

文章编号: 1005-0523(2010)06-0027-09

考虑界面相对滑移的钢—混凝土组合梁力学性能分析

吴东岳¹, 张 敏², 凌志彬¹

(1. 华东交通大学 土木建筑学院, 江西 南昌 330013; 2. 广西工学院 土木建筑工程系, 广西 柳州 545006)

摘要: 根据钢和混凝土的应力应变关系, 提出该组合梁考虑钢与混凝土界面相对滑移的力学性能分析方法, 并由此编制计算分析程序, 求解竖向集中荷载作用下组合梁的承载力、荷载—挠度曲线以及钢与混凝土的相对滑移分布, 并通过与试验对比, 表明按该文分析方法得出的结论与试验吻合较好。

关键词: 钢—混凝土组合梁; 抗剪连接程度; 抗剪连接件间距; 滑移; 非线性

中图分类号: TU398

文献标识码: A

钢—混凝土组合梁是混凝土翼板和钢结构梁通过抗剪连接件组合起来能整体受力的一种构件, 由于混凝土翼板对钢梁提供了侧向约束, 阻止了钢梁发生整体失稳, 因此钢—混凝土组合梁能充分发挥钢梁的强度; 而混凝土翼板一般承受压力, 这充分利用了混凝土抗压强度高的特点, 因此钢—混凝土组合梁能较大幅度地发挥各自材料特性, 其技术经济效应较好, 由此该组合梁在不少建筑结构, 尤其在高层结构中已逐步得到应用。

目前对钢—混凝土组合梁的力学性能分析主要立足于弹性理论。有些文献^[1]假定混凝土翼板与钢梁之间具有可靠连接, 不考虑两者的相对滑移而采用了平截面假定按弹性理论分析组合梁的力学性能; 还有些文献^[2-3]假定抗剪连接件沿梁长均匀连续分布, 以此考虑钢梁与混凝土翼板之间的相对滑移, 并采用弹性理论分析组合梁的力学性能。这些分析均与钢—混凝土组合梁实际受力状况有一定偏差, 原因是混凝土为非线性材料, 其应力—应变曲线与弹性偏差较大, 并且当应力较大时, 钢梁有可能屈服进入弹塑性状态而不再保持弹性; 另外, 钢与混凝土之间界面的抗剪连接件沿梁长并不是连续分布, 各抗剪连接件之间具有一定间距, 钢与混凝土之间存在的相对滑移并不是连续分布, 这些因素均会影响钢—混凝土组合梁的力学性能, 因此按照钢、混凝土实际应力—应变关系, 根据钢梁与混凝土界面剪力件的实际分布来考虑界面的相对滑移, 以分析钢—混凝土组合梁的力学性能具有实际意义。

1 钢—混凝土组合梁力学性能分析方法

1.1 基本假定

本分析采用下列假定:

- (1) 钢梁和混凝土在各自的截面内符合平截面假定, 并且混凝土与钢梁的截面曲率相等。
- (2) 不考虑混凝土的抗拉强度。
- (3) 混凝土与钢梁界面之间的相互作用力完全由连接件提供, 忽略两者间的相互粘结作用。
- (4) 抗剪连接件的剪力—滑移关系采用如下的 Ollgaard 模型^[2-3]:

