

文章编号: 1000-4750(2017)Suppl-0038-11

基于数值子结构方法的 低延性 RC 框架结构抗震性能精细化分析

张沛洲¹, 孙宝印¹, 古 泉², 欧进萍^{1,3}

(1. 大连理工大学建设工程学部, 辽宁, 大连 116024; 2. 厦门大学建筑与土木学院, 福建, 厦门 361005;

3. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 黑龙江, 哈尔滨 150090)

摘 要: 该文以钢筋混凝土低延性框架结构为分析对象, 总结该类结构及相关构件数值分析研究现状; 基于桁架模型研究柱及节点组合体等关键构件的精细模型化思路与方法, 并分别采用试验予以验证; 以此为基础, 借助在 OpenSees 软件中开发的数值子结构方法及平台, 以汶川地震中严重受损的多层钢筋混凝土框架结构为对象建立精细化数值子结构模型, 通过局部构件的精细分析研究其在强震作用下的抗震性能及失效模式。经该文研究表明采用桁架模型建立易于发生脆性破坏的柱及节点组合体等关键构件的精细化模型合理且准确; 选择数值稳定且更适用的精细化模型与数值子结构平台分析涉及不同类型且易发生脆性破坏的低延性结构更具优势; 针对低延性框架, 不宜采用位移角限值作为结构性能评估的唯一判断依据, 在分析中需考虑未达到目标位移前结构可能发生的脆性破坏模式。

关键词: 钢筋混凝土框架结构; 数值子结构; 低延性; 精细化分析; 桁架模型; 剪切破坏

中图分类号: TU375.4; TU352.11 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.04.S018

REFINED ASEISMIC ANALYSIS OF LOW-DUCTILITY RC FRAME BUILDING BASED ON NUMERICAL SUBSTRUCTURE METHOD

ZHANG Pei-zhou¹, SUN Bao-yin¹, GU Quan², OU Jin-ping^{1,3}

(1. Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China;

2. School of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen, Fujian 361005, China;

3. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin, Heilongjiang 150090, China)

Abstract: This paper firstly provides a short summary on the current research status on the numerical studying of low-ductility reinforced concrete (RC) frames and their related components, such as columns and joint subassemblages. Then detailed numerical modeling approaches of these key components using a truss model are provided and evaluated using several experiments. Finally, a numerical substructure method (NSM) developed in OpenSees is employed to build the detailed substructure model for analyzing a damaged RC frame subjected to Wenchuan Earthquake, and its aseismic performance and failure mode are studied in a detailed way according to the local performance. This study indicates that: the truss model performs well in simulating the nonlinear behaviors of columns and joints, especially to predict the brittle failures; numerical substructure method has great advantages, such as good numerical stability and applicable refined models, to study the performance of low-ductility RC structures; from the analytical results of damaged RC frame, it can be found that displacement or

收稿日期: 2016-04-07; 修改日期: 2017-01-04

基金项目: 国家自然科学基金项目(51261120376, 91315301-12)

通讯作者: 欧进萍(1959), 男, 湖南人, 教授, 博士, 院士, 从事结构监测、控制与防灾减灾领域的研究(E-mail: oujinpings@dlut.edu.cn).

作者简介: 张沛洲(1987), 男, 宁夏人, 博士生, 从事建筑结构抗震性能分析(E-mail: zpz_87@163.com);

孙宝印(1989), 男, 安徽人, 博士生, 从事建筑结构非线性分析(E-mail: baoyin_sun@126.com);

古 泉(1974), 男, 新疆人, 教授, 博士, 从事结构可靠度、土结相互作用及高层和桥梁抗震分析(E-mail: quangu@xmu.edu.cn).

inter-story drift should not be the only criterion to evaluate the low-ductility structures, and instead the possible brittle failures must be considered in the aseismic analysis.

Key words: RC frame structures; NSM; low-ductility; refined analysis; truss model; shear failure

国内外大量研究表明^[1-3]既有结构中抗震设防水平较低,抗震构造措施设置不足的这类钢筋混凝土框架结构已成为城市工程结构抗震的薄弱环节,表现为延性低、耗能差,在地震作用下极易发生脆性破坏,因此是结构抗震分析与研究的重点对象。

1 低延性框架结构研究概况

当前已有众多学者针对此类结构中无延性或低延性的钢筋混凝土框架构件或结构展开一系列试验与数值模拟研究。针对配箍率较低的柱构件,Elwood^[4]提出极限状态材料模型预测框架柱可能发生的剪切及轴向失效模式,Yavari等^[5]通过试验验证该方法在强梁弱柱型结构分析中的有效性。众多研究者提出很多针对梁柱节点组合体分析的模型,其中由Lowes等^[6]提出且经Mitra等^[7]修正的节点宏观单元应用广泛,该单元考虑了节点核心区剪切变形及梁筋粘结滑移的影响,Zhang等^[8]基于拉压杆理论提出较稳定且经试验验证的节点宏观模型化方法。在结构层面上,文献[9]中框架地震反应分析表明节点行为会对结构整体变形及破坏模式产生显著影响;文献[10]的振动台试验研究亦表明节点的重要性,当无约束的节点发生较大的剪切变形甚至破坏时,与之相连的柱端不再出现脆性破坏,结构的失效模式很大程度上由节点控制;文献[3,11-12]考虑节点建模针对低延性框架结构展开拟静力、动力时程等多类荷载模式下的数值分析与抗震性能评估,表明低延性结构抗震能力较新建结构要差。综上所述可知无论针对构件还是结构的研究,均一致表明易于发生脆性失效的关键构件其受力性能可能决定结构最终的失效模式,但目前已有的大量针对低延性结构的数值分析中,都未能或不易精细化考虑这些重要性构件局部损伤演化对结构整体抗震性能及失效模式的影响。因此本文以此类框架结构为对象,重点研究柱与节点等关键构件的精细模型化方法,并结合数值子结构方法(Numerical Substructure Method,简称NSM)研究关键构件局部损伤演化对低延性结构整体抗震性能的影响。

2 关键构件精细分析的模型化方法

在低延性框架结构中,易于发生脆性失效的框架柱与梁柱节点组合体是本文研究的关键构件。针对框架柱的剪切失效分析:目前最简单且常用的模型是在柱端预设剪切铰或弯剪铰^[4,13],通过试验手段或经验公式确定铰属性用于考虑柱剪切破坏时其刚度与强度的退化效应;若需更精细的分析,非线性有限元实体模型是较常见的选择,但考虑到其计算耗时且收敛性差,不易用于整体结构的精细分析;桁架模型(truss-based model,简称TBM)能较好平衡计算效率与精度之间的矛盾,不少研究者已基于该模型分析平面或空间柱构件取得较好的模拟结果^[14-15],但对于柱构件剪切失效的分析精度仍存在不足,Moharrami等^[16]在Lu等^[17]提出的梁-杆模型(Beam-Truss Model,简称BTM)分析思路基础上结合桁架模型,可较准确刻画柱构件的剪切失效,因此本文选取桁架模型作为低延性柱构件模型化方法。针对梁柱节点组合体的脆性失效分析:既有节点模型大多分为隐式和显式两类^[18],其中显式宏观模型应用广泛,尽管研究者提出很多类似的模型^[6,7,19],但均需事先为其指定性能参数,致使其应用和准确性受到限制,本文借鉴文献[16]的研究思路,将BTM理论引入梁柱节点组合体的分析,并结合桁架模型作为低延性节点的模型化方法。

