

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2024.02.013

钢板-混凝土组合桥面板组合梁桥受力性能分析

池善庆

(福州市城乡建总集团有限公司,福建福州350000)

摘要:为探明钢板-混凝土组合桥面板(SCCD)组合梁的抗弯性能与传力机理,明确组合桥面板底钢板的受力作用,建立经理论计算和试验模型验证的SCCD组合梁和普通钢混组合梁实体单元模型,并对比两者的受力性能。结果表明:与理论分析和模型试验结果相比,建立的实体单元模型计算结果的误差均在10%以内;将弹性设计方法与实体有限元计算结果进行对比,两种方法得到的SCCD组合梁屈服荷载和弹性极限刚度仅差5.17%和5.79%;由荷载-挠度曲线可知,SCCD组合梁破坏时,由于底部钢板的作用,使混凝土的荷载下降段较平缓,且应变增长量较大,而普通钢混组合梁下降段趋势明显。SCCD组合梁具有较好的延性和结构安全性。

关键词:桥梁工程;钢板-混凝土组合桥面板(SCCD);组合梁;有限元分析;受力性能

中图分类号:U445.72

文献标识码:A

文章编号:1672-1144(2024)02-0086-08

Mechanical Behavior Analysis of Composite Beam Bridges with Steel Plate-concrete Composite Bridge Decks

CHI Shanqing

(Fuzhou Urban Rural Construction Group Co., Ltd., Fuzhou, Fujian 350000, China)

Abstract: In order to investigate the bending performance and force transfer mechanism of steel-concrete composite deck (SCCD) composite girders, and clarify the stressing effect of the steel plate at the bottom of the composite deck, this work establishes the solid unit model of SCCD composite girders and ordinary steel-concrete composite girders, and compares the stressing performance of the two girders on the basis of the theoretical analysis and experimental validation of the accuracy of the model. The results are as follows. Compared with the theoretical analysis and model test results, the error of the solid unit model is within 10%, which indicates that the solid finite element modeling method of the combined beam in this paper has high feasibility and accuracy. Comparing the elastic design method with the solid finite element calculation results, the yield load and the elastic ultimate stiffness of the SCCD combined beams obtained by the two methods are only 5.17% and 5.79%, indicating that the elastic design method can be applied to the strength and stiffness checking of the elastic phase of the SCCD composite beams. From the load-deflection curve, it can be seen that, when the SCCD composite beams are damaged, due to the action of the steel plate at the bottom, the load drop section of the concrete is more gentle and the strain growth is larger, while the trend of the drop section of the ordinary steel-hybrid composite beams is obvious, which indicates that the SCCD composite beams have a good ductility and structural safety. It shows that SCCD beams have better ductility and structural safety.

Keywords: bridge engineering; steel-concrete composite deck (SCCD); composite girders; finite elements analysis; force properties

钢板-混凝土组合桥面板(Steel Concrete Composite Decks, SCCD)亦称为钢混组合桥面板,适用

于主梁间距较大、对施工顺序要求高的桥梁。此类桥面板是在钢桥面板和混凝土桥面板的基础上发展起来的,能够充分发挥两种桥面板的优势^[1-2]。与混凝土桥面板相比,自重较轻,且无需拆卸模板;开孔板和底部钢板均可代替一部分钢筋受拉,节省钢筋用量。与钢桥面板相比,可节省钢材用量,改善桥面板抗疲劳性和耐久性^[3-5]。

Kim H Y 等^[6]以某双钢箱组合梁桥为背景,制作了两个 SCCD 组合梁局部足尺模型,并对其进行抗弯性能分析。与没有钢板的普通钢混组合梁相比,此类 SCCD 组合梁的极限荷载和混凝土开裂荷载提高了 2.5 倍和 7.1 倍,重量减轻约 25%。在大跨度桥面板的设计中,较轻的重量和较高的初始开裂荷载使组合桥面板比传统的混凝土桥面板具有明显的优势。杨勇等^[7-8]采用静力和疲劳试验对该类型组合梁试件进行了研究,通过理论与试验对比,提出了组合梁抗弯承载力计算公式,并研究了此类组合梁的受力机理、破坏模式和疲劳性能影响因素。Carbonari S 等^[9]研究了 SCCD 组合梁桥水平惯性力传递机理中涉及的局部问题,并分析了纵向力和横向力作用于剪力件时的分布规律。结果表明,地震作用在连接件设计中具有较大影响,应着重分析和考虑此作用。董自亮^[10]以苏丹喀土穆阿尔发亚桥为背景,采用有限元软件 ANSYS 建立实桥模型,考虑车辆荷载的影响,对其进行疲劳性能分析。结果表明,由于桥面板连接构造设计不合理,该桥的桥面板疲劳性能不能满足设计要求,故对疲劳性能影响因素进行了分析计算。

