱,仅为0.5%左右。组合梁模型其他参数不变,仅改变PBL连接件高度时,高度为60、70 mm的模型与高度为50 mm的模型相比,正截面抗弯承载力分别提高了0.2%和0.5%,初始刚度几乎没有变化;组合梁模型其他参数不变,仅改变PBL连接件开孔直径时,直径为25、30 mm的模型与直径为20 mm的模型相比,正截面抗弯承载力和初始刚度几乎没有变化。原因是开孔板连接件在新型内翻U形外包钢-混凝土连续组合梁中主要作用为承担T形混凝土梁与U形钢梁之间的界面纵向剪力和抵抗T形混凝土梁整体弯曲导致组合结构分离而产生的掀起力,保证二者协同变形,共同工作,充分发挥各自的材料性能。

2.7 开孔板连接件开孔间距

组合梁有限元模型开孔板连接件不同开孔间距的荷载-挠度曲线模拟结果如图7(g)所示。在组合梁模型其他参数不变的情况下,随着连接板开孔间距的减小,组合梁模型的刚度增大,但对组合梁模型正截面抗弯承载力的影响不明显。连接板开孔间距为80、120 mm的组合梁模型与开孔间距为160 mm的模型相比,组合梁正截面抗弯承载力分别提高了2.0%和1.3%,初始刚度分别提高了16.4%和14.8%,初始刚度随着开孔间距的减小而提高明显。原因是开孔板剪力连接件的主要作用是使T形混凝土梁和外包钢组合成整体,抵抗混凝土梁与外包钢在外力作用下界面之间产生的剪力和掀起力,虽然对正截面抗弯承载力影响不大,但是对截面初始刚度影响明显。

2.8 开孔板贯通钢筋直径

保持组合梁模型其他参数不变,仅改变组合梁一体式开孔板贯通钢筋直径,其计算结果如图7(g)所示。由图7(g)可知,随着贯通钢筋直径的增加,增强了一体式开孔板剪力连接件孔洞中的混凝土榫^[15],使得组合梁整体刚度随直径增大而增大,但对组合梁正截面抗弯承载力影响不明显。贯通钢筋直径分别为10、14 mm的模型与直径为6 mm的模型相比,组合梁模型正截面抗弯承载力分别提高了1.3%和3.7%,初始刚度分别提高了16.3%和16.8%。

2.9 底部栓钉尺寸及间距

由图 7(h)可知,栓钉间距为 80、120 mm 的组合梁模型与间距为 160 mm 的模型相比,组合梁正截面抗弯承载力分别提高了 6.6%和 7.6%,初始刚度分别提高了 4.2%和 0.4%,但栓钉间距为 80 mm 的组合梁模型正截面抗弯承载力比栓钉间距为 120 mm 的组合梁模型正截面抗弯承载力低 1%。可见,在一定范围内加密栓钉,可以稍微提高组合梁正截面承载力和刚度,当超过某一范围时,减少栓钉间距反而使得组合梁正截面承载力略微下降。从图 7 (h)组合梁模型模拟计算结果出发,建议组合梁底板栓钉间距不小于 80 mm 或 $5d$ (d 为栓钉直径)。如图 7(h)所示,组合梁底板不同的栓钉直径和长度对组合梁正截面抗弯承载力和刚度的影响微弱,正截面抗弯承载力和初始刚度均无明显变化。当 T 型组合梁底部腹板受拉时,T 形截面混凝土和外包钢梁之间的剪力和掀起力大部分可由一体式开孔板剪力连接件承担,组合梁底部栓钉作用较弱。因此建议,当 T 形组合梁底部腹板受拉时,底部钢板可设置较少栓钉,减少现场焊接工作,降低施工难度和加快施工进度。

综上所述,影响新型内翻 U 形外包钢-混凝土组合梁正截面抗弯承载力的关键因素为 T 形梁腹板和翼缘受力纵筋直径、U 形外包钢梁厚度、混凝土轴心抗压强度、翼缘高度、腹板高度和宽度。

3 组合梁正截面抗弯承载力计算方法

3.1 基本假定

基于组合梁有限元模型模拟分析与组合梁试验成果,计算内翻 U 形外包钢-混凝土组合梁正截面抗弯承载力时,可采用简化塑性理论,并假定^[16-17]:

- 1)混凝土翼板与内翻 U 形外包钢之间抗剪连接件的数量足以充分发挥组合梁截面的抗弯能力。
- 2)组合梁的应变符合平截面假定。
- 3)不考虑开裂后受拉混凝土的作用,混凝土压应力为均匀分布的矩形应力分布,并达到混凝土轴心抗压强度设计值。

