

框架-核心筒高层混合结构的抗震性能评价及破坏模式分析

缪志伟¹, 叶列平^{1*}, 吴耀辉², 马千里¹, 娄宇², 陆新征¹

(1 清华大学土木工程系, 清华大学结构工程与振动教育部重点实验室, 北京, 100084

2 中国电子工程设计院, 北京, 100840)

摘要: 框架-核心筒结构体系是目前高层建筑常用的一种结构形式。本文分析了在地震作用下框架-核心筒结构体系的受力特点, 讨论了该结构体系的合理破坏模式, 提出将控制概念引入结构设计, 有目的的引导作为主要抗侧力体系的核心筒的屈服机制和破坏模式, 同时对外框架进行合理的设计使其具有足够的承载力和延性, 可以使框架-核心筒结构具备多道抗震防线, 提高其抗震性能。以一个实际高层框架-多子筒核心筒混合结构为例, 通过静力弹塑性计算和弹塑性动力时程计算, 分析了地震作用下结构各构件的弹塑性发展进程, 层间变形模式以及地震剪力分配情况。结果表明: 经过合理设计, 框架-核心筒结构可以具备三道抗震防线: 连梁、子筒(或墙肢)、框架, 并且结构同时具有足够的耗能能力, 能形成合理的破坏模式, 提高抗震性能。

关键词: 框架-核心筒结构, 破坏模式, 抗震性能, 抗震防线

Seismic Performances and Failure Mode Analysis of Hybrid Frame-Core Tube Structures

Miao Zhiwei¹, Ye Lieping¹, Wu Yaohui², Ma Qianli¹, Lou Yu², Lu Xinzheng¹

(¹ Department of Civil Engineering, Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Tsinghua University, Beijing, 100084, ² China Architecture Design & Research Group; Beijing 100044)

Abstract: Frame-core tube system is a type of structure which is widely used in the high-rise buildings. In this paper, the seismic behaviors are analyzed and the rational failure mode of this structure system is discussed. And it is proposed that by controlling the yielding mechanism and failure mode of the core tube based on the idea of the capacity design method and making sure the outer frame has sufficient loading carrying capacity and ductility at the same time, the seismic performance of the frame-core tube structure will be improved and multiple seismic fortification lines can be established. A practical frame-core tube hybrid structure is analyzed with pushover method and dynamic time-history analysis respectively as an example. The analytical results show that the reasonably designed frame-core tube structure can form effective dual seismic resistant system which has three seismic fortification lines: coupling beam, sub-tubes and outer frame. Besides, the structure system has adequate energy dissipation ability and can achieve the rational failure mode.

Keywords: frame-core tube structure, failure mode, seismic performance, seismic fortification lines

1. 框架-核心筒结构的设防水准及性能需求

框架-核心筒结构体系是目前高层建筑常用的一种结构形式, 该体系由框架和核心筒两个系统组成, 并由它们协同工作来抵抗外力作用, 是一种双重抗侧力结构。《建筑抗震设计规范》^[1] (以下简称《抗震规范》) 指出, 结构体系布置, 宜有多道抗震防线。要求一个抗震结构体系应由若干延性较好的子结构体系组成, 并由延性较好的结构构件连接起来协同工作。在强震作用下, 框架和核心筒结构能否有效协调工作, 发挥多道抗震防线的的作用, 并最终形成合理的破坏模式是值得关注的问题。

在框架-核心筒结构中, 钢筋混凝土核心筒在各个方向上都具有较大的抗侧刚度, 因此成为结构中的主要抗侧力构件。在小震作用下, 结构整体处于弹性状态, 此时核心筒承受绝大部分地震剪力, 一般可达总

剪力的 85%以上, 其刚度大小对结构小震作用下的侧移起控制作用; 在中震及大震作用下, 筒体开裂, 并且先于框架屈服, 其抗侧刚度降低, 所承担的剪力比例有所减小, 但是筒体的变形能力和破坏状态仍对整体结构的内力重分布和破坏模式起着控制作用。而核心筒外围的框架主要承受竖向荷载, 并按刚度分配分担相应的剪力, 在中震和大震作用下, 随着核心筒刚度的降低, 框架承担的剪力也相应有所增加。因此, 外框架应具有足够的承载力, 以充分发挥框架-核心筒结构的多道抗震防线作用^{[2][3][4]}。

需要注意的是, 虽然在强震作用下核心筒先于外框架发生屈服, 但其作为整体结构的主要抗侧力构件, 若核心筒屈服程度过大、破坏严重, 对于结构整体变形和抗震行为极为不利, 所以应尽量避免核心筒过早屈服, 减小其塑性屈服程度。在实际工程中, 可以灵活根据结构布置形式的特点, 采用体系能力设计法的思想^[5], 对核心筒的连梁进行合理设计, 实现推迟筒体屈服, 减小其破坏程度的目的。对于核心筒墙体开口合适的洞口处的连梁, 或者当结构核心筒由多个子筒通过连梁相联系时, 可以将连梁作为次要构件, 而墙肢或子筒作为主结构进行设计, 通过强墙弱梁、强剪弱弯等措施使连梁刚度及受弯承载力都远小于墙肢或子筒, 且具有足够的延性, 使强震作用下的塑性铰首先出现在连梁端部, 并且这些塑性部位可以有效耗散能量, 同时结构整体刚度的减小又导致地震作用的减小, 进而推迟作为主结构的墙肢或子筒进入屈服。

通过引入能力设计法的概念, 有目的的控制核心筒的屈服机制和破坏模式, 并且对外框架进行合理的设计使其具有足够的承载力和延性, 使框架-核心筒结构具有三道抗震防线: 连梁、墙肢或子筒、外框架, 能最大限度提高整体结构的抗震性能。

结合我国抗震设计三水准设防要求, 框架-核心筒结构中的各构件设防要求可以表述如下:

(1) 小震作用下, 连梁、墙肢或各子筒、外框架均处于弹性状态。

(2) 中震作用下, 连梁进入塑性, 各子筒基本处于弹性状态, 外框架也基本保持弹性状态。震后修复主要集中于耗能连梁。

(3) 大震作用下, 连梁屈服程度较大, 但是具有足够的塑性变形能力; 各子筒部分进入塑性, 但塑性发展程度不大; 外框架结构基本保持弹性, 少量进入塑性状态。

本文以一个实际框架-核心筒高层混合结构为算例, 通过静力弹塑性分析和弹塑性动力时程计算, 分析了地震作用下结构各构件的弹塑性发展进程, 层间变形模式以及地震剪力分配情况, 对该结构在不同强度地震下的抗震性能进行了评价, 以此来说明经过合理设计的框架-核心筒结构, 能形成合理的破坏模式, 有效发挥多道抗震防线, 具有良好的抗震性能。

