文章编号: 1000-6869(2015) 10-0059-07

DOI: 10. 14006/j. jzjgxb. 2015. 10. 007

两跨连续 GFRP-混凝土空心组合板受力性能试验研究

黄 辉¹,王文炜¹,戴建国²

(1. 东南大学 交通学院, 江苏南京 210096; 2. 香港理工大学 土木与环境工程系, 香港 999077)

摘要: 为研究两跨连续 GFRP-混凝土空心组合板的受力性能 进行了 2 个连续组合板试件的静力加载试验。组合板分别采用环氧树脂胶及栓钉与下部工字钢支座进行连接。试验结果表明,试件最终破坏形态均为跨中截面处受压区混凝土压碎后,下部 GFRP 型材下翼缘断裂或侧壁屈曲破坏。采用环氧树脂胶连接的试件 边支座可以视为简支支座; 采用栓钉连接的试件 边支座可以视为固定支座。随着负弯矩区混凝土的开裂及受拉钢筋的屈服,组合板均出现了明显的内力重分布现象。基于截面分析方法和等效刚度 提出了连续组合板受力全过程计算方法。计算结果表明,组合板的支座反力和截面弯矩试验值与理论值吻合较好 提出的方法可以有效地用于组合板的全过程受力分析。

关键词: 连续 GFRP-混凝土空心组合板; 连接方式; 静力试验; 受力性能; 内力重分布

中图分类号: TU398.9 文献标志码: A

Experimental study on structural performance of two-span continuous GFRP-concrete composite hollow slabs

HUANG Hui¹, WANG Wenwei¹, DAI Jianguo²
(1. School of Transportation, Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. Department of Civil and Environmental Engineering , The Hong Kong Polytechnic University , Hong Kong 999077 , China)

Abstract: Static tests on two-span continuous GFRP-concrete composite hollow slabs supported on steel girders were conducted to investigate their structural performance. The connections between the steel girders and the GFRP-concrete composite slabs were realized by adhesive connection and mechanical connection, respectively. The observed failure modes for the two specimens were both concrete crushing followed by the bottom flange rupture or side wall buckling of GFRP profiles at the mid-span section. Two external supports for the specimen connected with adhesive connection can be considered as the simply support constraints. However, the fixed support constraints can be approximated for the specimen mechanically connected with shear studs. During the tests, the internal force redistributions were observed after concrete cracking and tensile steel reinforcement yielding at the negative moment regions. Based on the sectional analysis method and sectional equivalent stiffness, a full-process calculation method for the two-span continuous GFRP-concrete composite hollow slabs was proposed. The analytical results show that there is a good agreement between the tested and calculated values of the support reaction and the sectional bending moment, respectively. The proposed method can predict the full-process mechanics of the continuous composite slabs effectively.

Keywords: continuous GFRP-concrete composite hollow slab; connection form; static test; mechanical performance; internal force redistribution

基金项目: 国家自然科学基金项目(51078079 51578135)。

作者简介: 黄辉(1987—) 男 四川宜宾人 博士研究生。E-mail: huang871005@ 126. com

通信作者: 王文炜(1971—) 男 河南洛阳人 工学博士 教授。E-mail: wangwenwei@ seu. edu. cn

收稿日期: 2014年10月

0 引言

FRP-混凝土组合板是一种新型组合构件,由FRP板、混凝土及分布在混凝土中的横向及纵向钢筋组成。FRP板既可以作为浇筑混凝土时的模板,也可以作为使用阶段的主要受力构件。此外,这种组合构件充分发挥了FRP自质量轻、抗腐蚀和耐久性好的优点,节省了后期维护费用。