- 4)根据塑性中和轴的位置,U 形外包钢、钢筋可能全部受拉或部分受压部分受拉,但都假定为均匀受力,并达到钢材、钢筋的抗拉或抗压强度设计值。

3.2 正截面抗弯承载力计算理论分析

组合梁配筋截面如图 8 所示,其中 b_f 、 h_f 、 b_w 、 h_w 、 h 分别为翼缘宽度、高度、腹板宽度、高度与截面总高度; t_1 、 t_2 、 t_3 分别为开孔板剪力连接件厚度、钢

梁侧板厚度以及底板厚度; h_1 、 h_2 为开孔板连接件顶部混凝土保护层厚度、开孔板连接件上、下板条高度; a_s 为钢筋合力作用点到近侧截面边缘的距离; b_1 为内翻钢梁翼缘宽度。根据组合梁正截面抗弯承载力计算假定,按组合梁 T 形截面承受的正负弯矩和 T 形截面塑性中性轴的不同,组合梁 T 形截面正截面抗弯承载力计算可分为图 9~图 12 所示的 4 种计算简图计算。各计算简图根据 T 形截面平衡条件和组合梁截面设计要求,可以推出组合梁正截面抗弯承载力塑性理论计算公式。

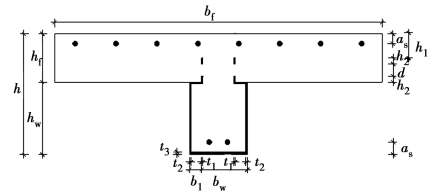


图 8 组合梁配筋截面

Fig. 8 Reinforcement section of a composite beam

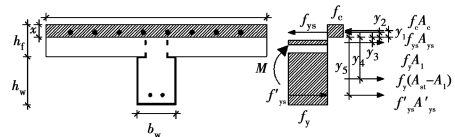


图 9 承受正弯矩作用的 T 形截面塑性中和轴在翼缘内时的计算简图

Fig. 9 Calculation Diagram of T-section Bearing Positive Moment with Plastic Neutral Axis in the Flange

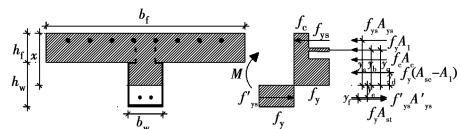


图 10 承受正弯矩作用的 T 形截面塑性中和轴在腹部内时的计算简图

Fig. 10 Calculation Diagram of T-section Bearing Positive Moment with Plastic Neutral Axis in the Web

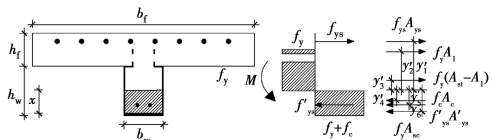


图 11 承受负弯矩作用的 T 形截面塑性中和轴在腹部内时的计算简图

Fig. 11 Calculation Diagram of T-section Bearing Negative Moment with Plastic Neutral Axis in the Web

3.2.1 承受正弯矩作用的 T 形截面抗弯承载力

- 1)承受正弯矩作用的组合梁 T 形截面,塑性中和轴在 T 形截面翼缘内,且在开孔板上翼缘与混凝土

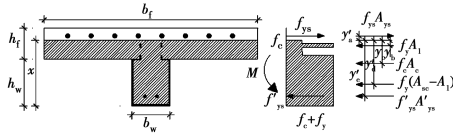


图 12 承受负弯矩作用的 T 形截面塑性中和轴在翼缘内时的计算简图

Fig. 12 Calculation Diagram of T-section Bearing Negative Moment with Plastic Neutral Axis in the Flange

土边缘之间,截面计算简图见图 9,当

$$f_c b_f h_1 \geq f_d A_d$$

$$f_d A_d = 4f_y t_1 h_2 + 2f_y t_2 b_1 + 2f_y t_2 (h_w - t_2 - t_3) + f_y b_w t_3 + f'_{ys} A'_s$$

则

$$f_c b_f x = f_d A_d - f_{ys} A_s$$

$$M \leq M_u = f_c A_c y_1 + f_{ys} A_{ys} y_2 + f_y A_1 y_3 + f_y (A_{st} - A_1) y_4 + f'_{ys} A'_{ys} y_5$$

