

doi:10.3969/j.issn.1674-4764.2012.06.003

插入式钢次梁节点试验与有限元分析

余江滔¹, 廖杰洪¹, 陆洲导¹, 周运瑜²

(1. 同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092; 2. 上海万科房地产有限公司, 上海 200092)

摘要:近年火力发电厂引入了1种新的钢-混凝土组合结构,即型钢直接插入混凝土主梁作为次梁承担荷载。根据某实际工程,采取1:2缩尺模型,设计2组4个节点,对600 mm和900 mm不同混凝土梁高,有无锚筋情况进行试验研究。研究表明:该节点形式下钢梁端部的最大约束弯矩约为60 kN·m;锚筋对结构无明显影响;当梁高较小时混凝土主梁发生剪切破坏,当梁高较高时,钢次梁发生受弯破坏。对该结构进行有限元参数分析,结果表明:混凝土主梁高700 mm为2种破坏临界值;抗剪键刚度、楼板厚度对结构承载力有明显影响;锚筋尺寸对结构影响不大;插入端部翼缘宽度对结构有一定影响,但规律不明显。

关键词:插入式节点;混凝土;钢梁;有限元;力学性能

中图分类号:TU317.1 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2012)06-0013-06

Experiment and FEM Analysis on the Joint of Inserted Steel Beam

YU Jiangtao¹, LIAO Jiehong¹, LU Zhoudao¹, ZHOU Yunyu²

(1. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China;

2. Shanghai Vanke Real Estate Co., LTD, Shanghai 201105, P. R. China)

Abstract: A new composite structure which is composed of steel beam and concrete girder is introduced in fuel electric plant construction. With different height of concrete girders with or without anchor bar, two scale models from an actual project were designed and tested. It is shown that the maximum restraining moment of ends of steel beams is approximately 60 kN·m; influence of anchor bar is little; the one with 600 mm high concrete beam is damaged by shear, and the other's steel beam is damaged by bending failure. Finite element models were built for supplementary analysis, and the result indicates that critical value of the height of concrete beam of different failure modes is 700 mm; stiffness of shear key and thickness of floor have great influence on the structure; size of anchor bar has little influence; and width of the end of the steel beam has certain influence.

Key words: inserted joint; concrete; steel beam; finite element analysis; mechanical behavior

随着社会经济和科学技术的发展,建筑需求复杂多样,建筑业也得到迅猛发展,钢-混凝土组合结构的研究和运用日益广泛^[1]。目前钢-混凝土组合结构的研究和运用主要有如下几个方面:组合楼

盖^[2]、组合梁^[3-4]、组合柱^[5-6]、组合节点^[7]。目前钢-混凝土组合节点的研究比较成熟的是钢梁-钢筋混凝土柱节点,这种方法具有可以加快施工进度,降低成本,并可以增加功能空间等优点,这种节点方式美

收稿日期:2012-03-25

基金项目:国家自然科学基金(51008235);国家重点实验室基金(SLDRCE09-D-02);国家科技支撑计划课题(2009BAJ28B00)

作者简介:余江滔(1976-),男,博士,主要从事工程抗火、结构检测与加固研究,(E-mail)yujiantao@tongji.edu.cn。

国学者 Scheikh 等在 20 世纪 80 年代已提出了设计模型^[8], 目前在美国和日本已有成熟规范和标准^[9-10]。中国中南大学^[11]、湖南大学^[12]、清华大学^[13]、东南大学^[14]等也对该结构形式进行了, 应变、延性、滞回曲线、破坏形态等力学性能的研究。

近年火力发电厂引入了一种新型钢-混凝土组合结构, 即将钢梁直接插入混凝土主梁作为次梁承担荷载。该方法可减少支模, 施工方便, 速度快, 得到施工单位青睐。杨清发等对该节点悬挑形式进行了试验研究^[15]。目前该结构形式尚没有进行系统的研究, 更没有将该结构形式纳入相关规范或设计手册中。为了研究该节点的破坏机理及其受力性能, 对该结构形式进行了静力试验并进行有限元模拟分析, 为该结构形式的设计提供参考。