目前关于 SCCD 组合梁桥的研究,主要集中在组合桥面板的受力性能与试验研究^[11-16],而实际工程中桥面板主要位于简支组合梁截面的受压区,故已开展的关于组合桥面板的受力性能研究成果仍不能准确反映实际桥梁中该类型桥面板的受力特性。本文建立 SCCD 组合梁实体单元模型,并通过相关试验进行了验证,对模型进行两点弯曲加载,分析该类型组合梁的抗弯性能与传力机理,明确组合桥面板底部钢板的受力作用。

1 实体单元模型建模

1.1 背景工程

某桥上部结构为变截面工字型钢混组合梁,跨径布置为 30 m + 40 m + 30 m,如图 1 所示。主梁采用多梁式工字钢组合梁,成桥后标准单幅桥面宽 15.55 m,单向横坡 2%。如图 2 所示。

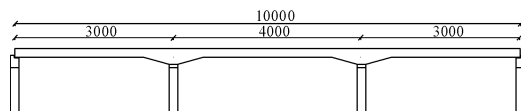
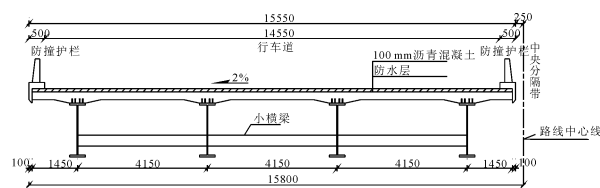
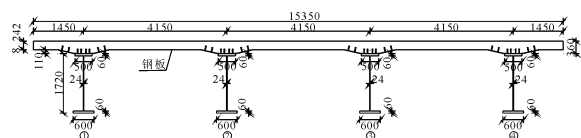


图 1 桥梁立面图(单位:cm)



(a) 普通钢混组合梁桥



(b) SCCD 组合梁桥

图 2 不同钢混组合梁桥跨中横断面(单位:mm)

1.2 实体有限元建模

以某跨径 30 m 普通钢混组合梁桥和 SCCD 组合梁桥的中梁为对象,在普通钢混组合梁建模方法的基础上,建立 SCCD 组合梁实体有限元模型。跨径 30 m 普通钢混组合梁桥的中梁设置有 998 个栓钉,SCCD 组合梁桥的中梁设置有 1 996 个栓钉,且中梁沿纵向和横向均为轴对称结构,为提高模型分析效率,节约运算成本,实体有限元模型仅建立组合梁中梁的四分之一结构。采用六面体 C3D8R 和四面体 C3D4 实体单元分别对混凝土板进行网格划分。I 型钢主梁、底钢板及栓钉可直接采用 C3D8R 单元进行划分。纵横向钢筋采用三维两节点桁架单元 T3D2,开孔板采用四节点减缩积分壳单元 S4R。为减小模型分析计算量,端横梁采用三维解析刚体。将桥面板的钢筋和开孔板嵌入(Embedded)混凝土,开孔板底部与组合桥面板的钢板,钢材焊接部位均采用绑定(Tie)约束。考虑到有限元模型的精度和效率,试件网格尺寸选为 25 mm^[17],有限元模型如图 3 所示。

由于解析刚体的边界、载荷等只能施加在参考点上,故对支座位置的端横梁下缘参考点施加沿模型坐标系 X、Y 方向(横桥向、竖向)的平动约束与绕 Y、Z 轴(竖向、纵桥向)的转动约束;并在四分之一的模型的对称面上施加对称边界约束,边界条件设置如图 4 所示。考虑结构自重的影响,通过设置重力的方式施加结构自重,竖向分量为重力加速度。采用两点对称位移加载方式,在加载位置处设置一个

参考点与混凝土表面耦合约束,并在参考点处施加竖直向下的位移。

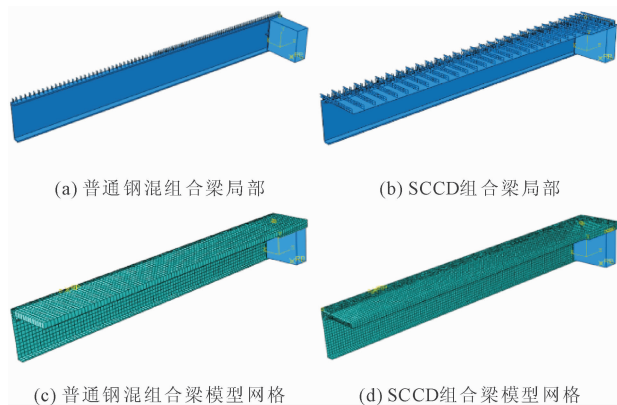


图 3 有限元模型

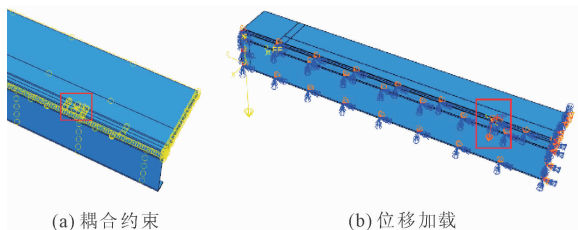


图 4 边界条件设置

1.3 材料非线性本构模型

混凝土强度等级为 C50,材料质量密度 $\rho = 2\ 500\text{ kg/m}^3$,弹性模量 $E_c = 3.45 \times 10^4\text{ MPa}$,泊松比为 0.2。混凝土采用塑性损伤模型,通过设置受拉和受压损伤因子来模拟加载过程中结构刚度的降低。混凝土塑性损伤模型参数取值如表 1 和图 5 所示,混凝土的应力-应变曲线和损伤因子曲线根据《混凝土结构设计规范》^[18](GB 50010—2010)计算。纤维混凝土本构模型采用过镇海提出的应力-应变关系^[19],即:

$$y = \begin{cases} a_a x + (3 - 2a_a)x^2 + (a_a - 2)x^3 & x \leq 1 \\ \frac{x}{a_d(x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} y = \frac{\sigma}{f_c} \\ x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \end{cases} \quad (2)$$

