



特大地震下超高层建筑的倒塌模拟

卢啸, 陆新征*, 张万开, 叶列平

清华大学土木工程系, 土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100084

* E-mail: luxz@tsinghua.edu.cn

收稿日期: 2011-04-04; 接受日期: 2011-07-08

国家自然科学基金重大研究计划重点项目(批准号: 90815025), 清华大学青年教师自主选题基础研究项目(批准号: 2010THZ02-1)和教育部新世纪优秀人才支持计划项目资助

摘要 近年来 500 m 以上超高层建筑发展迅猛, 是当前土木工程的重要国际前沿, 特大地震下抗倒塌性能研究是超高层建筑必须认真对待的重要问题. 本文以结构总高度为 632 m 的上海中心大厦为具体研究对象, 建立了该超高层结构的有限元模型, 讨论了巨型构件和各类不同构件的建模方法及其失效准则, 分析了结构的基本动力特性, 预测了该超高层建筑结构在特大地震作用下的破坏模式和倒塌过程, 分析了其失效机理. 本研究可为超高层结构地震破坏机理和抗震设计研究提供参考.

关键词
超高层结构
倒塌模拟
特大地震
有限元

自 2004 年世界上第一座超过 500 m 的超高层建筑(台北 101 大厦)建成以来, 国内外兴起了新一轮 500 m 级以上的超高层建筑的建造热潮, 2010 年迪拜建成的哈利法塔高度达到了 828 m, 成为了世界第一高度的建筑. 随着我国经济快速发展, 超高层建筑的发展也极其迅猛, 目前仅在建的 600 m 以上超高层建筑就超过 3 栋, 数量上已在世界独占鳌头. 根据国际高层建筑与城市住宅委员会(CTBUH)2010 年的统计数据显示(<http://buildingdb.ctbuh.org/>): 截至 2010 年, 世界上高度超过 300 m 的在建或已建成的超高层建筑约有 120 栋, 主要分布在中国、阿拉伯联合酋长王国和美国, 分别有 47 栋(包括台湾 3 栋)、28 栋和 18 栋. 超高层建筑的发展, 也促进了新型结构体系和新型巨型结构构件的发展. 与此同时, 由于传统实验研究方法难以开展, 超高层建筑抗震安全、尤其是特大地震下的抗倒塌能力成为急需研究的重要课题.

振动台试验是研究和检验新型建筑结构整体抗

震性能的常用手段之一. 2002 年, 陆华纲、朱彤^[1]对一高度为 166 m 的钢筋混凝土筒中筒结构进行了 1:50 模型缩比振动台试验, 对 7 度多遇和罕遇地震下的抗震安全性能进行了评估; 2006 年, 邹昀、吕西林等人^[2]对结构高度为 492 m 的上海环球金融中心大厦进行了 1:50 的缩比振动台试验, 研究了该复杂超高层结构体系在 7 度多遇、7 度基本、7 度罕遇和 8 度罕遇地震作用下的动力特性及反应; 2006 年, Li & Lam^[3]对香港的高度约为 120 m 的高层建筑进行了 1:20 的缩比振动台试验; 2010 年, 毛苑君和吕西林等人^[4]对上海中心大厦进行了 1:50 结构模型缩比振动台抗震试验, 分析了结构在 7 度多遇、7 度基本、7 度罕遇以及 7.5 度罕遇地震作用下结构的抗震性能, 而这些试验研究中, 结构并没有发生倒塌, 因此很难深入掌握结构的倒塌过程及倒塌机理等问题. 2007 年, 黄庆华、顾祥林等人^[5]对某 3 层的单跨混凝土框架进行了 1:4 缩比模型振动台倒塌试验; 2008 年, Sutia &

英文版发表信息: Lu X, Lu X Z, Zhang W K, et al. Collapse simulation of a super high-rise building subjected to extremely strong earthquakes. Sci China Tech Sci, 2011, 54: 2549-2560, doi: 10.1007/s11431-011-4548-0

Yamada 等人^[6, 7]在日本的 E-Defense 三维振动台上进行了 4 层钢框架结构的足尺振动台倒塌试验, 对该结构在特大地震下的抗倒塌性能进行了研究, 研究表明, 该结构在 1995 年兵库南部地震动作用下, 底层柱出现局部屈曲, 形成了首层软弱层的层倒塌机制; 2009 年, van de Lindt & Pei 等人^[8]在 E-Defense 振动台上进行了 6 层木结构的足尺振动台试验, 验证了该木结构具有良好的抗震性能, 即使在重现期为 2500 年的地震作用下, 结构也未发生倒塌, 仅存在局部破坏; 2009 年, Wu & Kuo^[9]对某单层的混凝土非延性框架进行了振动台倒塌试验; 由于受到试验条件及试验安全等问题的限制, 在已有的研究成果中, 采用振动台仅能研究一些多层建筑的缩比或足尺的倒塌试验, 对于高达几百米的超高层结构, 利用振动台试验研究其抗倒塌性能难度很大, 且花费巨大. 因此, 数值模拟方法逐渐成为研究建筑结构抗震性能和抗倒塌性能的重要手段.

2001 年, 陆新征等人^[10]利用简化的分析模型, 基于 LS-DYNA 对纽约世贸中心受飞机撞击后的倒塌进行了模拟, 说明了倒塌的主要原因; 2004 年, Pan & Brownjohn^[11]利用有限元模型研究了新加坡第一高楼的基本动力特性和地震荷载下的动力响应, 并与实测 21 条远场地震动记录下结构的响应进行了比较, 说明了结构的顶点位移响应与实测结果吻合最好, 且论证了 BS8110 规范抗震设计的合理性; 2006 年, Pekau & Cui^[12]利用离散元方法 (DEM) 模拟了 20 层 3 跨预制装配剪力墙结构在地震作用下的连续倒塌, 研究表明当预制装配式剪力墙满足抗震需求时, 其剪力连接件的延性自动满足非地震作用下的抗连续倒塌需求; 2007 年, Mattern & Blankenhorn^[13]比较了三层框架结构利用有限元模型和刚体模型模拟的连续倒塌过程, 认为多刚体模型可以通过较小的计算量得到精度类似于有限元的结果; 2009 年, Fan & Li^[14]建立台北 101 大厦的有限元模型, 分析了其抗震性能, 研究表明带有巨型框架的超高层建筑一般都具有很高的强度储备, 满足大震下规范中所规定的抗震需求.

大量文献研究表明, 现有高层和超高层结构数值模拟大多还是停留在常规的抗震性能分析上, 真正超高层结构地震倒塌模拟的研究国内外都还很少. 超高层结构地震倒塌模拟需要解决的问题包括: 复杂结构建模、强非线性分析、超大规模计算等, 因此

成为目前国内外抗震研究的重要前沿方向.

本文在国家自然科学基金重大研究计划“重大工程的动力灾变”的支持下, 建立了目前国内最高建筑——结构高度为 632 m 的上海中心大厦的有限元模型, 并模拟了上海中心大厦在特大地震下倒塌的全过程, 分析了破坏模式和倒塌机理, 其方法可为研究超高层结构地震破坏机理和抗震设计方法提供参考.