$$V = V_u \left(1 - e^{-nS} \right)^m \quad (1)$$

$$V_u = f_{yv} A_s \quad (2)$$

式中: V_u 为栓钉的极限承载力; S 为滑移量, mm; f_{yv} 为栓钉的屈服强度; A_s 为栓钉截面面积; m, n 为根据

收稿日期: 2010-09-20

作者简介: 吴东岳(1986—), 男, 硕士研究生, 研究方向为钢—混凝土组合梁。

试验得到的参数, Johnson·R·P 建议 $m=0.989$, $n=1.535$ 。

根据假定 3, 钢梁对混凝土的纵向剪力只通过栓钉产生。

1.2 计算模型

承受集中竖向荷载的钢-混凝土简支组合梁, 其分析模型如图 1 所示。

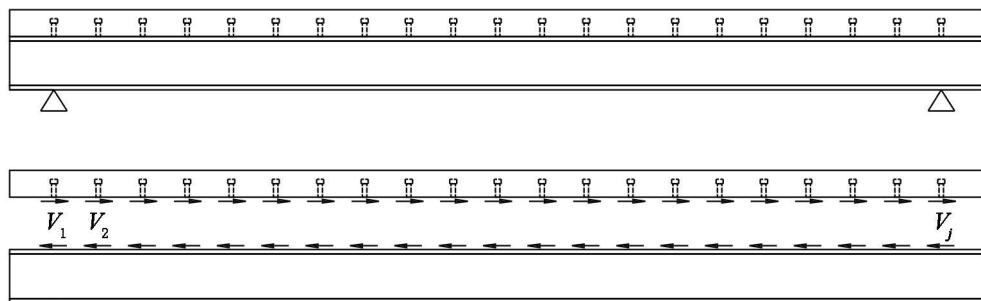


图 1 计算模型

第 i 与第 $(i+1)$ 个连接件之间钢梁与混凝土所受轴力为

$$N_i = \sum_{j=1}^i V_j \quad (3)$$

组合梁截面弯矩为

$$M = M_c + M_s + N_i \left[\frac{h_c}{2} + \frac{h_s}{2} \right] \quad (4)$$

式中: h_c 为混凝土的截面高度; h_s 为钢梁的截面高度; M_c 为混凝土单独承受的弯矩; M_s 为钢梁单独承受的弯矩。

1.3 组合梁计算方法

(1) 钢和混凝土各自满足平截面假定, 因此, 组合梁截面应变如图 2 所示。

根据几何关系, 此截面混凝土与钢梁接触面上的相对滑移应变为

$$s = \left(\epsilon_{st} - \epsilon_{ch} \right) \quad (5)$$

$$\epsilon_{ch} = \epsilon_c - \frac{\epsilon_c}{\gamma} \quad (6)$$

截面曲率为

$$\varphi = \varphi_s = \varphi_c = \frac{\epsilon_c}{\gamma h_c}$$

$$\epsilon_{st} = \frac{\epsilon_c h_s}{\gamma h_c} + \epsilon_s \quad (7)$$

$$s = \frac{\epsilon_c \left(\frac{h_c}{2} + \frac{h_s}{2} \right)}{\gamma h_c} - \left(\epsilon_c - \epsilon_s \right) \quad (8)$$

式中: ϵ_c 为混凝土顶部压应变, 以受压为正, 受拉为负; h_c 为混凝土翼缘板厚度; γ 为混凝土相对受压区高度系数; ϵ_{sd} 为钢梁底部应变, 以受压为正, 受拉为负; φ_s 为钢梁截面曲率; φ_c 为混凝土截面曲率; ϵ_{ch} 为混凝土底部压应变; ϵ_{st} 为钢梁顶部压应变。

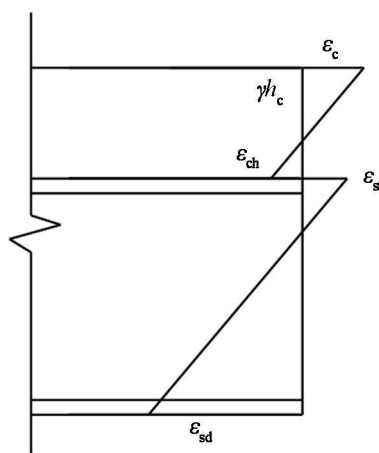


图 2 组合梁截面应变分布

(2) 混凝土部分的受力分析, 以混凝土顶部为原点建立如图 3 坐标, 由此可得混凝土截面 y' 处应变

$$\epsilon_{x'} = \epsilon_c - \varphi_c y' \quad (9)$$

混凝土的应力应变全曲线方程^[2]:

$$f_c \left[\alpha_s x + \left(3 - 2 \alpha_s \right) x^2 + \left(\alpha_s - 2 \right) x^3 \right] = \sigma_{c1}(x) \quad x \leq 1 \quad (10)$$

$$f_c \left[0.85 - 0.15 \frac{\epsilon_0 x - \epsilon_u}{\epsilon_u - \epsilon_0} \right] = \sigma_c(x) \quad x > 1 \quad (11)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon_c y'}{\epsilon_0 \gamma h_c} \quad (12)$$

可得距离混凝土上边缘 y' 处应力 σ_c 为

$$\sigma_c(y') = \begin{cases} f_c \left[\alpha_s \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon_c y'}{\epsilon_0 \gamma h_c} \right) + (3 - 2\alpha_s) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon_c y'}{\epsilon_0 \gamma h_c} \right)^2 + (\alpha_s - 2) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon_c y'}{\epsilon_0 \gamma h_c} \right)^3 \right] & \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon_c y'}{\epsilon_0 \gamma h_c} \leq 1 \\ f_c \left[0.85 - 0.15 \frac{\epsilon_0 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon_c y'}{\epsilon_0 \gamma h_c} \right) - \epsilon_u}{\epsilon_u - \epsilon_0} \right] & \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \frac{\epsilon_c y'}{\epsilon_0 \gamma h_c} > 1 \end{cases} \quad (13)$$

由此可得

$$\begin{cases} N_c = \int \sigma_c(y') b_c dy' \\ M_c = \int \sigma_c(y') b_c \left(\frac{h_c}{2} - y' \right) dy' \end{cases} \quad (14)$$

