

# 装配式端板连接钢筋混凝土梁柱框架受力性能分析

鲁万卿<sup>1</sup>, 田为<sup>1</sup>, 李正英<sup>2</sup>, 刘红军<sup>2</sup>

1. 中建七局西南建设有限责任公司, 重庆 400045

2. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045

DOI:10.61369/ME.2025120029

**摘 要：** 本研究针对低多层装配式建筑，提出了一种采用高强螺栓连接端板组件与预制梁柱的全装配式框架体系。通过系统的推覆分析，获得了结构的荷载-位移响应规律，揭示了其塑性损伤演化过程与塑性铰形成机制。通过与现浇框架的对比分析表明：该装配式框架在极限状态下通过梁端端板塑性变形与柱脚区域破坏共同形成耗能机制。虽然其极限承载力和初始刚度均低于现浇框架，但表现出更优异的延性性能。

**关 键 词：** 端板连接；钢筋混凝土；装配式框架；受力性能；有限元分析

## Analysis of the Mechanical Performance of Prefabricated end Slab Connected Reinforced Concrete Beam-Column Frames

Lu Wanqing<sup>1</sup>, Tian Wei<sup>1</sup>, Li Zhengying<sup>2</sup>, Liu Hongjun<sup>2</sup>

1. China Construction Seventh Engineering Division Southwest Construction Co., LTD., Chongqing 400045

2. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045

**Abstract：** This study proposes a fully prefabricated frame system for low and multi-story prefabricated buildings, which uses high-strength bolts to connect end plate components with prefabricated beams and columns. Through systematic overlay analysis, the load-displacement response law of the structure was obtained, revealing its plastic damage evolution process and the formation mechanism of plastic hinges. The comparative analysis with the cast-in-place frame shows that the prefabricated frame forms an energy dissipation mechanism through the plastic deformation of the end plates at the beam ends and the failure in the column base area under the limit state. Although its ultimate bearing capacity and initial stiffness are both lower than those of cast-in-place frames, it exhibits superior ductility performance.

**Keywords：** end plate connection; reinforced concrete; prefabricated frame; force performance; finite element analysis

## 引言

装配式半刚性框架在试验研究方面，Low和Tadros等<sup>[1]</sup>针对六层预制混凝土框架，通过拟静力试验和地震响应分析指出，该体系不仅能达到与现浇框架相当的抗震性能，还展现出更好的延性与耗能能力。Nakaki和Stanton<sup>[2]</sup>基于五层预应力框架缩尺模型，提出了预应力抗震系统的设计指南。Elnashai和Elghazouli<sup>[3]</sup>对比了螺栓半刚性连接与刚性连接在地震下的响应，表明螺栓连接具备良好延性和滞回性能。Rahman<sup>[4]</sup>等采用基于性能的评估方法，研究了混合结构框架，指出其在超烈度地震下仍可满足位移限值要求。Nader<sup>[5]</sup>与Reyes Salazar<sup>[4]</sup>分别研究了连接刚度对钢框架抗震性能的影响，发现半刚性连接在整体延性和抗侧刚度方面表现良好，且当梁线刚度与节点刚度比  $T \approx 1$  时抗震性能较优。国内王贾鑫<sup>[6]</sup>、黄远<sup>[7]</sup>等通过足尺或缩尺试验，验证了该类框架具有良好的滞回性能与延性，其中黄远提出的梁端套管构造可有效提高塑性铰长度与变形能力。