近年来 国内外相关学者对 FRP-混凝土组合结 构开展了相应的理论分析与试验研究。文献[1-4] 中对 FRP-混凝土组合梁/板结构的设计计算方法、受 力特征及 FRP-混凝土界面间的受力性能进行了理论 分析 在此基础上给出了 FRP-混凝土组合梁/板结构 的简化失效分析方法及相应的设计步骤 ,并提出了 相应的界面黏结滑移本构关系。杨勇等[5] 对 1 块新 型 FRP-混凝土组合板进行了疲劳试验研究 ,结果表 明试件经历310万次疲劳加载后 其强度及刚度均无 明显退化。黄辉等[6] 对 3 块 GFRP-混凝土组合板在 冲切荷载作用下的受力性能进行了试验研究,在此 基础上给出了组合板的简化塑性分析方法。文献[7-13]中分别对不同截面形式的简支 FRP-混凝土组合 梁/板进行了受弯性能试验研究,结果表明,FRP-混 凝土组合梁/板在减轻结构自重的同时提高了结构 的受弯承载力。钱稼茹等[14]对 10 根 FRP-混凝土-钢 空心短柱进行了轴压试验研究,结果表明该组合构 件具有良好的延性性能,并在试验结果基础上给出 了空心管壁内混凝土的应力-应变关系曲线及相应参 数的计算方法。

上述研究成果中 主要涉及简支 FRP-混凝土组合结构的设计计算方法及模型试验研究 对采用不同连接方式的连续 FRP-混凝土空心组合板在静力荷载作用下受力性能的研究尚未见报道。因此 ,本文作者对两跨连续 GFRP-混凝土空心组合板进行静力试验研究 探讨其受力性能和破坏模式 ,并提出两跨连续 GFRP-混凝土空心组合板的全过程受力分析方法。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验共设计了 2 个两跨连续 GFRP-混凝土空心组合板试件 ,其截面形式、几何尺寸及配筋均相同 ,如图 1 所示。组合板与下部钢支座之间采用了两种不同的连接方式 ,试件 P-1 为环氧树脂胶黏结(图 1a) ,试件 P-2 为栓钉连接(图 1b)。

试件单跨跨径为1725 mm,总长为3600 mm,板宽为500 mm。组合板上部混凝土内部沿纵、横向等60

间距布置直径为6 mm、间距为100 mm的 HRB335 级带肋钢筋 组合板下部 GFRP 板为两侧带 L 形肋的双层空箱截面,单个箱室的高度为70 mm,宽度为100 mm L 形肋高度为30 mm,板厚为5、8 mm,如图1c 所示。型钢支座为工字形截面,高为150 mm,废为150 mm,长为500 mm(即与组合板宽度相等),如图1d 所示。

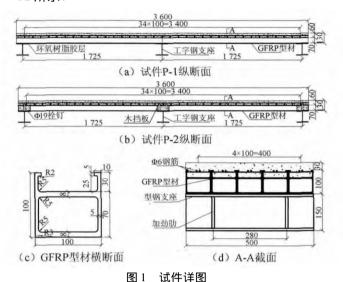


Fig. 1 Details of specimens

1.2 材料性能

试件的混凝土设计强度等级为 C30 ,配合比为: 水泥: 水: 砂: 石 = 1: 0. 42: 1. 30: 2. 93。水泥为 42. 5级普通硅酸盐水泥 ,细骨料采用天然河砂 ,碎石最大粒径小于 25 mm ,连续级配。GFRP 板为某公司生产的拉挤型材 基体为聚乙烯树脂 ,铺层增强材料为无碱玻璃纤维丝束(E-Glass) 和预定向增强布 ,含胶量在 40% ~50% 之间。界面黏结剂为 Sikadur-330 双组分环氧树脂胶 ,使用时按 A、B 组分质量 4: 1 配制。栓钉的直径为 19 mm ,长度为 80 mm ,布置间距为 100 mm。表 1 中给出了所有材料的力学性能指标实测值。

表 1 材料性能 Table 1 Material properties

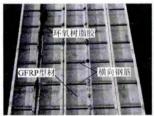
材料种类	抗压强	抗拉强	屈服强	剪切强	弹性模	
初科作关	度/MPa	度/MPa	度/MPa	度/MPa	量/GPa	
混凝土	31. 2	_	_	_	30	
栓钉Φ19	_	_	_	175	_	
型钢	235	_	235	_	200	
钢筋Φ6	_	455	335	_	210	
GFRP 型材	_	210	_	_	18.6	
环氧树脂胶	_	18. 3	_	10. 1	3. 81	

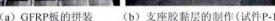
1.3 试件制作

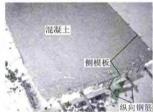
试件 P-I 的制作过程为: 1) 拼装 GFRP 底模板(图 2a); 在单箱 GFRP 板 L 形肋的相应位置,按设计