2. 工程实例及分析模型

2.1 工程概况

某实际框架-核心筒高层混合结构, 地面以上 18 层, 总高度为 77.95m, 地面以下 4 层, 结构标准层平面图和结构剖面图见图 1 和图 2。外框架柱采用钢筋混凝土柱, 框架梁采用钢梁, 核心筒由四个钢筋混凝土子筒通过钢筋混凝土连梁、钢筋混凝土连梁和钢连梁连接形成。设置不同形式的连梁(见图 1), 一方面是与外钢框架连接的需要, 如图 1 中核心筒外圈的钢筋混凝土连梁 A, 是需要与核心筒墙肢端部的钢骨连接构造要求采用的; 而核心筒内部的连梁 B, 则因跨高比较大, 且仅起联系作用, 故采用一般钢筋混凝土连梁; 核心筒内部剪力很大的连梁 C, 则是出于增强连梁耗能能力的考虑而采用钢连梁形式, 即利用钢连梁腹板的剪切变形达到抗震耗能的目的。因此使得该结构体系由外钢框架、核心筒和多种不同连梁形成了具有多个抗力层次。该工程结构的抗震设防烈度为 8 度, 场地类别为 II 类场地, 外框架和核心筒的抗震等级均为一级。

2.2 结构建模及模态分析

为了更为准确的分析该结构, 本文借助于通用有限元程序 MSC.MARC 平台, 采用纤维杆模型^[6]和分层壳墙模型^[7], 基于构件层次建立了整体三维空间结构的弹塑性分析模型。外框架部分的梁、柱构件均采用纤维杆模型, 筒体的各剪力墙及其钢筋(骨)混凝土连梁均采用分层壳墙模型, 其中墙体暗柱和连梁等关键部位的配筋采用离散钢筋模型, 钢连梁采用纤维杆模型。此外, 楼板采用弹性壳单元来模拟, 以考虑楼板变形的影响。地下室周边节点约束 X 和 Y 方向自由度。图 3 和图 4 为该结构的三维有限元模型示意图。

首先对结构进行了模态分析，得到结构的一阶模态为 Y 方向的平动， $T_1=1.55s$ ；二阶模态为平面扭转振动， $T_2=1.30s$ ；三阶模态为 X 方向平动为主，略带扭转， $T_3=1.15s$ 。造成结构第二阶模态为平面扭转振动的原因，是结构上部楼层存在一定的不对称悬挑部分，并且外框架空间较大，框架柱整体抗扭刚度稍弱。造成结构第三阶模态在长跨方向平动同时略带扭转的原因则是由于结构在 X 方向的墙体布置不对称，使得结构刚度中心和质心不重合。