式中: σ 为纤维混凝土的压应力; ε 为纤维混凝土的应变; f_c 为混凝土的单轴抗压强度,MPa; ε_c 为与 f_c 相对应的峰值压应变; a_a, a_d 为上升段及下降段曲线参数,按下式取值:

$$\begin{cases} a_a = 2.4 - 0.0125f_c \\ a_d = 0.157f_c^{0.785} - 0.905 \end{cases} \quad (3)$$

Q345 I 型钢梁、桥面板 HRB400 级钢筋、ML15 栓钉均采用双线性塑性模型进行模拟,如图 6 所示,图中取 $E_2 = 0.01E_1$,采用 Mises 屈服准则。各部件材料屈服应力取其强度标准值,材料质量密度 $\rho = 7\ 850\text{ kg/m}^3$,弹性模量 $E_s = 2.06 \times 10^4\text{ MPa}$,泊松比为 0.3。钢材材料参数见表 2。

表 1 混凝土塑性损伤模型参数表

膨胀角	偏心率	f_{t0}/f_{co}	K_c	黏性系数 ^[20]
30	0.1	1.16	0.667	0.002

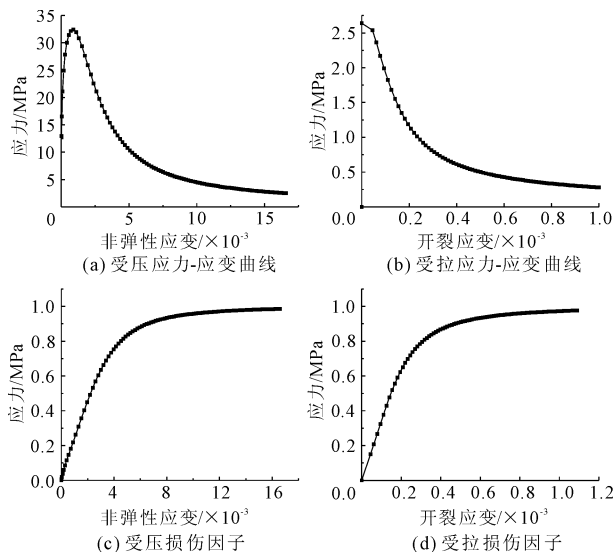


图 5 混凝土塑性损伤模型参数

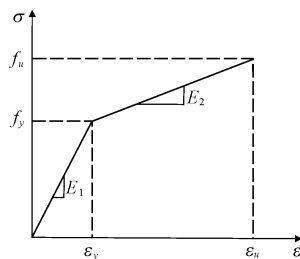


图 6 钢材本构关系曲线

表 2 钢材模型参数表

材料	屈服应力 f_y/MPa	极限应力 f_u/MPa	屈服应变 ε_y	极限应变 ε_u
Q345	348	424	0.00158	0.0496
ML15	400	492	0.00194	0.0466
HRB400	400	593	0.00194	0.0956

2 有限元建模方法正确性验证

2.1 理论分析对比

普通钢混组合梁有限元模型的荷载-跨中挠度曲线和沿高度方向应变分布如图 7 所示。普通钢混

组合梁模型的弹性极限荷载为 1 601.09 kN, 对应的跨中挠度为 59.06 mm, 考虑结构自重, 可反推得到跨中截面弹性极限弯矩为 23 773 kN·m。弹性极限点对应的中和轴位于钢梁腹板偏上部, 受压区高度为 531.05 mm。当达到强度极限荷载 $P_u = 2 295.12$ kN 时, 跨中截面抗弯承载力为 31 667.60 kN·m, 此时中和轴刚好位于主梁与桥面板混凝土的交界面, 受压区高度为 360 mm。

表 3 对比了采用实体有限元模型计算得到的跨中截面弯矩、受压区高度及挠度与理论分析得到的结果。弹性极限状态下, 采用实体有限元模型和弹性设计方法计算得到的抗弯承载力大小相差 1.82%, 受压区高度相差 5.20%, 跨中挠度相差 6.07%。因此, 本文所使用的组合梁实体有限元建模方法具有较高的可行性和准确性。

SCCD 组合梁与普通钢混组合梁相比, 不同之处仅在于桥面板底部加设钢板, 而钢板和混凝土的连接方式与钢梁和混凝土连接方式相同, 均通过焊接于钢板上的剪力连接件连接, 故经过验证的实体有限元建模方法可用于分析本文的研究对象 SCCD 组合梁。