式中: \$M\$ 为截面弯矩设计值, \$N \cdot mm\$; \$M_u\$ 为截面抗弯承载力设计值, \$N \cdot mm\$; \$A_1\$、\$A_c\$、\$A_{sc}\$、\$A_{st}\$ 分别为开孔板连接件上翼缘钢板面积、混凝土受压面积、钢板受压面积、钢板受拉面积, \$mm^2\$; \$x\$ 为混凝土受压区高度, \$mm\$; \$y_1\$ 为受压混凝土截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y_2\$ 为翼缘板主筋应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y_3\$ 为 PBL 上翼板截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y_4\$ 为除 PBL 上翼板外,其他钢板(包括 PBL 下翼板、内翻钢板翼缘、U 形板)截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y_5\$ 为腹板主筋应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$f_y\$、\$f_c\$ 分别为钢板屈服强度和混凝土抗压强度设计值, \$N/mm^2\$; \$f'_{ys}\$ 为底部纵筋屈服强度设计值, \$N/mm^2\$; \$A_{ys}'\$ 为底部纵筋面积, \$mm^2\$; \$f_{ys}\$ 为翼缘纵筋屈服强度设计值, \$N/mm^2\$; \$A_{ys}\$ 为翼缘纵筋面积, \$mm^2\$。

2) 承受正弯矩作用的组合梁 T 形截面,塑性中和轴在 T 形截面腹板内,如图 10 所示,当

$$A_u f_y + f'_{ys} A'_{ys} > b_f h_f f_c + f_y A_{pbl} + f_{ys} A_{ys}$$

则

$$f_{ys} A_{ys} + f_y A_1 + f_c A_c + f_y (A_{sc} - A_1) = f'_{ys} A'_{ys} + f_y A_{st}$$

$$A_c = b_f h_f + (x - h_f)(b_w - 2t_2)$$

$$M \leq M_u = f_{ys} A_{ys} y_a + f_y A_1 y_b + f_c A_c y_c + f_y (A_{sc} - A_1) y_d + f'_{ys} A'_{ys} y_e + f_y A_{st} y_f$$

式中: \$A_u\$、\$A_{pbl}\$ 分别为内翻 U 形钢板全截面面积、PBL 连接件截面面积, \$mm^2\$; \$y_a\$ 为翼缘板主筋应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y_b\$ 为 PBL 上

翼板截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y_c\$ 为受压混凝土截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y_d\$ 为 PBL 下翼板、内翻钢板翼缘、U 形钢板受压区截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y_e\$ 为腹板主筋应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y_f\$ 为 U 形钢梁受拉区截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$。

3.2.2 承受负弯矩作用的 T 形截面抗弯承载力

1) 承受负弯矩作用的组合梁 T 形截面,塑性中和轴在 T 形截面腹板内,如图 11 所示,当

$$A_u f_y + f'_{ys} A'_{ys} > b_f h_f f_c + f_y A_{pbl} + f_{ys} A_{ys}$$

则

$$f_{ys} A_{ys} + f_y A_1 + f_y (A_{st} - A_1) =$$

$$f_c A_c + f'_{ys} A'_{ys} + f_y A_{sc}$$

$$A_c = (x - t_3)(b_w - 2t_2)$$

$$M \leq M_u = f_{ys} A_{ys} y'_1 + f_y A_1 y'_2 + f_y (A_{st} - A_1) y'_3 + f_c A_c y'_4 + f'_{ys} A'_{ys} y'_5 + f_y A_{sc} y'_6$$

式中: \$y'_1\$ 为翼缘板主筋应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y'_2\$ 为 PBL 上翼板截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y'_3\$ 为 PBL 下翼板、内翻钢板翼缘、U 形钢板受压区截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y'_4\$ 为受压混凝土截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y'_5\$ 为腹板主筋应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y'_6\$ 为 U 形钢梁受压区截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$。

2) 承受负弯矩作用的组合梁 T 形截面,塑性中和轴在 T 形截面翼缘内,如图 12 所示,当

$$A_u f_y + f'_{ys} A'_{ys} < b_f h_f f_c + f_y A_{pbl} + f_{ys} A_{ys}$$

则

$$f_{ys} A_{ys} = f_y A_1 + f_c A_c + f_y (A_{sc} - A_1) + f'_{ys} A'_{ys}$$

$$A_c = (x - t_3)(b_w - 2t_2) + b_f(x - b_w)$$

$$M \leq M_u = f_{ys} A_{ys} y'_a + f_y A_1 y'_b + f_c A_c y'_c + f_y (A_{sc} - A_1) y'_d + f'_{ys} A'_{ys} y'_e$$

式中: \$y'_a\$ 为翼缘板主筋应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y'_b\$ 为 PBL 上翼板截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y'_c\$ 为受压混凝土截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y'_d\$ 为 PBL 下翼板、内翻钢板翼缘、U 形钢板受压区截面应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$; \$y'_e\$ 为腹板主筋应力的合力作用点至中性轴的距离, \$mm\$。