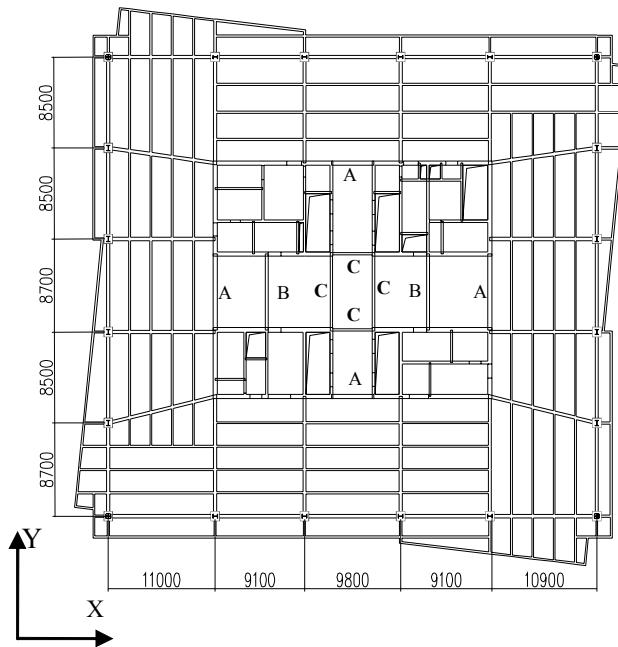


图 1 结构标准层平面图

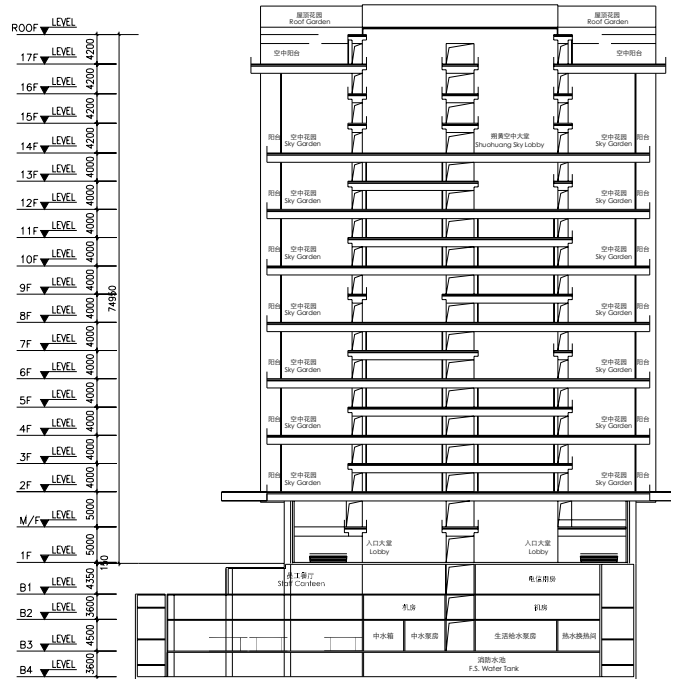


图 2 结构剖面图

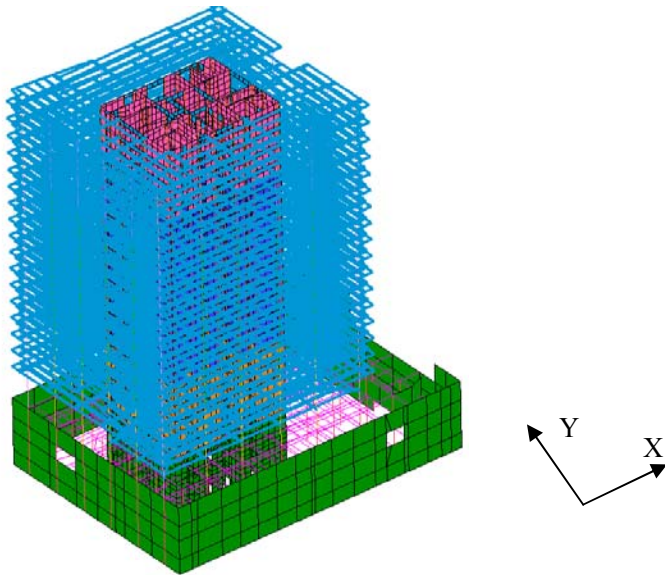


图 3 结构三维有限元模型示意

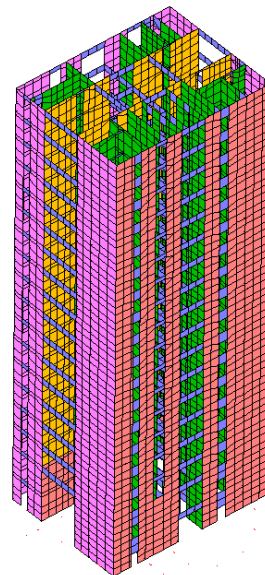


图 4 内核心筒三维有限元模型示意

3. 静力弹塑性分析

静力弹塑性分析 (pushover) 是一种简化近似的结构弹塑性地震响应计算方法。由于其在预测结构弹塑性地震响应的简便性和对结构抗震性能评价的直观性，使得该方法的应用越来越广泛，目前已被美国的 ATC-40, FEMA273、274、356 正式采用^{[8][9]}，并给出了具体规定。虽然作为一种简化近似方法，静力弹塑

性分析方法用来预测结构弹塑性动力响应的理论基础不严密^{[10][11]}，但仍然可以采用该方法分析结构在地震作用下各结构构件的弹塑性发展进程，判断结构是否存在薄弱部位，并获得结构的抗震破坏模式。

本工程的静力弹塑性分析，首先对结构施加自重荷载，而后分别对沿Y方向和X方向施加倒三角分布的侧向荷载进行pushover分析。侧向荷载直接作用于核心筒上，并通过楼板传递至外框架。采用弧长法进行加载计算，并以核心筒受压侧混凝土达到压碎应变作为pushover分析结束点。

3.1 结构荷载-位移关系及构件弹塑性发展状况

两个方向的 pushover 分析表明，该混合结构各结构构件进入塑性的次序是：连梁、四个子筒、框架梁和框架柱，基底总剪力-顶层位移关系见图 5 和图 6。表 1~2 中分别列出了两个方向加载过程中各时刻的构件状态。由图 5 可见，在 Y 方向加载过程中，随着荷载增大，钢筋（骨）混凝土连梁中的纵筋首先开始屈服，随后四个子筒的底部受拉纵筋也开始进入屈服状态，接着是钢连梁开始屈服；在结构顶层位移达到 502mm，结构最大层间角约为 1/136 时，钢框架梁开始屈服，当大部分框架梁都进入屈服后，框架柱也开始进入屈服状态；最终当结构顶层位移达到 825mm，结构最大层间角约为 1/84 时，核心筒受压侧混凝土压碎，结构承载力达到最大，分析结束。图 6 的 X 方向 pushover 分析结果与 Y 方向类似。图 7~10 给出了 Y 方向 pushover 分析结束时的结构损伤情况，此时核心筒底部开裂严重（图 7），筒体受压侧的混凝土也达到压碎应变（图 8），此时筒体底部大部分纵筋都已经达到屈服应力（见图 9）相应外框架的塑性铰分布见图 10（图中杆单元端部深色部分），可见此时外框架整体已经达到了一定的塑性程度，各层框架梁均有塑性铰出现，大部分层的框架柱也都出现了塑性铰。

根据 pushover 分析的结果，可以看出，本结构各结构构件进入弹塑性的层次分明，最终核心筒为强墙弱梁的屈服机制，并且在核心筒屈服后在外框架的协同作用下，整体结构仍能够继续承受较大的地震荷载，因此本结构破坏模式合理，具有多道抗震防线，有较好的整体抗震性能。

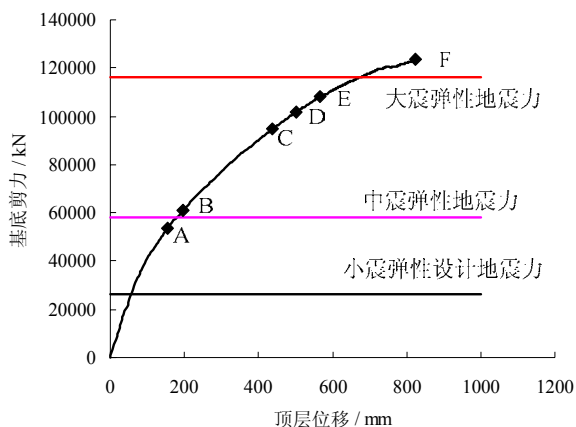
另外，图 5 和图 6 中还标示出了按《抗震规范》设计反应谱计算得到的相应小震、中震和大震作用的弹性地震基底剪力标准值，可见在《抗震规范》小震作用下，结构完全处于弹性状态，满足“小震不坏”的设防目标；在相应中震作用的弹性地震基底剪力作用下，钢筋（骨）混凝土连梁屈服，且屈服程度不大，而其它构件则均处于弹性状态；在相应大震作用的弹性地震基底剪力作用下，所有结构构件均屈服，其中钢筋（骨）混凝土连梁屈服程度最大，其最大延性系数达到 6，各子筒也进入屈服状态，但其屈服发生在连梁屈服之后，因此其屈服程度得到了一定的控制，而外框架的屈服程度最小。本文后面将给出弹塑性时程动力分析结果，进一步说明该结构在小震、中震和大震作用下各结构构件的破坏次序和损伤情况。