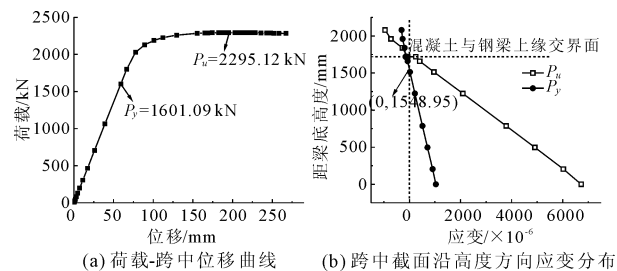


图 7 普通钢混组合梁有限元分析结果

表 3 普通钢混组合梁模型计算结果的对比

参数	有限元计算 弹性极限值	理论分析 弹性设计法	误差/%
弯矩/(kN·m)	23339.24	23773.00	1.82
受压区高度/mm	531.05	560.17	5.20
跨中挠度/mm	59.06	55.68	6.07

注: 表中误差 = $|\text{有限元计算值} - \text{理论值}| / \text{理论值} \times 100\%$ 。

2.2 试验对比

为验证有限元建模方法的准确性, 本文开展 2 个钢板-纤维混凝土组合桥面板抗弯性能试验研究, 其中试件尺寸总长为 2 300 mm, 净跨为 2 100 mm, 宽为 700 mm, 高度为 376 mm。钢板板厚度为 14 mm, 纤维混凝土板厚度为 100 mm; T 肋翼缘板尺寸为 12 mm × 120 mm, T 肋腹板尺寸为 12 mm ×

160 mm。按照第 1 节的建模方法对模型进行建立, 其中各试件建模详细参数如表 4 所示。本节仅以试件 ZW-1 为例, 试验图片和有限元模型如图 8 所示。

表 4 钢板-纤维混凝土组合桥面板构造参数 单位:mm

编号	试件尺寸	T 肋间距	跨径	加载方式
ZW-1	2300 × 700 × 376	350	2100	两点加载
FW-1	2300 × 700 × 376	350	2100	单点加载

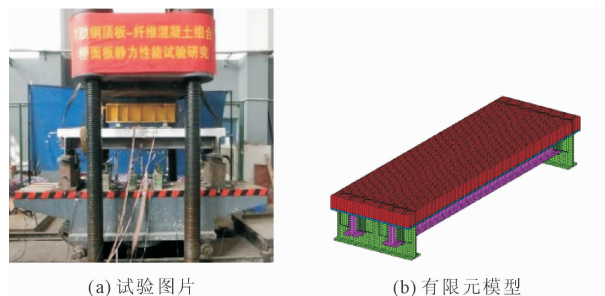


图 8 ZW-1 试件

有限元分析与试验结果对比如图 9 所示。由图 9 可知, 有限元分析得到的荷载位移曲线与试验实测曲线整体趋势基本保持一致, 吻合效果较好, 将 2 个试件有限元分析所得抗剪承载力与试验值进行对比可知, 有限元计算结果与试验结果比较吻合, 误差均在 10% 以内。

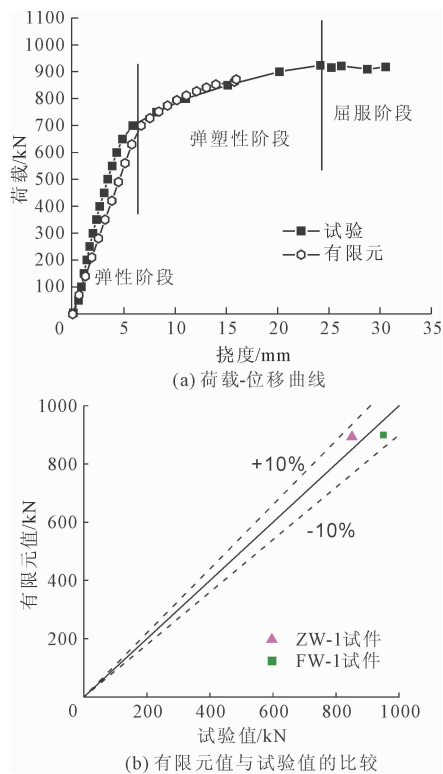


图 9 有限元分析结果与试验结果对比

综上所述, 本文所建立的非线性有限元模型计

算结果与开展的钢板-纤维混凝土组合桥面板试验结果基本吻合,误差较小,验证了本文所提出的有限元建模方法的准确性。

3 钢板-混凝土组合桥面板组合梁受力性能

3.1 荷载-挠度曲线

两种组合梁跨中荷载-挠度曲线如图 10 所示,桥面板底部加设钢板后,两种组合梁弹性阶段的变化规律基本相同:SCCD 组合梁和普通钢混组合梁屈服荷载 P_y 值分别为 2 247.72 kN 和 2 152.70 kN,前者较后者大 4.41%;两种组合梁弹性极限刚度分别为 76.00 mm 和 78.41 mm,弹性刚度仅相差 3.07%,故钢板对组合梁弹性阶段的刚度和屈服荷载 P_y 值的影响程度较小。当荷载达到极限荷载时,SCCD 组合梁和普通钢混组合梁极限荷载 P_u 值分别为 3 411.20 kN 和 3 218.14 kN,前者极限荷载较后者大 6.0%;荷载超过极限荷载后,SCCD 组合梁下降段趋势较平缓,而普通钢混组合梁下降段趋势明显,说明达到极限荷载后,SCCD 组合梁具有较好的延性和结构安全性。