式中: ϵ_y' 为混凝土截面上 y' 处的混凝土应变; ϵ_u 为混凝土极限压应变, 取 $\epsilon_u = 0.0033$ ^[2]; ϵ_0 为混凝土应力-应变曲线的峰值应变, 取 $\epsilon_0 = 0.0018$ ^[2]; α_s 为混凝土应力-应变方程系数; ϵ_c 为混凝土截面顶部应变; N_c 为混凝土承担的轴力; M_c 为混凝土承担的弯矩。

(3) 钢梁部分的受力分析, 以钢梁顶部为原点, 建立坐标如图3。

钢梁与混凝土曲率相同, 轴力由抗剪连接件产生, $N_s = -N_c$ 。

钢梁轴力单独作用产生轴向拉应变 ϵ_{s0} 。

在弯矩单独作用下, 钢梁底部产生拉应变 $\bar{\epsilon}_{sd}$, 顶部产生压应变 $\bar{\epsilon}_{st}$, $\bar{\epsilon}_{sd} = -\bar{\epsilon}_{st}$

钢梁曲率为

$$\varphi_s = \frac{\bar{\epsilon}_{st} - \bar{\epsilon}_{sd}}{h_s} \quad (15)$$

由此可得

$$\bar{\epsilon}_{sd} = -\frac{\varphi_s h_s}{2} \quad (16)$$

$$\bar{\epsilon}_{st} = \frac{\varphi_s h_s}{2} \quad (17)$$

叠加可得钢梁顶部应变为

$$\epsilon_{st} = \bar{\epsilon}_{st} + \epsilon_{s0} = \epsilon_{s0} + \frac{\varphi_s h_s}{2} \quad (18)$$

距离钢梁顶部 x'' 处应变为

$$\epsilon_s = \epsilon_{st} - \varphi_s y'' = \frac{\varphi_s h_s}{2} + \epsilon_{s0} - \varphi_s y'' \quad (19)$$

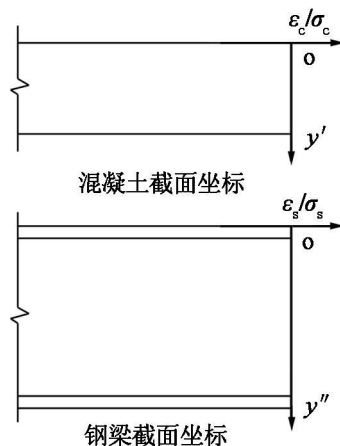


图3 组合梁截面坐标

钢的应力应变全曲线方程

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & |\epsilon_s| \leq \epsilon_y \\ f_y \cdot \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y} & \epsilon_y < |\epsilon_s| \leq \epsilon_{sh} \\ f_y \cdot \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y} \cdot \left[\frac{m}{60} \left(\frac{|\epsilon_s| - \epsilon_{sh}}{\epsilon_y - \epsilon_{sh}} \right) + 2 + \frac{(60-m)}{2} \left(\frac{|\epsilon_s| - \epsilon_{sh}}{30r+1} \right) \right] & \epsilon_{sh} < |\epsilon_s| \leq \epsilon_{su} \end{cases} \quad (20)$$

$$m = \frac{f_{su}/f_y \left(\frac{30r+1}{15r^2} \right)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh}$$

根据文献^[4], 近似取 $\epsilon_{su} \approx 0.025$, $\epsilon_{sh} \approx 0.0196$, $f_{su} \approx 1.58f_y$ 。

将 $\epsilon_s = \frac{\varphi_s h_s}{2} + \epsilon_{s0} - \varphi_s y''$ 带入式(20), 可得钢梁截面内任意一点的应力。

由上可得钢梁轴力、弯矩为

$$\begin{cases} N_s = \int \sigma_s(y'') b_s dy'' \\ M_s = \int \sigma_s(y'') b_s \left(\frac{h_s}{2} - y'' \right) dy'' \end{cases} \quad (21)$$

式中: E_s 为钢的弹性模量; N_s 为钢梁承受的轴力; M_s 为钢梁承担的弯矩; b_s 为 y'' 处钢梁的实际宽度。

由上述提出, 考虑钢与混凝土实际应力应变曲线以及界面相对滑移, 简支组合梁的力学性能可按下述方法分析:

(1) 梁支座端部截面弯矩为 0, 在组合梁竖向荷载作用下, 可先假定端部钢与混凝土的第 1 个连接件产生滑移 S_1 , 按公式(1)计算抗剪连接件剪力 V_1 , 按公式(3)计算第 1、第 2 连接件之间混凝土及钢梁所受轴力 $N_{c1} = -N_{s1}$ 。