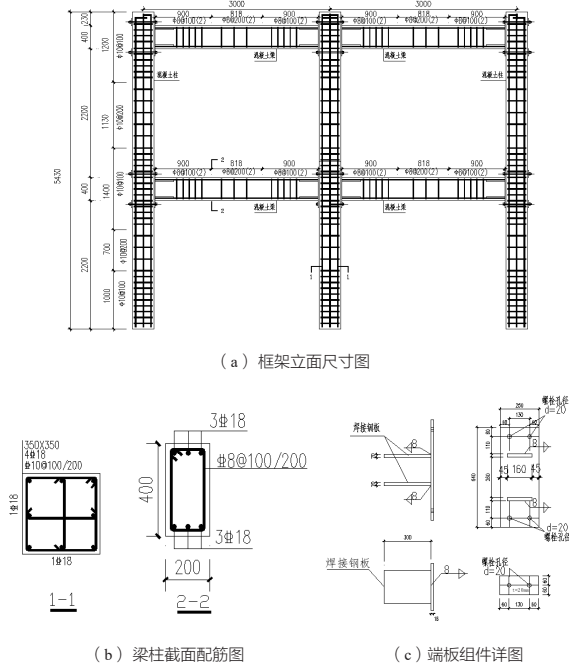
在理论研究方面，Lightfoot<sup>[8]</sup>与Goto<sup>[9]</sup>等通过修正单元刚度矩阵，分别实现了对节点转动刚度及非线性行为的模拟。刘小强<sup>[10]</sup>等提出了正常使用状态下梁线刚度与节点刚度比的范围。程睿<sup>[11]</sup>基于最小势能原理，推导出用于二阶弹性分析的刚度矩阵，指出半刚性连接会增大水平位移与节点转角。周瑞忠<sup>[12]</sup>等采用弧长法处理双重非线性问题，表明半刚性连接使水平位移增加19%~35%，并引起内力重分布。李国华<sup>[13]</sup>等通过非线性分析指出，半刚性连接对轴力与剪力影响较小，但会显著调整弯矩分布。吴兆旗<sup>[14]</sup>等建立三维有限元模型，发现加劲肋可提高节点初始刚度，而过早的螺栓塑性变形可能导致脆性破坏。

综上所述，不同节点形式显著影响结构受力机制，因此需结合节点特性进一步深入研究装配式半刚性框架的整体性能。本文通过有限元方法系统分析了装配式端板连接框架的抗震性能，明确了框架的破坏模式与荷载-位移响应规律。

# 一、有限元分析模型建立

## (一) 框架设计参数

基于端板连接节点方案，建立了两层两跨半刚性框架模型示于图1。



## (二) 材料力学性能

为精确模拟混凝土在低周往复荷载下的非线性行为，本研究采用由 Lubliner 与 Lee 等学者提出的塑性损伤本构模型<sup>[15]–[17]</sup>。该模型通过有效区分材料的拉、压力学特性，能够准确表征混凝土在循环荷载下的刚度退化与能量耗散等复杂响应。钢材采用随动强化模型，箍筋采用 HPB300 级，纵筋采用 HRB400 级，其弹性模量均依据规范确定，泊松比统一取 0.3，屈服强度分别设定为 270 MPa 与 360 MPa。

## (三) 单元类型及网格划分

钢筋使用 T3D2 桁架单元，其他构件采用 C3D8R 实体单元。网格进行差异化划分（图2），主体混凝土为 50mm，螺栓孔周围加密至 10mm，端板为 20mm，高强螺栓为 10mm，钢筋网格与混凝土保持一致（50mm）。

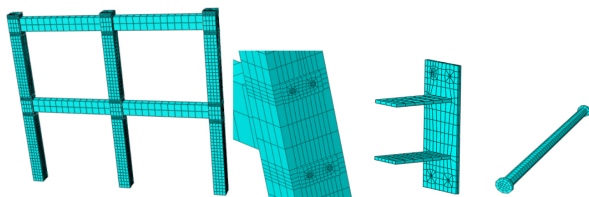


图2 节点及连接件网格划分图

# 二、装配式端板连接钢筋混凝土梁柱框架有限元分析

## (一) 装配式混凝土框架的推覆分析

### 1. 加载设置

本框架分析通过四个荷载步模拟结构受力全过程（图3）。首

先，在初始分析步中对高强螺栓施加 50% 的目标预紧力（0.5P），以建立接触面间的稳定压力；随后在第二分析步中施加预紧力；第三分析步通过在梁体表面施加均布荷载，模拟楼面荷载的传递机制；最后在第四分析步中按既定比例分级施加侧向荷载，系统评估结构在复合受力状态下的力学性能。

### 2. 基底剪力与顶点位移关系

图3为了静力推覆分析所得到的基底剪力-顶点位移关系曲线。由于采用力控制加载方式，曲线未呈现明显下降段，故将位移显著增大而承载力无法继续提升的状态定义为结构极限状态。

分析表明，在加载初期，结构处于线性阶段；当位移达到 9mm 时，斜率减小，结构出现刚度退化；位移超过 120mm 后，基底剪力趋于稳定。框架的屈服位移为 53.9mm，屈服荷载为 148.6kN；峰值位移为 188.5mm，相应峰值荷载为 191.9kN。计算得到结构的延性系数为 3.5，该框架具有良好的延性性能。