SCCD 组合梁受力过程可分为三个阶段:一是弹性阶段,加载力为 0~2 247.72 kN 时,荷载和挠度的关系曲线呈线性分布,此阶段钢梁和组合桥面板受力较小,能够共同参与工作,直到荷载达到弹性极限点 P_y 为第一阶段结束;二是刚度下降段,随着加载力的增大,混凝土开始产生裂缝,并且裂缝由加载点朝水平和竖向扩展。与此同时,钢梁下缘开始屈服,应力达到钢材屈服值 325 MPa 后,组合梁刚度下降明显,跨中挠度增长加快,直至加载力达到极限荷载 3 411.20 kN;三是破坏阶段,超过峰值荷载后,各部件受力超过材料屈服值,荷载开始缓慢下降,而挠度仍在增加,表明 SCCD 组合梁在破坏阶段具有较好的延性,且破坏过程持续时间较长,安全储备较高。

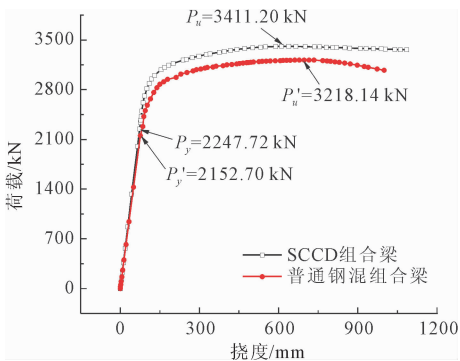


图 10 跨中荷载-挠度曲线

屈服荷载下,SCCD 组合梁模型分析结果与基于弹性设计方法计算结果对比见表 5。有限元模型弹性极限点对应的跨中挠度为 76.00 mm,基于弹性设计方法计算的弹性刚度为 71.84 mm,两者仅相差 5.79%;模型弹性极限弯矩 31 337.43 kN·m 与理论计算的弹性抗弯承载力 29 716.25 kN·m 相比,前者比后者大 5.17%。由此可知,与普通钢混组合梁一样,弹性设计方法亦可用于 SCCD 组合梁弹性阶段的抗弯和挠度验算。

表 5 弹性极限下 SCCD 组合梁模型计算结果比较

参数	有限元	弹性设计法	误差/%
弯矩/(kN·m)	31337.43	29716.25	5.17
跨中挠度/mm	76.00	71.84	5.79

注:表中误差 = $|\text{有限元计算值} - \text{弹性设计法}| / \text{弹性设计法} \times 100\%$ 。

3.2 关键部位应变分布

3.2.1 沿高度方向应变分布

跨中截面的应变分布如图 11 所示,SCCD 组合梁应变大体呈线性变化,且在钢梁与钢板交界处、钢板与混凝土交界处两种材料的应变值相差较小,可判断其符合平截面假定。当作用荷载小于或等于屈服荷载 P_y ($0.66P_u$) 时,该类型组合梁中和轴位于 I 形钢梁腹板偏上位置,并随着作用荷载的增大,中和轴逐渐上移;荷载达到屈服荷载 P_y 时,SCCD 组合梁中和轴位于钢梁腹板偏上位置,受压区高度为 499.21 mm;当作用荷载达到极限荷载 P_u 时,SCCD 组合梁中和轴上移至承托偏上位置,受压区高度为 264.35 mm。

与普通钢混组合梁相比,极限荷载 P_u 作用下,普通钢混组合梁中和轴位于钢梁与混凝土交界处(受压区高度为 360 mm),此时的结构受力符合钢混组合梁钢材受拉和混凝土受压的受力模式;极限荷载 P_u 作用下,SCCD 组合梁中和轴较普通钢混组合梁上移了 26.57%。由此可见,桥面板底部设置钢板,可使组合梁塑性中和轴上移,中和轴由钢梁与混凝土交界面上移至承托偏上部,加设钢板后的合理中和轴位置靠近组合桥面板钢板与混凝土交界面。

3.2.2 SCCD 组合梁混凝土顶面应变分布

SCCD 组合梁混凝土顶面应变分布如图 12 所示,作用荷载小于或等于屈服荷载时,组合桥面板混凝土应变较小,沿宽度方向分布均匀;超过屈服荷载后,混凝土应变增长幅度大,沿宽度方向应变波动较大,尤其是加载点附近最为明显。此外,作用力小于

屈服荷载时, 混凝土未产生裂纹, 两截面的混凝土应变值相差较小; 超过屈服荷载后, 加载点附近的混凝土应变增长幅度较大, 表明加载点附近的混凝土最早破坏; 而组合梁达到极限荷载时, 混凝土材料的抗压性能得到了充分利用。