(2) 将第 1、第 2 连接件之间混凝土分为 k 个单元, 先假定第 1 单元混凝土顶部压应变 $\epsilon_c^{(1)}$, 根据混凝土及钢梁所受轴力为 $N_{c1} = -N_{s1}$, 由内循环迭代求混凝土受压区高度系数 $\gamma^{(1)}$, 并求混凝土承担弯矩 $M_c^{(1)}$, 进而求出截面曲率 $\varphi_c^{(1)} = \varphi_s^{(1)[5-6]}$ 以及钢梁的轴向拉应变 $\epsilon_s^{(1)}$, 再根据式(21)计算第 1、第 2 连接件之间第 1 单元钢梁弯矩 $M_s^{(1)}$, 由此可按式(4)计算第 1、第 2 连接件之间第 1 单元截面弯矩 $M^{(1)}$; 再判别该弯矩与该单元实际弯矩 $\bar{M}^{(1)}$ 的误差是否在允许范围内, 若满足, 说明假定该单元混凝土顶部压应变 $\epsilon_c^{(1)}$ 符合要求, 否则调整 $\epsilon_c^{(1)}$ 重新计算, 这为外循环迭代。

(3) 计算第 2 到第 k 单元截面的力学参数和弯矩 $M^{(2)}$, $M^{(3)}$, ..., $M^{(k)}$, 再根据 k 个单元的力学参数中相对滑移应变, 可以求得下一连接件的相对滑移量 $S_2 = S_1 + \Delta S$, 其中 ΔS 为 k 个单元的相对滑移量总和。

(4) 根据第 2 个连接件的相对滑移量滑移 S_2 , 按上述同样的方法计算第 2 个连接件和第 3 个连接件之间各单元的力学性能, 由此一直计算到最后第 n 个连接件的力学性能, 判断组合梁另一端的力学参数是否满足边界条件允许的误差之内。满足说明选取的第 1 个连接件的滑移量 S_1 符合要求, 否则调整第 1 个连接件的滑移量, 重新计算。

(5) 应注意的是, 简支梁端部连接件的滑移一般较大, 靠近中部连接件滑移较小, 因此由端部连接件向中部计算时, 各连接件滑移值将逐渐减小, 当滑移减小为负数时, 表明连接件的滑移方向发生了变化^[7-9]。