3.3 组合梁正截面抗弯承载力理论计算与有限元模型模拟结果对比分析

组合梁正截面抗弯承载力有限元模型模拟值与

相应组合梁正截面抗弯承载力简化塑性理论计算值的比较见表 5、表 6。

3.3.1 承受正弯矩作用的组合梁 T 形截面 由表 5 可见,在承受正弯矩作用的 54 个组合梁 T 形截面正截面抗弯承载力简化塑性理论计算值与相应正截面抗弯承载力的模型模拟值的比较中,有 46 个的相对误差在 5%以内,占 85%,而有 8 个的相对误差大于 5%,最大误差为 11.1%,说明组合梁正截面抗弯承载力采用简化塑性理论计算基本合理、正确。54 个组合梁正截面抗弯承载力模型模拟值与相应正截面抗弯承载力简化塑性理论计算值的比值平均值为 0.967,方差为 0.000 380,最大值为 0.99,最小值为

0.90,见图 13(a)。

3.3.2 承受负弯矩作用的组合梁 T 形截面 由表 6 可见,在承受负弯矩作用的 54 个组合梁 T 形截面正截面抗弯承载力简化塑性理论计算值与相应正截面抗弯承载力的模型模拟值的比较中,有 52 个的相对误差在 5%以内,占 96%,而有 1 个的比值大于 1,最大误差为 5.84%,说明组合梁负弯矩区正截面抗弯承载力采用简化塑性理论计算基本合理、正确。54 个组合梁正截面抗弯承载力模型模拟值与相应正截面抗弯承载力简化塑性理论计算值的比值平均值为 0.979,方差为 0.000 202,最大值为 1.02,最小值为 0.94,见图 13(c)。

表 5 正弯矩区 T 形截面正截面抗弯承载力模拟值与理论值比较

Table5 Comparisons between the simulated values and theoretical values of T-section normal section bending capacity bearing positive moment

试件名称	$M_{u,FEA}/$ (kN·m)	$M_{u,IDA}/$ (kN·m)	$\frac{M_{u,FEA}}{M_{u,IDA}}$	$\frac{0.96M_{u,IDA}}{M_{u,FEA}}$	试件名称	$M_{u,FEA}/$ (kN·m)	$M_{u,IDA}/$ (kN·m)	$\frac{M_{u,FEA}}{M_{u,IDA}}$	$\frac{0.96M_{u,IDA}}{M_{u,FEA}}$
B1	135.89	137.50	0.99	0.97	B2-PBLB3	215.88	220.28	0.98	0.98
B2	156.79	160.63	0.98	0.98	B2-PBLB4	217.14	221.01	0.98	0.98
B3	188.14	195.32	0.96	1.00	B2-PBLB5	218.95	222.74	0.98	0.98
B2-FBZJ6	156.79	160.63	0.98	0.98	B2-PBLB6	220.19	222.44	0.99	0.97
B2-FBZJ10	165.06	168.15	0.98	0.98	B2-PBLH50	156.79	160.63	0.98	0.98
B2-FBZJ14	176.85	179.49	0.99	0.97	B2-PBLH60	156.08	162.79	0.96	1.00
B2-46	169.64	183.24	0.93	1.04	B2-PBLH70	154.56	163.22	0.95	1.01
B2-56	196.05	203.44	0.96	1.00	B2-PBLD20	155.88	162.48	0.96	1.00
B2-66	220.19	222.44	0.99	0.97	B2-PBLD25	156.79	160.63	0.98	0.98
B2-38	166.13	184.60	0.90	1.07	B2-PBLD30	154.83	161.11	0.96	1.00
B2-39	179.17	195.77	0.92	1.05	B1-80	146.10	152.97	0.96	1.01
B2-310	193.83	206.82	0.94	1.02	B1-120	148.57	152.97	0.97	0.99
B2-C40	141.69	152.52	0.93	1.03	B1-160	147.65	152.97	0.97	0.99
B2-C45	143.64	154.13	0.93	1.03	B2-G6	156.79	160.63	0.98	0.98
B2-C60	159.60	162.04	0.98	0.97	B2-G10	157.65	160.63	0.98	0.98
B2-C65	161.22	162.97	0.98	0.97	B2-G14	157.39	160.63	0.98	0.98
B2-YYG80	127.22	133.25	0.95	1.01	B2-S160	156.79	160.63	0.98	0.98
B2-YYG100	156.79	160.63	0.98	0.98	B2-S120	155.03	160.63	0.97	0.99
B2-YYG120	175.94	180.34	0.98	0.98	B2-S80	157.98	160.63	0.98	0.98
B2-YYK660	156.56	160.53	0.98	0.98	B2-SD10	154.87	160.63	0.96	1.00
B2-YYK680	156.79	160.63	0.98	0.98	B2-SD13	155.30	160.63	0.97	0.99
B2-YYK700	157.71	162.18	0.97	0.99	B2-SD16	156.79	160.63	0.98	0.98
B2-FBG140	133.17	141.89	0.94	1.02	B2-SD19	157.25	160.63	0.98	0.98
B2-FBG150	156.79	160.63	0.98	0.98	B2-SC70	156.79	160.63	0.98	0.98
B2-FBG160	168.02	171.95	0.98	0.98	B2-SC60	156.39	160.63	0.97	0.99
B2-FBK110	149.73	155.61	0.96	1.00	B2-SC50	154.56	160.63	0.96	1.00
B2-FBK120	156.79	160.63	0.98	0.98					
B2-FBK130	165.29	167.95	0.98	0.98					