2.1 基于桁架模型的精细化分析方法

传统的桁架模型^[14,20]是将连续体离散为三类桁架杆,分别为横向、竖向和斜向对称交叉杆,如图1所示,并用Truss单元采用特定的钢筋与混凝土本构关系分别模拟钢筋与混凝土行为,Lu等^[17]在此基础上提出可用于三维结构分析的模型化方法,采用纤维梁单元替代Truss模拟竖向杆,并在有限元程序OpenSees中提出并开发相应的单轴混凝土材料本构(ConcreteWbeta,如图2(a))和可记录混凝土主拉应变的特殊桁架单元(Truss2)用于模拟仅计入混凝土受压行为的斜向杆(如图2(b)),该材料模型可在结构分析过程中实时获取同区域Truss2单元记录的混凝土受拉应变 ϵ_{34} ,经图2(b)中的公式转化

为主拉应变 ε_n (或 ε_t)，并依据修正斜压场理论 (MCFT)^[21]采用经验系数 β 对混凝土受压强度 f'_c 进行折减，相应的强度折减模型如图 2(b)所示。此外，图 2(a)中未约束混凝土本构模型各特征点分别为 (ε_0, f'_c) , $(\varepsilon_u, 0)$ ，相应的约束混凝土模型增加的特征点有 $(\varepsilon_{co}, f'_{cc})$, $(\varepsilon_{cs}, f'_{cc})$ 及 $(\varepsilon_{cu}, 0)$ ，具体确定方法参见文献[17]。本文借鉴图 2 中的材料与单元，针对柱与节点组合体等平面问题采用桁架模型，斜向及横竖杆中的钢筋与混凝土材料本构与文献[17]保持一致，其中钢筋本构选取考虑包辛格效应的双线性随动强化模型(GMP)^[22]，但需注意该模型无法考虑钢筋受压屈曲效应(若需考虑该效应，可选用 OpenSees 中提供的 ReinforcingSteel 钢筋材料模型)。文献[17]针对普通剪力墙构件展开细致的分析，但考虑到低延性柱、节点与剪力墙等构件受力特征有较大区别，因此需针对这类构件在模型化方法中分别予以特别考虑，本文以柱与节点为对象做简要论述。

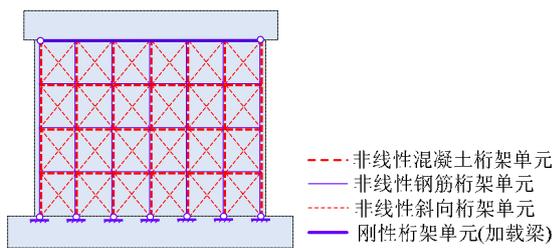


图 1 基于桁架单元的 RC 构件模型化示意图
Fig.1 Nonlinear truss model for RC members

2.2 钢筋混凝土柱构件
2.2.1 柱构件模型化思路

基于剪力墙 BTM 模型的分析思路，柱构件桁架模型将钢筋与混凝土分离并分别采用 Truss 单元模拟，如图 3 所示。与普通剪力墙有所不同，针对具有较大高宽比的柱构件需依据文献[16]确定斜向杆夹角，考虑到本文所述低延性框架结构中柱构件配箍不足(如直径小间距大)，故在分析中应计入混凝土骨料咬合效应，针对箍筋间距偏大的情况需考虑柱端纵筋受压屈曲效应，针对锚固不足等情况需依据文献[23]分析柱基础中钢筋应变渗透效应的影响，如图 3 所示，图中 s_y 为纵筋屈服时因滑移与应变渗透所产生的拔出量， L_s 为纵筋有效锚固长度。采用本文图 3 模型化方式，易于通过分离式建模引入零长度粘结单元考虑柱纵筋与混凝土间的粘结滑移，其中局部粘结滑移关系依据文献[24-25]确定。

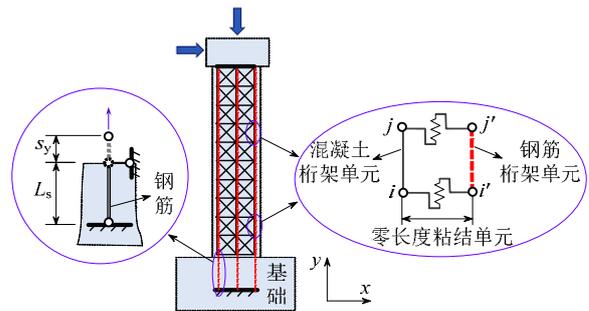
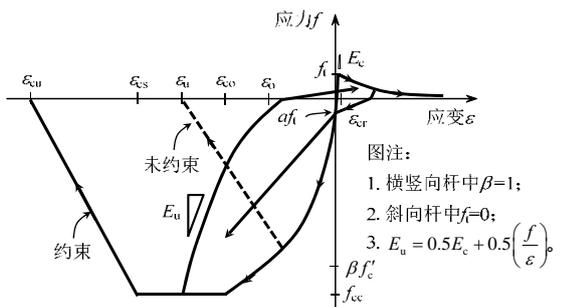


图 3 柱构件桁架模型化示意图
Fig.3 Nonlinear truss analogy for column

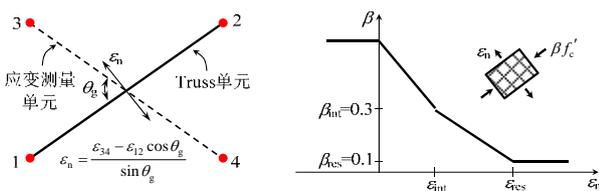
2.2.2 低延性框架振动台试验验证与分析

考虑到本节精细化模型将用于结构动力时程分析，因而选取 Wu 等^[1]开展的含有延性与低延性柱的单层框架振动台试验对此模型化方法进行校验与评估。该试验由刚性横梁与四根柱 C1~C4 组成，其中 C1、C2 设计为低延性柱，C3、C4 为延性柱，由刚度很大的横梁连接，形成强梁弱柱体系，如图 4 所示，试验分为两个受力阶段(简称 T1 和 T2)，并连续加载以计入累积损伤，T1 与 T2 峰值加速度(PGA)依次为 1.55 g 和 1.85 g，限于篇幅，振动台试验结构设计信息等详见文献[1]。