表 1 Y 方向加载过程中各构件弹塑性发展状况

状态	顶层最大位移/mm	最大层间位移角	结构各部分构件状态				
			筒体	钢筋(骨)混凝土连梁	钢连梁	框架梁	框架柱
A	155	1/450	底层混凝土开裂，筒体钢筋未屈服	中部楼层开始屈服	未屈服	未屈服	未屈服
B	185	1/349	混凝土开裂范围扩大，底层纵筋开始屈服	屈服范围增大，程度增加			
C	437	1/159	混凝土开裂范围扩大，筒体屈服程度增加	所有楼层均已屈服	中部楼层开始屈服	中上部楼层开始屈服	上部楼层开始屈服
D	502	1/136			屈服范围增大		
E	567	1/121			屈服范围增大		
F	825	1/84	混凝土底部开裂严重，受压区达到压碎应变，筒体屈服严重	所有楼层均已屈服，最大延性系数达到 6	所有楼层均已屈服，最大延性系数 4	各层大部分都屈服，最大延性系数 4	各层都有屈服，最大延性系数 3

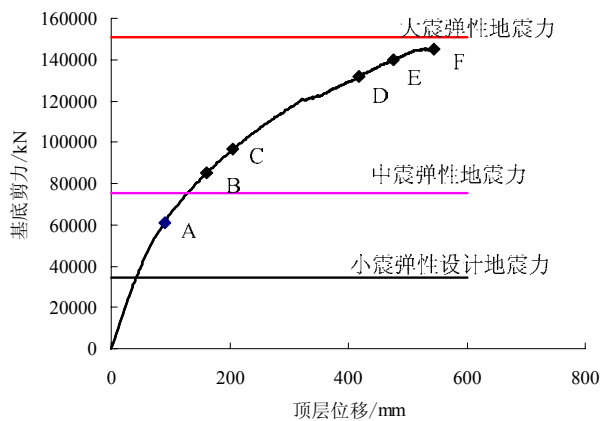
表2 X方向加载过程中各构件弹塑性发展状况

状态	顶层最大位移/mm	最大层间位移角	结构各部分构件状态				
			筒体	钢筋(骨)混凝土连梁	钢连梁	框架梁	框架柱
A	90	1/687	底层混凝土开裂, 筒体钢筋未屈服	中部楼层开始屈服			
B	161	1/385	混凝土开裂范围扩大, 底层纵筋开始屈服	屈服范围增大, 程度增加	未屈服		
C	206	1/302			中部楼层开始屈服		
D	419	1/148	混凝土开裂范围扩大, 筒体屈服程度增加	所有楼层均已屈服	屈服范围增大	中上部楼层开始屈服	
E	475	1/132			屈服范围增大	屈服范围增大	上部楼层开始屈服
F	544	1/117	混凝土底部开裂严重, 受压区达到压碎应变, 筒体屈服严重	所有楼层均已屈服, 最大延性系数达到6	所有楼层均已屈服, 最大延性系数3	各层大部分都屈服, 最大延性系数3	各层都有屈服, 最大延性系数2