注:表格中 $M_{u,FEA}$ 为组合梁有限元模型计算值; $M_{u,IDA}$ 为组合梁塑性理论计算值。

表 6 负弯矩区 T 形截面正截面抗弯承载力模拟值与理论值比较

Table 6 Comparisons between the simulated values and theoretical values of T-section normal section bending capacity bearing negative moment

试件名称	$M_{u,FEA}/$ (kN·m)	$M_{u,IDA}/$ (kN·m)	$\frac{M_{u,FEA}}{M_{u,IDA}}$	$\frac{0.96M_{u,IDA}}{M_{u,FEA}}$	试件名称	$M_{u,FEA}/$ (kN·m)	$M_{u,IDA}/$ (kN·m)	$\frac{M_{u,FEA}}{M_{u,IDA}}$	$\frac{0.96M_{u,IDA}}{M_{u,FEA}}$
B1	82.22	84.91	0.97	0.99	B2-PBLB3	142.72	139.38	0.98	0.98
B2	126.42	128.07	0.99	0.97	B2-PBLB4	147.00	146.62	1.00	0.96
B3	173.25	176.90	0.98	0.98	B2-PBLB5	151.27	150.28	0.99	0.97
B2-FBZJ6	126.42	128.07	0.99	0.97	B2-PBLB6	160.07	152.99	0.96	1.00
B2-FBZJ10	127.94	129.74	0.99	0.97	B2-PBLH50	128.07	126.42	0.99	0.97
B2-FBZJ14	129.53	131.84	0.98	0.98	B2-PBLH60	130.89	126.31	0.97	0.99
B2-46	133.41	138.77	0.96	1.00	B2-PBLH70	133.70	125.89	0.94	1.02
B2-56	143.52	149.44	0.96	1.00	B2-PBLD20	132.45	127.89	0.97	0.99
B2-66	152.99	160.07	0.96	1.00	B2-PBLD25	128.07	126.42	0.99	0.97
B2-38	128.56	131.80	0.98	0.98	B2-PBLD30	119.64	115.35	0.96	1.00
B2-39	129.5	133.79	0.97	0.99	B1-80	128.07	123.46	0.96	1.00
B2-310	131.2	135.43	0.97	0.99	B1-120	128.07	125.25	0.98	0.98
B2-C40	121.85	124.21	0.98	0.98	B1-160	128.07	126.42	0.99	0.97
B2-C45	122.33	125.46	0.98	0.98	B2-G6	128.07	126.42	0.99	0.97
B2-C60	126.53	128.66	0.98	0.98	B2-G10	128.07	127.43	0.99	0.96
B2-C65	127.54	129.55	0.98	0.98	B2-G14	128.07	127.56	1.00	0.96
B2-YYG80	121.52	119.72	1.02	0.95	B2-S160	128.07	126.42	0.99	0.97
B2-YYG100	126.42	128.07	0.99	0.97	B2-S120	128.07	124.95	0.98	0.98
B2-YYG120	131.25	132.25	0.99	0.97	B2-S80	128.07	127.41	0.99	0.97
B2-YYK660	126.11	128.07	0.98	0.97	B2-SD10	128.07	123.85	0.97	0.99
B2-YYK680	126.42	128.07	0.99	0.97	B2-SD13	128.07	124.25	0.97	0.99
B2-YYK700	126.75	128.07	0.99	0.97	B2-SD16	128.07	126.42	0.99	0.97
B2-FBG140	114.1	119.88	0.95	1.01	B2-SD19	128.07	127.98	1.00	0.96
B2-FBG150	126.42	128.07	0.99	0.97	B2-SC70	128.07	126.42	0.99	0.97
B2-FBG160	136.11	136.48	1.00	0.96	B2-SC60	128.07	125.98	0.98	0.98
B2-FBK110	119.51	125.28	0.95	1.01	B2-SC50	128.07	123.99	0.97	0.99
B2-FBK120	126.42	128.07	0.99	0.97					
B2-FBK130	129.53	130.59	0.99	0.97					