1.4 组合梁的计算机分析框图

根据以上所述, 本文提出组合梁力学性能分析框图如图 4, 图 5。

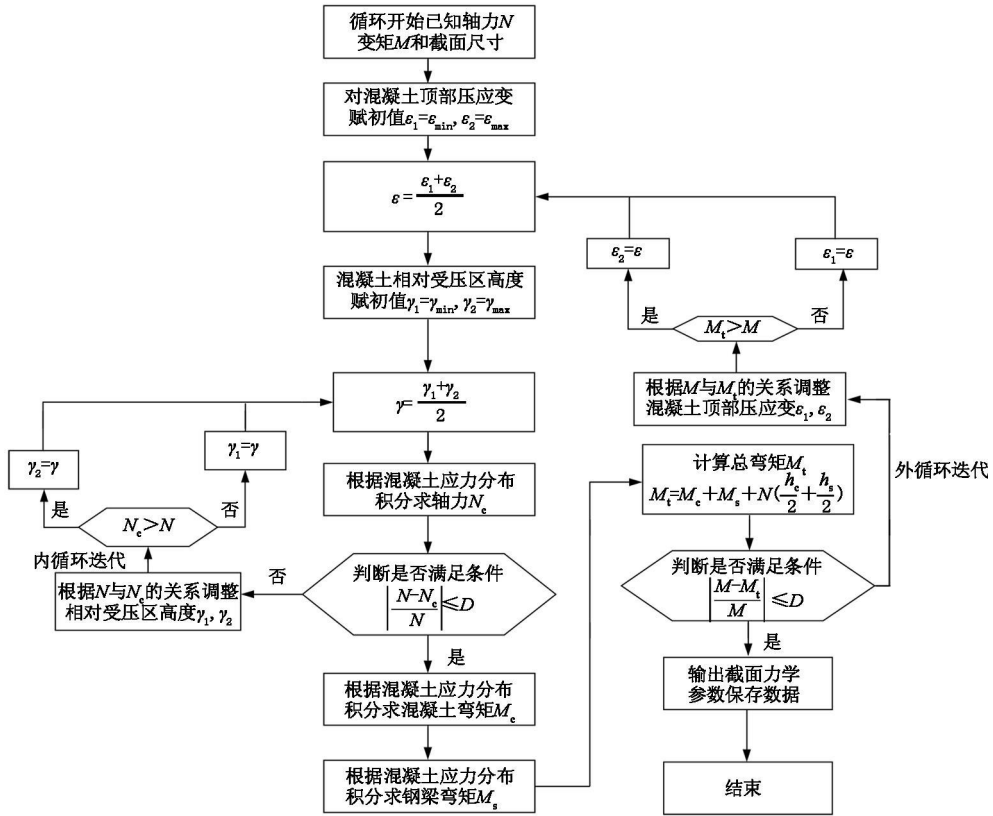


图 4 计算组合梁截面力学参数的双重二分迭代法

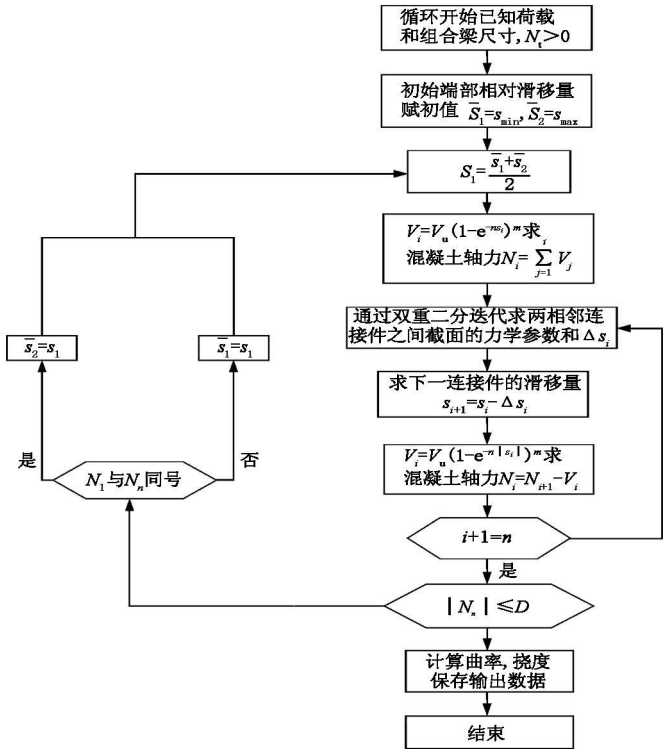


图 5 组合梁力学性能计算框图

2 程序计算和试验结果对比

2.1 试验方案简介

试件的截面尺寸如图 6 所示,跨度 2 m。采用 C20 商品混凝土并预制立方体试块,与试件在同等条件下养护 28 d,实测混凝土立方体抗压强度为 19.89 MPa,钢梁采用 Q235 级钢。试件截面尺寸见图 6,试验装置见图 7。

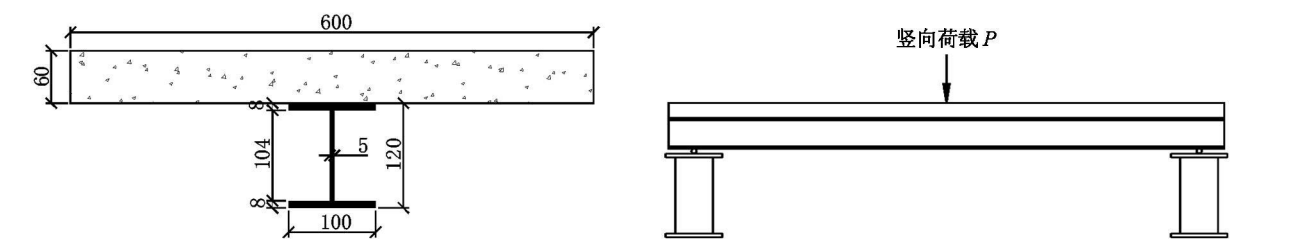


图 6 件截面尺寸和试验加载装置图(单位:mm)



图 7 加载装置实拍

本试验分 3 组,共 9 根简支梁。在跨中采用手动方式施加竖向荷载。钢梁屈服之前,采用荷载控制加载,加载步长为 5 kN,加载持续时间不少于 5 min,以确保组合梁变形充分,钢梁屈服后采用竖向位移控制,加载位移取屈服位移 Δ_y 的若干倍($2\Delta_y, 3\Delta_y, \dots$),一直加载到混凝土压碎为止^[8-9]。试件抗剪连接件对称布置,跨中位置设置一个,以其为基点,向两端均匀布置。为了防止试件发生劈裂破坏,试件混凝土内设置了横向分布钢筋^[10-13]。试件抗剪连接件间距和抗剪连接程度如下表 1。

表 1 试件抗剪连接件配置

连接件配置参数	试件编号								
	LA-1	LA-2	LA-3	LB-1	LB-2	LB-3	LC-1	LC-2	LC-3
连接件间距/mm	60	100	200	60	100	200	60	100	200
连接件排数/排	1	1	2	1	1	2	2	1	2
剪跨内抗剪连接件总个数	16	10	10	16	10	10	32	10	10
螺栓直径/mm	7.0	8.8	8.8	10.6	13.6	13.6	8.8	15.9	15.9
抗剪连接程度	0.32	0.32	0.32	0.76	0.76	0.76	1.04	1.04	1.04