应用本节所述精细化模型，针对低延性柱构件 C1 与 C2 建立桁架模型，考虑到轴压比的影响，两柱网格中斜杆角度有所不同，分别为 55°和 59°。Zhao 等^[23]统计了一批带肋钢筋的拉拔试验数据，并通过数据拟合得到 s_y 计算公式，进而得有效锚固



(a) 混凝土材料本构关系



(b) 受拉应变记录及混凝土强度折减模型

图 2 梁-杆模型中混凝土材料本构关系(参考文献[17])
Fig.2 Concrete law for beam truss model (Ref.[17])

段长度为 $L_s = 112 \text{ mm}$ ，并在桁架模型的基础中显式建立锚固的纵筋，综上分析建立数值分析模型，如图 4 所示。

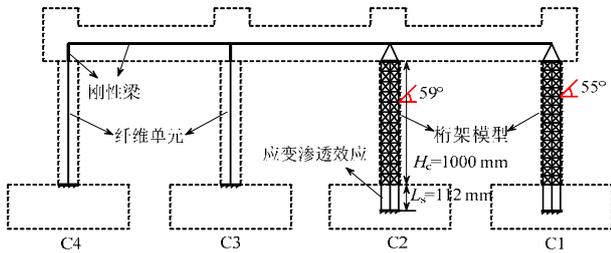
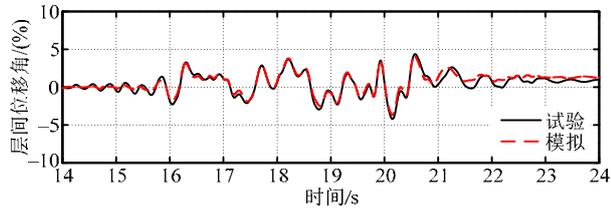
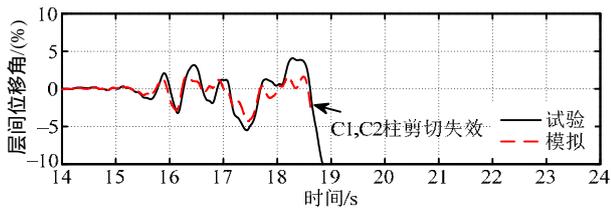


图 4 单层框架振动台试验数值分析模型
Fig.4 Numerical model of RC shake table test

在 T1 阶段，无论是 C1、C2 还是 C3、C4 均表现出较好的延性，柱上下端有一定开裂，但并未发生脆性破坏，由图 5(a)可知 T1 阶段模型分析与实验曲线很接近，随着 T2 阶段荷载的施加，当模型运行到 18.65 s 左右时柱 C1 与 C2 柱顶端横向 Truss 杆拉应变剧增，并且呈斜向分布，与图 6 所示试验中破坏模式较接近，表明采用上述桁架模型一方面能准确模拟结构地震响应，更重要的是能通过精细化建模有效捕捉构件的脆性破坏，对于低延性框架结构的模拟与分析具有一定的意义。



(a) T1 阶段结构层间位移角时程



(b) T2 阶段结构层间位移角时程

图 5 结构层间位移角时程结果

Fig.5 Time history curves of inter-story drift ratio



(a) C1

(b) C2

图 6 柱 C1、C2 剪切破坏试验照片(18.8 s, 图参考文献[1])
Fig.6 Shear failure photos of C1 and C2 (at 18.8 s in ref.[1])

2.3 钢筋混凝土梁柱节点组合体

2.3.1 节点组合体模型化思路

考虑到节点存在斜压杆、桁架及约束等三种受力机制^[26]，本节采用与柱类似的模型化策略，如图 7 所示，主要考虑以下几方面问题。

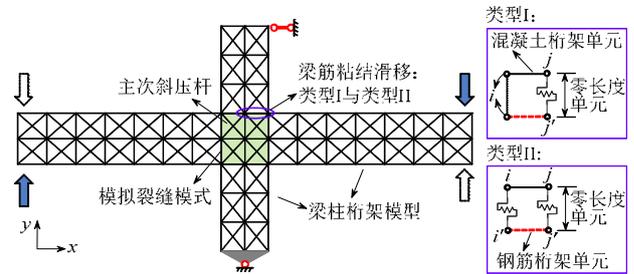


图 7 节点组合体桁架模型化示意图

Fig.7 Nonlinear truss analogy for joint subassembly

1) 混凝土本构模型特征参数确定

采用图 2(a)所示混凝土本构关系分析节点核心区斜压杆，考虑到核心区边缘构件的约束效应，需在本构模型中计入轴力对混凝土强度的贡献，其他特征参数的确定参见文献[17]。

2) 混凝土强度折减模型

混凝土受压强度会随其垂直方向拉应变的增大或循环往复加载而降低，但常用强度折减模型^[21,27]大多基于均质纯剪切板或相关构件试验获得，可能不适用于节点核心区受力情况，Mitra 等^[7]在总结批量节点试验的基础上，统计得到有与无箍筋情况下的强度折减模型(限于篇幅，折减模型详见文献[7]中式(13)与图 7)，经比较可知该模型在拉应变较小时，混凝土强度折减系数迅速降低，随后逐渐平缓，有配箍时混凝土强度折减程度略高于无配箍情况，与常用强度模型存在一定差异，经分析本文初步采取修正后模型。

3) 主斜压杆尺寸确定

与压杆理论相比，本文在桁架模型基础上显式引入横拉杆与主斜压杆(图 8(b))，因此需重新定义主斜压杆受力比例与角度，使之更符合核心区受力机理，考虑到节点核心区类似于柱段，因此斜压杆角度参考柱构件^[16]确定。主斜压杆受力比例取决于受压区域宽度，一般斜压杆总宽度 w_{strut} 由梁柱端受压区高度 a_b 、 a_c 综合确定，其中 a_b 、 a_c 由截面分析或经验公式得到，这里参考 Paulay 等^[28]提到的式(1a)计算，得到总压杆宽度后按杆件在网格中所占面积比进行分配，式(1a)中 P 为轴力， A 为柱面积，其余参数详见图 8(a)所示。

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{P}{Af'_c} \right) h_c, \quad a_b = 0.2h_b \quad (1a)$$

$$w_{strut} = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \quad (1b)$$

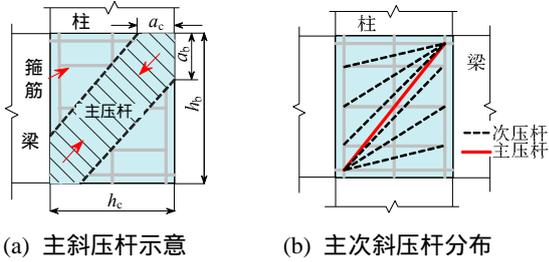


图 8 节点组合体受压杆分布

Fig.8 Strut distribution of joint subassembly

4) 贯穿节点区梁筋粘结滑移

本文总结出两类粘结滑移模拟思路，如图 7 所示包括集中式(类型 I)和分布式(类型 II)，其中分布式是将钢筋与混凝土分离式建模，在共节点上耦合局部粘结滑移关系，将其影响分布到整条纵筋，这种方法常用于有限元实体分离式建模以研究构件层面的粘结滑移问题；集中式是根据分析假定某区段内纵筋应力及粘结应力的分布，通过积分获得钢筋在不同受力阶段的应力及滑移量^[6]，得到钢筋在受拉和受压时的应力-滑移关系，将其按集中铰弹簧的方式考虑。在桁架模型中两类方法均适用，且易于实现，本节选择集中式，具体实现方式参见文献[29]。