1 试验概况

试验基于某实际工程, 采用 1: 2 缩尺模型, 试验模型为从楼面结构中截取一根钢梁结构作为研究对象, 包括: 混凝土框架主梁、型钢次梁及其上方楼板。

框架梁两端整浇混凝土墩, 通过锚栓将混凝土墩固定在试验台座上, 保证混凝土框架梁两端为固定支

座; 为了模拟实际情况, 在钢梁顶部浇筑混凝土板。

1.1 试件参数

试件以不同梁高分为两组, 编号 SJ1、SJ2, 如图 1 所示。混凝土梁尺寸、配筋情况如表 1 所示, 钢梁尺寸为 $H400 \times 220 \times 10 \times 12$, 端部缩进, 翼缘宽度变为 100 mm, 以便于插入混凝土梁内, 插入深度为 140 mm。试件 SJ1、SJ2 两端钢梁腹板插入部分钻有 3 个孔, 孔中穿过 $\Phi 10$ 腰筋; 试件 SJ1、SJ2 一侧焊有 2 $\Phi 14$ 锚筋, 以便研究锚筋对节点影响。试件混凝土等级采用 C30, 钢材采用 HPB335。

表 1 试件配筋表

试件编号	SJ1	SJ2
混凝土梁高	600 mm	900 mm
混凝土梁宽	320 mm	320 mm
上部纵筋	4 $\Phi 20$	4 $\Phi 20$
下部纵筋	4 $\Phi 20$	4 $\Phi 20$
箍筋	$\Phi 12@200$	$\Phi 12@200$
腰筋	6 $\Phi 10$	8 $\Phi 10$
吊筋	2 $\Phi 28$	2 $\Phi 28$
锚筋	2 $\Phi 14$	2 $\Phi 14$

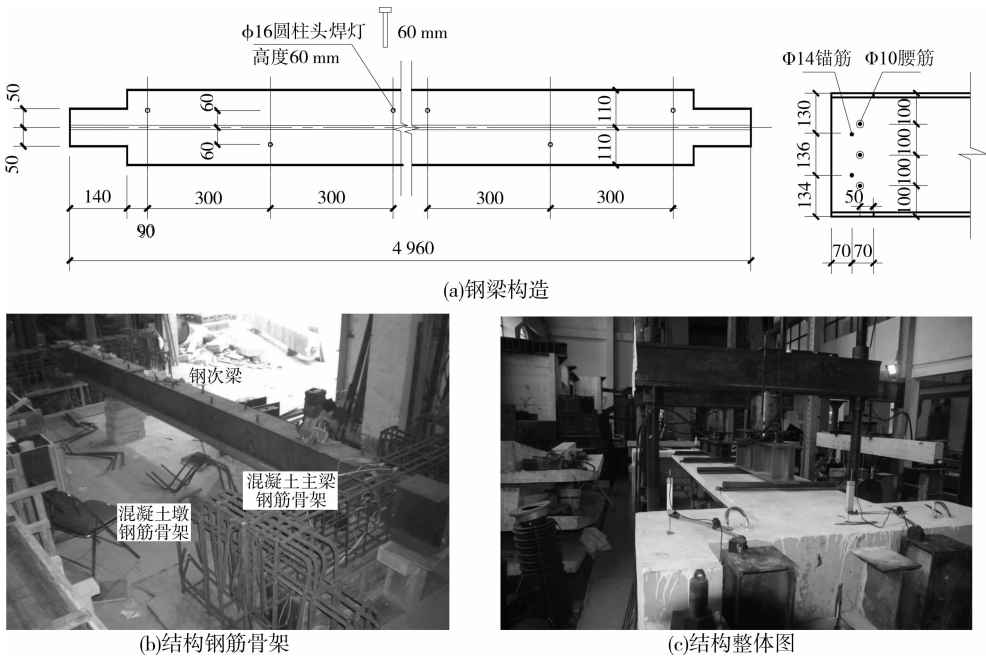


图 1 SJ1、SJ2 试件构造图

1.2 加载装置和加载制度

试验采用反力架、液压千斤顶对模型进行加载, 加载如图 2 所示。加载制度为: 每个千斤顶每级荷载 20 kN, 持荷 5 min, 当出现裂缝后, 荷载为 10 kN/级。本试验为破坏性试验, 根据《混凝土结构试验方法标准》(GB 50152—92) 极限承载力极限状