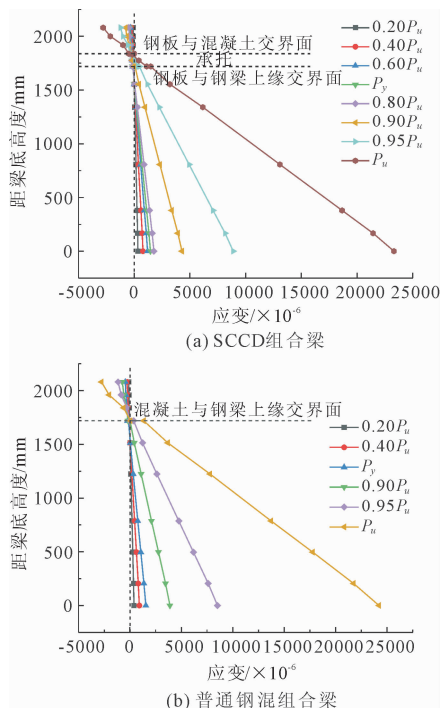


图 11 跨中截面沿高度方向应变分布

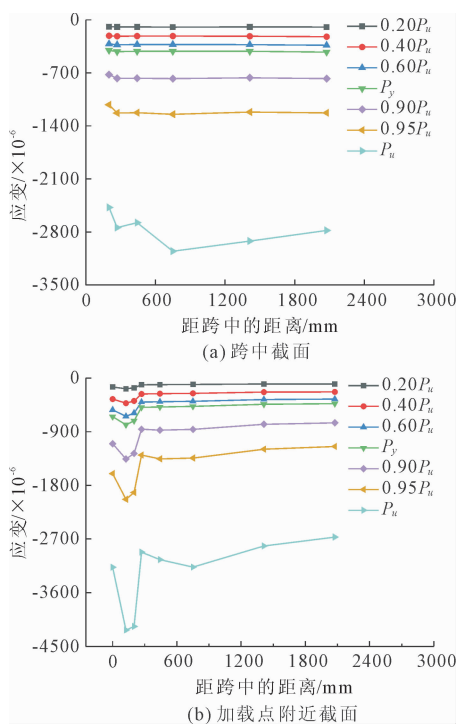


图 12 SCCD 组合梁混凝土顶面应变分布

3.2.3 SCCD 组合梁钢板底面应变分布

SCCD 组合梁钢板底面应变分布如图 13 所示, 荷载小于 $0.9P_u$ 时, 无论是跨中还是加载点附近, 钢板所受应变均为负值, 且应变值较小、沿宽度方向分布均匀。超过 $0.9P_u$ 后, 钢梁上翼缘附近的钢板局部开始受拉, 说明此时组合梁中和轴已上移至承托处。荷载达到 $0.95P_u$ 时, 由于钢板局部屈服导致应变分布不均匀, 宽度方向靠近中心处的钢板应变波动较大, 最早出现局部受拉破坏。因此, 承载能力极限状态下, 跨中附近靠近钢梁上翼缘处的钢板已达到或接近屈服状态。

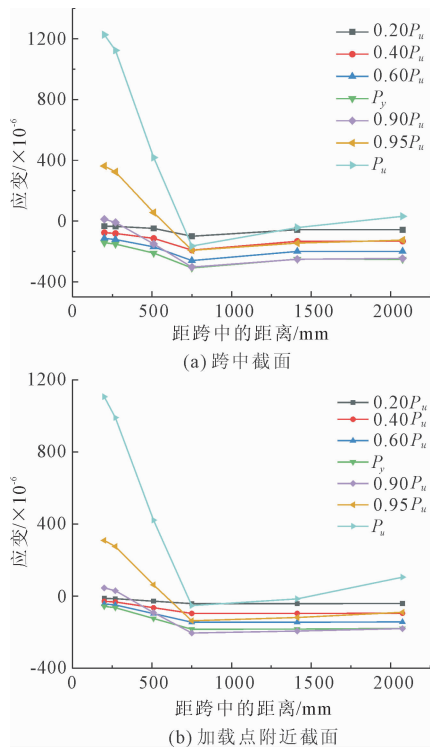


图 13 SCCD 组合梁钢板底面应变分布

3.3 荷载-应变曲线

荷载-应变曲线如图 14 所示, 荷载达到屈服点之前, 跨中钢梁应变变化率与加载点、加载点附近一致。超过屈服荷载后, 跨中钢梁下缘应变增长较快, 且峰值点对应的应变明显比另外两处大, 说明跨中钢梁下缘较加载点、加载点附近钢梁先破坏; 与钢梁应变规律相同, 钢板的加载点与加载点附近应变曲线基本重合, 这是由于加载力未直接施加于钢梁和钢板表面, 且加载点和加载点附近位置相近。当加载力达到 3 003.44 kN 之前, 组合梁已进入弹塑性阶段, 而钢板应变值仍为负值, 表明在此之前钢板受压, 塑性中和轴位于钢板以下; 后续随着加载力的增长, 中和轴上移至承托中, 钢板局部开始承受拉应