间距钻孔,并将直径为 6 mm 的钢筋横向穿过孔洞, 拼接成宽度为 500 mm 的 GFRP 底模板。相邻 GFRP 箱室外侧壁之间涂抹环氧树脂胶以增强板结构的整 体性。2) 连接 GFRP 板与型钢支座。除去 GFRP 板 底部黏结处的保护膜 漏出 GFRP 纤维以增强黏结性 能。沿型钢支座上表面四周焊接截面尺寸为 6 mm × 6 mm(厚度×高度)的方钢条形成凹槽,用于约束环 氧树脂的流动。将配制好的环氧树脂胶倒入凹槽中 抹平,形成厚度为 6 mm 的环氧树脂黏结层,如图 2b 所示。将 GFRP 板与型钢黏结在一起养护 3 d 使胶 体完全固化。3) 形成组合板。绑扎组合板内的纵、 横向钢筋 在 GFRP 板周围支立侧模并浇筑上部混凝 土(图 2c)。

试件 P-2 制作过程与试件 P-1 基本相同, 仅在上 部组合板与型钢支座的连接方式上有所区别。先在 型钢上翼缘焊接栓钉(图 2d),然后将开孔的 GFRP 板放置在型钢支座上,最后绑扎钢筋支立侧模,并浇 筑上部混凝土形成组合板。与试件 P-I 相比,试件 P-2 可节省组合板与支座连接后的养护时间 ,从而提 高施工效率。







(c) 上部混凝土的浇筑



方钢条

(d) 栓钉及GFRP板的组装 (试件P-2)

图 2 试件制作

Fig. 2 Fabrication of specimens

1.4 加载装置及测点布置

通过分配梁对试件施加跨中荷载,加载位置距 钢梁支座中心线的距离为 862.5 mm(图 3)。正式加 载前对试件预先施加大小为 15 kN 的荷载 持续时间 为 15 min 消除支座及各连接件之间的缝隙 ,并检查 测试仪表是否工作正常。预加载结束后,以 10 kN 为 荷载等级逐级加载,直至试件丧失承载能力。

在每个支座上方及加载点下方布置百分表,以 量测相应位置的位移变化情况; 在每个支座下方布 置压力传感器,观测支座反力的分布规律;在左、右 板跨跨中及中支座截面位置沿板厚方向布置 5 个应 变片,用于观测相应截面应变的分布情况。组合板 的加载及测点布置情况如图 3 所示。当荷载达到预 定值且维持恒定后,依次记录相应测点的挠度和应 变值 同时观测裂缝的开展变化情况。

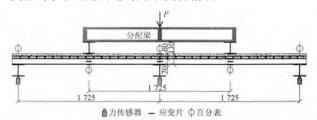


图 3 试验加载及测点布置

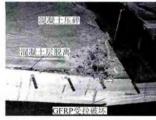
Fig. 3 Test setup and measurement points of specimen

试验结果及其分析

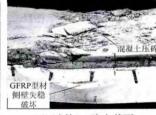
2.1 破坏形态

试件 P-1、P-2 的最终破坏形态分别为跨中截面 受压区混凝土破碎后下部 GFRP 底板断裂(图 4a)与 GFRP 板侧壁失稳破坏(图 4b)。

混凝土开裂 出现1条横向裂缝。继续加载至110 kN 时,GFRP-混凝土界面开始破坏,发出轻微的劈裂声, 此后劈裂声逐渐加剧;观察发现边支座处出现明显 的脱胶现象 组合板与下方型钢支座发生分离 如图 4c 所示。持续加载至 190 kN 时,中支座上方混凝土 新增1条横向贯通裂缝,最大宽度为1 mm。加载至 300 kN 时 加载点下方 GFRP 型材侧壁向外鼓出 ,同 时在加载点附近纵、横两个方向上混凝土表面分别 出现多条裂缝。荷载增加至310 kN 时,混凝土裂缝 逐渐扩展、增宽,加载点处混凝土压溃破坏,随后