态的判定加载至跨中挠度为 100 mm (1/50 跨长) 或钢筋、钢梁某一应变达到 0.01, 受拉主钢筋处最大垂直裂缝宽度达到 1.5 mm 即停止试验。

1.3 测试内容

试验对试验过程中钢梁及混凝土主梁跨中挠度, 钢梁跨中上下翼缘应变, 端部上下翼缘应变, 钢

梁上下翼缘与混凝土主梁的相对滑移,混凝土梁跨中上下端应变,钢筋应变等进行了测试。

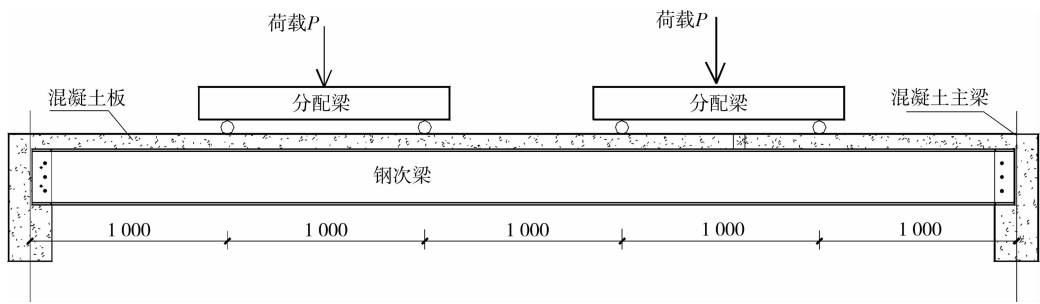


图 2 加载示意图

2 主要试验结果

2.1 裂缝的开展

SJ1:当加完第 1 级荷载(20 kN)时,楼板与混凝土梁连接处即出现细微裂缝,混凝土板力作用点板底出现细微裂缝,板面正中出现沿钢梁方向细微裂缝。当荷载 P 加到 30 kN 时,混凝土梁上端出现细微斜裂缝, P 加载到 200 kN 时,混凝土梁斜裂缝延伸至梁底, P 加载到 250 kN 时,主梁跨中底部出现竖向弯曲裂缝,至 P 加载到 440 kN 时混凝土主梁内侧面斜向裂缝宽度大于 1.5 mm,停止试验。

SJ2:第 1 级荷载后楼板与混凝土梁连接处即出现细微裂缝。当加载至 200 kN 时,SJ2 混凝土梁内侧面出现斜向裂缝;当加载至 220 kN 时,混凝土梁底面出现弯曲裂缝,混凝土梁斜向裂缝增多;当加载至 280 kN 时,混凝土梁侧面斜向裂缝延伸至梁底;当加载至 340 kN 时,钢次梁与混凝土梁连接处部分裂缝较大,混凝土出现脱落;当加载至 540 kN 时,钢梁应变较大,钢次梁转角过大,钢次梁受弯破坏。

试验中未发现有锚筋端和无锚筋端有明显差别。

2.2 破坏状态

试件的破坏形态可能主要存在如下几种情况:I 型,混凝土梁剪切破坏,当混凝土高较小时可能发生,破坏时发生节点部分混凝土主梁发生较大的八字形斜裂缝,箍筋屈服;II 型,钢梁的受弯破坏,当混凝土梁高较大时可能发生,破坏时节点钢梁发生较大转动,跨中挠度较大,钢梁屈服,变形过大或失稳破坏。典型破坏状态如图 3 所示。

2.3 跨中挠度-荷载曲线

试件 SJ1、SJ2 跨中荷载位移曲线如图 5 所示。SJ1 挠度相对较大主要是由于节点破坏的原因,由于混凝土主梁剪切和扭转造成节点的转动和竖向位移的增加,导致 SJ1 节点的承载力的降低和刚度的减小。



(a)混凝土梁剪切破坏(I型)



(b)钢次梁受弯破坏(II型)

图 3 典型破坏状态

2.4 主要试验结果

该试验主要结果如表 2 所示,文中所有表格和图形荷载皆表示加载装置中 1 个千斤顶的荷载,即图 2 中的荷载 P 。其中屈服荷载由跨中荷载-位移曲线的“走平段”来判断,承载能力极限荷载为钢次梁挠度达到 100 mm($L/50$)、钢次梁或钢筋应变达到 0.01 或受拉主钢筋处最大垂直裂缝宽度达到 1.5 mm 中的较小值;正常使用极限荷载根据《组合结构设计规范》(JGJ 138—2010)(J130—2010)征求意见稿组合梁变形要求,取钢次梁挠度达 25 mm ($L/200$)时的荷载。由表 2 可知,SJ2 力学性能优于 SJ1 力学性能。