力。此外,由三个位置处的钢板拉应力曲线可知,塑性阶段后期,跨中至加载点之间靠近钢梁上缘处的钢板受力较大且分布较均匀;加载点混凝土由于加载块的影响应变始终较小,而加载点附近混凝土应变较跨中增长快,且加载点附近混凝土最早出现受压破坏。

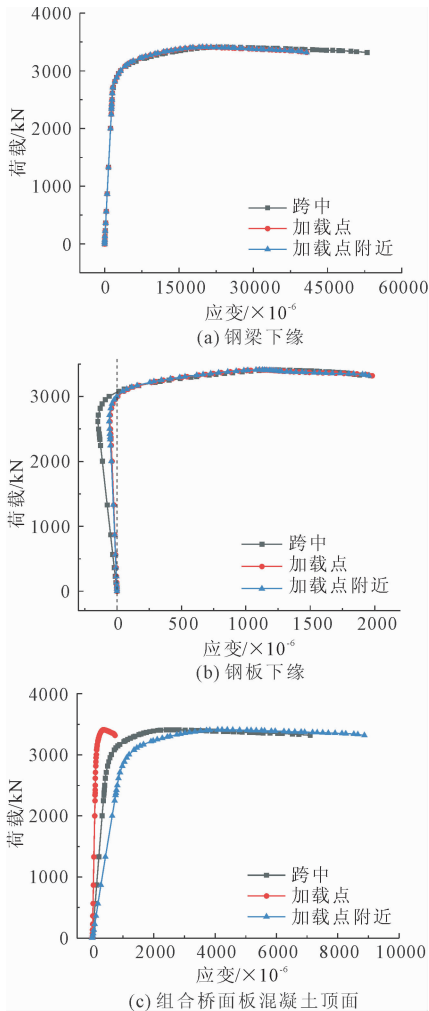


图 14 荷载-应变曲线

因此,SCCD 组合梁的破坏模式为跨中钢梁下缘和加载点附近混凝土最早出现受拉和受压破坏,故对两种类型组合梁的跨中钢梁下缘和加载点附近混凝土应变进行对比分析如图 15 所示。两种组合梁弹性阶段的荷载-应变曲线基本吻合。而进入弹塑性阶段后,SCCD 组合梁刚度明显大于普通钢混组合梁,作用荷载相同时,前者产生的应变小于后者,而最终破坏时的峰值荷载大于后者。SCCD 组合梁破坏时,由于底部钢板的作用,使混凝土的荷载下降段较平缓,且应变增长量较大,说明 SCCD 组合梁破坏过程持续时间较长,具有较好的延性。

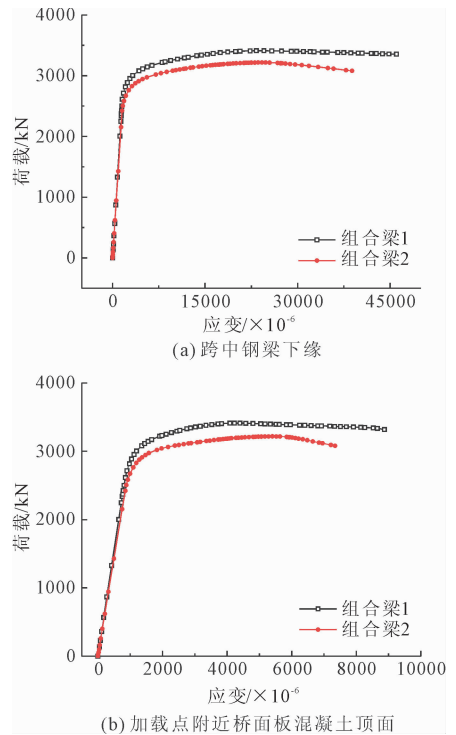


图 15 荷载-应变曲线比较

4 结 论

(1) 与理论分析结果和试验结果相比,本文建立的实体单元模型计算结果的误差均在 10% 以内,说明本文的组合梁实体有限元建模方法具有较高的可行性和准确性。

(2) 将弹性设计方法与实体有限元计算结果进行对比,两种方法得到的 SCCD 组合梁屈服荷载和弹性极限刚度仅差 5.17% 和 5.79%,说明弹性设计方法可适用于 SCCD 组合梁弹性阶段的强度和刚度验算。

(3) 由荷载-挠度曲线可知,SCCD 组合梁破坏时,由于底部钢板的作用,使混凝土的荷载下降段较平缓,且应变增长量较大,而普通钢混组合梁下降段趋势明显,说明 SCCD 组合梁具有较好的延性和结构安全性。

参考文献:

- [1] 范立础,顾安邦. 桥梁工程[M]. 北京:人民交通出版社股份有限公司,2017.
- [2] 徐宙元. 带开孔钢板剪力连接件的钢-混凝土组合桥面板试验研究与理论分析[D]. 成都:西南交通大学土木工程学院,2013.
- [3] 梁会东,赵人达. 钢-混凝土组合桥面板挠度试验分析[J]. 四川建筑科学研究,2006,32(1):56-58.