(a) 试件P-1跨中截面



(b) 试件P-2跨中截面



(c) 试件P-1边支座处



(d) 试件P-2界面相对滑移

图 4 试件破坏形态

Fig. 4 Failure modes of specimens

GFRP 底板断裂破坏 如图 4a 所示。

组合板 P-2 加载至 50 kN 时,中间支座上方混凝土开裂。加载至 130 kN 时,GFRP-混凝土界面开始破坏,发出轻微的劈裂声。加载至 180 kN 时,劈裂声逐渐加剧,中支座上方混凝土裂缝不断增宽。加载至 220 kN 时,在中间支座附近混凝土与 GFRP 板之间出现明显的相对滑移,如图 4d 所示。加载至 300 kN 时,加载点附近混凝土出现受压破坏迹象,同时下部 GFRP 型材侧壁失稳破坏(图 4b)。试件 P-2 在试验过程中没有出现 GFRP 板体与支座明显分离现象,可见栓钉连接方式较环氧树脂胶黏结更为牢固、可靠。

2.2 荷载-挠度曲线

图 5 给出了 2 个试件跨中截面荷载-挠度曲线。从图中可见 荷载-挠度曲线呈现双线性的变化规律:在荷载达到 100 kN 之前 2 个试件的荷载-挠度关系曲线几乎相同。此后,随着荷载的持续增加,试件P-1 跨中截面的挠度增长速率明显快于试件P-2。破坏时试件P-1 跨中截面挠度值为 17.7 mm,试件P-2 跨中截面挠度值为 11.4 mm,远小于试件P-1。其原因在于:在荷载达到 120 kN 时组合板中支座负弯矩截面钢筋受拉屈服,荷载-挠度曲线出现了拐点;此外,由于试件P-1 在荷载为 90 kN 时边支座发生了脱胶现象,支座约束的减弱进一步导致了试件P-1 跨中挠度的快速增长。

表 2 中给出了 2 个试件特征点对应的荷载及截面弯矩。由表可见,试件 P-2 中支座截面开裂及屈服时所对应的荷载值均大于试件 P-1。然而,试件 P-2 跨中截面破坏时所对应的荷载值却小于试件 P-1 ,这主要是由于两块板的边支座连接方式不同,试件 P-2 的连接方式对组合板的转动限制较大所致。

2.3 支座反力

图 6 为 2 个试件实测支座反力及按弹性理论计算的支座反力随着荷载的变化情况,其中,边支座反力是指左、右边支座反力的平均值。 从图 6a 中可以看出,试件 P-1 的支座反力实测值与理论值在 P=40 kN 前(即中支座截面开裂前)吻合较好;此后随着荷载的增加 (P=100 kN 即中支座截面钢筋屈服),

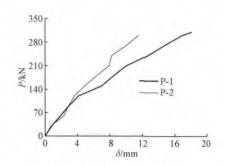


图 5 跨中荷载-挠度曲线

Fig. 5 Load-deflection curves at mid-span section

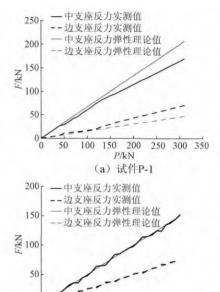


图 6 荷载-支座反力关系曲线

150 200

P/kN (b) 试件P-2

50 100

250 300 350

Fig. 6 Load vs. support reaction relationships of specimens

支座反力实测值与理论值出现了进一步偏离;整个试验过程中,边支座反力实测值要大于弹性理论值,中支座反力值小于理论计算值。相较于试件 P-1 试件 P-2 的支座反力实测值与理论值在整个加载过程中基本吻合,边支座反力与中间支座反力的比例关系始终维持在 0.5 左右。上述试验结果表明 随着试件 P-1 边支座约束转动能力的下降、负弯矩截面混凝土开裂及受拉钢筋的屈服,各支座间发生了较为明