A: RC/SRC 连梁屈服 B: 核心筒开始屈服 C: 钢连梁屈服
D: 框架梁开始屈服 E: 框架柱开始屈服 F: 筒体受压侧压碎

图5 Y方向Pushover基底剪力—顶层位移关系



A: RC/SRC 连梁屈服 B: 核心筒开始屈服 C: 钢连梁屈服
D: 框架梁开始屈服 E: 框架柱开始屈服 F: 筒体受压侧压碎

图6 X方向Pushover基底剪力—顶层位移关系

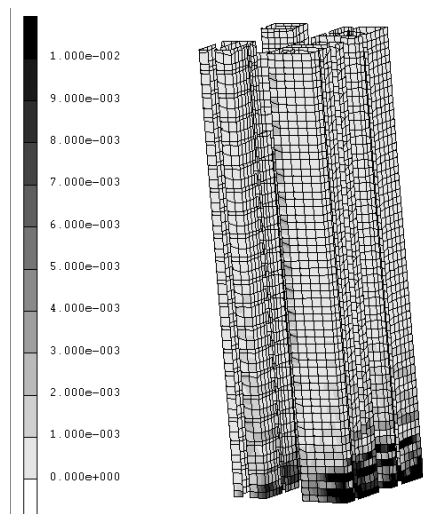


图7 Y方向Pushover极限状态筒体裂缝分布

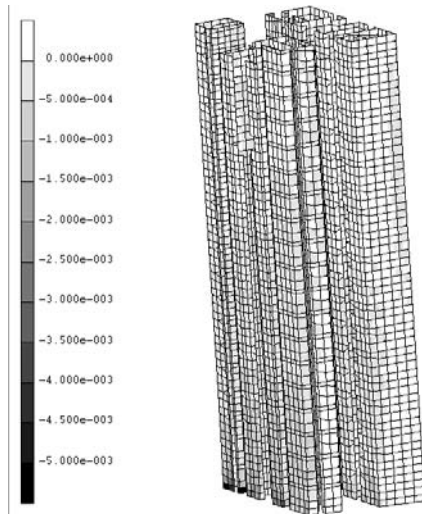


图8 Y方向Pushover极限状态筒体受压应变分布

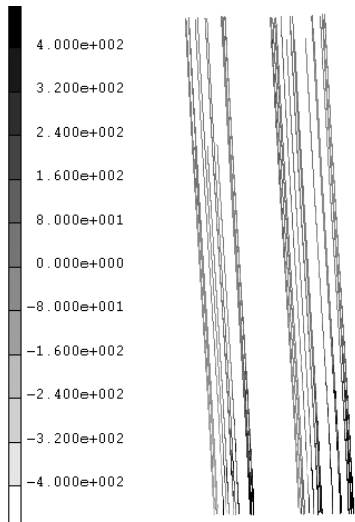


图9 Y方向 Pushover 极限状态筒体纵筋应力分布示意

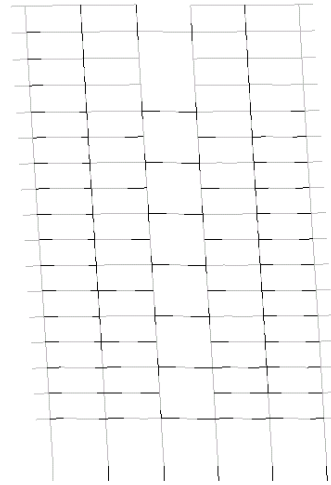


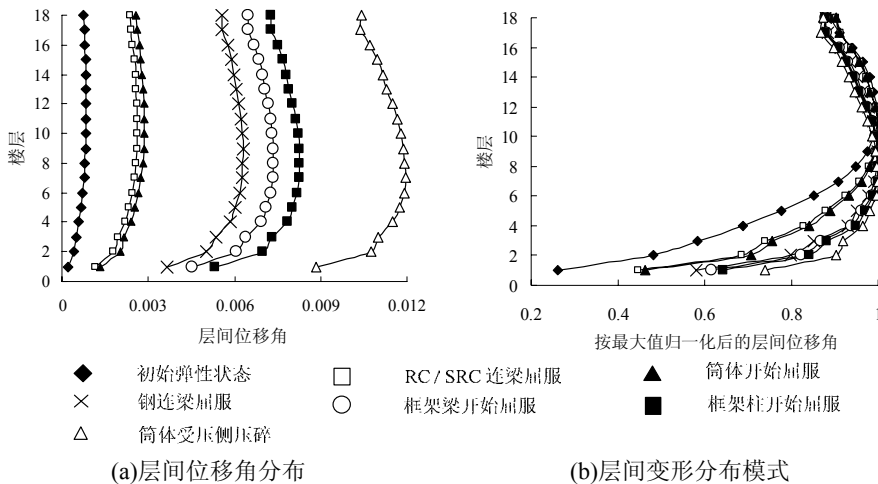
图10 Y方向 Pushover 极限状态某一榀框架塑性铰分布

3.2 结构层间位移角分布

图11和图12给出了结构在各结构构件逐步进入屈服状态时相应的层间位移角分布结果。由图11(a)和12(a)可见,在整个加载过程中,以弯曲型变形为主的核心体和以剪切型变形为主的外框架在各层楼板的强制作用下变形协调,因此结构的整体侧移曲线会保持弯剪型,最大层间位移总是出现在中间层。在筒体受压侧混凝土达到压碎应变时, Y向最大层间位移角出现在第6层,约为1/80, X向最大层间位移角也出现在第6层,约为1/110,

将结构层间位移角分布按各状态下的最大值分别进行归一化,得到各状态下的结构层间变形分布模式(图11(b)和图12(b))。由图11(b)可知,随着荷载不断增大,在Y方向结构层间变形分布有所变化,总体趋势是随荷载增大,结构各构件不断进入塑性状态,结构下部各层,特别是底层层间变形增加较快,这主要是由于在初始弹性状态时核心筒具有很大的抗侧刚度,随着核心筒中各子筒之间的连梁屈服以及各子筒下部数层的相继屈服,核心筒的抗侧刚度退化,特别是底部损伤较为集中,造成整体结构底部层刚度减小幅度较大,底层层间变形增加较快。由图12(b)可见,在X方向结构层间变形分布的变化也具有类似的特点,但底层层间变形随荷载增大而变化的幅度要小一些。这是由于与Y方向相比, X方向核心筒屈服更晚,抗侧刚度退化程度更小,对结构整体底层刚度变化影响更小。

由以上分析可知,总体来看,整个加载过程中结构层间变形模式基本保持稳定,没有发生明显突变。虽然由于核心筒底部损伤集中而导致底层层间变形增加较快,但是核心筒作为整体结构的主要抗侧力体系,对于结构整体变形模式仍起着起控制作用。



(a)层间位移角分布

(b)层间变形分布模式

图11 Y方向加载过程中的结构层间位移结果

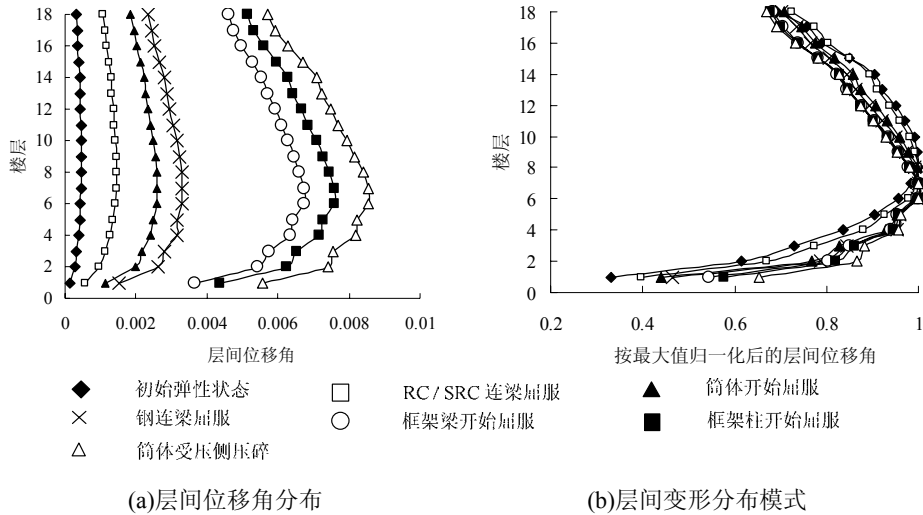


图 12 X 方向加载过程中的结构层间位移结果

3.3 外框架-核心筒间的地震剪力分配

由于框架-核心筒结构为双重抗侧力体系，层剪力由外框架和核心筒两部分共同承担，且层剪力分配比例会随着结构构件逐渐进入弹塑性的程度而逐步发生变化。图 13 给出了在 Y 向加载时结构各层外框架的层剪力分担率 $V_F/V_{总}$ ，其中 V_F 为该层外框架部分承担的层剪力， $V_{总}$ 为相应的楼层总层剪力。由图 13 可见，由于外框架和核心筒的受力变形特性不同，剪力分配的总体特点是：在下部，主要由核心筒承担层剪力，外框架承担得很少；随着层数的增加，外框架承担的层剪力比例逐渐增加；在结构上部，主要由框架来承担剪力。从图 13 还可见，随着荷载增大，筒体开裂、连梁屈服以及筒体纵筋屈服，导致核心筒刚度逐渐降低，外框架层剪力分担率 $V_F/V_{总}$ 逐渐增大。在结构底层，初始弹性状态时，外框架层剪力分担率 $V_F/V_{总}$ 仅为 2.6%，而结构到达极限状态时， $V_F/V_{总}$ 达到 16.6%；在结构中部，初始弹性状态时， $V_F/V_{总}$ 在 15% 左右，而在极限状态时， $V_F/V_{总}$ 已经增加到 30% 左右；在结构顶层，初始弹性状态时， $V_F/V_{总}$ 在 70% 左右，而极限状态时，由于顶层筒体为负剪力，使得 $V_F/V_{总}$ 已经超过 100%。