5) 其他因素说明

限于篇幅，对其他考虑做简要说明：为更好模拟低延性混凝土结构裂缝开展模式，如图 7 所示在梁柱与节点相接的中间区可设置接触材料，即仅考虑此区域混凝土受压不计入其抗拉能力；考虑到低延性节点区配箍较少或无配箍，需考虑骨料咬合效应，计入混凝土骨料对抗剪的贡献，不过与一般梁、柱、墙等构件不同的是节点核心区呈环向约束状态，骨料咬合效应的影响程度尚需进一步研究；为针对低延性框架展开全面的精细化分析，需同时考虑梁、柱及节点可能发生的脆性失效模式，因此本文在结构分析中将利用数值子结构方法结合梁柱端与节点核心区形成超级节点组合体单元，作为子结构参与整体框架结构的动力时程分析，详见后述。

2.3.2 典型低延性节点组合体试验分析

为简单验证本节所述节点精细化模型方法，选取美国华盛顿大学 Alire^[30]开展的系列二节点组合

体试验中的 PEER-0850 进行分析，该试验中梁、柱构件均配有箍筋，而节点核心区并未设置，组合体设计尺寸及配筋信息如图 9 所示，图中 A-A 与 B-B 分别为柱、梁设计截面，其余材料参数等信息详见文献[30]。这类节点是一种典型的低延性构件，常见于早期设计建造的钢筋混凝土框架结构中。本节采用图 7 所示节点模型化方法，建立组合体桁架模型。经网格敏感性分析，核心区网格采用 4×4，横杆与斜杆混凝土需考虑轴力影响，并按 2.3.1 节模型化思路建模，相连梁、柱桁架单元的模型参数依据 2.2.1 节柱构件模型化方法确定，针对梁柱构件不考虑钢筋应变渗透效应及骨料咬和效应的影响。

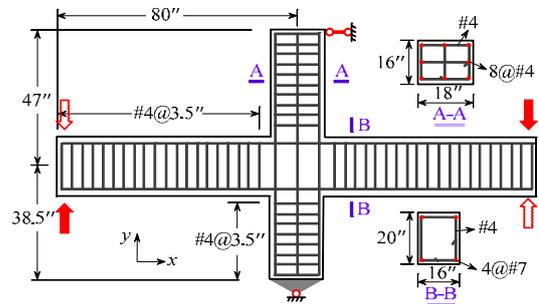


图 9 PEER-0850 节点试验设计尺寸及配筋信息(参考[30])

Fig.9 Design details of joint specimen PEER-0850(Ref.[30])

经分析得梁端位移-荷载滞回曲线如图 10 所示，由图知模型可基本预测到节点组合体的强度、加卸载刚度及捏缩区，模型中节点核心区混凝土最终剥落发生破坏，致使承载力降低显著。为详细分析节点组合体临近破坏阶段受力状态，图 11 提取组合体在图 10 中 A、B 两时刻的应变状态，分别对应柱层间位移角为 4%与 5%。在状态 A 时刻，节点核心区斜向混凝土最大压应变为-0.002，表明混凝土强度已达到峰值，已发生剥落，与试验结果基本吻合(试验提供了层间位移角 3%时组合体的损伤状态，核心区混凝土开始剥落，如下图所示)；当层间

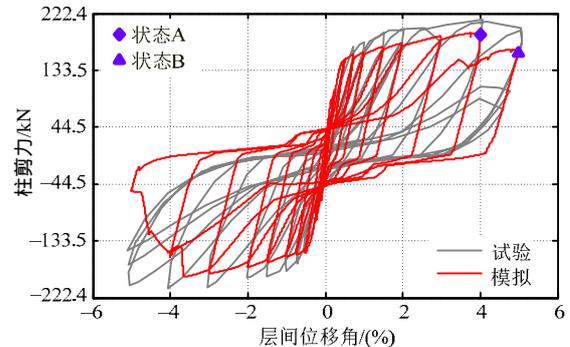


图 10 PEER-0850 试验与模拟结果

Fig.10 Analytical and experimental results of PEER-0850

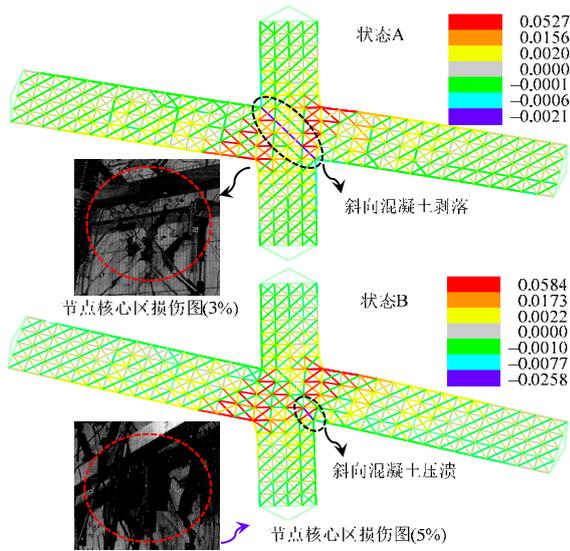


图 11 节点组合体桁架模型应变云图(3%和 5%)

Fig.11 Strain contours of truss model for joint specimen (3%-5%)

位移角达到 5% 的状态 B 时，组合体模拟所得承载力显著降低，对比状态 A 与 B 应变云图可知，核心区斜向混凝土因压溃失效，受压应变增大到-0.02 以上，与试验在 5% 时的节点损伤较吻合，核心区混凝土大量剥落，表明基于桁架发展的组合体模型能够较准确的预测低延性构件的性能与失效模式。

3 基于数值子结构精细分析震损结构

3.1 数值子结构分析策略及接口单元

研究团队先后提出基于单元状态更新的数值子结构^[31]和基于非线性修正力的数值子结构方法 (NSM)^[32]，后者将大型复杂结构非线性分析分解为中等规模主结构的线弹性分析和少数屈服构件子结构的非线性分析，采用该方法进行结构弹塑性分析，不仅能大幅提高计算效率，更为重要的是可采用适合的构件模型多尺度、跨平台对已屈服的局部关键构件进行精细化数值分析，准确模拟关键构件损伤破坏机理，有效提高结构整体的计算精度。对于低延性框架结构而言，尽管结构规模普遍较小，但常涉及到不同类型且易发生脆性破坏的构件的数值分析问题，针对这类构件往往需采用数值稳定且更有针对性的精细化分析模型，如图 12 所示。