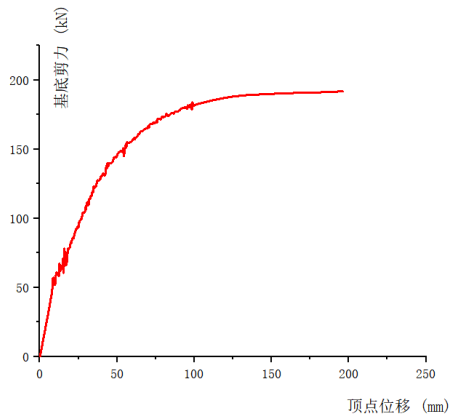


图3 框架结构推覆曲线

### 3. 框架的损伤与塑性铰分布

图4展示了框架在极限状态下的整体变形形态，图5则通过损伤因子与最大塑性应变云图分别呈现了混凝土的破坏模式与裂缝开展情况。分析可见，塑性受拉损伤主要集中于梁柱构件受拉侧，多处损伤因子超过 0.9；尽管柱身损伤区域分布较广，整体受压损伤程度较轻。进一步结合图 5(c) 可知，混凝土裂缝明显集中于柱脚及中柱顶层节点受拉区。

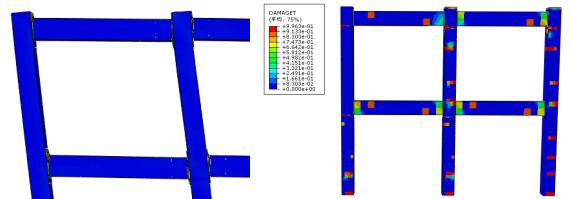
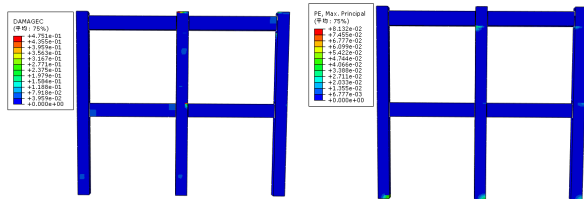


图4 框架变形图

(a) 混凝土受拉损伤



(b) 混凝土受

(c) 混凝土最大主拉塑性应变损伤

图5 试验节点混凝土破坏形态对比

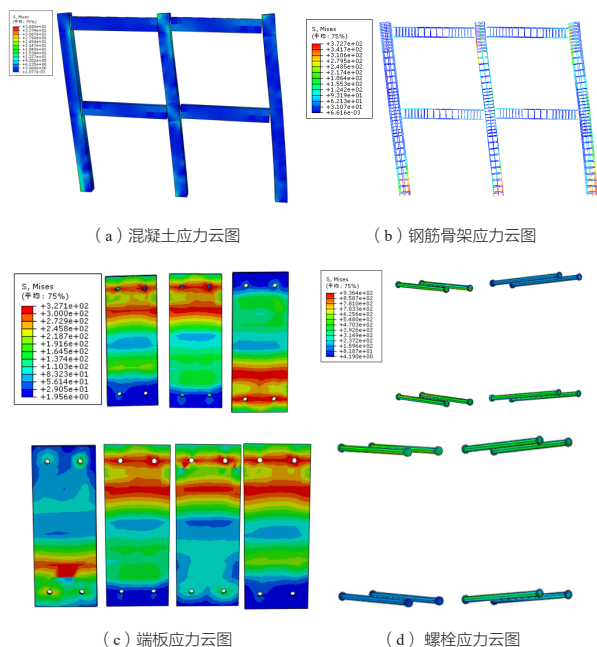


图6 框架结构 Mises 应力云图

图6展示了框架关键构件的应力分布。结果显示，混凝土应力集中于节点区及柱脚部位，钢筋在柱脚及中柱顶端均已屈服。图6(d)显示螺栓受拉侧应力显著提升而受压侧降低，这是由混凝土与钢板变形引起预紧力损失所致。值得注意的是，中间节点变形时上下排螺栓均受拉，但所有螺栓在整个过程中均保持弹性状态。图7记录了塑性铰的完整发展过程：始于底层右边梁左端，随后依次扩展至各梁端，最终在三个柱脚形成，导致结构体系完全失效。图8中当顶点位移48.6mm时形成塑性铰，基底剪力为144.5kN。当位移增至57.5mm时（图9），柱脚受拉区钢筋首次屈服，基底剪力上升至153.3kN。