由上述组合梁 T 形截面承载力模拟值与计算值的对比分析可见,组合梁正截面抗弯承载力简化塑性理论计算值与相应正截面抗弯承载力的模型模拟值比较接近,但组合梁正截面抗弯承载力简化塑性理论计算值比绝大多数模型模拟值都大,说明组合梁正截面抗弯承载力按简化塑性理论计算时约高估了组合梁正截面抗弯承载力,组合梁达到正截面抗弯承载力极限状态时,靠近组合梁截面中性轴附近的混凝土或钢筋、钢板材料并没有达到完全塑性,有必要进一步修正组合梁 T 形截面承载力简化塑性理论计算值。

3.4 组合梁正截面抗弯承载力计算方法

组合梁正截面抗弯承载力可采用简化塑性理论

计算,但计算的组合梁正截面抗弯承载力简化塑性理论计算值应乘小于 1 的修正系数 r_R 。

对于承受正弯矩作用的组合梁 T 形截面正截面抗弯承载力计算时,由于 54 个组合梁正弯矩区正截面抗弯承载力有限元模型模拟值与理论计算值的比值平均值为 0.967,方差为 0.000 38,按具有 95% 以上的保证率,该组合梁正弯矩区正截面抗弯承载力修正系数应取 $r_R = 0.967 - 1.645 \times 0.000 380 = 0.966$ 。

对于承受负弯矩作用的组合梁 T 形截面正截面抗弯承载力计算时,由于 54 个组合梁负弯矩区正截面抗弯承载力有限元模型模拟值与理论计算值的比值平均值为 0.979,方差为 0.000 202,按具有 95% 以

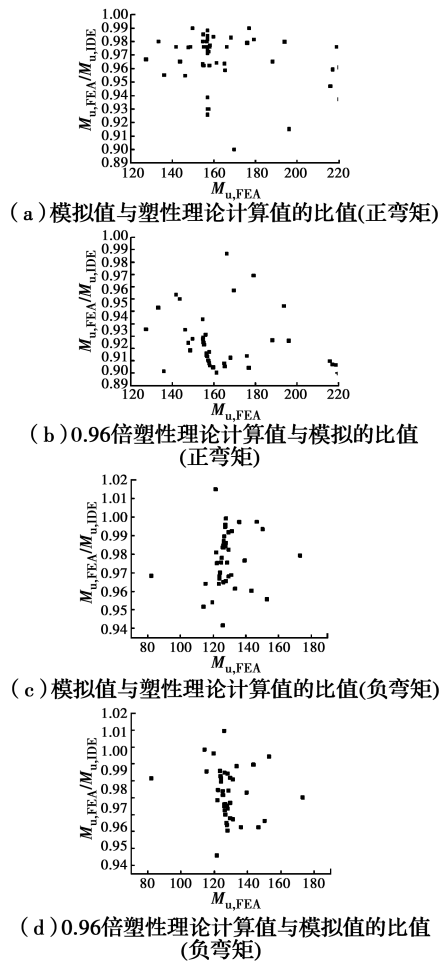


图 13 T 形截面正截面承载力模拟值与理论值的比较

Fig. 13 Comparison of the simulated values and theoretical values of T-section normal section bending capacity

上的保证率,该组合梁负弯矩区正截面抗弯承载力修正系数应取 $r_R = 0.979 - 1.645 \times 0.000202 = 0.978$ 。

为简化计算,无论承受正弯矩作用还是负弯矩作用,采用简化塑性理论计算组合梁 T 形截面正截面抗弯承载力时,建议组合梁正截面抗弯承载力塑性理论计算值应统一乘更偏安全的 $r_R = 0.96$ 修正系数。

因此,采用简化塑性理论计算得到组合梁 T 形截面正截面抗弯承载力简化塑性理论计算值 M_u ,但应取 $0.96M_u$ 作为组合梁 T 形截面正截面抗弯承载力设计计算值。