表 2 主要试验结果

	SJ1	SJ2
开裂荷载/kN	20	20
首条裂缝位置	板与梁交接处	板与梁交接处
屈服荷载	400	450
承载能力极限荷载/kN	440	540
正常使用极限荷载/kN	390	430
破坏状态	I 型	II 型
钢次梁端部承担 弯矩/(kN·m)	有锚筋 61.3 无锚筋 58.71	有锚筋 62.3 无锚筋 56.8

3 有限元分析模型

采用通用有限元软件 ABAQUS 来模拟试件的力学性能。

3.1 材料本构关系模型

有限元分析材性特性采用试验结果,钢梁弹性模量取 2.06×10^5 MPa,泊松比取 0.3,屈服强度采取 350 MPa,极限强度 380 MPa。钢筋弹性模量取 1.90×10^5 MPa,泊松比取 0.3,屈服强度采取 352 MPa,极限强度 380 MPa。混凝土初始弹性模量采取 2.35×10^4 MPa,混凝土的极限抗压强度 21.5 MPa,泊松比取 0.1667。建模时钢材采用双斜线模型,钢筋采用两节点线性三维桁架单元 (T3D2),钢梁和混凝土采用八节点减缩积分单元格式的三维实体单元 (C3D8R),其非线性性质采用 ABAQUS 中的 Concrete Plastic Damage 模型进行模拟,该模型基于拉压各向同性塑性的连续性损伤模型,可较好表达混凝土的非线性。

3.2 钢材与混凝土的接触

钢筋采用桁架单元,用 ABAQUS 中的 Interaction 中的 embed 方式处理。本文模拟的关键在于处理型钢和混凝土之间的粘结滑移。对于型钢与混凝土的粘结滑移,已有的研究多采取弹簧单元模拟两者之间的非线性关系^[16-17]。由于型钢与混凝土的粘结滑移主要有化学粘结力,摩擦力,机械咬合力组成,在型钢与混凝土相互作用前期主要是化学粘结力作用,后期摩擦力和机械咬合力将作为主要的部分。考虑到摩擦力与型钢与混凝土之间的接触和压力有直接的关系,因此本文采用 ABAQUS 中的接触模型来考虑两者之间的法向应力与切向摩擦力。本文利用摩擦中的罚函数来模拟型钢与混凝土的相互作用。

3.3 抗剪键的设置

利用弹簧单元模拟抗剪键。在试验中靠近钢梁端部,钢梁与其上的混凝土板脱开,故抗剪键的模拟

包括 2 个方向,抗剪键的轴线和切向。

3.4 模型的建立

以便于快速计算采取 1/4 模型,为方便接触分析,钢梁与混凝土网格划分一致,整体模型如图 4 所示。

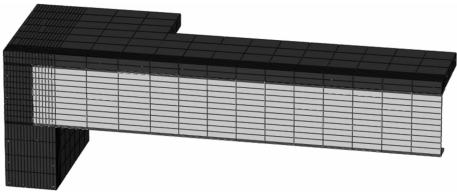


图 4 有限元模型

3.5 与试验的对比

以跨中荷载-挠度曲线为主要控制对象,试验值与计算值对比如图 5 所示。

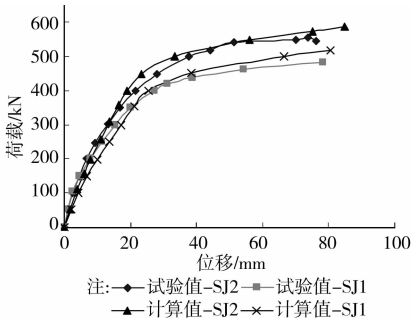


图 5 SJ1、SJ2 跨中荷载-位移曲线的试验与模拟对比

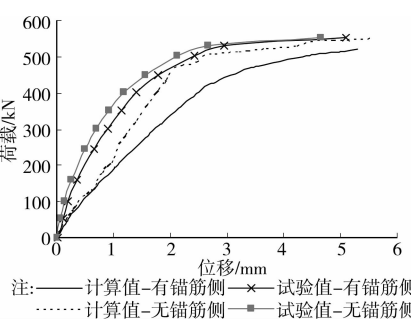


图 6 SJ2 钢梁端部上翼缘与混凝土主梁的相对滑移

SJ2 的破坏特点之一为节点区钢梁与混凝土之间的明显的滑移。有限元模型通过在 ABAQUS 中设置接触与摩擦来模拟这种情况。钢梁端部上翼缘与混凝土主梁的相对滑移的试验与模拟数据如图 6 所示。如图 5 和图 6 所示,试验构件的跨中挠度、节点区的端部转角的模拟值和计算值均比较接近,表明有限元模型是可信的。