1 基本工程概况

上海中心大厦位于上海陆家嘴, 是一栋以甲级写字楼为主的综合性超高层建筑(图 1), 主体塔顶建筑高度 632 m, 结构屋顶高度约 580 m, 共 124 层, 采用“巨柱-核心筒-伸臂桁架”的混合抗侧力体系(如图 2), 该体系的主要组成如下.

1) 核心筒主体为一个边长约 30 m 的方形钢筋混凝土筒体, 核心筒底部翼墙厚 1.2 m, 随高度增加核心筒墙厚逐渐减小, 顶部厚 0.5 m; 核心筒内腹墙厚度由底部的 0.9 m 逐减薄至顶部的 0.5 m. 由于建筑功能的要求, 核心筒的角部在第五区以上被逐步切去, 最终形成一个十字形核心筒^[4, 15].

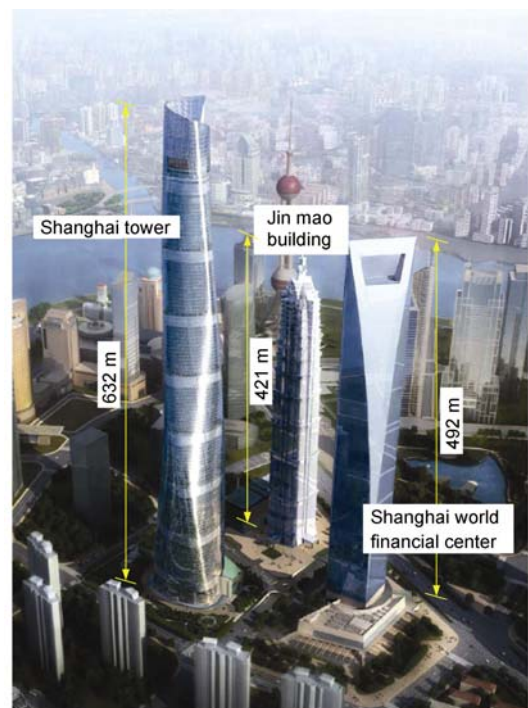


图 1 三座超高层的位置示意效果图(来源: 东方网)

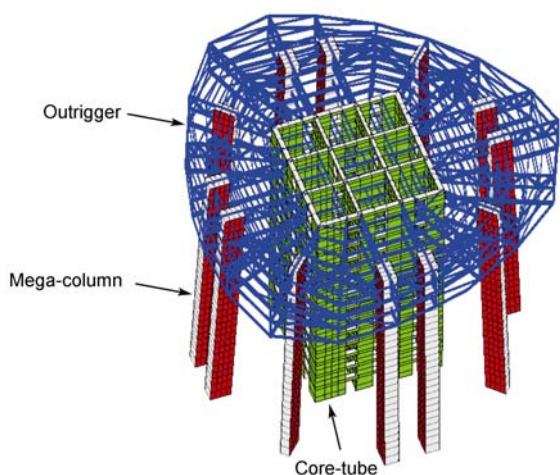


图2 上海中心大厦主要抗侧力体系示意图

2) 巨柱系统由 12 根型钢-混凝土巨柱组成^[15], 最大柱截面约为 5300 mm×3700 mm. 8 根巨柱贯穿整个结构高度, 柱截面尺寸随着高度的增加逐渐减小, 最终减小为 2400 mm×1900 mm; 其余 4 根角柱仅延伸至结构的第 5 节段.

3) 桁架系统位于结构的加强层位置, 由环形桁架和伸臂桁架共同组成, 高度约为 9.9 m, 所有桁架杆件均为工字型截面钢梁.

2 有限元模型

为满足超高层结构地震倒塌模拟的复杂结构建模、强非线性分析和高性能计算需求, 本文以非线性计算性能良好的大型通用有限元软件 MSC.MARC 为平台, 结合清华大学开发的材料本构模型、单元本构模型和单元生死准则, 建立了上海中心大厦的有限元模型.

模型中包含了 4 种不同的单元类型: 空间梁单元模拟外框架和桁架; 分层壳单元模拟剪力墙; 空间杆单元模拟部分钢筋和型钢钢骨; 膜单元模拟楼板, 详细介绍如下.

2.1 材料本构

为准确模拟倒塌过程中构件在复杂内力(轴力、弯矩、剪力等)组合下的非线性行为和破坏, 本研究所有构件均采用基于材料本构模型的精细化模型^[16]. 上海中心大厦的主要建筑材料为混凝土和钢材. 在有限元模型中, 混凝土材料采用 von Mises 屈服准则和各向同性强化准则, 等效单轴受压 σ - ε 关系上升段

按美国学者 Hongnestad 表达式选取, 下降段为斜直线, 并保持 $0.3f_c$ 的残余强度, 其中 f_c 为峰值压应力, 其标准化的等效塑性应变和应力的关系^[17]如图 3 所示. 混凝土材料受拉采用分布裂缝模型^[17]; 钢材采用基于 von Mises 屈服准则的弹塑性本构模型, σ - ε 骨架线采用汪训流等人^[18]提出的四段式(弹性段、屈服段、强化段以及软化段)模型, 如图 4 所示.