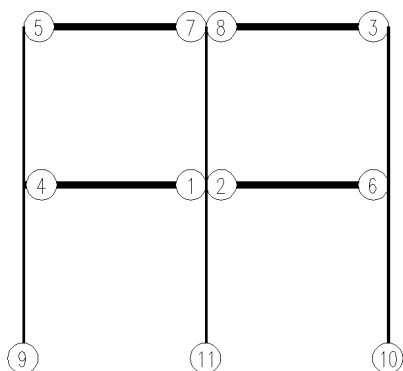


图7 框架结构塑性铰分布

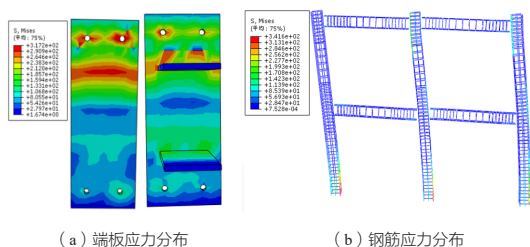


图8  $\Delta=45.6\text{mm}$ 时端板和钢筋的应力分布

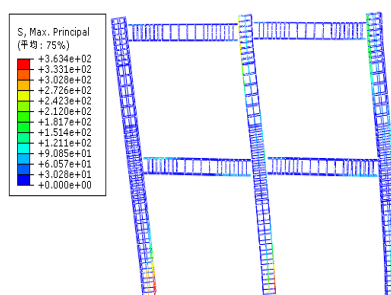


图9  $\Delta=57.5\text{mm}$ 时钢筋的应力分布

## (二) 装配式有限元模型与现浇有限元模型的对比

本节通过建立现浇框架有限元模型（图10），系统研究节点连接形式（现浇与装配式）对框架受力性能、滞回特性及塑性铰形成规律的影响。研究在保持其他参数一致的条件下，重点分析节点连接形式作用机制。

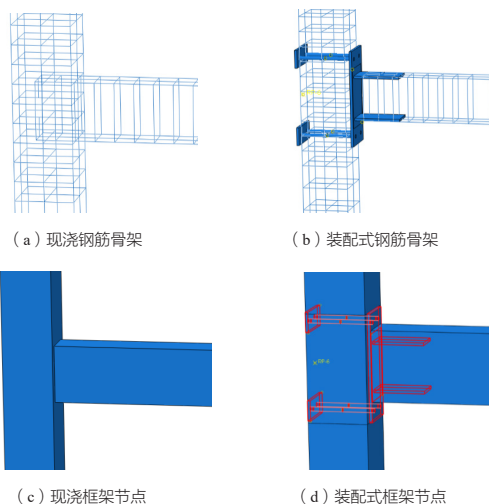


图10 现浇框架有限元建模对比

### 1. 滞回曲线与延性对比

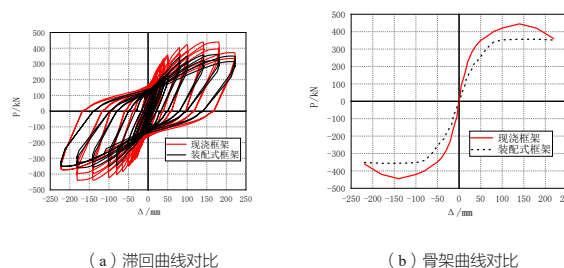


图11对比现浇与装配式框架的滞回性能与骨架曲线。两种框架在加载初期均呈现狭窄滞回环，随位移增大滞回环面积显著扩展，最终均形成饱满的滞回曲线，显示出良好的耗能能力。现浇框架在承载力与初始刚度方面均优于装配式框架，具体性能参数见表1。其弹性阶段曲线斜率较大，临近屈服时刚度逐渐退化，下降段呈现典型的“S”形特征，承载力衰减较快。相比之下，装配式框架的荷载-位移曲线呈反“Z”形，具有更长的水平段，表现出更优越的延性性能。节点转动能力导致刚度降低，梁柱相对转动削弱了承载能力，连接柔性的增大加剧了侧移并强化了二阶效应的不利影响。现浇框架延性系数为2.34，而装配式框架达到2.63，

表名后者在延性性能更好。

表1 现浇框架力学性能对比						
荷载 (kN)	屈服点			峰值点		
	装配式 试验	装配式 模拟	现浇模 拟	装配式 试验	装配式 模拟	现浇模 拟
	279.64	268.25	412.51	362	354.7	443.49
位移 (mm)	75.63	83.49	93.69	160.75	166.3	138.7