图 14 给出了在 X 向加载过程各阶段，结构各层外框架层剪力分担率 $V_F/V_{总}$ 。同样，由图可见，随着层数的增加，外框架的层剪力分担率 $V_F/V_{总}$ 逐渐增加，并且随着荷载的增大， $V_F/V_{总}$ 总会逐渐增大。在结构底层，初始弹性状态时，外框架的 $V_F/V_{总}$ 仅为 1.7%，而结构到达极限状态时， $V_F/V_{总}$ 已经达到 10.1%；在结构中部，初始弹性状态时， $V_F/V_{总}$ 在 10% 左右，而极限状态时， $V_F/V_{总}$ 已经增加到 20% 左右；在结构顶层，初始弹性状态时， $V_F/V_{总}$ 在 35% 左右，而极限状态时， $V_F/V_{总}$ 已经增加到 80% 左右。

以上结果表明，在核心筒进入塑性、刚度减小之后，外框架在两个方向上都可以分担足够大的地震剪力，直至最终极限状态，有效地发挥了第二道抗震防线的作用。

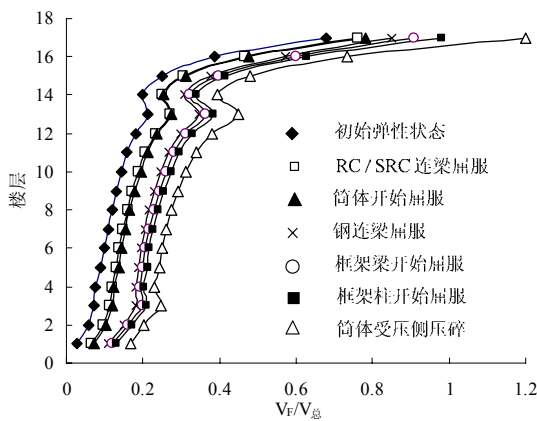


图 13 Y 方向加载外框架所分担的层剪力比例

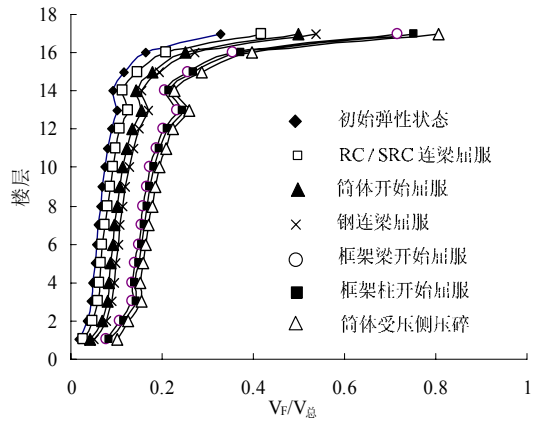


图 14 X 方向加载外框架所分担的层剪力比例

4.动力时程分析结果

为了进一步检验该结构在地震作用下的实际受力性能和各结构构件的弹塑性发展进程,并与以上静力弹塑性分析结果进行对比,本文对该结构进行了弹塑性地震时程分析。首先对结构施加重力荷载代表值,然后在结构 Y 方向和 X 方向分别输入地震动加速度记录,进行弹塑性动力时程分析。由于篇幅限制,本文仅给出 EL-Centro EW 地震波作用下的计算结果。为了考察结构在不同水准地震作用下的抗震性能,将地震峰值加速度 PGA 分别按《抗震规范》8 度抗震设防的小震、中震和大震水准设置为 70gal、200gal 和 400gal。

4.1 结构各部分构件弹塑性发展

在 Y 向各级地震作用下,核心筒各结构构件的弹塑性发展情况见表 3。在小震作用下,四个子筒底部混凝土开裂,但筒体的纵向受力钢筋未屈服,钢连梁也未屈服,钢筋(骨)混凝土连梁虽开裂,但钢筋(骨)均无屈服;在中震作用下,四个子筒混凝土开裂进一步发展,筒体的纵向受力钢筋仍未屈服,钢连梁也未屈服,但已有少量钢筋(骨)混凝土连梁的纵筋(钢筋)屈服;在大震作用下,四个子筒底部数层混凝土开裂程度较大,但受压应变大都未达到混凝土峰值应变,此时筒体中已有少量纵向钢筋受拉屈服,虽然钢连梁仍未屈服,但大部分钢筋(骨)混凝土连梁的纵筋(钢筋)都已屈服。此外,在各水准地震作用下,外框架的钢梁和钢筋混凝土柱构件均未发生屈服现象。在 X 向各级地震作用下,结构各构件的弹塑性发展情况如表 4 所示,结果与 Y 向地震作用下的情况类似。

根据以上分析结果可以看出,在两个方向各水准地震作用下,本结构各结构构件的破坏层次性分明,满足各水准地震下框架-核心筒结构中的各结构构件抗震性能要求。

表 3 Y 方向各级地震作用下各构件弹塑性发展状况

地震强度	顶层最大位移/mm	最大层间位移角	结构各部分构件状态					
			筒体(混凝土)	筒体(纵筋)	钢筋(骨)混凝土连梁	钢连梁	框架梁	框架柱
PGA=70gal	60	1/1040	开裂	未屈服	未屈服	未屈服	未屈服	未屈服
PGA=200gal	131	1/446	开裂	未屈服	少量屈服	未屈服	未屈服	未屈服
PGA=400gal	289	1/230	开裂	少量屈服	屈服	未屈服	未屈服	未屈服

表 4 X 方向各级地震作用下各构件弹塑性发展状况

地震强度	顶层最大位移/mm	最大层间位移角	结构各部分构件状态					
			筒体(混凝土)	筒体(纵筋)	钢筋(骨)混凝土连梁	钢连梁	框架梁	框架柱
PGA=70gal	31	1/2015	开裂	未屈服	未屈服	未屈服	未屈服	未屈服
PGA=200gal	110	1/582	开裂	未屈服	少量屈服	未屈服	未屈服	未屈服
PGA=400gal	210	1/314	开裂	少量屈服	屈服	未屈服	未屈服	未屈服