2.2 核心筒

核心筒采用了非线性模拟效果表现良好的分层壳单元来模拟(图 5), 可以考虑面内弯曲-面内剪切-

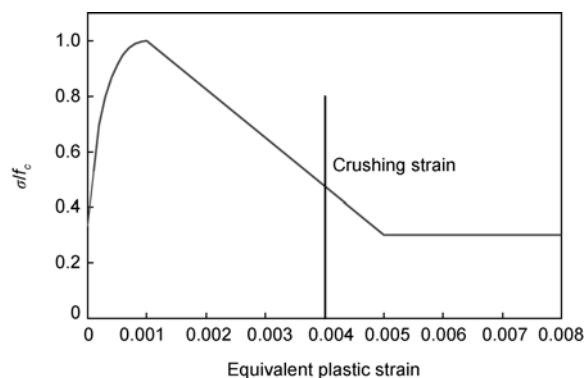


图3 混凝土应力应变骨架线

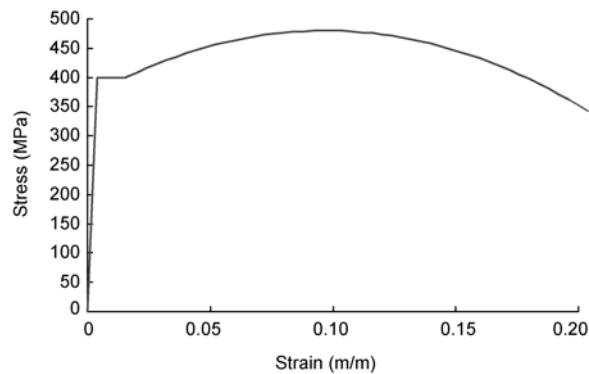


图4 钢材骨架线模型

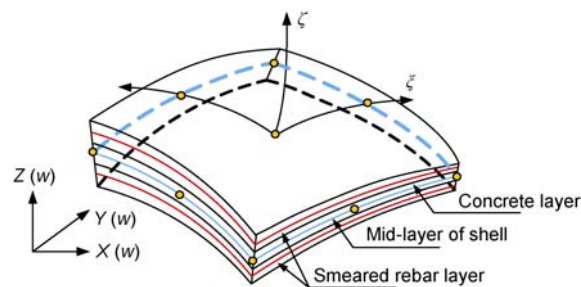


图5 分层壳示意图

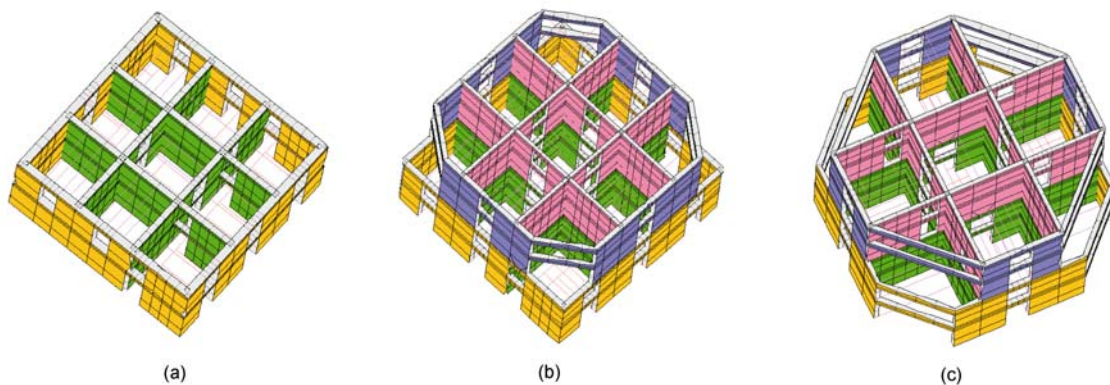


图6 典型节段核心筒有限元模型

(a) Zone 1~5 核心筒; (b) Zone 4 和 Zone 5 交界处核心筒; (c) Zone 6 和 Zone 7 交界处核心筒

面外弯曲的耦合作用, 文献[19~21]验证了分层壳模型在模拟剪力墙时的准确性和高效性. 典型节段的核心筒有限元模型如图6所示.

2.3 伸臂桁架、外框架构件等构件

外框架、环向桁架、伸臂桁架以及塔顶均采用工字型钢梁, 结构分析时采用纤维梁单元进行模拟. 为了保证计算精度, 工字型钢梁的翼缘和腹板均设置9个积分点, 全截面共有27个积分点, 纤维梁模型已经在弹塑性分析中得到广泛的应用, 其计算精度也得到验证^[22~25].

2.4 巨柱

上海中心结构体系中一种很特殊的构件类型就是12根超级巨柱, 其中8根贯穿整个结构高度, 其余4根角柱仅延伸至结构第5节段. 巨柱为钢骨混凝土, 典型截面如图7所示, 截面面积约20 m², 截面的含钢率和配筋率分别为6.22%和1.16%. 由于巨柱尺寸很大, 配置的钢筋和钢骨对混凝土受力性能也有较大影响, 采用常规的梁单元, 计算精度不能满足要求, 而直接采用实体单元则整个结构的计算量太大. 为了在计算精度和计算量之间找到一个平衡点, 在缺少巨柱足尺试验的条件下, 本文以巨柱的精细化实体有限元模型为基础, 建立了基于分层壳单元的简化巨柱有限元模型.

在巨柱精细化有限元模型中, 采用实体单元模拟混凝土, 网格采用规则的6面体网格; 采用壳单元模拟巨柱中的型钢, 网格采用规则的4边形网格; 采用杆单元模拟巨柱中钢筋笼(图8(a)). 简化模型采用

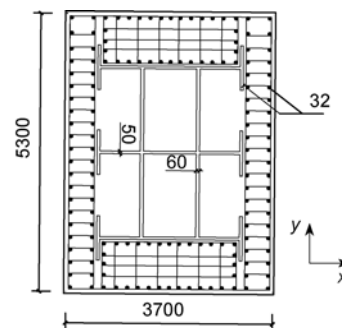


图7 典型巨柱截面(单位: mm)

由分层壳单元和杆单元的组合模型来实现, 利用分层壳单元模拟巨柱沿Y方向的混凝土层、钢筋层和型钢的腹板层, 利用杆单元来模拟型钢的翼缘和沿X方向的钢筋, 然后利用共节点方法将杆单元插入到壳单元中, 如图8(b)所示.

为了验证简化模型的准确性, 对巨柱进行了纯压、纯弯、单向压弯、双向压弯等多种工况的数值试验, 具体的工况如图9所示. 典型的结果比较如图10所示, 更加详尽的结果比较见文献[26]. 显然, 简化模型基本上能把握住巨柱的基本力学性能, 与精细模型的误差比较小, 在可接受范围内; 而且模型的自由度数也远小于精细模型, 比较如表1所示. 因此, 可以用该巨柱的简化模型进行整个结构的地震响应分析. 最终得到整体结构的有限元模型如图11所示.