3.4.1 承受正弯矩作用的 T 形截面抗弯承载力

1) 承受正弯矩作用的组合梁 T 形截面,塑性中和轴在 T 形截面翼缘内,且在开孔板上翼缘与混凝土边缘之间时

$$f_c b_f x = f_d A_d - f_{ys} A_s$$

$$M \leq M_u = 0.96 [f_c A_c y_1 + f_{ys} A_{ys} y_2 + f_y A_1 y_3 +$$

$$f_y (A_{st} - A_1) y_4 + f'_{ys} A'_{ys} y_5]$$

2) 承受正弯矩作用的组合梁 T 形截面,塑性中和轴在 T 形截面腹板内时

$$f_{ys} A_{ys} + f_y A_1 + f_c A_c + f_y (A_{sc} - A_1) = f'_{ys} A'_{ys} + f_y A_{st}$$

$$A_c = b_f h_f + (x - h_f) h_w$$

$$M \leq M_u = 0.96 [f_{ys} A_{ys} y_a + f_y A_1 y_b + f_c A_c y_c + f_y (A_{sc} - A_1) y_d + f'_{ys} A'_{ys} y_e + f_y A_{st} y_f]$$

采用 $0.96M_u$ 作为组合梁正截面抗弯承载力设计计算值时与组合梁正截面抗弯承载力模型模拟计算值的对比值见表 5 和图 13(b),由图 13(b)可知,该 54 个比值的最大值为 1.07,最小值为 0.97,平均比值为 0.99,方差为 0.00043,54 个比值中有 46 个比值小于 ≤ 1.00 ,占 85%,仅有 8 个比值大于 1.00,占 15%,说明 $0.96M_u$ 作为组合梁正截面抗弯承载力设计计算值接近组合梁正截面抗弯承载力模型模拟计算值,偏于安全。

3.4.2 承受负弯矩作用的 T 形截面抗弯承载力

1) 承受负弯矩作用的组合梁 T 形截面,塑性中和轴在 T 形截面腹板内时

$$f_{ys} A_{ys} + f_y A_1 + f_y (A_{st} - A_1) = f_c A_c + f'_{ys} A'_{ys} + f_y A_{sc}$$

$$A_c = (x - t_3)(b_w - 2t_2)$$

$$M \leq 0.96M_u = 0.96 [f_{ys} A_{ys} y'_1 + f_y A_1 y'_2 + f_y (A_{st} - A_1) y'_3] + f_c A_c y'_4 + f'_{ys} A'_{ys} y'_5 + f_y A_{sc} y'_6]$$

2) 承受负弯矩作用的组合梁 T 形截面,塑性中和轴在 T 形截面翼缘内

$$f_{ys} A_{ys} = f_y A_1 + f_c A_c + f_y (A_{sc} - A_1) + f'_{ys} A'_{ys}$$

$$A_c = (x - t_3)(b_w - 2t_2) + b_f(x - b_w)$$

$$M \leq 0.96M_u = 0.96 [f_{ys} A_{ys} y'_a + f_y A_1 y'_b + f_c A_c y'_c + f_y (A_{sc} - A_1) y'_d + f'_{ys} A'_{ys} y'_e]$$

采用 $0.96M_u$ 作为组合梁正截面抗弯承载力设计计算值时与组合梁正截面抗弯承载力模型模拟计算值的对比值见表 6 和图 13(d),由图 13(d)可知,该 54 个比值的最大值为 1.02,最小值为 0.95,平均比值为 0.98,方差为 0.000205,54 个比值中均十分接近 1,说明 0.96 作为组合梁正截面抗弯承载力设计计算值接近组合梁正截面抗弯承载力模型模拟计算值,偏于安全。

由于已经通过组合两跨连续梁荷载-跨中挠度试验现象成功验证了建立的组合两跨连续梁有限元模型的可靠性,因而 $0.96M_u$ 作为组合梁正截面抗弯承载力设计计算值也就经过了组合梁试件试验、

组合梁截面理论分析和组合梁有限元模型模拟分析,良好的一致性结果可综合判断为取组合梁正截面抗弯承载力设计计算值为 $0.96M_u$ 具有准确性和可靠性。

4 结论

通过内翻U型外包钢-混凝土组合连续梁试验成果验证了新型内翻U形外包钢-混凝土组合两跨连续梁有限元模型建模方法和参数选取的合理性和正确性,在综合组合梁正截面抗弯承载力的简化塑性理论计算和模型参数模拟成果基础上,提出了新型内翻U形外包钢-混凝土组合梁正截面抗弯承载力计算方法及其构造措施,主要结论如下:

1)影响组合梁正截面抗弯承载力的关键因素为:受力纵筋、U形外包钢板、混凝土强度、截面形状与尺寸。

2)新型内翻U形外包钢-混凝土组合梁正截面抗弯承载力可采用简化塑性理论计算,但组合梁达到正截面抗弯承载力极限状态时,靠近组合梁截面中性轴附近的混凝土或钢筋、钢板材料并没有达到完全塑性。