注：试验屈服点与峰值点均采用正反方向上的平均值。

## 2. 框架破坏机制对比

图12对比展示了现浇与装配式框架在极限状态下的钢筋应力分布特征。现浇框架的钢筋应力在梁柱节点区及柱脚集中，均达到屈服应力。与之相比，装配式框架的高应力区主要出现在梁端连接区域与柱脚部位，其节点区的柱内钢筋在极限状态下仍保持弹性工作状态。这一差异主要源于装配式节点半刚性连接特性所允许的梁柱相对转动，有效降低了节点区柱内钢筋的应力水平。

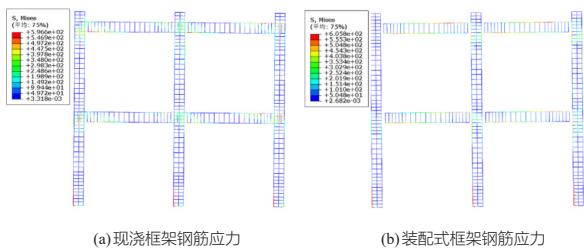


图12 钢筋 Mises 应力云图

图13进一步对比了两类框架的混凝土最大主拉塑性应变分布，该指标直观反映了结构在荷载作用下的裂缝发展规律。现浇框架的混凝土裂缝主要分布于梁柱节点核心区及柱脚受拉侧，而装配式框架的裂缝则集中于柱脚受拉区、梁端区域及节点区柱身两侧。这种分布差异源于端板连接体系特有的受力机理：通过在受拉翼缘处形成塑性铰并绕受压侧螺栓转动，该体系改变了结构的传力路径，最终导致柱体在螺栓连接区域产生明显受拉裂缝，体现了装配式节点特有的塑性损伤演化模式；相比之下，现浇框架的刚性节点限制了构件间的相对转动，使其损伤主要集中在节点核心区区内。

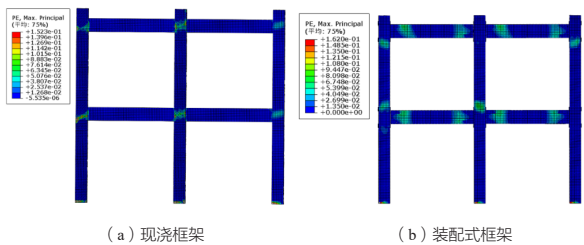


图13 混凝土最大主拉塑性应变

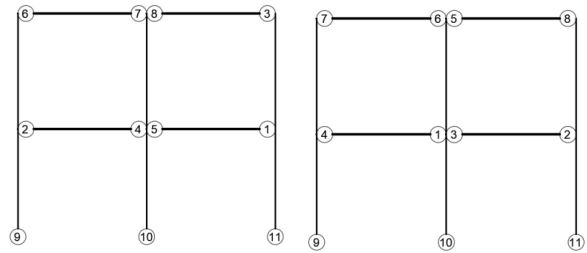


图14 框架塑性铰出现顺序

图14为两种结构体系的塑性铰发展规律。现浇框架的塑性铰首先在一层右侧节点形成，随后依次在一层左侧节点、二层右侧节点、一层中间节点左侧、一层中间节点右侧、二层左侧节点、二层中间节点左侧、二层中间节点右侧发展，最终在左侧柱脚、中间柱脚和右侧柱脚相继形成。相比之下，装配式框架的塑性铰发展呈现更为有序的模式：始于一层的中间节点左侧，随后扩展至同层的右侧节点、中间节点右侧及左侧节点，继而向上层发展，依次在二层中间节点右侧、中间节点左侧、左侧节点及右侧节点形成，最后同样在三个柱脚位置完成塑性铰的分布。

分析表明，装配式框架展现出明确的分层发展特征：首层所有梁端连接件均形成塑性铰后，上层连接件才开始屈服，最终柱脚出现塑性铰。相比之下，现浇框架总体上遵循自下而上的发展规律，仅二层右侧节点（远离加载点）先于部分首层节点形成塑性铰。值得注意的是，两种体系的初始塑性铰均集中出现在首层右侧及中间节点区域。