2.5 失效准则

结构的倒塌是一个非常复杂的过程, 结构构件会逐个达到承载力、破坏、失效, 进而从结构体系中

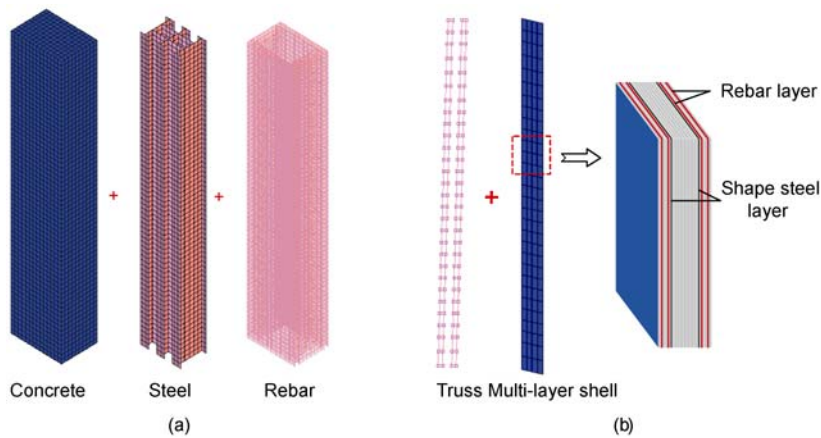


图8 巨柱精细模型以及简化模型

(a) 精细模型; (b) 简化模型

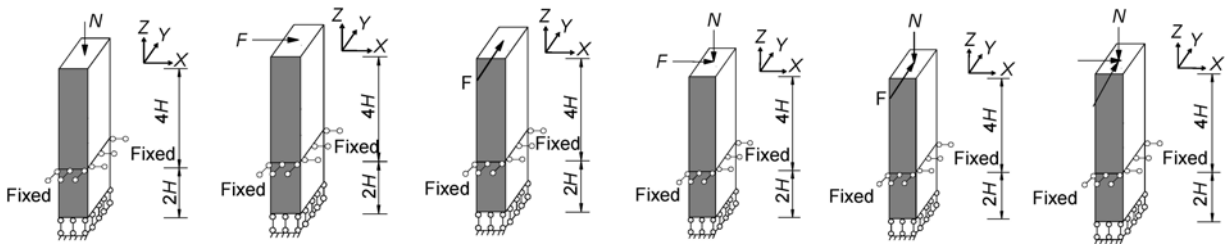


图9 巨柱的典型受力工况

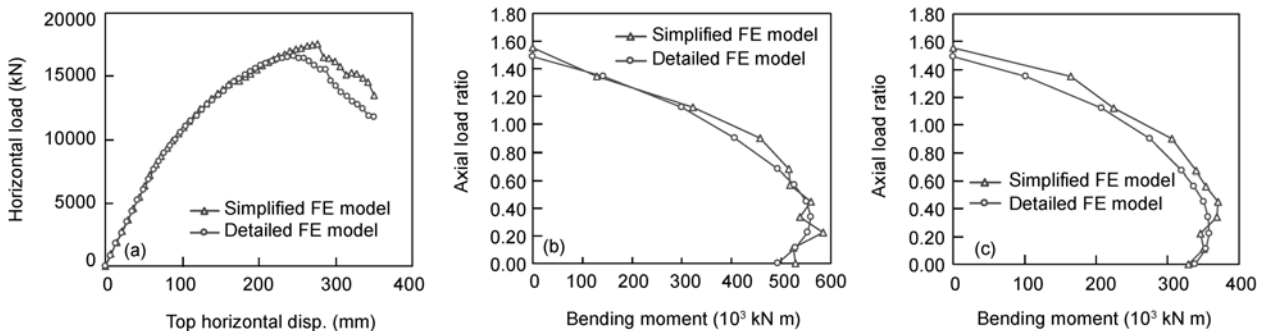


图10 典型工况精细模型与简化模型结果比较

(a) 轴压比 0.45 双向 1:1 推覆; (b) 双向 2:1 加载弯矩-曲率包络面-Y(强轴); (c) 双向 1:1 加载弯矩-曲率包络面-X(弱轴)

表1 精细模型与简化模型单元数和节点数

	Detailed FE model	Simplified FE model
Element number	86563	706
Node number	54542	400

退出工作。本文中采用生死单元子程序来实现这一过程, 当某个结构构件超过了某特定失效准则的阈

值, 认为其失效, 利用生死单元子程序将其从整体结构模型中移除。对于上海中心大厦的有限元模型, 主要采用了壳单元、梁单元和杆单元。对于每种不同的单元类型采用了不同的失效准则。对于壳单元, 每个壳单元至少有 11 层(具体层数取决于实际的结构构件), 每层有 4 个积分点, 当任意一个积分点的主压应变超过 0.1 或者主拉应变超过 0.2 时, 认为该层失效,

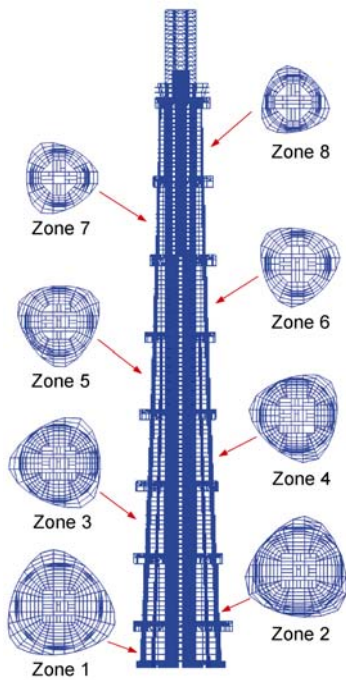


图 11 整体结构有限元模型

直至所有层失效时, 认为该单元失效, 将其从整体结构模型中移除^[27]; 对于梁单元, 每个截面上有 27 个积分点, 沿梁长度方向有 2 个积分点, 当所有纤维积分点上的等效塑性应变值超过极限拉应变 0.2 时, 认为该单元失效, 将其从模型中移除^[27]; 对于杆单元, 每个杆单元有 1 个积分点, 当任意一个积分点的等效塑性应变超过极限应变 0.2 时, 认为该单元失效, 将其从模型中移除^[27].

3 结构倒塌过程及机理分析

上海中心大厦通过精心设计和反复论证, 已经可以保证其在设计罕遇地震下的安全性^[15], 但是为了更好的研究此类结构的倒塌机理和倒塌过程, 本文人为加大地震动强度, 直至结构发生倒塌. 虽然这样大的地震在上海地区基本不可能发生, 但是由此得到的结构倒塌模式和破坏机理, 对认识超高层结构体系受力特性有一定的科学意义.

3.1 基本动力特性

在进行结构倒塌分析前, 首先利用有限元 MSC.MARC 中的 Lanczos 方法进行了模态分析, 总共分析了结构的前 30 阶模态, 其前 9 阶频率及模态

特性如表 2 所示. 结构基本周期约为 9.82 s, 且 X 和 Y 向的周期基本一致, 远远超出了《建筑抗震设计规范》^[28](GB50011-2010)反应谱 6 s 的范围.

3.2 单向地震动输入下的倒塌

在做单向地震动输入下的倒塌分析时, 选择了应用广泛的 1940 年的 El-Centro 地震动记录作为典型输入, 其归一化加速度时程和 5% 阻尼比的弹性反应谱如图 12 所示. 采用 PGA 调幅方法将其 PGA 调至 19.6 m/s^2 , 约为实际地震动的 6.4 倍(实际地震动的 $\text{PGA}=0.313 \text{ G}$), 且沿 X 方向单向输入. 由于缺乏超长周期结构阻尼比的取值依据, 初步按照《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》^[29](CECE230:2008)5.3.4 条规定, 采用了 5% 的阻尼比, 结构最终倒塌模式如图 13(a)所示. 其倒塌过程如图 14 所示: 当 $t=2.58 \text{ s}$ 时(图 14(a)), 核心筒的部分连梁发生破坏, 且由于核心筒从第 6 节段到第 7 节段的转变中, 洞口布局有改变, 核心筒开洞从中间移至外缘, 存在刚度的突变, 极大削弱了核心筒的抗弯能力, 因此, 第 7 节段底部核心筒外缘的剪力墙被压溃; 当 $t=3.90 \text{ s}$ (图 14(b))时, 由于

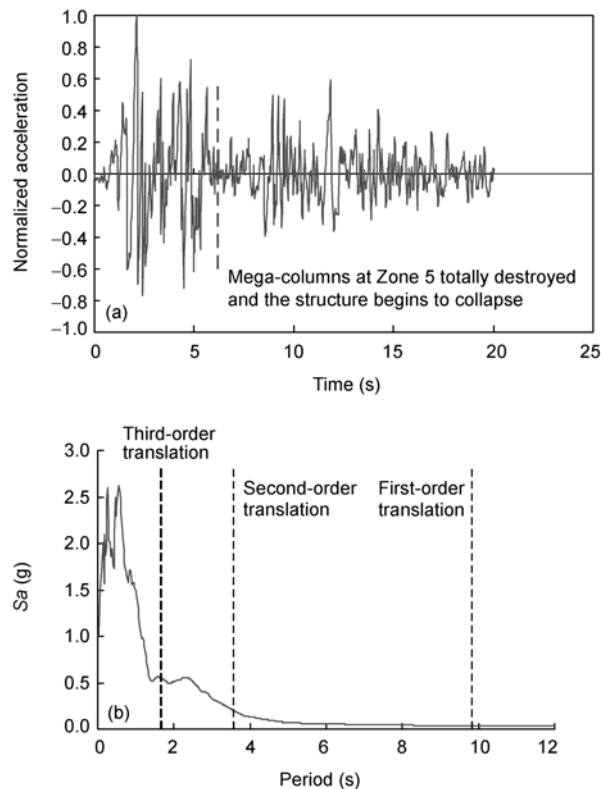


图 12 El-Centro 波归一化加速度时程和弹性反应谱

表2 上海中心大厦前9阶周期

	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_7	T_8	T_9
Gravity load (t)					6.85×10^5				
Period (s)	9.83	9.77	4.09	3.57	3.52	1.97	1.67	1.66	1.22
Modal property	First-order translation in X direction	First-order translation in Y direction	First-order torsion	Second-order translation in X direction	Second-order translation in Y direction	Second-order torsion	Third-order translation in X direction	Third-order translation in Y direction	Third-order torsion