为实现主、子结构分离，精细化分析子结构，在数值子结构理论上，在 OpenSees 平台中分别开发负责主结构与精细化子结构之间数据信息传递的柱接口单元 `tclClientColElement` 和节点组合体接口单元 `tclClientJointElement`。如图 12 所示，

随着结构损伤不断增大，当构件屈服或损伤达到弹塑性判断准则时，接口单元便被激活，并在指定平台同步建立精细化子结构模型，之后在每一步分析中主结构通过接口单元(Client)将边界位移传递给子结构(Server)，子结构根据获取的信息计算得到边界反力及单元刚度矩阵等信息无缝反馈回接口单元 Client，最后主结构通过 Client 得到子结构的边界响应，进入迭代，待收敛后进入下一步计算，同时子结构(Server 端)可在不同计算机上并行计算。针对数值子结构分析方法的需求为求解改进后的运动方程，文献[32]在 OpenSees 平台开发了隐式和显示算法，并给出主结构弹塑性状态判断准则及子结构非线性修正力的计算流程，本文主结构及子结构分析均在该平台完成。

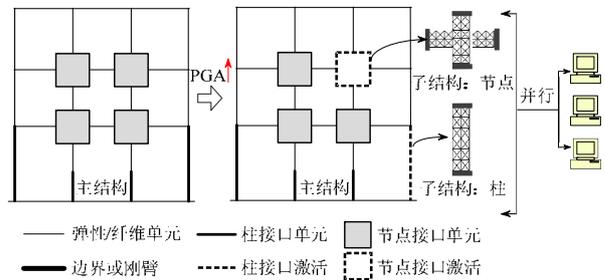


图 12 数值子结构分析低延性框架结构

Fig.12 NSM model of low ductility RC frame

3.2 都江堰震损框架结构地震响应分析

3.2.1 结构设计资料及震害信息

作者曾于文献[33]针对 2008 年汶川地震中损伤严重的一幢低延性钢筋混凝土框架结构，考虑节点组合体建模进行了抗震性能分析，但未考虑柱构件的剪切失效模式，因此本文结合数值子结构方法针对关键柱构件进行精细化分析。该结构为四层民用住宅，有 A、B 两幢平行坐落且结构设计相同，之间采用抗震缝相连，如图 13(a)所示。结构底层层高 5.1 m，其余各层均 3.6 m，第 2 层、第 3 层为预制楼板，第 4 层局部镂空，顶层为现浇坡屋顶，梁柱板的混凝土保护层分别为 25 mm、30 mm、15mm，混凝土标号均为 C30，箍筋为 HPB235，纵筋为 HRB335，填充墙采用页岩空心砖，容重不超过 9 kN/m³，采用柱下独立基础，其他结构设计资料详见文献[33]。该结构抗震设防烈度 7 度，框架等级三级，在汶川地震中遭受严重的破坏，其中结构 B 在地震中完全倒塌(见图 13(b))，结构 A 底层破坏严重，有多根柱发生严重的剪切破坏，部分柱端纵筋受压屈曲，底层部分梁柱节点区混凝土有剥落。



(a) 地震前结构 A 与 B (b) 地震后结构 B 倒塌
图 13 汶川地震前后都江堰框架结构损坏情况

Fig.13 Seismic damage of Dujiangyan RC frame before and after Wenchuan Earthquake

依据我国最新抗震设计规范《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010),都江堰抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为 $0.20g$,地震设计分组为第二组,场地类别为 II 类场地。根据中国国家强震动台网中心 (<http://www.csmnc.net>) 发布的千条“5·12”汶川大地震的主震记录,选择卧龙台站记录到的 EW 方向的强地震动记录用于本节地震响应分析。经频谱分析可知该地震动尽管峰值加速度较大($PGA=0.976g$),但主要以高频分量(约 $0.8s$ 以内)为主,在该结构周期范围内,其地震动强度并不高,略强于结构大震设防水平。考虑到原地震动记录时长为 $180s$,为提高计算效率,按照频谱与 PGA 保持一致为原则截取其中的 $17s$ 记录作为输入,如图 14 中截取段。本文地震分析中,选用阻尼比 5% 的瑞雷阻尼,结构荷载及质量均集中施加于主结构节点上。

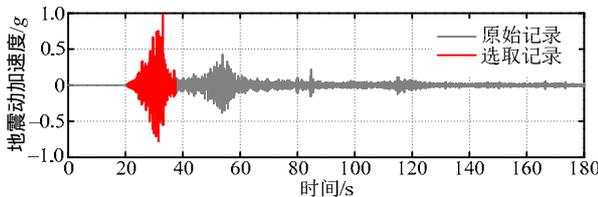


图 14 原始地震动记录及选取段

Fig.14 Original seismic record and selected one

3.2.2 数值子结构分析模型建立

考虑到该结构设计规则且由第一阶阵型控制,各榀框架间距相同设计资料接近,为简便起见选中中间一榀具有代表性的平面框架为作为本文分析模型。本框架主要震害集中在底层,根据震害及文献[33]分析可知节点未发生剪切失效,因此本模型仅考虑柱构件精细化分析,按图 15 所示编号在底部两层范围内建立柱接口单元,包括 C11、C12、C13、C21、C22、C23,其余楼层采用纤维梁模型,形成主结构。根据第 2 节所述柱精细化分析方法建立子结构,以柱 C12 为例,采用刚臂($L_R=350mm$)连接 C12 与梁端节点,并对有效柱段($H_c=4750mm$)

建立桁架模型,其网格划分如图 15 所示,其余子结构模型采用同方式建立,其中柱 C11 底部约 1/3 段嵌于墙体中,因此该柱段采用刚度较大的弹性单元。

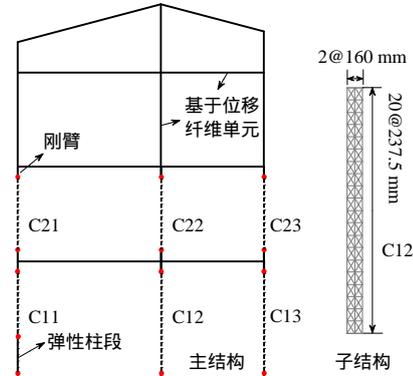


图 15 都江堰框架结构数值子结构分析模型

Fig.15 NSM model of Dujiangyan RC frame

3.2.3 结构地震反应结果分析

据第 2 节所述柱精细化分析思路建立都江堰多层框架结构数值子结构计算模型,经汶川实测地震反应分析可得图 16 结构顶层位移时程曲线,图中 $P_1 \sim P_8$ 点分别对应后文所述的应变突变点,整体结构剪力-位移滞回曲线如图 17(a)所示。由滞回曲线可知,结构在 P_8 点对应时刻尽管位移不大,但该方向承载力突然有所降低,同幅度位移下结构基底总剪力损失显著。结构在下一时刻达到最大层间位移角 1% ,其沿楼层分布与最大层间位移角包络基本一致,结构薄弱层发生在首层,如图 17(b)所示,表明损伤主要集中于该层,与汶川地震中结构震害现象基本一致。

