

# 三层 RC 框架的抗连续倒塌设计

梁 益, 陆新征, 李 易, 叶列平, 江见鲸

(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)

**摘 要:** 结构的连续倒塌已成为严重威胁公共安全的重要问题。国外自 1968 年英国 Ronan Point 公寓倒塌事件发生以来, 已经对连续倒塌问题进行了三十余年的研究, 并编制了相关设计规范, 而我国规范目前尚未规定详细抗连续倒塌设计方法。本文参考美国国防部编制的《结构抗连续倒塌设计》(DoD 2005) 提供的设计流程, 对按照我国现行混凝土结构设计规范设计的三层钢筋混凝土框架进行了连续倒塌仿真, 分析了其抗连续倒塌能力。并应用拉结强度法和拆除构件法, 对该框架进行了抗连续倒塌设计, 建立了将国外规范中的抗连续倒塌设计方法应用于我国框架结构的设计实例, 指出了其中存在的一些问题。

**关键词:** 连续倒塌; 混凝土框架; 仿真; 拉结强度法; 拆除构件法

**中图分类号:** TU312

**文献标识码:** A

## Design Method to Resist Progressive Collapse for a Three-Story RC Frame

Liang Yi, Lu Xin-zheng, Li Yi, Ye Lie-ping, Jiang Jian-jing

(Department of Civil Engineering, Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Tsinghua University, Beijing, 100084)

**Abstract:** Currently, the progressive collapse of the structures has become a serious threat to the public safety. Since the collapse of the Ronan Point Tower in United Kingdom in 1968, North America and Europe have researched on this issue for more than 30 years and developed relevant design codes and design guides, such as GSA 2003, DoD 2005 and EuroCode 1. However, codes in China have not yet proposed in detail on the resistance of progressive collapse. Hence, based on the design process proposed in DoD2005, the capacity to resist progressive collapse of a typical Chinese 3-story reinforced concrete (RC) frame is analyzed. Then the frame is re-designed with the Tie Force Method and the Alternate Path Method proposed in DoD 2005 to provide examples for the progressive collapse prevention design for Chinese frame structures. And some problems when applying foreign code to Chinese buildings are pointed out.

**Key words:** progressive collapse; concrete frame; simulation; tie force method; alternate path method

## 引 言

结构的连续倒塌是由于意外荷载造成结构的局部破坏, 并引发连锁反应导致破坏向结构的其它部分扩散, 最终使结构主体丧失承载力, 造成结构的大范围坍塌。一般来说, 如果结构的最终破坏状态与初始破坏不成比例, 即可称之为连续倒塌<sup>[1]</sup>。造成连续倒塌的原因有很多, 包括设计和建造过程中的人为失误, 以及在设计考虑范围之外的意外事件引起的荷载作用, 如煤气爆炸、炸弹袭击、车辆撞击、火灾等。连续倒塌一旦发生, 一般造成很严重的生命财产损失, 并产生恶劣的社会影响, 因而日益受到公众的关注和研究者的重视。

自从 1968 年英国 Ronan Point 公寓倒塌事件发生以来, 国外对连续倒塌问题已经进行了三十余年的研究, 其间经历了 1995 年美国 Alfred P Murrah 联邦政府办公楼倒塌、2001 年世贸双塔倒塌等多起重大事故。在我国, 结构发生倒塌的事故也常有发生。如 1990 年发生在辽宁盘锦的由于燃气爆

炸导致主体结构倒塌的事故, 以及最近山西大同发生的一起同样是由于燃气爆炸导致的某居民楼部分坍塌事件。随着这些事故频繁的发生, 结构的连续倒塌已经成为严重威胁公共安全的重要问题。我国现行混凝土结构设计规范 GB50010 第 3.1.6 条规定<sup>[2]</sup>: 结构应具有整体稳定性, 结构的局部破坏不应导致大范围倒塌。但规范只对该条款作了简单的说明, 没有提出设计的具体方法和准则, 缺乏可操作性。目前, 一些主要的国外规范中均有关于如何改善结构抗连续倒塌能力的规定, 如英国的 British Standard<sup>[3]</sup>、欧洲的 Eurocode 1<sup>[4]</sup>等。美国公共事务管理局编制的《联邦政府办公楼以及大型现代建筑连续倒塌分析和设计指南》<sup>[5]</sup> (GSA 2003) 和美国国防部编制的《建筑抗连续倒塌设计》<sup>[6]</sup> (DoD 2005) 则较为详细的阐述了结构抗连续倒塌的设计方法及流程。本文主要参考美国国防部编制的《结构抗连续倒塌设计》(DoD 2005) 提供的设计流程, 基于清华大学开发的框架结构纤维模型分析程序 THUFIBER, 对按照我国现行混凝土结构设计规范设计的三层钢筋混凝土框架进行了连续倒塌仿真, 分析了其抗连续倒塌能力。并应用拉结强度法和拆除构件法, 对该框架进行了抗连续倒塌设计, 建立了将国外规范中的抗连续倒塌设计方法应用于我国框架结构的设计实例, 并指出