4.2 结构层间位移角分布

在 Y 方向和 X 方向各水准地震作用下的位移计算结果见表 3~4 及图 15~16。8 度小震作用下, Y 方向顶层最大位移为 60mm,最大层间位移角出现在第 11 层(见图 15),约为 1/1040; X 方向顶层最大位移为 31mm,最大层间位移角出现在第 9 层,约为 1/2015(见图 16),均满足《抗震规范》(1/800)的层间侧移限值要求; 8 度大震作用下, Y 方向顶层最大位移为 289mm,最大层间位移角出现在第 6 层(见图 15),约为 1/230; X 方向顶层最大位移为 210mm,最大层间位移角出现在第 6 层(见图 16),约为 1/314,均满足《抗震规范》(1/100)罕遇地震下弹塑性层间侧移的限值要求。同时,在罕遇地震作用下,该结构两个方向均不存在明显的薄弱层。

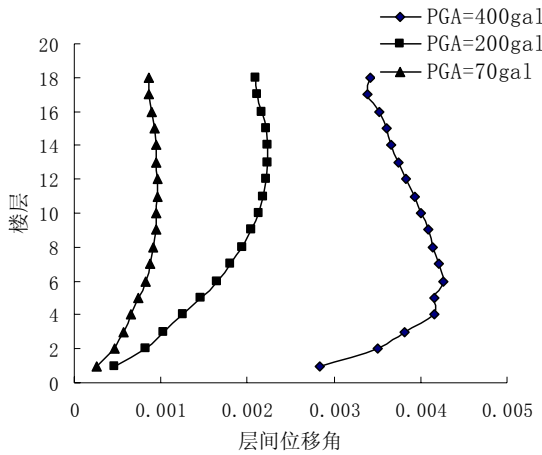


图 15 Y 方向各级地震顶层位移最大时刻的层间位移角分布

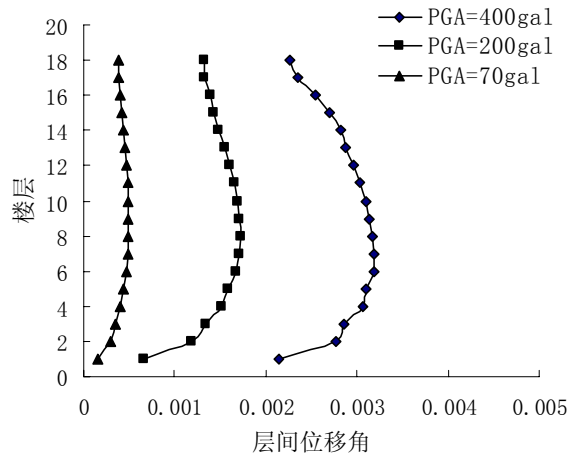


图 16 X 方向各级地震顶层位移最大时刻的层间位移角分布

4.3 外框架-核心筒间的地震剪力分配

图 17 给出了在 Y 向各级地震作用下, 各层外框架层剪力分配比例 $V_F/V_{总}$, 其中 V_F 为相应楼层框架部分承担的最大层剪力, $V_{总}$ 为相应楼层的最大总层剪力。由图可见, 随着高度增加, 外框架承担的层剪力比例 $V_F/V_{总}$ 逐渐增加, 并且随着地震动强度的增大, 核心筒逐渐进入弹塑性, 刚度降低, 外框架承担的层剪力比例 $V_F/V_{总}$ 会逐渐增大。在结构底层, $V_F/V_{总}$ 由小震时的 2.5% 增加至大震时 11.1%; 在结构中部楼层, $V_F/V_{总}$ 由小震时的 10% 左右增加到大震时的 30% 左右, 最大值已接近 40%; 在结构顶层, $V_F/V_{总}$ 由小震时的约 60% 增加到大震时的约 75%。图 18 给出了在 X 向各级地震作用下, 各层外框架层剪力分配比例 $V_F/V_{总}$, 其随高度增加的变化情况与 Y 方向基本相近。由 4.1 的分析可知, 在罕遇地震作用下, 本结构中的框架柱均未屈服, 同时结合以上层剪力的分析结果可知, 外框架在两个方向上不仅分担了足够大的地震剪力、并具有足够的抗震承载力, 在罕遇地震作用下整体上有效地发挥了第二道抗震防线的作用。

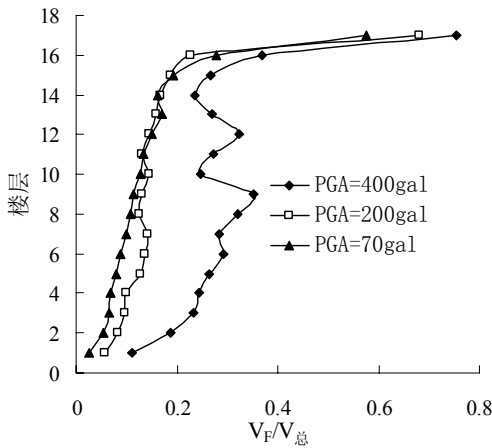


图 17 各层框架分担剪力比例 $V_F/V_{总}$
(Y 方向各级别地震作用)

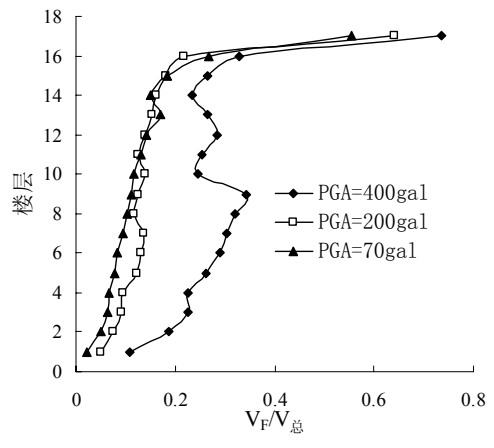


图 18 各层框架分担剪力比例 $V_F/V_{总}$
(X 方向各级别地震作用)