4 有限元参数分析

4.1 混凝土梁高的影响

在试验中 SJ1、SJ2 破坏状态分别为混凝土主梁剪切破坏和钢梁受弯破坏。为了模拟 2 种破坏状态

的临界值,模拟混凝土梁高为 600、700、800、900 mm 4 种工况。模拟荷载-跨中位移曲线如图 7 所示。

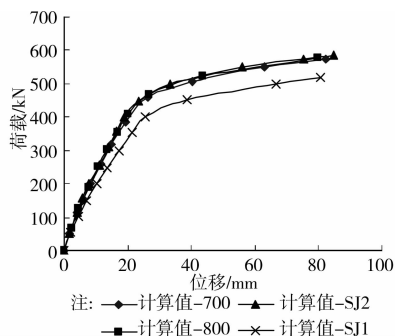


图 7 不同梁高跨中荷载-位移曲线

从图 7 中可以看到 2 种破坏状态的临界值介于 600~700 mm 之间,当混凝土梁高大于 700 mm 时梁高对结构性能影响不大。

4.2 抗剪键的影响

模拟抗剪键直径为 12、16 mm 及无抗剪键工况,结果如图 8 所示。结果表明,抗剪键对结构影响较明显,建议在设计中采用 16 及以上的钢筋作为抗剪键。

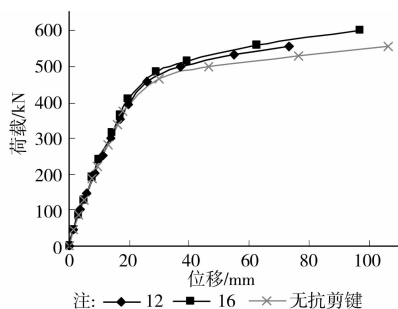


图 8 不同抗剪键跨中荷载-位移曲线

4.3 楼板厚度的影响

为模拟楼板对结构的影响,模拟了板厚为 80、40 mm 及无板 3 种工况,结果如图 9 所示,结果表明板厚对该结构的影响较大。在有抗剪键的情况下,楼板与型钢次梁整体工作,对结构整体承载力影响很大。

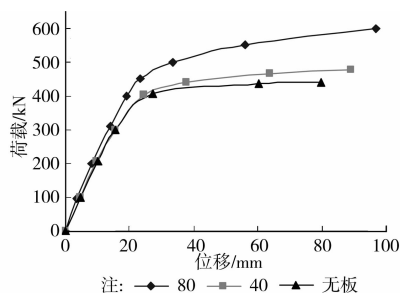


图 9 不同板厚跨中荷载-位移曲线

4.4 锚筋影响

为模拟锚筋的影响,模拟了锚筋直径 14、12、8 mm 及无锚筋 4 种工况,结果如图 10 所示,结果表明锚筋对结构的静力性能影响不大。锚筋的连接位置位于钢梁中部对抗弯约束不大,其次锚筋的受力方向与钢梁应力方向垂直,难以发挥作用。在结构设计中建议不必考虑锚筋的作用,仅作为构造措施。

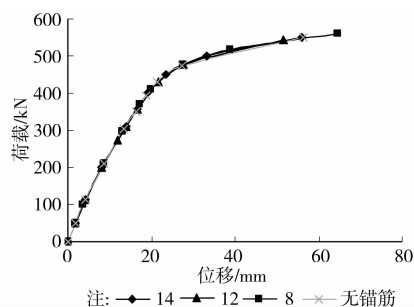


图 10 不同锚筋跨中荷载-位移曲线

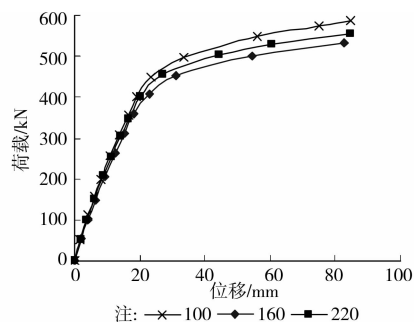


图 11 不同端部翼缘宽度跨中挠度-荷载曲线

4.5 插入端翼缘宽度的影响

插入端宽度对梁承载力影响如图 11 所示,结果表明端部宽度对梁承载力有一定影响,并没有出现明显规律,其原因一方面当插入端尺寸较大时能增加接触面积,另一方面由于插入端尺寸较大时可能导致混凝土梁出现薄弱部位易于开裂。为便于箍筋的布置,建议实际工程中采用缩进的端部。