组合梁抗剪连接程度定义为 $\gamma=\frac{V}{V_s}$

式中: V 为剪跨内抗剪连接件所提供的界面纵向水平剪力; V_s 为剪跨内极限弯矩引起的界面纵向水平剪力。

试验均为组合梁跨中混凝土压碎破坏,试验测得组合梁承载力、荷载—挠度曲线、弯矩—曲率曲线和

相对滑移量分布,与程序计算结果对比如下。

2.2 承载力

试验测得试件承载力与程序计算结果对比见表 2。

表 2 试验承载力与程序计算结果

承载力参数	试件编号								
	LA-1	LA-2	LA-3	LB-1	LB-2	LB-3	LC-1	LC-2	LC-3
试验值/kN	90	90	85	110	105	100	110	110	105
计算值/kN	83.62	82.37	79.56	100.21	100.55	95.2	108.2	106.34	99.81
绝对误差/kN	6.38	7.63	5.44	9.79	4.45	4.80	1.80	3.66	5.19
相对误差/%	7.09	8.48	6.40	8.90	4.24	4.80	1.64	3.33	4.94

由于本文提出的计算方法忽略了混凝土本身与钢梁的粘结作用,夸大了钢与混凝土界面间的滑移,减弱了钢与混凝土的整体工作性能,造成了承载力计算值小于试验值。表 2 表明,该计算误差在 10% 范围以内,且偏于安全。