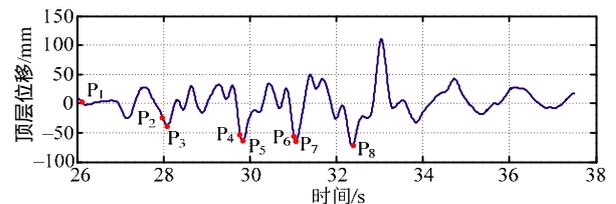
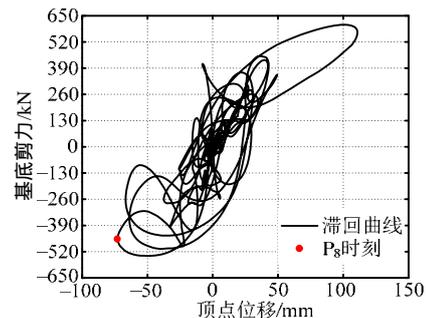
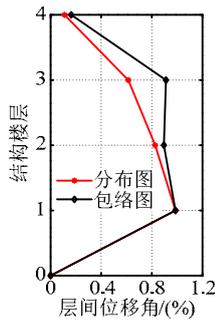


图 16 结构顶层位移时程曲线

Fig.16 Time history curve of structural top displacement



(a) 结构顶层位移与基底总剪力滞回曲线



(b) 最大层间位移角分布图与包络图

图 17 荷载-位移响应及最大层间位移角分布与包络

Fig.17 Base shear force-displacement curve and distribution of maximum inter-story drift ratio along story height

本文借助数值子结构分析平台，采用精细化分析模型可充分了解该结构在相应地震动作用下任何时刻损伤及失效情况，经分析初步可知在 P_8 时刻，结构底层 C11 柱横向桁架单元最大拉应变超过 0.02，并沿着柱上下端部区域斜向分布，其他子结构应变水平较低未发生破坏，本节重点以底层响应较大的 C11 子结构为分析对象，研究局部构件损伤演化过程，尤其针对低延性构件可能发生的脆性失效模式。

图 18 仅给出受拉应变超过 0.015 的桁架单元应变时程变化曲线(P_8 时刻)，据统计共有 10 个且均为横向桁架单元，其位置如图 19(a)所示，相应单元编号为 E1~E10。从图中可知在分析全过程中应变存在三次跳跃式脆性突变，结合 C11 在各突变时刻单元应力(见图 19)与应变云图(见图 20)可知：在 P_1 时刻结构应力-应变水平较低，且无发生脆性破坏的任何迹象；随着地震动水平增强，柱下端沿斜截面分布的横向桁架 E1~E6 应变突然增大(由 P_2 ~ P_3)，对照图 19 应力和图 20 应变云图可知柱下端斜截面箍筋已屈服且应变达 0.01 左右但纵筋并未屈服，表明已发生剪切破坏；随分析进行至 30 s 左右，柱上端横向桁架单元 E7~E10 应变最大值陡增至 0.015 左右(由 P_4 ~ P_5)，同柱下端斜截面一样突然发生剪切破坏，至此 C11 两端均发生脆性失效；当分析运行至 P_6 时刻，C11 中 10 个横向桁架单元同时发生第三次突变(由 P_6 ~ P_7)，最大应变由 0.015 增至 0.021 左右(见图 20)，相应斜截面箍筋应力(见图 19)显著增大但纵筋并未屈服，该突变使 C11 两端剪切破坏进一步加剧。结合图 17(a) P_7 时刻可知此时结构基底总剪力显著降低，子结构 C11 对整体承载能力的影响愈发显著。自 P_7 开始，考虑到箍筋采用双线性模型可继续强化，因此子结构在剪切破坏后继续参与受

力至 P_8 ，此时子结构箍筋、纵筋及横纵斜向桁架单元混凝土应力分布如图 21 所示。

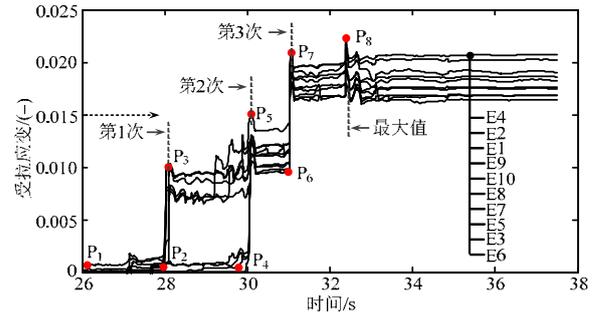


图 18 C11 子结构中横向桁架单元受拉应变时程图

Fig.18 Time history of tensile strain for horizontal truss elements in C11 substructure

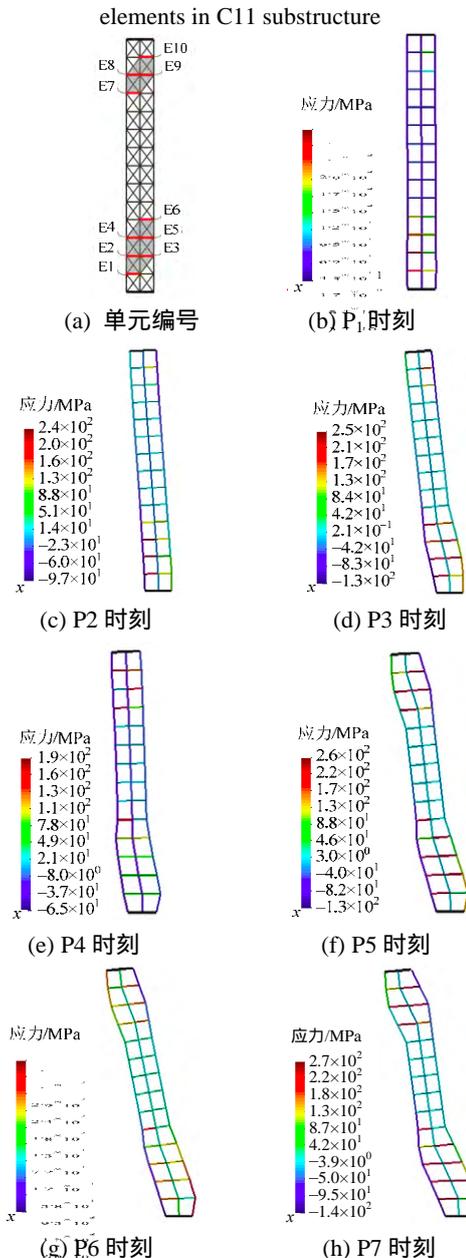


图 19 子结构 C11 钢筋桁架单元应力云图(P_1 ~ P_7 时刻)