- [4] 杨勇, 聂建国, 杜明珠, 等. 闭口型压型钢板-混凝土组合板疲劳性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(12):35-41.
- [5] 贺细坤, 吴健花. 钢-混凝土组合桥面板疲劳性能分析[J]. 广东建材, 2006(7):10-12.
- [6] Hyeong-Yeol Kim, Youn-Ju Jeong. Ultimate strength of a steel-concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting[J]. Engineering Structures, 2010, 32(2):534-546.
- [7] 杨勇, 周现伟, 薛建阳, 等. 带钢板-混凝土组合桥面板的组合梁疲劳性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(6):123-131.
- [8] 周现伟, 杨勇, 霍旭东, 等. 带组合桥面板的组合梁受弯承载能力试验[J]. 广西大学学报:自然科学版, 2011, 36(4):547-555.
- [9] Carbonari S, Gara F, A. Dall'Asta, et al. Shear connection local problems in the seismic design of steel-concrete composite decks [C]//Proceedings of Italian Concrete Days 2016, Italy: Università Politecnica delle Marche, 2016:341-354.
- [10] 董自亮. 车辆荷载作用下压型钢板-混凝土组合桥面板受力特性和疲劳性能研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2018.
- [11] 杨勇, 周丕健, 聂建国, 等. 钢板-混凝土组合桥面板静力与疲劳性能试验[J]. 中国公路学报, 2009, 22(4):78-83, 107.
- [12] Hyeong-Yeol Kim, Youn-Ju Jeong, et al. Steel-concrete composite deck for PSC girder bridge[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2005, 9(5):385-390.
- [13] Youn-Ju Jeong, Hyeong-Yeol Kim, Hyun-Bon Koo. Longitudinal shear resistance of steel-concrete composite slabs with perfbond shear connectors [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(1):81-88.
- [14] 聂建国, 赵洁. 钢板-混凝土组合简支梁的试验研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(12):28-34.
- [15] 杨勇, 祝刚, 周丕健, 等. 钢板-混凝土组合桥面板受力性能与设计方法研究[J]. 土木工程学报, 2009, 42(12):135-141.
- [16] Redzuan Abdullah, Easterling W S. New evaluation and modeling procedure for horizontal shear bond in composite slabs [J]. Journal Constructional Steel Research, 2009, 65(4):891-899.
- [17] 单玉麟, 宗周红, 李佳奇, 等. 正交异性钢板-混凝土连续组合桥面板抗弯性能分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2023, 53(2):229-241.
- [18] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- [19] 过镇海. 混凝土的强度和本构关系原理与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2004.
- [20] 刘劲松, 刘红军. ABAQUS 钢筋混凝土有限元分析[J]. 装备制造技术, 2009(6):69-70, 107.

(上接第79页)

- [93] 徐程勇. 硫酸盐侵蚀下聚丙烯粗纤维与水泥基体粘结机理研究[D]. 西安:西安理工大学, 2021.
- [94] 李华. 硫酸盐侵蚀下水泥基材料微结构演变的测试与分析研究[D]. 南京:东南大学, 2012.
- [95] 张晓佳. 弱碱环境下硫酸盐侵蚀水泥石中 C-S-H 凝胶结构的形成与演变[D]. 合肥:安徽建筑大学, 2019.
- [96] 胡晨光. 温度和硫酸盐侵蚀对粉煤灰水泥浆体 C-S-H 微结构的影响研究[D]. 武汉:武汉理工大学, 2014.
- [97] 王佳林. 硫酸盐-氯盐耦合作用下混凝土耐久性试验分析及数值模拟[D]. 南京:南京理工大学, 2018.
- [98] 黄谦. 电场与硫酸盐共存环境中水泥基材料的劣化及其机理研究[D]. 重庆:重庆大学, 2017.
- [99] 胡晨光, 王娟, 白瑞英, 等. 氯离子侵蚀下水泥浆体中铝离子配位分布机理[J]. 功能材料, 2018, 49(6):6206-6212.
- [100] Chan Y W, Li V C. Effects of transition zone densification on fiber/cement bond strength improvement[J]. Advanced Cement Based Materials, 1997, 5(1):8-17.
- [101] 胡杰, 徐礼华, 邓方茜, 等. 聚丙烯纤维增强水泥基复合材料界面过渡区的纳米力学性能[J]. 硅酸盐学报, 2016, 44(2):268-278.
- [102] Sun Wei, Mandel J A, Said S. Study of the interface strength in steel fiber-reinforced cement-based composites [J]. Journal of the American Concrete Institute, 1986, 83(4):597-605.
- [103] Igarashi S, Bentur A, Mindess S. The effect of processing on the bond and interfaces in steel fiber reinforced cement composites[J]. Cement Concrete Composites, 1996, 18(5):313-322.
- [104] 黄新, 陈志源. 聚丙烯纤维水泥复合材料的界面研究[J]. 上海建材, 2006(6):14-15.