**基金项目:** 国家十一五科技支撑计划 (编号: 2006BAK01A02-09) 和清华大学基础研究基金 (编号: JC2007003)

**作者简介:** 梁 益(1985-), 男, 清华大学本科; 研究方向: 结构抗连续倒塌研究。

了其中存在的一些问题。

## 1 结构模型设计

首先建立该框架的 PKPM 模型并计算得到配筋结果, 整个过程符合我国现行规范的设计要求。在此基础上采用基于通用有限元软件 MSC.Marc 开发的钢筋混凝土计算程序 THUFIBER<sup>[7]</sup> 建立有限元模型。

### 1.1 设计参数

总信息: 首层层高 4.2m, 其余层高 3.6m, 柱网尺寸见图 1。框架梁、柱和楼板均为现浇, 柱截面尺寸 500×500mm, 纵梁截面尺寸 300×600mm, 横梁截面尺寸 300×550mm, 楼板厚度取 180mm。房屋内外隔墙均为轻质墙。柱脚假设理想固接于地面。

材料信息: 梁、板、柱混凝土强度等级均采用 C30, 纵向受力钢筋选用 HRB335, 箍筋选用 HPB235。

恒/活荷载<sup>[8]</sup>: 楼面恒载为 8.5 kN/m<sup>2</sup>, 活载为 2.0 kN/m<sup>2</sup>, 屋面恒载为 8.0kN/m<sup>2</sup>, 活载为 0.5 kN/m<sup>2</sup>。

地震信息: 建筑场地土类型为 II 类, 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g, 设计地震分组为第一组。框架抗震等级为二级, 周期折减系数取 1.0。

风荷载信息<sup>[8]</sup>: 基本风压  $W_0=0.45$  kN/m<sup>2</sup>, 地面粗糙度为 C 类。

荷载组合: 恒荷载分项系数  $\gamma_G$  为 1.2, 活荷载分项系数  $\gamma_L$  为 1.4, 活荷载组合系数  $\psi_L$  为 0.7, 风荷载分项系数  $\gamma_W$  为 1.4, 风荷载组合系数  $\psi_W$  为 0.6, 水平地震荷载分项系数  $\gamma_{EH}$  为 1.3, 水平地震荷载分项系数  $\gamma_{EV}$  为 0.5。