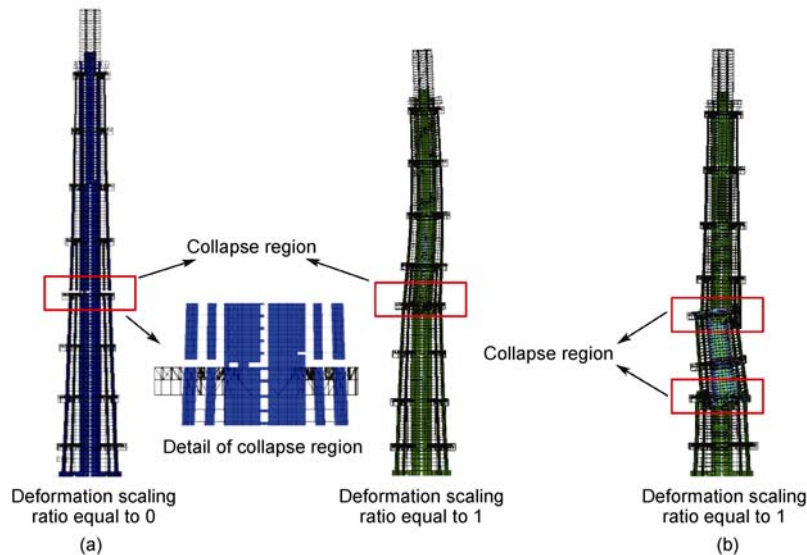


图13 不同地震动输入下的倒塌模式

(a) El-Centro 波输入($PGA=19.6 \text{ m/s}^2$)倒塌模式; (b) 上海波双向输入($PGA=9.8 \text{ m/s}^2$)倒塌模式

核心筒从第4节段到第5节段截面形状改变(如图6(b)),四个角部被切除,因此第五区段底部剪力墙开始被压溃;当 $t=5.88 \text{ s}$ (图14(c))时,由于第五区段部分剪力墙大量破坏,内力产生重分配,巨柱受到的侧向力和竖向力逐渐增大,巨柱开始压弯破坏;当 $t=6.18 \text{ s}$ 时(图14(d)),第五区段核心筒和剪力墙完全破坏,结构倒塌开始发生。

El-Centro 地震动输入下结构顶点的位移时程曲线和楼层位移分布如图15,16所示。由图12可知,该高层结构的第一、二阶平动周期非常长相应的地震力也比较小,所以该高层结构地震作用下的破坏主要由高阶振型(水平向三阶振型)控制,故而结构临近倒塌时,结构变形模式呈高阶振型形状。破坏部位以上结构的重心并未有显著偏移(图16),故而结构倒塌以竖向倒塌模式为主,而非侧向倾覆倒塌。

显然,该超高层结构在 El-Centro 波作用下,第五区段以上部位破坏比较严重,主要集中在第五、

六、七区段,而最终在第五区段发生折断,整个结构断成两截,可见第五区段是引起结构倒塌的潜在薄弱部位,在设计过程中应该给予更多关注。在上述倒塌过程中,连梁最先发生破坏,是结构的第一道防线,耗散部分地震能量,随后核心筒内的剪力墙和巨柱开始发生破坏,只有在同一区段的剪力墙和巨柱都发生破坏后,结构才可能发生倒塌。而通过常规弹塑性分析得到的初始屈服部位可能并非是引起结构倒塌的关键部位,如果设计不当,对初始屈服部位进行加强,可能使得耗能构件不能充分耗散能量,反而使结构变得不安全,这进一步说明了倒塌分析的重要性。

3.3 关键构件的应力-应变关系

结构倒塌过程是结构在地震作用下的宏观响应,为了进一步研究结构倒塌过程中关键构件力学行为,本节对关键构件的应力-应变行为进行了研究。在

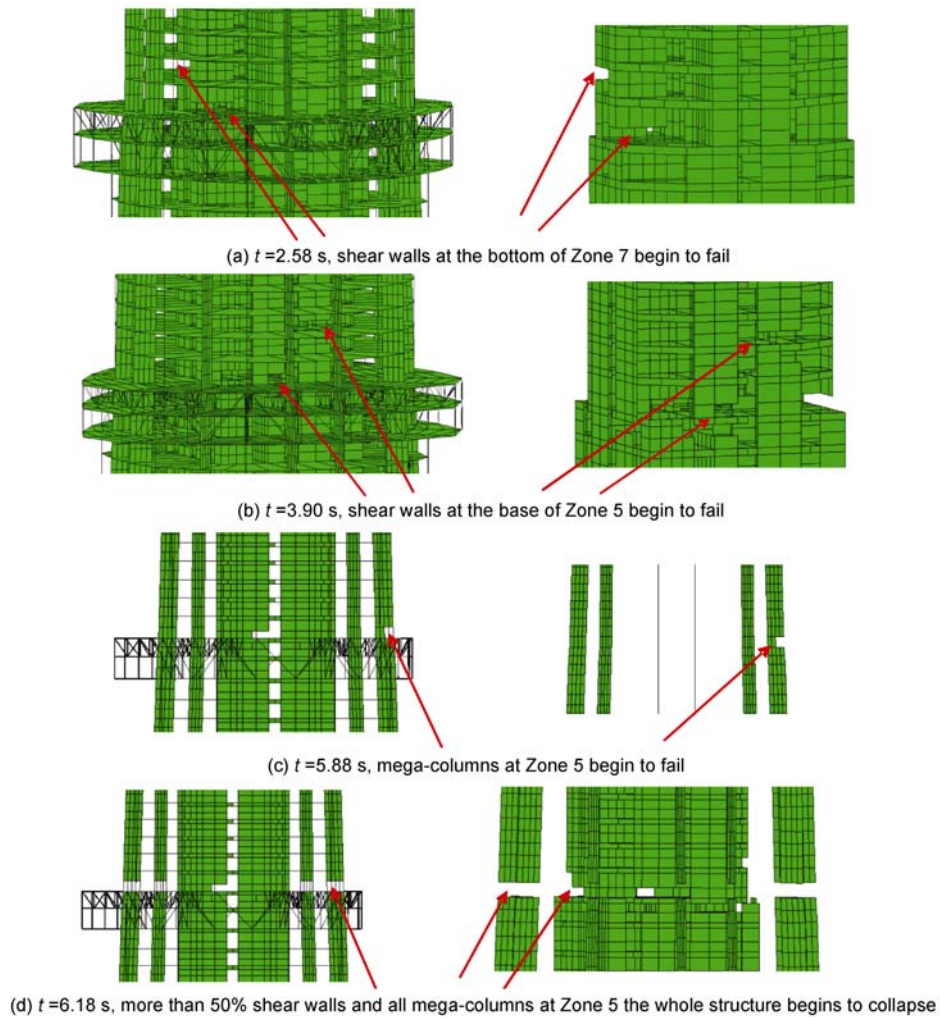


图 14 El-Centro 波单向地震动输入($PGA=19.6 \text{ m/s}^2$)倒塌过程
(a) $t=2.58 \text{ s}$; (b) $t=3.90 \text{ s}$; (c) $t=5.88 \text{ s}$; (d) $t=6.18 \text{ s}$