2.3 荷载—挠度曲线

各试件按本文理论计算与试验结果得出的荷载—挠度曲线见图 8—10。

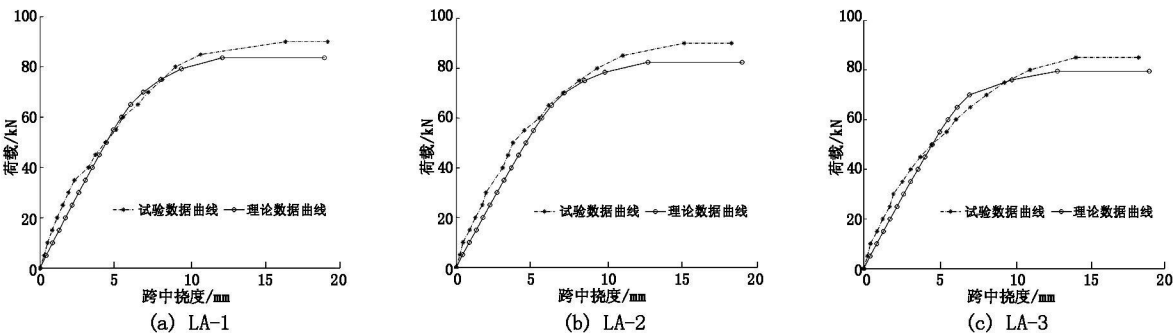


图 8 LA 组 3 根梁荷载—挠度曲线

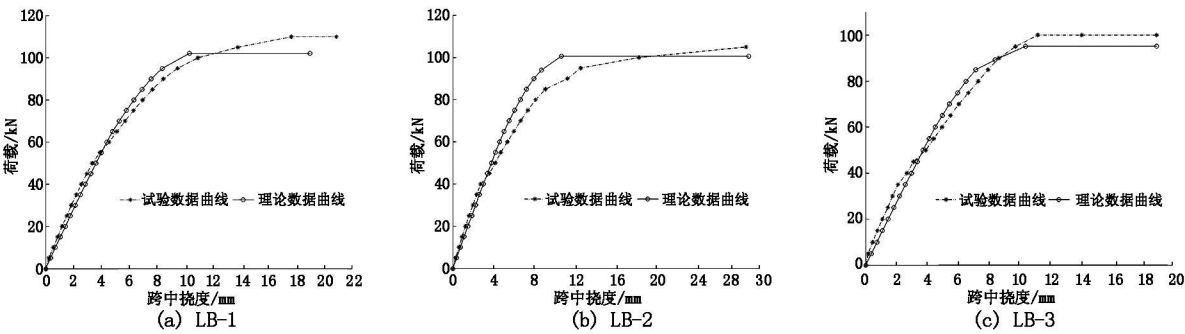


图 9 LB 组 3 根梁荷载—挠度曲线

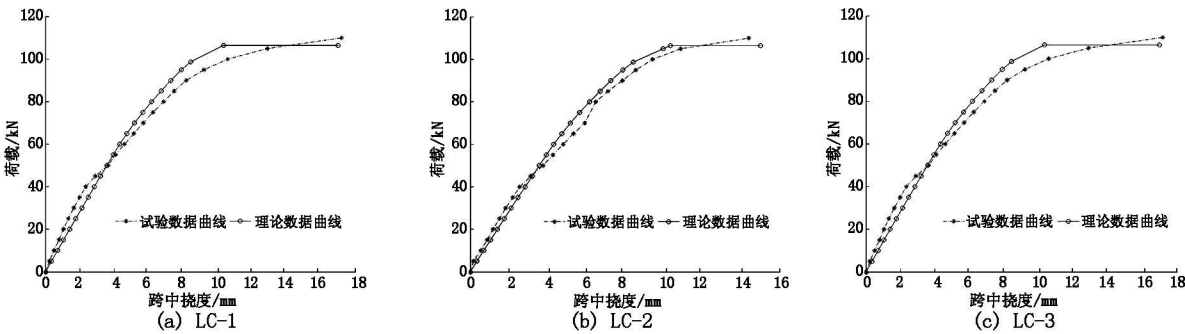


图 10 LC 组 3 根梁荷载—挠度曲线

图 8—10 表明,本文理论计算得到的挠度曲线与试验结果吻合较好。在荷载较低时的弹性阶段,各根梁的计算结果与试验值均非常接近。图中计算曲线和试验曲线都有明显的塑性发展阶段。