Fig.19 Stress contours of truss elements for reinforcing steels in C11 substructure (P_1 ~ P_7)

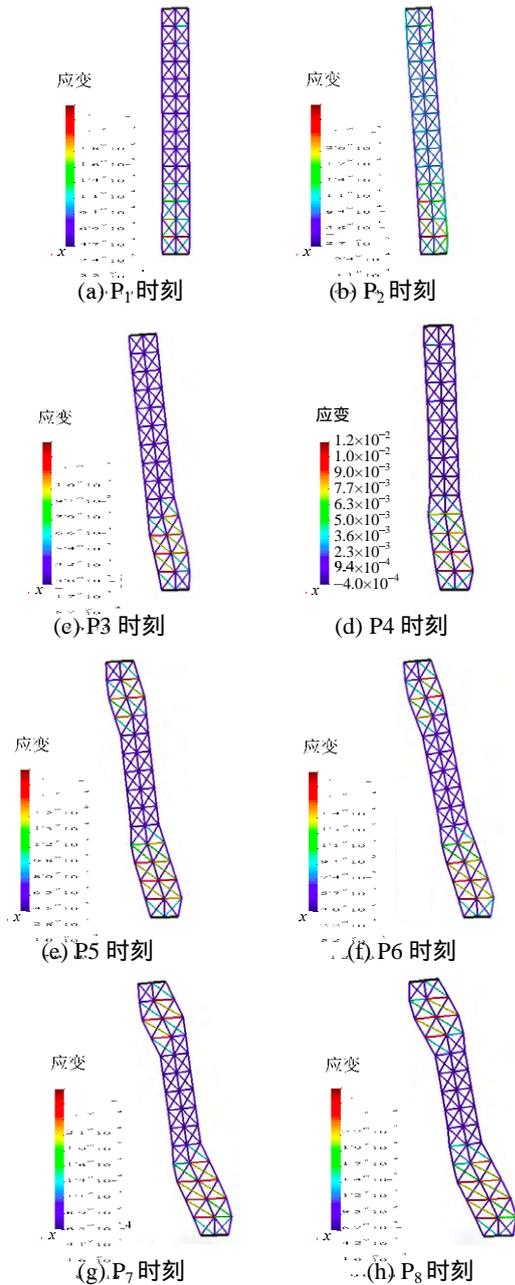


图 20 子结构 C11 桁架单元应变云图(P1~P8 时刻)

Fig.20 Strain contours of all truss elements in C11 substructure (P1~P8)

由图 21 各分量应力云图分布可知,图 21(b)中混凝土较大区域已受拉破坏,但受压应力最大仅有 17 MPa 并未达到其设计受压强度;图 21(c)中除上下两端斜截面分布的横向钢筋发生屈服外,纵向受力钢筋尚未屈服;图 21(d)中斜压杆混凝土仅考虑受压强度,最大约 5.6 MPa,未发生压溃情况,因此不会成为子结构失效的主导因素。综合上述分析可知柱 C11 发生严重的剪切破坏,分析结果与其最终震害(见图 21(a))基本一致。此外,经比较得知除第二层中柱 C22 产生较大的剪切变形外,其余子结构

应力-应变水平均不高且未发生破坏,例如 P₈ 时刻底层 C12 和 C23 横杆最大拉应变约 0.0085。

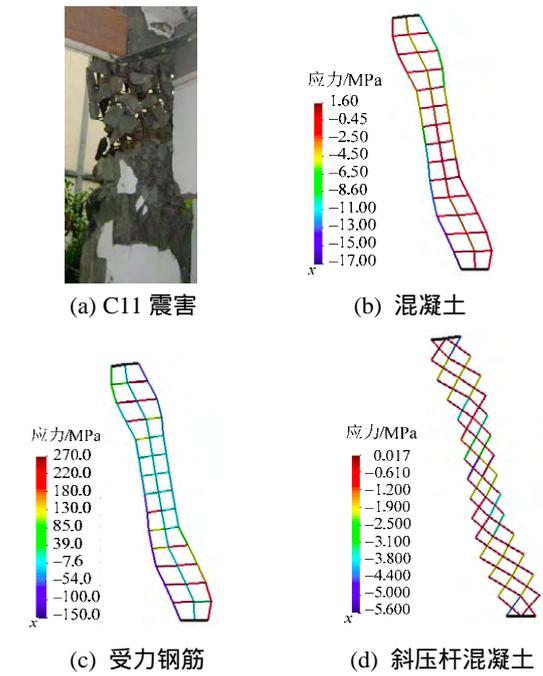


图 21 子结构 C11 最终破坏各应力云图及相应震害 (P₈ 时刻)

Fig.21 Stress contours and seismic damage view at step P₈ in C11 substructure

由本节分析可知对于可能发生脆性破坏的低延性结构,单一采用位移角限值作为设计和分析的判断依据需慎重,如文中结构在相应地震动作用下层间位移角为 1% 时已失效,底层柱构件发生严重破坏但纵筋并未屈服混凝土尚未压溃。通过本节对子结构的精细化分析,可得知结构关键构件全过程的局部损伤演化行为,利于充分理解结构整体损伤行为,因此基于数值子结构分析方法与平台对于研究脆性构件失效过程及结构最终失效模式具有重要意义。

4 结论

本文综述钢筋混凝土低延性框架结构研究现状,基于桁架模型阐述且试验验证了柱及梁柱节点组合体等关键构件的精细化模拟思路,借助 OpenSees 软件中开发的数值子结构平台,针对汶川地震中震损的多层框架结构建立精细化数值子结构模型,以研究该结构在强震作用下的抗震性能与失效模式,经本文分析主要得到以下结论:

- (1) 基于桁架模型建立平面柱及节点组合体等关键构件精细化模型合理且准确,对易于发生脆性失效的构件或低延性结构的仿真分析具有较大意义

义,如文中可采用精细化建模有效捕捉单层框架动力试验分析中低延性柱构件发生的剪切破坏;

(2) 基于 OpenSees 开发的数值子结构方法与平台常用于解决大型复杂结构的计算问题,但规模较小的低延性框架结构在分析中常涉及不同类型且易发生脆性破坏的构件模拟问题,针对这类构件选择数值稳定且更适用的精细化子结构分析模型更具优势,如文中震损框架模型中底层柱构件剪切失效的仿真问题;

(3) 与文献[33]中未考虑柱剪切破坏的分析结果相比,文中震损框架结构在考虑柱构件精细化建模分析后,有效捕捉到关键抗侧力构件剪切失效模式,而对应时刻最大层间位移角仅有 1%,表明针对该类结构不宜采用位移角限值作为结构性能评估的唯一判断依据。

参考文献:

- [1] Wu C, Kuo W, Yang Y, et al. Collapse of a nonductile concrete frame: Shaking table tests [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2009, 38(2): 205-224.
- [2] 雷拓, 吕西林, 钱江, 等. 既有钢筋混凝土框架原位推覆试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2009, 30(5): 23-30.
Lei Tuo, Lü Xilin, Qian Jiang, et al. In-situ pushover test of an existing reinforced concrete frame [J]. *Journal of Building Structures*, 2009, 30(5): 23-30. (in Chinese)
- [3] 张沛洲, 欧进萍. 低延性钢筋混凝土框架结构抗震性能分析与评估[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(12): 11-18.
Zhang Peizhou, Ou Jinping. Seismic performance analysis and evaluation for low-ductile RC frame structures [J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34(12): 11-18. (in Chinese)
- [4] Elwood K J. Modelling failures in existing reinforced concrete columns [J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2004, 31(5): 846-859.
- [5] Yavari S, Elwood K J, Wu C. Collapse of a nonductile concrete frame: Evaluation of analytical models [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2009, 38(2): 225-241.
- [6] Lowes L N, Altoontash A. Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2003, 129(12): 1686-1697.
- [7] Mitra N, Lowes L N. Evaluation, calibration, and verification of a reinforced concrete beam-column joint model [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(1): 105-120.
- [8] Zhang P, Hou S, Ou J. A beam-column joint element for analysis of reinforced concrete frame structures [J]. *Engineering Structures*, 2016, 118(13): 125-136.
- [9] Ghobarah A, Biddah A. Dynamic analysis of reinforced concrete frames including joint shear deformation [J]. *Engineering Structures*, 1999, 21(11): 971-987.
- [10] Yavari S, Elwood K J, Lin S, et al. Experimental study on dynamic behavior of multi-story reinforced concrete frames with non-seismic detailing [C]// San Francisco, CA, United States: American Society of Civil Engineers, 2009: 489-499.
- [11] 张沛洲, 欧进萍. 基于 IDA 的低延性钢混框架结构抗震性能分析[J]. *土木工程学报*, 2013, 46(增刊 2): 25-31.
Zhang Peizhou, Ou Jinping. Seismic performance analysis for low-ductile RC frame structures based on IDA method [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2013, 46(Suppl 2): 25-31. (in Chinese)
- [12] 张沛洲, 康谨之, 欧进萍. 主余震序列作用下钢混框架结构损伤与抗震性能分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2014, 34(3): 1-8.
Zhang Peizhou, Kang Jinzhi, Ou Jinping. Damage and seismic performance analysis of RC frame structures under mainshock- aftershock earthquake sequences [J]. *Earthquake Engineering & Engineering Dynamics*, 2014, 34(3): 1-8. (in Chinese)
- [13] Elwood K J. Shake table tests and analytical studies on the gravity load collapse of reinforced concrete frames [D]. Berkeley, CA, United States: University of California, 2002.
- [14] Park H, Taesung E. Truss model for nonlinear analysis of RC members subject to cyclic loading [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(10): 1351-1363.
- [15] Panagiotou M, Restrepo J I, Schoettler M, et al. Nonlinear cyclic truss model for reinforced concrete walls [J]. *Structural Journal*, 2012, 109(2): 205-214.
- [16] Moharrami M, Koutromanos I, Panagiotou M, et al. Analysis of shear-dominated RC columns using the nonlinear truss analogy [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2015, 44(5): 677-694.
- [17] Lu Y, Panagiotou M. Three-dimensional nonlinear cyclic beam-truss model for non-planar reinforced concrete walls [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2014, 140(3): 328-329.
- [18] Mitra N. An analytical study of reinforced concrete beam-column joint behavior under seismic loading [D]. Seattle: University of Washington, 2007.
- [19] Youssef M, Ghobarah A. Modeling of RC beam-column joints and structural walls [J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2001, 5(1): 93-111.
- [20] Mazars J, Kotronis P, Davenne L. A new modelling strategy for the behaviour of shear walls under dynamic loading [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002, 31(4): 937-954.

- [21] Vecchio F J, Collins M P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear [J]. *ACI Structure Journal*, 1986, 83(2): 219–231.
- [22] Filippou F, Popov E, Bertero V. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints [R]. Berkeley: UCB/EERC, 1983: 1–184.
- [23] Zhao J, Sritharan S. Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures [J]. *ACI Structural Journal*, 2007, 104(2): 133–141.
- [24] ComitE Euro-International Du BEton. CEB-FIP model code 1990 (MC90) [S]. Thomas Telford, 1993.
- [25] Eligehausen R, Popov E, Bertero V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations [R]. Berkeley: UCB/EERC, 1983: 51–79.
- [26] 傅剑平, 游渊, 白绍良. 钢筋混凝土抗震框架节点传力机构分析[J]. *重庆建筑大学学报*, 1996, 18(2): 43–52.
Fu Jianping, You Yuan, Bai Shaoliang. Analysis on the force-transferring mechanism of the earthquake-resistant reinforced concrete frame joints [J]. *Journal of Chongqing Jianzhu University*, 1996, 18(2): 43–52. (in Chinese)
- [27] Stevens N J, Uzumeri S M, Collins M P. Reinforced concrete subjected to reversed cyclic shear-experiments and constitutive model [J]. *ACI Structural Journal*, 1991, 88(2): 135–146.
- [28] Paulay T, Priestley M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings [M]. New Jersey: Wiley Interscience, 1992: 115–118.
- [29] 张沛洲, 欧进萍. 基于纤维模型的钢混框架结构拟静力试验数值模拟[J]. *建筑结构*, 2013, 43(18): 64–69.
Zhang Peizhou, Ou Jinping. Numerical simulation for pseudo-static test of RC frame structure based on the fiber model [J]. *Building Structure*, 2013, 43(18): 64–69. (in Chinese)
- [30] Alire D A. Seismic evaluation of existing unconfined reinforced concrete beam-column joints [D]. United State: University of Washington, 2002.
- [31] 孙宝印, 张沛洲, 古泉, 等. 基于数值子结构方法的结构弹塑性分析[J]. *计算力学学报*, 2015, 32(4): 465–472.
Sun Baoyin, Zhang Peizhou, Gu Quan, et al. Numerical substructure method for structural nonlinear analysis [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2015, 32(4): 465–472. (in Chinese)
- [32] 孙宝印, 古泉, 张沛洲, 等. 钢筋混凝土框架结构弹塑性数值子结构分析方法[J]. *工程力学*, 2016, 33(5): 44–49.
Sun Baoyin, Gu Quan, Zhang Peizhou, et al. Elastoplastic numerical substructure method of reinforced concrete frame structures [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(5): 44–49. (in Chinese)
- [33] 张沛洲. 多龄期钢筋混凝土结构抗震性能分析[D]. 大连: 大连理工大学, 2012.
Zhang Peizhou. Seismic performance analysis of multi-age RC structures [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2012. (in Chinese)