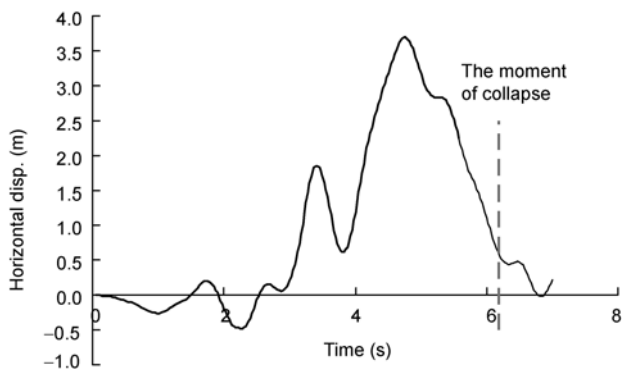


图 15 El-Centro 波($PGA=19.6 \text{ m/s}^2$)作用下结构顶点位移倒塌时程曲线

El-Centro 地震动单向输入下计算得到的结构典型破坏部位如图 13(a)所示. 选取破坏部位的典型结构单元(图 17), 得到相应的倒塌过程中混凝土和钢材应力-应变滞回关系如图 18~21 所示.

对于巨柱单元, 其在地震输入下受力过程的混凝土和钢筋的应力-应变滞回曲线如图 18 所示. 显然, 巨柱在整个破坏过程中, 主要承受压应力, 仅在较少时刻出现了拉应力, 最终混凝土被压溃, 巨柱发生压弯破坏; 对于连梁, 其在地震输入下受力过程的剪力与剪应变的关系如图 19 所示, 最终发生剪切破坏; 核心筒和伸臂桁架在地震输入下受力过程的应力-应变关系如图 20 和 21 所示.