表 2 试验与分析结果
Table 2 Experimental and analytical results

	中支座截面							跨中截面			理论值/试验值							
试件	开裂	荷载/	开裂	弯矩/	屈服	荷载/	屈服	弯矩/	短/ 极限荷载/		极限	弯矩/	D	$\frac{M_{\text{cr.p}}}{M_{\text{cr.t}}}$	$\frac{P_{y,p}}{P}$	$\frac{M_{y,p}}{M_{y,r}}$	$\frac{P_{\text{u.p}}}{P} \frac{M_{\text{u}}}{M}$	М
编号	k	N	(kN	• m)	k	:N	(kN	• m)	1	kN	(kN • m)		$\frac{I_{\text{cr.}p}}{D}$					$\frac{M_{\text{u.p}}}{M_{\text{u.t}}}$
	$P_{ m cr}$,	$P_{ m cr}$	$M_{\rm cr}$,	$M_{\mathrm{cr},p}$	$P_{y,t}$	$P_{y p}$	$M_{\rm y}$,	$M_{\rm y,p}$	$P_{\mathfrak{u},\mathfrak{t}}$	$P_{\mathfrak{u},p}$	M_{u}	Ми р	r cr t	m er ‡	1 y 1	<i>т</i> у д	1 u t	n t
P-I	40	34. 8	4. 25	4. 9	100	113.0	13. 1	11.6	310	296. 3	60.5	54. 5	0.87	1. 15	1. 13	0.89	0.95	0.90
P-2	50	45.6	_	4. 5	120	128.3	_	12.4	300	325. 1	_	57.5	0.91	_	1.07	_	1.08	_

注: 荷载 P 和弯矩 M 下标的字母 t 表示试验值 p 表示理论值。

显的反力重分布现象,因此,边支座可视为铰支座。相较于试件 P-1,虽然试件 P-2 也发生了负弯矩截面混凝土开裂及受拉钢筋屈服,但是由于栓钉连接的方式使端部支座处于近似固支,支座反力的重分布现象不明显。

2.4 应变分布

图 7 为试件跨中截面应变沿梁高的分布情况。 从图中可知 在各级荷载作用下,截面应变分布基本符合线性分布规律。各测点的应变值随着荷载的增加逐渐增大,中性轴位置不断下移,受压区混凝土面积逐渐增大。破坏时试件 P-1 及试件 P-2 的混凝土压应变最大值分别为 3.043 × 10⁻³ 和 3.132 × 10⁻³ ,而 GFRP 板底的拉应变分别为 5.343 × 10⁻³ 和 3.762 × 10⁻³。

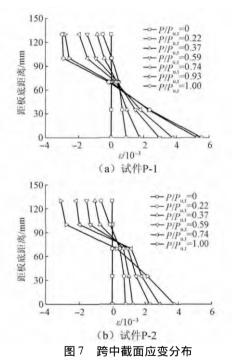


Fig. 7 Strain distribution at mid-span cross section

3 受力全过程分析

试验结果表明,由于负弯矩区混凝土的开裂及钢筋受拉屈服导致截面刚度发生变化,因此需要考虑连续板的内力重分布。鉴于截面抗弯刚度沿板纵向分布的不均匀性,文献[15]中建议按同号弯矩区段内截面平均最小刚度(以下简称截面刚度)对连续板进行受力全过程分析。

3.1 边支座简支试件 P-1

如图 8a 所示的组合板试件 P-1 ,每跨跨中作用一集中荷载 p ,中支座负弯矩为 M_i ,跨中截面正弯矩为 M_m 。在正、负弯矩作用区段 ,组合板的截面刚度

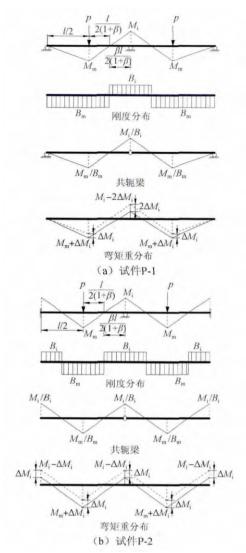


图 8 连续板弯矩重分布

Fig. 8 Moment redistribution of continuous slabs

分别为 $B_m \setminus B_i$ 。由于边支座对板端的转动约束有限,可将边支座简化为铰支座。根据中支座变形的连续性,采用共扼梁法 $^{[16]}$ 可得

$$\frac{1}{B_{m}} \left(\frac{pl}{4M_{i}} - \frac{1}{2} \right) \left[1 + \frac{2 + 1.5\beta}{(1 + \beta)^{2}} \right] = \frac{1}{B_{i}} \left[\frac{\beta(3 + 2.5\beta)}{(1 + \beta)^{2}} \right]$$
(1)