5 结论

对一种新型组合结构节点,即型钢直接插入混凝土框架梁中的钢次梁节点进行了试验研究,并利用有限元软件对其进行了参数分析,可得出如下结论:

- 1) 试验表明,该结构形式主要破坏形式有如下两种:发生在混凝土主梁上的剪切破坏及钢次梁受弯破坏。
- 2) SJ1、SJ2 钢次梁端部钢梁的约束弯矩都大约为 60 kN·m,但从破坏状态、极限荷载等方面来看

SJ2 力学性能明显优于 SJ1 力学性能。

3) 模拟值与试验值的对比表明, 笔者采取的模拟方法能较好地反映结构的力学状况。

4) 用有限元对该结构的参数分析表明: a) 混凝土梁高较小时发生 I 型破坏, 梁高较大时发生 II 型破坏, 当发生 II 型破坏时混凝土梁高对其性能影响不大; b) 抗剪键和楼板厚度对节点的力学性能影响较大, 抗剪键和楼板能较明显地提高构件承载力; c) 钢梁端部的垂直锚筋对节点力学性能影响不明显, 建议作为构造措施考虑; d) 钢次梁端部翼缘宽度为结构承载力有一定的影响。

参考文献:

- [1] Johnson R P. Composite structures of steel and concrete, volume1-beams, slabs, columns and frames for building [M]. 2nd Ed. Oxford: Blackwell Scientific, 1994
- [2] ASCE. Construction considerations for composite steel-and-concrete floor systems [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(9): 1099-1110.
- [3] 聂建国. 钢-混凝土组合梁结构: 试验、理论与应用 [M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- [4] Zhao G Z, Li A. Numerical study of a bonded steel and concrete composite beam [J]. Computers and Structures, 2008, 86(19-20): 1830-1838.
- [5] Di S L, Pecce M R, Fabbrocino G, et al. Inelastic response of composite steel and concrete base column connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(6): 819-832.
- [6] Sun S S, Zhao J H, Wei X Y, et al. Ultimate bearing capacity research on the steel tube composite column filled with steel reinforced concrete [J]. Advanced Materials Research, 2011, 163-167: 2106-2111.
- [7] Kyung J S, Young J K, Young S O. Seismic behaviour of composite concrete-filled tube column-to-beam moment connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(1): 118-127
- [8] Shiekh T M, Deierlir G G. Beam-column moment connection for composite frame [J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(11): 2858-2875.
- [9] 日本钢结构协会著. 钢结构技术总览 [建筑篇] [M]. 陈以一, 傅功义译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [10] The ASCE task committee on design criteria for composite structures in steel and concrete, guidelines for design of joints between steel beam and reinforced concrete columns [J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(8): 2330-2375.
- [11] 陈林. 钢-混凝土组合梁与钢筋混凝土柱节点设计方法的试验研究 [D]. 南京: 东南大学, 2003.
- [12] Li X, Xiao Y. Experimental evaluation of steel beam bolted to reinforced concrete column connections [J]. Key Engineering Materials, 2009, 400-402: 311-319
- [13] 赵作周, 钱稼茹, 杨学武, 等. 钢梁-钢筋混凝土柱连接节点试验研究 [J]. 建筑结构, 2006, 36(8): 69-74. ZHAO Zuozhou, QIAN Jiaru, YANG Xuewu, et al. Experiment study on behavior of reinforced concrete column-steel beam subassemblies [J]. Building structure, 2006, 36 (8): 69-74.
- [14] 周军海. 钢梁埋入长度对钢-砼组合连梁与砼剪力墙节点承载力影响的试验研究与分析 [D]. 长沙: 中南大学, 2007.
- [15] 杨清发, 秦文科, 周剑波. 单边钢次梁与混凝土主梁插入式连接节点的试验研究 [J]. 土木工程与管理学报, 2011, 28(1): 53-58. YANG Qingfa, QIN Wenke, ZHOU Jianbo. Experimental study on the joint connection of unilateral steel timbers inserted into the concrete girder [J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2011, 28(1): 53-58.
- [16] 杨勇. 型钢混凝土粘结滑移基本理论及应用研究 [D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2003.
- [17] 刘福生. 型钢混凝土粘结滑移性能的数值模拟 [D]. 杭州: 浙江大学, 2007.

(编辑 胡 玲)