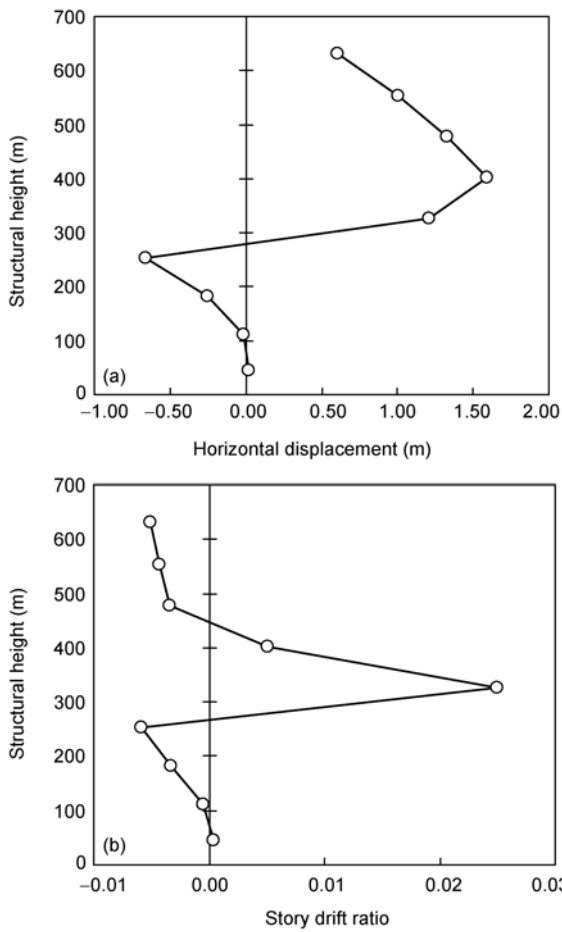


图 16 El-Centro 波(PGA=19.6 m/s²)作用下临近倒塌前结构位移分布

(a) 结构总位移沿高度分布; (b) 结构巨型桁架间位移角分布

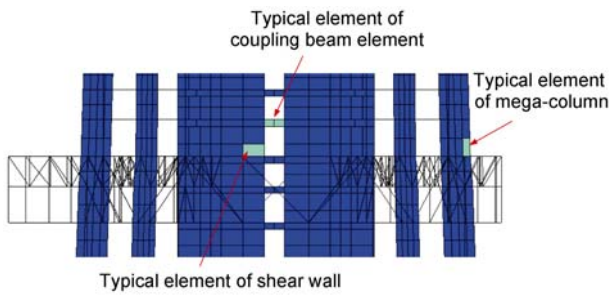


图 17 结构代表性单元位置示意图

4 其他倒塌模式模拟

由于不同地震动输入的频谱成分差异较大, 从而激发的结构振动模式会有一些的差异, 导致计算结果可能有较大差异. 对于 El-Centro 波单向输入,

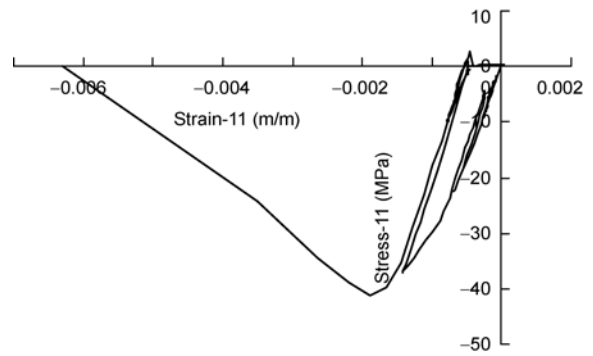


图 18 典型破坏巨柱混凝土应力-应变关系

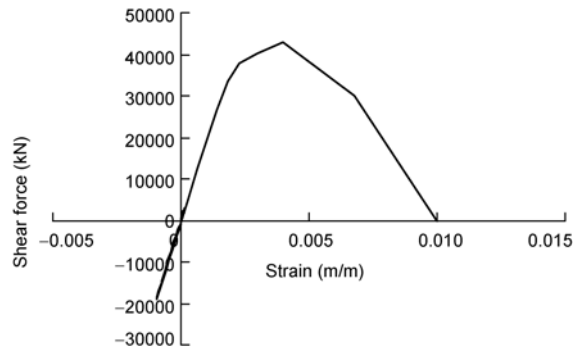


图 19 破坏连梁剪力-应变关系

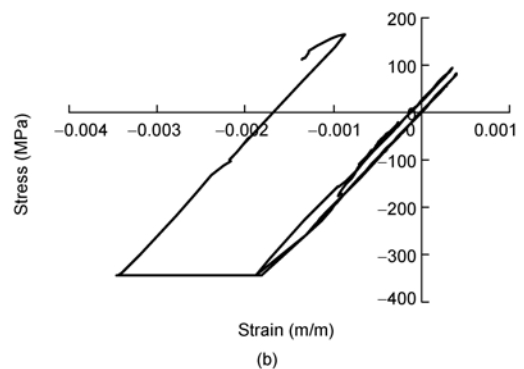
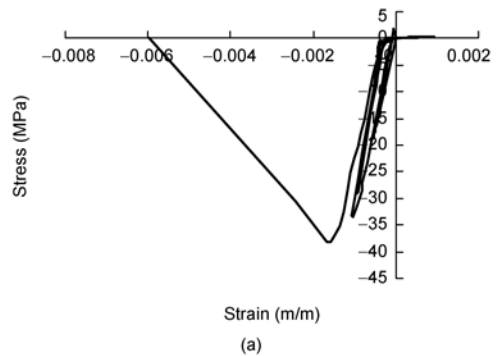


图 20 核心筒的应力-应变关系

(a) 剪力墙中混凝土应力-应变关系; (b) 剪力墙中型钢的应力-应变关系

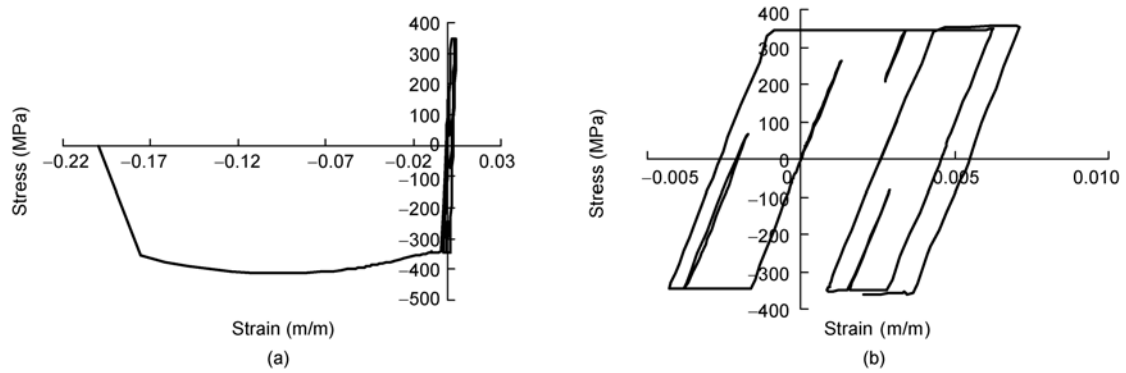


图 21 伸臂桁架的应力-应变关系

(a) 破坏的伸臂桁架应力-应变关系; (b) 未发生破坏的伸臂桁架应力-应变关系

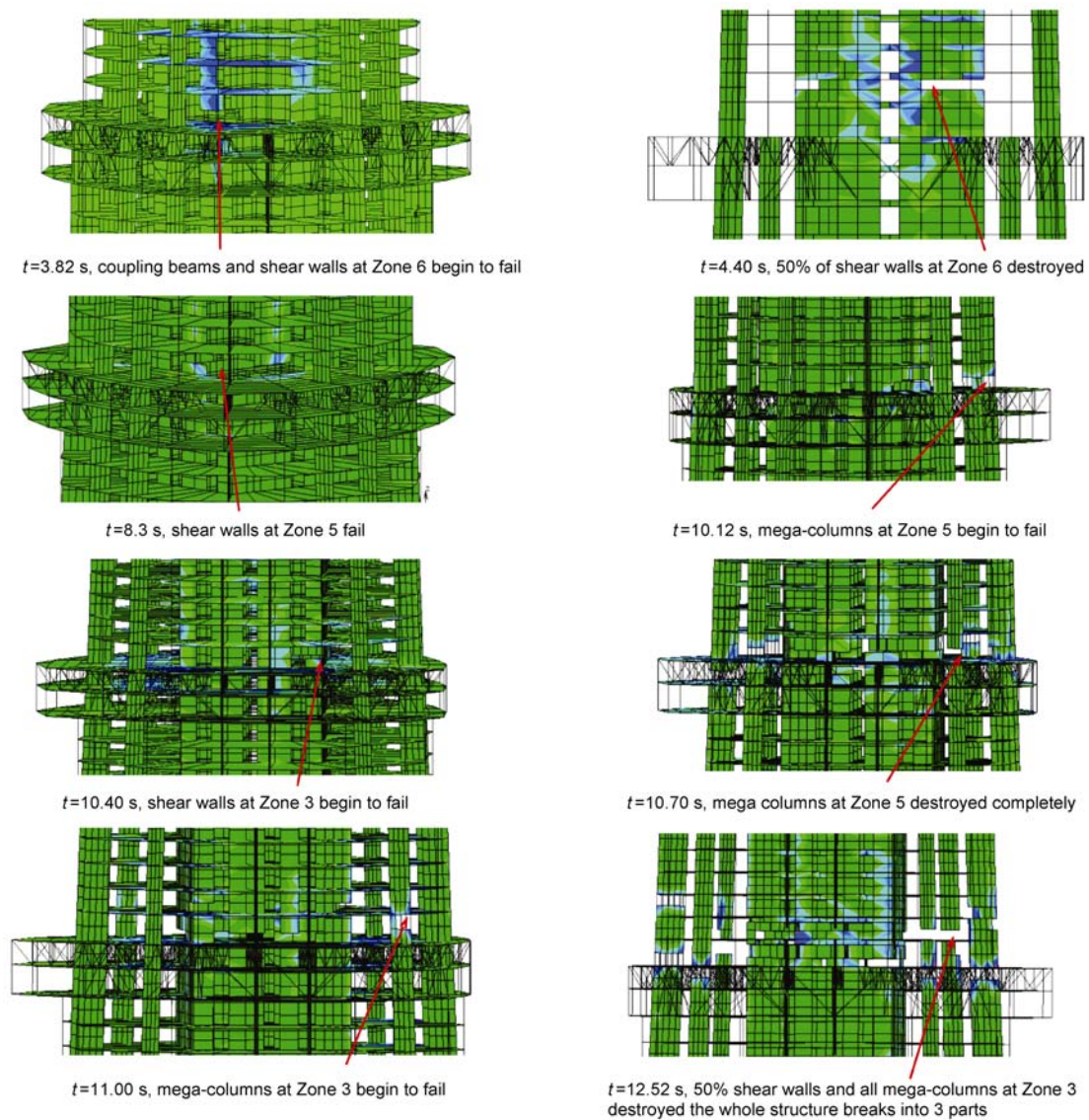


图 22 双向地震动输入倒塌过程 上海人工波 X+Y 方向输入(1:0.85), PGA=9.8 m/s²

结构在 $PGA=19.6 \text{ m/s}^2$ (2 G) 时发生倒塌; 而对于长周期成分比较丰富的日本 *Tha San* 波, $PGA=3.92 \text{ m/s}^2$ (0.4 G) 时结构就会发生倒塌; 另外, 地震动的输入形式(单向、双向和三向输入)对分析结果也存在较大的影响, 例如对于上海人工波双向输入时, 结构在 $PGA=9.8 \text{ m/s}^2$ (1.0 G) 时就会发生倒塌, 且结构倒塌破坏的模式也发生了一定程度的变化, 其倒塌模式如图 13(b) 所示, 详细的倒塌过程如图 22 所示。