式中: $B_{\rm m}$ 与 $B_{\rm i}$ 分别为连续组合板正、负弯矩区截面 刚度 ,可通过截面分析方法求得; l 为单跨跨度; $M_{\rm i}$ 为中支座截面弯矩; $\beta=M_{\rm i}/M_{\rm m}=1/\left(\frac{pl}{4M}-\frac{1}{2}\right)$ 。

发生内力重分布后截面弯矩按照下式计算:

$$\begin{cases}
M'_{i} = M_{i} - 2\Delta M \\
M'_{m} = M_{m} + \Delta M
\end{cases}$$
(2)

式中: M_i^{\cdot} 、 M_m^{\cdot} 分别为中支座及跨中截面发生内力重分布后的弯矩值; ΔM 为弯矩调幅值。

3.2 边支座固定试件 P-2

如图 8b 所示的组合板试件 P-2,边支座对板端

转动约束限制良好,故可视为固定端支座。根据共 轭梁法,同样可以得到

$$\frac{1}{B_{\rm m}} \left(\frac{pl}{4M_{\rm i}} - 1 \right) = \frac{\beta}{B_{\rm i}} \tag{3}$$

式中 $\beta = M_{\rm i}/M_{\rm m} = 1/\left(\frac{pl}{4M_{\rm i}} - 1\right)$ 。

发生内力重分布后截面弯矩按照下式计算:

$$\begin{cases}
M'_{i} = M_{i} - \Delta M \\
M'_{m} = M_{m} + \Delta M
\end{cases}$$
(4)

采用式(1)、(3)分别对连续组合板试件 P-1、P-2进行受力分析时,可用迭代法进行求解。首先给定支座截面的弯矩 M_i (或者外荷载 p),然后通过不断调整外荷载 p(或者支座截面弯矩 M_i),直到式(1)、(3)两边相等根据系数 β 求出相应的跨中截面正弯矩 $M_{\rm m}$,进而按照式(2)、(4)得到组合板试件发生弯矩重分布后的弯矩值,如图 8 所示。如果式(1)、(3)中的弯矩值分别对应于组合板试件中支座截面的开裂、屈服及极限状态,可分别计算出相应状态下组合板试件所对应的荷载值。

3.3 组合板截面刚度计算

对组合板进行荷载分析时,需要先确定正弯矩区与负弯矩区对应的截面平均最小刚度。对于本文中研究的 GFRP-混凝土组合板结构,可按照图 9 所示的分析模型,采用截面分析方法[17] 计算支座及跨中截面的弯矩—曲率 $(M-1/\rho)$ 关系曲线,通过曲线各阶段的斜率即可获得截面刚度。图 9 中各符号的意义为: ε_{c} 、 ε_{c} 、 ε_{c} 、 ε_{c} 入别为正弯矩区截面顶面混凝土的压应变、底层混凝土的拉应变、纵向钢筋的压应力及下边缘 GFRP 板的拉应变; σ_{c} 、 σ_{c} 、 σ_{c} 及 σ_{c} 为对应的正弯矩区截面顶面混凝土的压应力、底层混凝土的拉应力、纵向钢筋的压应力及下边缘 GFRP的压力力, ε_{c} 、 ε_{c} 及 ε_{c} 分别为负弯矩区截面顶层混凝土的拉应变、纵向钢筋的拉应变及下边缘 GFRP 的压力拉应变、纵向钢筋的拉应变及下边缘 GFRP 的压

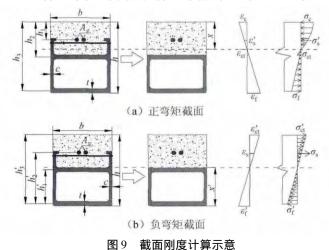


Fig. 9 Sketch for sectional stiffness calculation

混凝土的拉应力、纵向钢筋的拉应力及下边缘 GFRP 的压应力; x 及 x' 分别为正弯矩区及负弯矩区截面 的受压区高度; b 为截面宽度; h_1 、 h_2 、 h_3 分别为正弯矩区钢筋截面形心、GFRP 型材上翼缘截面形心、GFRP 型材下翼缘截面形心距试件顶面的距离; h_1' 、 h_2' 、 h_3' 分别为负弯矩区 GFRP 型材上翼缘截面形心、钢筋截面形心、最上边缘混凝土层距 GFRP 型材下翼缘截面形心、最上边缘混凝土层距 GFRP 型材下翼缘截面形心的距离; h 为截面高度; t 为 GFRP 型材上、下翼缘厚度; e 为 GFRP 型材左、右腹板厚度; A_s 为纵向钢筋的截面面积。需要注意的是,若混凝土的拉应变 e 超过混凝土的极限拉应变,认为混凝土开裂退出工作。