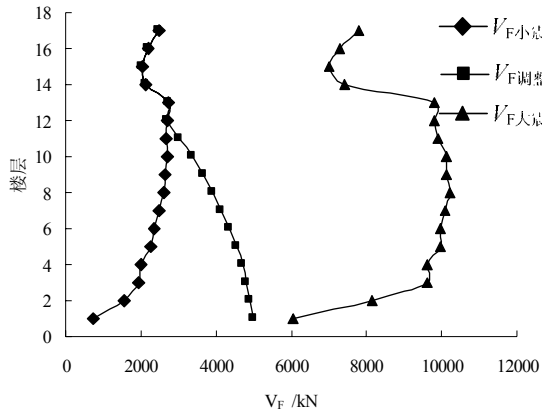


图 19 Y 方向框架所分担的层剪力

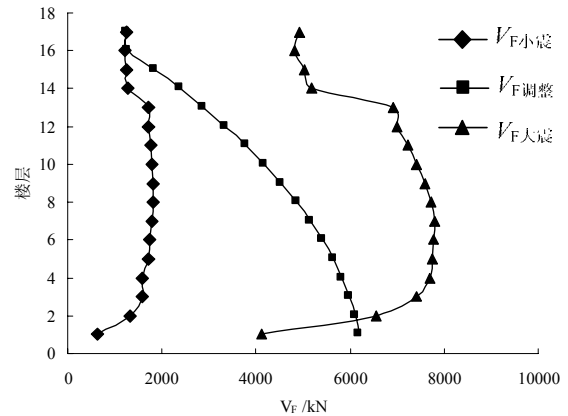


图 20 X 方向外框架所分担的层剪力

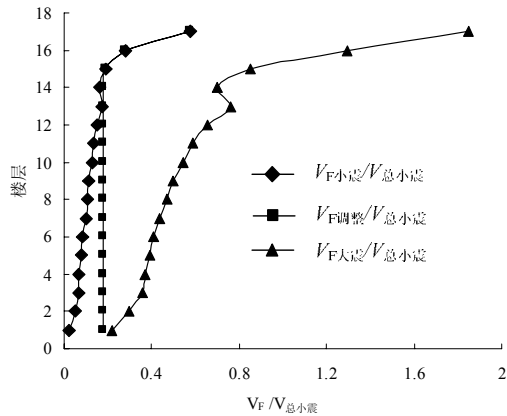


图 21 Y 方向外框架剪力系数

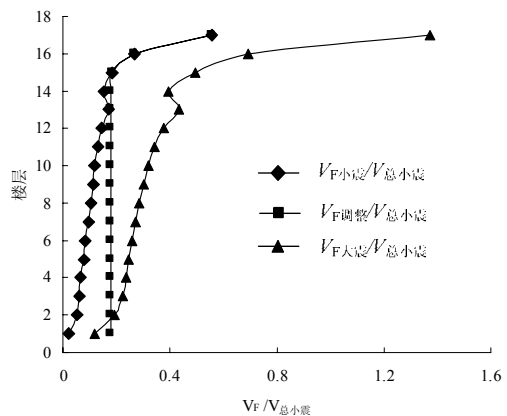


图 22 X 方向外框架剪力系数

《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程(报批稿)》^[12](以下简称《混合规程》)中规定,8度抗震设防时,框架分担的层剪力不低于相应楼层总剪力的18%,同时也不应小于按弹性协同计算所得到的剪力。图19~20分别给出了本结构两个方向外框架按小震协同计算得到的层剪力 $V_{F小震}$,以及按照《混合规程》的要求进行调整后的框架层剪力设计值 $V_{F调整}$,并与结构在大震作用下框架分担的实际层剪力 $V_{F大震}$ 进行了对比。同时,图21~22分别给出了两个方向上的 $V_{F小震}/V_{总小震}$, $V_{F调整}/V_{总小震}$, $V_{F大震}/V_{总小震}$,其中 $V_{总小震}$ 为小震作用下楼层的总剪力。由于我国规范抗震设计是根据小震作用下结构弹性计算得到的内力值进行的,因此以上的比值均以 $V_{总小震}$ 作为基准。由图19~20可见,在大震作用下两个方向框架的实际层剪力 $V_{F大震}$ 在绝大部分楼层都高于《混合规程》中所要求的设计值下限 $V_{F调整}$ 。同理,图21~22中 $V_{F大震}/V_{总小震}$ 也在绝大部分楼层大于按《混合规程》要求调整得到的层剪力。而且,前述4.1中的分析结果表明在大震作用下框架柱并未屈服,这表明了本结构实际设计中框架部分所具备的承载力远大于《混合规程》所要求的框架层剪力设计下限值,能够起到很好的第二道抗震防线的作用。

5 结论

本文讨论了框架-核心筒结构体系的合理破坏模式以及如何保证其具有多道抗震防线,提高抗震性能的问题,并以一个实际高层框架-多子筒核心筒混合结构为例,采用静力弹塑性计算和弹塑性动力时程计算,分析了其在地震作用下的破坏模式,层间变形分布和地震剪力分配。结果表明,通过引入能力设计法的控制概念,有目的的引导作为主要抗侧力体系的核心筒的屈服机制和破坏模式,并且对外框架进行合理的设计使其具有足够的承载力和延性,框架-核心筒结构就可以具有三道抗震防线:连梁、墙肢或子筒、框架,并且结构同时具有足够的耗能能力,能最大限度的减小作为主要抗侧力体系的墙肢或子筒的破坏程度,从而形成合理的破坏模式,提高整体结构的抗震性能。

参考文献:

- [1] GB50011-2001, 建筑抗震设计规范[S], 中国建筑工业出版社, 北京, 2002
- [2] JGJ3-2002、J186-2002, 高层建筑混凝土结构技术规程[S], 中国建筑工业出版社, 北京, 2002
- [3] 方鄂华, 钱稼茹, 叶列平, 高层建筑结构设计[M], 中国建筑工业出版社, 北京, 2003
- [4] 白国良, 楚留声, 李晓文, 高层框架-核心筒结构抗震防线问题研究[J], 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2007, 39(4):445~450
- [5] 叶列平. 体系能力设计法与基于性能/位移抗震设计[J]. 建筑结构, 2004, 34(6):10-14.
- [6] 陆新征, 缪志伟, 江见鲸, 叶列平, 静力和动力荷载作用下混凝土高层结构的倒塌模拟[J], 山西地震, 2006. 126(2): 7~11.
- [7] 缪志伟, 陆新征, 叶列平, 分层壳单元在剪力墙结构有限元计算中的应用, 建筑结构学报, 2006, 27(Sup. 2), 932-935.
- [8] Applied Technology Council , Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings[S]. ATC-40, 1996.
- [9] FEMA273, FEMA274, FEMA356, NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings[S]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 1996.
- [10] 熊向阳, 戚震华. 侧向荷载分布方式对静力弹塑性分析结果的影响[J], 建筑科学, 2001, 17(5):8~1
- [11] 侯爽, 欧进萍, 结构 Pushover 分析的侧向力分布及高阶振型影响[J], 地震工程与工程振动, 2004, 24(3):
- [12] 《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程 (报批稿)》[S], 北京, 2007