由于理论计算忽略了混凝土与钢梁本身的粘结,减弱了钢与混凝土整体工作性能,造成计算结果与试验有一定偏差,但一般均在 10% 以内。

2.4 相对滑移量

各试件按本文理论计算与试验结果得出的相对滑移分布曲线见图 11—图 13。

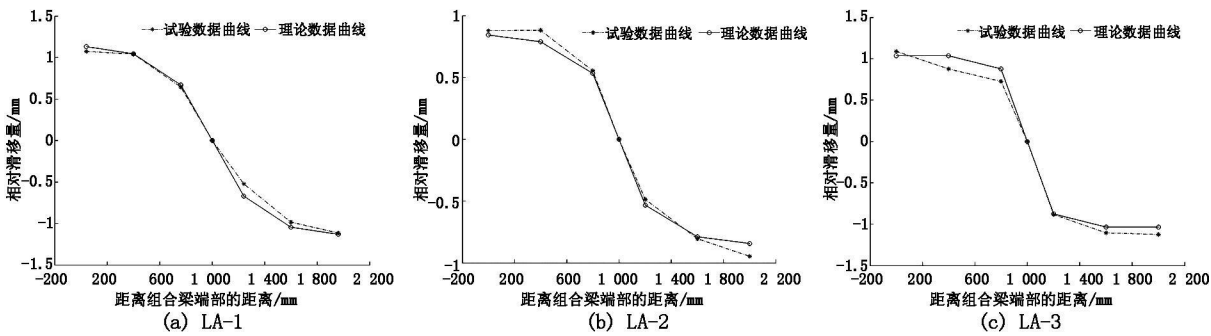


图 11 LA 组 3 根梁相对滑移量分布图

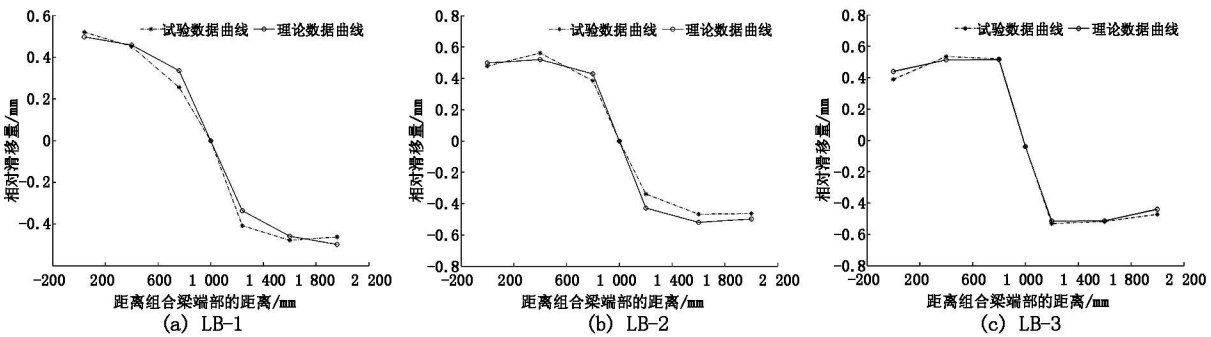


图 12 LB 组 3 根梁相对滑移量分布图

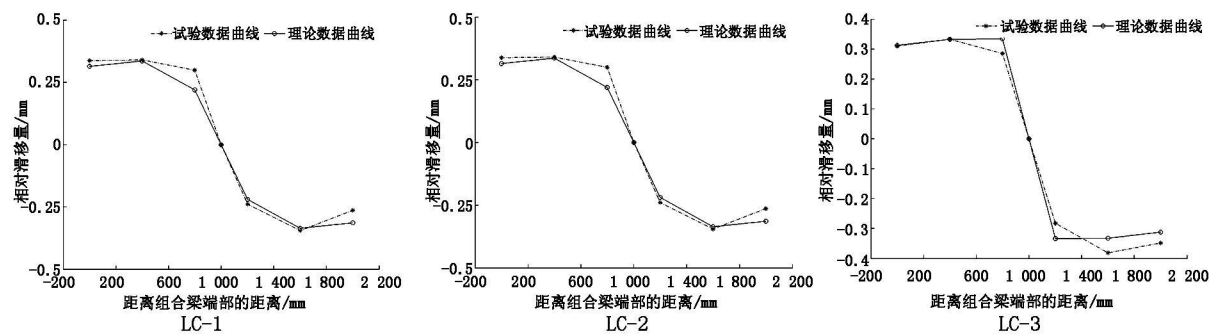


图 13 LC 组 3 根梁相对滑移量分布图

图 11—图 13 表明,程序计算得到的滑移分布与试验结果基本一致,相对误差均在 10% 以内,因此程序计算结果基本上能够代表滑移分布的实际情况。

3 结论

(1) 根据混凝土和钢的应力应变曲线,提出了考虑界面滑移的钢-混凝土组合梁力学性能分析方法。通过 matlab 软件编程,得出了组合梁的承载力、荷载—挠度曲线以及钢与混凝土界面滑移分布的理论计算结果。

(2) 对 9 根不同抗剪连接程度及抗剪连接件间距的简支梁进行竖向加载试验,得出了试件的承载力、荷载-挠度曲线以及钢与混凝土界面滑移的分布,通过与上述理论计算结果对比,表明计算结果与试验吻合较好,但由于理论计算忽略了混凝土与钢梁本身的粘结作用,夸大了钢与混凝土界面间的滑移,减弱了钢与混凝土的整体工作性能,因此造成理论计算值低于试验值,但两者误差在 10% 以内,并偏于安全。

由此可见,按本文提出的方法分析钢-混凝土组合梁的力学性能,能够满足工程要求。

参考文献:

[1] 聂建国. 钢-混凝土组合结构试验、理论与应用[M]. 北京:科学出版社,2005.
[2] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京:清华大学出版社,1999.
[3] 朱聘儒. 钢-混凝土组合梁设计原理[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2006.
[4] 张敏. 建筑结构抗震分析与减震控制[M]. 成都:西南交通大学出版社,2007.
[5] 王连广. 钢与混凝土组合结构理论与计算[M]. 北京:科学出版社,2005.
[6] 聂建国,余志武. 钢-混凝土组合梁在我国的研究及应用[J]. 土木工程学报,1999,32(2):1-14.
[7] 孙文彬,刘永. 钢-混凝土组合梁变形及滑移有限元分析[J]. 徐州建筑职业技术学院学报. 2004,4(3):10-13.
[8] 樊建生,聂建国. 负弯矩作用下考虑滑移效应的组合梁承载力分析[J]. 工程力学 2005,22(3):177-182.
[9] 高瑾旭,秦凯,周天然,等. 预应力钢-混凝土组合梁的抗弯承载力研究[J]. 工业建筑,2003,33(12):1-5.
[10] 胡夏闽. 组合结构在欧洲的新进展[J]. 工业建筑,2002,32(5):75-76.
[11] 孙文彬. 部分剪力连接钢-混凝土简支组合梁的滑移性能分析[J]. 长沙交通学院学报,2001,17(4):55-59.
[12] 聂建国,樊健生. 《钢结构设计规范》(GB50017-2002) 钢-混凝土组合梁修订内容介绍[J]. 建筑结构学报,2003,24(1):34-39.
[13] BILLY SIU FUNG CHEUNG. Adhesive bonding of concrete-steel composite bridges by polyurethane elastomeric[D]. Toronto:University of Toronto,2008.

Mechanics Property Analysis of Steel-Concrete Composite Beams Based on Relative Interface Slip

Wu Dongyue¹, Zhang Min², Ling Zhibin¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China; 2. Department of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University of Technology, Liuzhou 545006, China)

Abstract: According to the stress-strain relationship of steel and concrete, the analysis method of mechanics property has been presented based on relative interface slip between the steel and the concrete. Computer programming is made; and the load capacity, load-deflection and the distribution of relative interface slip have been solved in the composite beam subjected to the vertical concentrating load. Compared with the experiment, the results indicate that the analysis method in this paper is in good agreement with experiment.

Key words: steel-concrete composite beams; shear connection degree; shear connector distance; slip; nonlinear
(责任编辑 刘棉玲)