应变; $\sigma_{ct} \cdot \sigma_{st} \supset \sigma_{ct} \cap \sigma_{ct}$ 分别为对应的负弯矩区截面顶面

在计算 $M \dashv / \rho$ 关系曲线时,假定截面应变沿截 面高度线性分布 界面间无相对滑移 相关材料的本 构关系按照 GB 50010-2010《混凝土结构设计规范》 取用。图 10 为计算得到的正、负弯矩截面的弯矩-曲 $\mathbb{P}(M-1/\rho)$ 关系曲线。从图中可以看出,对于正弯 矩区 由于混凝土受压的弹塑性应力-应变本构关系, $M \dashv / \rho$ 曲线表现为两个阶段: 受压混凝土处于弹性工 作阶段 截面弯曲刚度用 $B_{m,\epsilon}$ 表示; 受压混凝土处于 弹塑性工作阶段,截面弯曲刚度用 $B_{m,n}$ 表示。对于 负弯矩区 $B_{i,r} \setminus B_{i,r} \setminus B_{i,r}$ 及 $B_{i,r}$ 分别表示负弯矩区截面 混凝土开裂前、钢筋受拉屈服前及钢筋受拉屈服后 所对应的截面弯曲刚度。表 2 中列出了中支座截面 开裂、屈服及跨中截面破坏时所对应的实测荷载值 和弯矩值、理论荷载值和弯矩值。 从表中可知 次测 值与理论值的比值范围在 0.87~1.13 之间 ,最大绝 对误差均小于 15% ,可见本文建议的计算方法可用 于分析连续组合板的全受力过程。

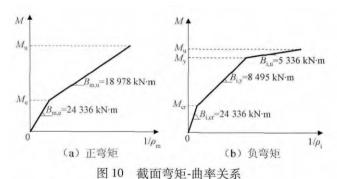


Fig. 10 Sectional moment-curvature relationship

4 结论

1) 组合板的破坏形态为跨中截面受压区混凝土 压碎后下部 GFRP 板的破坏。使用环氧树脂胶黏结 的试件在混凝土受压破坏后发生了下翼缘 GFRP 型 材的受拉断裂破坏; 使用栓钉连接的试件则表现为 GFRP 型材侧壁的失稳破坏。

- 2) 环氧树脂胶黏结和栓钉连接方式在加载初期 对组合板提供了相似的边界约束条件。随着边支座 处环氧树脂胶层的开裂破坏,对组合板的转动约束 限制能力下降,边支座可以视为简支支座;而栓钉连 接方式对组合板的约束转动仍有良好的限制,因此 可将边支座视为固定约束支座。
- 3) 文中提出的内力重分布受力全过程分析方法的理论值与试验值吻合较好,可以用于预测连续组合板各阶段的支座反力及截面弯矩。