两种框架均遵循“梁端→柱脚”的合理破坏序列，但塑性铰区存在本质差异：现浇框架的塑性铰直接形成于梁端，而装配式框架则产生于端板连接区域。这种差异使得装配式框架能够通过端板变形与节点转动实现更优的能量耗散，从而展现出更卓越的延性性能。值得强调的是，两种结构均实现了理想的梁铰破坏机制，有效避免了柱构件的提前破坏，证明了其破坏模式的合理性（图14）。

## 三、结论

本文建立了双层双跨装配式端板连接混凝土框架的精细化数值模型，并采用相同参数构建了现浇框架对比模型，主要结论如下：

1. 半刚性连接框架的荷载-位移曲线呈现典型的反Z形特征，其损伤演化过程表现为梁端端板率先屈服形成塑性铰，随后柱脚区域产生塑性发展，且柱端塑性铰的形成时序始终滞后于梁端构件，证明该结构体系具备良好的能量耗散机制与抗倾覆能力。

2.在相同设计条件下,装配式框架虽在承载力与刚度上低于现浇框架,但其延性性能显著更优,具备更好的变形能力。从破坏机制来看,装配式框架的塑性铰集中产生于端板连接区域,而现浇框架则直接形成于梁端截面。得益于半刚性连接的转动特性,装配式框架在峰值荷载作用下节点区柱构件裂缝分布范围减

少约35%,且柱筋始终保持弹性工作状态。

3.两种框架均遵循“梁端→柱脚”的合理塑性铰发展路径。装配式框架通过端板变形与节点转动实现能量耗散,其层间位移角达到1/30时仍保持稳定承载。

## 参考文献

- [1] Low S G, Tadros M K, Nijhawan J C. Minimization of Floor Thickness in Precast Prestressed Concrete Multistory Buildings[J]. Pci Journal, 1991, 36(4): 74-93.
- [2] Nakaki S D, Stanton J F, Sritharan S S. Overview of the PRESS five-story precast test building[J]. Pci Journal, 1999, 44(2): 26-39.
- [3] Elnashai A S, Elghazouli A Y, Denesh-Ashtiani F A. Response of Semirigid Steel Frames to Cyclic and Earthquake Loads[J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(8): 857-867.
- [4] Rahman M A, Sritharan S. An evaluation of force-based design vs. direct displacement-based design of jointed precast post-tensioned wall systems[J]. 2006, 5(002): 285-296.
- [5] Nader M N, Astaneh-Asl A. Shaking Table Tests of Rigid, Semirigid, and Flexible Steel Frames[J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(6): 589-596.
- [6] 王静峰, 王贾鑫, 王冬花, 等. 半刚性钢管混凝土框架抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2015.
- [7] 黄远, 张锐, 朱正庚, 等. 现浇柱预制梁混凝土框架结构抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2015(1).
- [8] Lightfoot, Edgar. Moment distribution : A Rapid Method of Analysis for Rigid-Jointed structures[M]. Moment distribution : A Rapid Method of Analysis for Rigid-Jointed Structures, 1961.
- [9] Y., Goto, And, et al. On the computer-based design analysis for the flexibly jointed frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1987.
- [10] 刘小强, 吴惠弼. 半刚性连接钢框架位移和内力的计算 [J]. 土木建筑与环境工程, 1993(2): 46-55.
- [11] 程睿. 半刚性连接钢框架的有限元分析及近似计算方法 [D]. 重庆大学, 2002.
- [12] 周瑞忠, 尹志刚. 半刚性连接框架的变形和内力 [J]. 土木工程学报, 2005, 38(2): 5.
- [13] 李国华, 申林, 顾强. 半刚性连接钢框架非线性有限元分析 [J]. 武汉理工大学学报, 2007, 29(2): 4.
- [14] 吴兆旗, 张素梅, 姜绍飞. 梁柱外伸端板连接弯矩——转角性能有限元分析 [J]. 应用基础与工程科学学报, 2010, 18(6): 922-932.
- [15] 吴兆旗, 张素梅, 姜绍飞. 梁柱外伸端板连接弯矩——转角性能有限元分析 [J]. 应用基础与工程科学学报, 2010, 18(6): 922-932. 江见鲸, 陆新征, 叶列平. 混凝土结构有限元分析 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2013.
- [16] Faella C, Piluso V, Rizzano g. Structural steel semi rigid connections: theory, design, and software IM. CRC press, 1999.
- [17] 黄频. 端板螺栓连接钢—混凝土组合节点试验及力学性能研究 [D]. 湖南大学, 2011.