3)采用简化塑性理论计算组合梁正截面抗弯承载力时,组合梁正截面抗弯承载力塑性理论计算值应乘0.96的修正系数。

4)当组合梁底部腹板受拉时,底部钢板可设置较少栓钉,外包钢底板栓钉间距宜不小于80 mm或 $5d$ (d 为栓钉直径)。

参考文献:

[1] 操礼林,石启印,王震,等. 高强U形外包钢-混凝土组合梁受弯性能[J]. 西南交通大学学报, 2014, 49(1): 72-78.
CAO L L, SHI Q Y, WANG Z, et al. Bending performances of high-strength steel-encased composite beams [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2014, 49(1): 72-78. (in Chinese)

[2] 陈大淀,石启印,范旭红,等. 高强U形外包钢-混凝土组合连续梁极限受弯承载力试验研究[J]. 建筑结

构, 2018, 48(4): 45-49, 44.

CHEN D D, SHI Q Y, FAN X H, et al. Experimental study on ultimate flexural capacity of high strength U-shaped steel-encased high-strength concrete composite continuous beam [J]. Building Structure, 2018, 48(4): 45-49, 44. (in Chinese)

[3] KEO P, LEPOURRY C, SOMJA H, et al. Behavior of a new shear connector for U-shaped steel-concrete hybrid beams [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 145: 153-166.

[4] LIU Y, GUO L H, QU B, et al. Experimental investigation on the flexural behavior of steel-concrete composite beams with U-shaped steel girders and angle connectors [J]. Engineering Structures, 2017, 131: 492-502.

[5] ZHOU X H, ZHAO Y, LIU J P, et al. Bending experiment on a novel configuration of cold-formed U-shaped steel-concrete composite beams [J]. Engineering Structures, 2019, 180: 124-133.

[6] LIU J P, ZHAO Y, CHEN Y F, et al. Flexural behavior of rebar truss stiffened cold-formed U-shaped steel-concrete composite beams [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 150: 175-185.

[7] ZHAO Y, ZHOU X H, YANG Y L, et al. Torsional effects of a novel rebar stiffened cold-formed U-shaped steel-concrete composite beam system [J]. Engineering Structures, 2019: 109920.

[8] 张兆昌,范旭红,杨帆,等. 内翻U形高强外包钢-高强混凝土连续组合梁截面设计及内力重分布试验研究[J]. 建筑结构, 2019, 49(6): 55-60.

ZHANG Z C, FAN X H, YANG F, et al. Experimental research on section design and internal force redistribution of inverted U-shaped high-strength encased steel and high-strength concrete continuous composite beam [J]. Building Structure, 2019, 49(6): 55-60. (in Chinese)

[9] 范亮,闫龙彪,吕娜. 钢砼组合结构PBH剪力键的疲劳性能[J]. 土木建筑与环境工程, 2016, 38(6): 97-104.

- FAN L, YAN L B, LYU N. Fatigue performance analysis of steel concrete composite structure PBH shear connectors [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2016, 38(6): 97-104. (in Chinese)
- [10] 王东林, 石启印. 基于 ABAQUS 的高强材料外包钢组合连续梁非线性有限元分析[J]. 建筑技术开发, 2013, 40(4): 12-15.
- WANG D L, SHI Q Y. Nonlinear finite element analysis of high strength steel clad composite continuous beam based on ABAQUS [J]. Building Technique Development, 2013, 40(4): 12-15. (in Chinese)
- [11] 过镇海. 钢筋混凝土原理 [M]. 3 版. 北京: 清华大学出版社, 2013: 1-22.
- GUO Z H. Principles of reinforced concrete[M]. 3rd edition. Beijing: Tsinghua University Press, 2013: 1-22. (in Chinese).
- [12] DING F X, YING X Y, ZHOU L C, et al. Unified calculation method and its application in determining the uniaxial mechanical properties of concrete [J]. Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, 2011, 5(3): 381-393.
- [13] 刘威. 钢管混凝土局部受压时的工作机理研究[D]. 福州: 福州大学, 2005.
- LIU W. Research on mechanism of concrete-filled steel tubes subjected to local compression [D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2005. (in Chinese)
- [14] 建筑抗震试验规程: JGJ/T 101—2015 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015
- Specification for seismic test of buildings: JGJ/T 101-2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese).
- [15] 张瑜. 开孔板剪力连接件性能分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011.
- ZHANG Y. An analysis of perfobond shear connectors [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2011. (in Chinese)
- [16] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- Code for design of concrete structures: GB 50010-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [17] 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)

(编辑 王秀玲)