参 考 文 献

- [1] 陆新征,叶列平,滕锦光,庄江波. FRP-混凝土界面 粘结滑移本构模型[J]. 建筑结构学报,2005,26 (4): 10-18. (LU Xinzheng, YE Lieping, TENG Jinguang, ZHUANG Jiangbo. Bond-slip model for FRPto-concrete interface [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(4): 10-18. (in Chinese))
- [2] 王言磊 欧进萍. FRP-混凝土组合梁/板研究与应用进展 [J]. 公路交通科技,2007,24(4):99-104. (WANG Yanlei, OU Jinping. Hybrid FRP-concrete beam/deck systems-state-of-the-art review [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development,2007,24(4):99-104. (in Chinese))
- [3] 邓宗才 李建辉. 新型 FRP-混凝土组合桥面板的初步设计[J]. 玻璃钢/复合材料,2007(6):40-42 56. (DENG Zongcai, LI Jianhui. Preliminary design on new type hybrid FRP-concrete bridge superstructures [J]. Fiber Reinforced Plastics/Composites, 2007(6):40-42 56. (in Chinese))
- [4] Dai Jianguo , Gao Wanyang , Teng Jinguang. Bond-slip model for FRP laminates externally bonded to concrete at elevated temperature [J]. Journal of Composites for Construction , 2013 , 17(2): 217-228.
- [5] 杨勇 刘玉擎 范海丰. FRP-混凝土组合桥面板疲劳性能试验研究[J]. 工程力学,2011,28(6):66-73. (YANG Yong, LIU Yuqing, FAN Haifeng. Experimental study on the fatigue behavior of FRP-concrete composite decks [J]. Engineering Mechanics, 2011,28(6):66-73. (in Chinese))
- [6] 黄辉 ,王文炜 戴建国. 双跨连续 GFRP-混凝土组合板的试验研究 [J]. 东南大学学报(自然科学版), 2015, 45 (1): 139-144. (HUANG Hui, WANG Wenwei, DAI Jianguo. Experimental study on two-span continuous GFRP-concrete composite slabs [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2015, 45(1): 139-144. (in Chinese))
- [7] 张普 朱虹 .孟少平 .雷云 .吴刚 .吴智深. 混杂 FRP-混凝土 T 形组合梁受弯性能试验研究[J]. 东南大 学学报(自然科学版), 2010, 40(3): 548-553. (ZHANG Pu, ZHU Hong, MENG Shaoping, LEI Yun,

- WU Gang, WU Zhishen. Experimental study on bending performances of hybrid FRP-concrete composite T-beams [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2010, 40 (3): 548-553. (in Chinese))
- [8] He Jun , Liu Yuqing , Chen Airong , et al. Experimental investigation of movable hybrid GFRP and concrete bridge deck [J]. Construction and Building Materials , 2012 , 26(1): 49-64.
- [9] Neto S S, Rovere H. Composite concrete/GFRP slabs for footbridge deck systems [J]. Composite Structures, 2010, 92(10): 2554-2564.
- [10] Alnahhal Wael, Aref Amjad, Alampalli Sreenivas. Composite behavior of hybrid FRP-concrete bridge decks on steel girders [J]. Composite Structures, 2008, 84(1): 29-43.
- [11] Kumar Prakash, Chandrashekhara K, Antonio Nanni. Structural performance of a FRP bridge deck [J]. Construction and Building Materials, 2004, 18 (1): 35-47.
- [12] Daly Albert F, Cuninghame John R. Performance of a fibre-reinforced polymer bridge deck under dynamic wheel loading [J]. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, 2006, 37(8): 1180-1188.
- [13] Liu Zihong, Cousins Tommy E, Lesko John J, et al. Design recommendations for a FRP bridge deck supported on steel superstructure [J]. Journal of Composite for Construction, 2008, 12(6): 660-668.
- [14] 钱稼茹,刘明学. FRP-混凝土-钢双壁空心管短柱轴心抗压试验研究[J]. 建筑结构学报,2008,29(2): 104-113. (QIAN Jiaru, LIU Mingxue. Experimental investigation of FRP-concrete-steel double-skin tubular stubs under axial compressive loading [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29 (2): 104-113. (in Chinese))
- [15] 丁大钧 蔣永生. 钢筋混凝土连续梁弯矩重分布全过程的计算[J]. 工业建筑,1982(2):14-18.(DING Dajun, JIANG Yongsheng. Calculation of moment redistribution of reinforced concrete continuous beams [J]. Industrial Buildings,1982(2):14-18.(in Chinese))
- [16] Wang Wenwei , Dai Jianguo. Self-stressed steel fiber reinforced concrete as negative moment connection for strengthening of multi-span simply-supported girder bridges [J]. Advances in Structural Engineering , 2013 , 16(6): 1113-127.
- [17] Wang Wenwei, Li Guo. Experimental study and analysis of RC beams strengthened with CFRP laminates under sustaining load [J]. International Journal of Solid and Structures, 2006, 43(2):1372-1387.