图 22 中上海人工波双向输入下的倒塌过程与图 14 中 *El-Centro* 波单向作用下的倒塌过程比较可知, 两种倒塌模式的主要差别在于: 在上海人工波双向作用下, 结构在第 5 区段的巨柱和核心筒发生严重破坏后, 第 3 区段也发生了严重破坏, 最终结构折断成为三段(如图 13(b)). 显然, 除第 5 区段以外, 第 3 区段也可能是结构的一个潜在薄弱部位. 由此可见, 由于该超高层结构冗余度较多, 存在多条备用的荷载路径, 且地震动本身的离散性大, 使得超高层结构可能存在多种倒塌模式和多个可能的潜在薄弱部位. 因此, 要研究超高层结构地震倒塌机理, 需对地震动频谱、输入方式等问题加以综合考虑, 方能得到比较合理的模拟结果。

5 结论

汶川地震后, 建筑结构、尤其重大建筑工程结构的抗倒塌性能成为结构抗震设计需考虑的重要问题. 本文利用大型通用有限元 *MSC. MARC* 建立了结构总高度为 632 m 的超高层结构——上海中心大厦的有限元模型, 成功地对超高层建筑结构的倒塌过程进行了模拟. 通过对该超高层结构倒塌模拟的研究, 初步归纳出来以下结论。

1) 基于有限元方法, 选择合理的单元类型、材料本构和单元失效准则, 能够实现复杂建筑结构的倒塌过程模拟。

2) 对于上海中心大厦的巨柱, 本文所提供的简化方法能比较好的把握构件的整体非线性性能, 并能用较小的计算量达到较好的精度。

3) 通过结构的倒塌分析, 能够预测超高层结构的倒塌过程及机理, 找出了结构潜在的薄弱部位。

4) 由于超高层结构冗余度较多, 具备多条荷载传递路径, 同时, 地震动具有很大的不确定性, 因此, 结构存在多种可能的倒塌模式, 如何合理地选择地震动记录进行倒塌分析还有待进一步的研究。

参考文献

- 1 陆华纲. 超高层筒体结构模型地震模拟振动台试验研究. 硕士学位论文. 大连: 大连理工大学, 2002
- 2 邹昀, 吕西林, 钱江. 上海环球金融中心大厦结构抗震性能研究. 建筑结构学报, 2006, 27: 74-80
- 3 Li C S, Lam S S E, Zhang M Z, et al. Shaking table test of a 1: 20 scale high-rise building with a transfer plate system. *J Struct Eng*, 2006, 132: 1732-1744
- 4 毛苑君, 吕西林, 卢文胜, 等. 上海中心大厦结构模型振动台抗震试验. 土木建筑与环境工程, 2010, 32: 534-536+549
- 5 黄庆华. 地震作用下钢筋混凝土框架结构空间倒塌反应分析. 博士学位论文. 上海: 同济大学, 2007
- 6 Yamada S, Suita K, Tada M, et al. Collapse experiment on 4-story steel moment frame: part 1. In: *Proceeding of 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008
- 7 Suita K, Yamada S, Tada M, et al. Collapse experiment on 4-story steel moment frame: part 2. In: *Proceeding of 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008
- 8 van de Lindt J W, Pei S L, Pryor S E, et al. Experimental seismic response of a full-scale six-story light-frame wood building. *J Struct Eng-ASCE*, 2010, 136: 1262-1272
- 9 Wu C L, Kuo W W, Yang Y S, et al. Collapse of a nonductile concrete frame: Shaking table tests. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 2009, 38: 205-224
- 10 陆新征, 江见鲸. 世界贸易中心飞机撞击后倒塌过程的仿真分析. 土木工程学报, 2001, 34: 8-10
- 11 Pan T C, Brownjohn J M W, You X T. Correlating measured and simulated dynamic responses of a tall building to long-distance earthquakes. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 2004, 33: 611-632
- 12 Pekau O A, Cui Y. Progressive collapse simulation of precast panel shear walls during earthquakes. *Computers Struct*, 2006, 84: 400-412

- 13 Mattern S, Blankenhorn G, Breidt M. Comparison of building collapse simulation results from finite element and rigid body models. In: IUTAM Symposium on Multiscale Problems in Multibody System Contacts, 2007. 257–267
- 14 Fan H, Li Q S, Alex Y T, et al. Seismic analysis of the world's tallest building. *J Construct Steel Res*, 2009, 65: 1206–1215
- 15 丁洁民, 吴宏磊, 赵昕. 上海中心大厦罕遇地震抗震性能分析与评价. *土木建筑与环境工程*, 2010, 32: 231–233
- 16 陆新征, 叶列平, 缪志伟. 建筑抗震弹塑性分析. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. 9–38
- 17 江见鲸, 陆新征, 叶列平. 混凝土结构有限元分析. 北京: 清华大学出版社, 2005. 47–53
- 18 汪训流, 陆新征, 叶列平. 往复荷载下钢筋混凝土柱受力性能的数值模拟. *工程力学*, 2007, 24: 76–81
- 19 门俊, 陆新征, 宋二祥, 等. 分层壳模型在剪力墙结构计算中的应用. *防护工程*, 2006, 28: 9–13
- 20 林旭川, 陆新征, 缪志伟, 等. 基于分层壳单元的 RC 核心筒结构有限元分析和工程应用. *土木工程学报*, 2009, 42: 51–56
- 21 缪志伟, 吴耀辉, 马千里, 等. 框架-核心筒高层混合结构的三维空间弹塑性抗震分析. *建筑结构学报*, 2009, 30: 119–129
- 22 Spacone E, Filippou F, Taucer F. Fiber beam-column modeling for non-linear analysis of R/C frames. *J Earthquake Eng Struct Dyn*, 1996, 25: 711–725
- 23 秦从律, 张爱晖. 基于截面纤维模型的弹塑性时程分析方法. *浙江大学学报(工学版)*, 2005, 39: 1003–1008
- 24 Li Y, Lu X Z, Guan H, et al. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures. *Eng Struct*, 2011, 33: 2931–2942
- 25 缪志伟, 陆新征, 王载, 等. 某钢框架偏心核心筒弹塑性分析. *四川建筑科学研究*, 2008, 34: 5–10
- 26 陆新征, 张万开, 卢啸, 等. 超级巨柱的弹塑性受力特性及其简化模型. *沈阳建筑大学学报(自然科学版)*, 2011, 27: 409–417
- 27 陆新征, 林旭川, 叶列平, 等. 地震下高层建筑连续倒塌的数值模型研究. *工程力学*, 2010, 27: 64–70
- 28 GB50011-2010. 建筑抗震设计规范. 北京: 中华人民共和国建设部, 2010
- 29 CECS 230: 2008. 高层建筑钢—混凝土混合结构设计规程. 北京: 中国建筑标准设计研究院, 2008