### 1.2 PKPM 模型

按照 1.1 节所述设计参数, 采用 PKPM 软件中的 PMCAD 模块建立结构模型, 结构平面图及透视图分别如图 1 和图 2 所示。

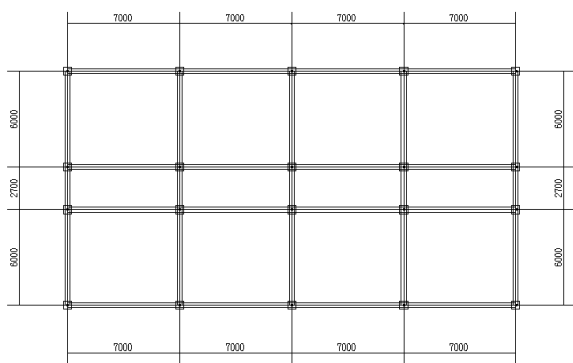


图 1 结构标准层平面图

Fig. 1 Plan view of standard story

### 1.3 有限元模型

采用 PKPM 计算得到结构配筋数据后, 需要根据其建

立有限元模型。在此过程中需要对 PKPM 的计算结果进行处理, 并对模型进行合理的简化以方便计算。

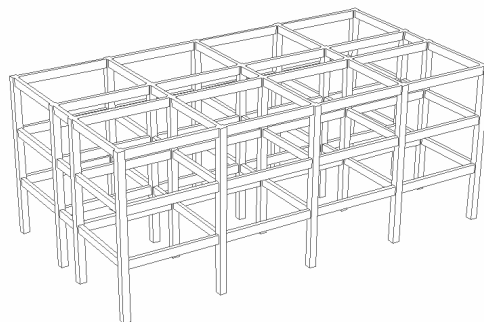


图 2 结构透视图

Fig. 2 Perspective view of the frame

### 1.3.1 PKPM 配筋数据处理

在 PKPM 软件给出的配筋图中, 框架梁的配筋分为三段, 在 THUFIBER 模型中, 相应的将每根框架梁分为三个部分, 每部分按照 PKPM 的配筋结果赋予材料属性, 对于配筋量为零处(梁跨中顶部)按照构造要求配置 2 $\Phi$ 14, 以结构首层为例, 如图 3 所示, 其它层与首层一致。

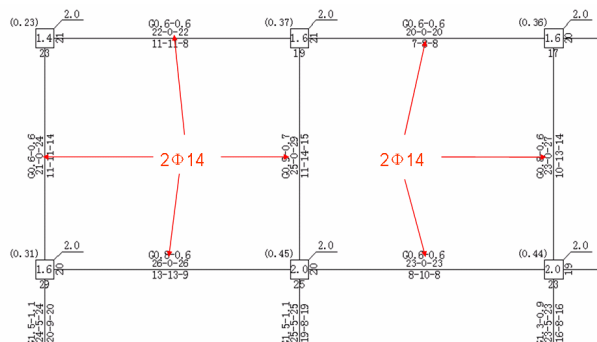


图 3 首层构造配筋示意图

Fig. 3 Structural reinforcement at first floor

### 1.3.2 构件材料强度

由于连续倒塌为小概率事件, 可适当降低构件材料强度的保证率, 故均采用标准值进行计算。本框架梁柱混凝土强度均为 C30, 在 THUFIBER 模型中, 混凝土抗压强度采用该强度等级的标准值 20.1N/mm<sup>2</sup>, 混凝土抗拉强度采用 2.01N/mm<sup>2</sup>。受力纵筋强度等级均为 HRB335, 在 THUFIBER 模型中, 钢筋抗拉强度采用该强度等级的标准值 335N/mm<sup>2</sup>。

### 1.3.3 施加的荷载组合

本框架结构楼面恒载为 8.5 kN/m<sup>2</sup>, 活载为 2.0 kN/m<sup>2</sup>, 屋面恒载为 8.0kN/m<sup>2</sup>, 活载为 0.5 kN/m<sup>2</sup>。按照 DoD2005 的规定, 对于非线性动力分析, 在进行拆除构件分析时, 应对整个结构施加如下荷载组合<sup>[6]</sup>:

$$(0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S) + 0.2W \quad (1)$$

其中,  $D$  为恒荷载 ( $\text{kN/m}^2$ )

$L$  为活荷载 ( $\text{kN/m}^2$ )

$S$  为雪荷载 ( $\text{kN/m}^2$ )

$W$  为风荷载 ( $\text{kN/m}^2$ )

因为本框架结构高度较低, 风荷载影响不大, 故在采用的荷载组合中不考虑风荷载项, 如下:

$$1.2D + 0.5L \quad (2)$$

其中  $D$  代表恒荷载, 在本模型中包括框架梁、柱自重, 楼屋盖自重 (以楼屋面恒荷载计算);  $L$  代表活荷载, 在本模型中包括楼面活荷载和屋面活荷载。

### 1.3.4 楼板等效方案

在 DoD 2005 规范中, 考虑到在倒塌分析时楼板计算比较困难, 采取了将楼板荷载和钢筋折算到梁内的分析方法。本文也遵照这一原则, 楼板的重量首先按照 (2) 式进行折算, 然后按照双向板传力方法将荷载传递至相应的框架梁, 通过梁跨中弯矩等效的方法折算成均布于该梁上的荷载<sup>[9]</sup>。

### 1.3.5 有限元模型

按照上述方法建立结构的 THUFIBER 模型, 如图 4 所示。

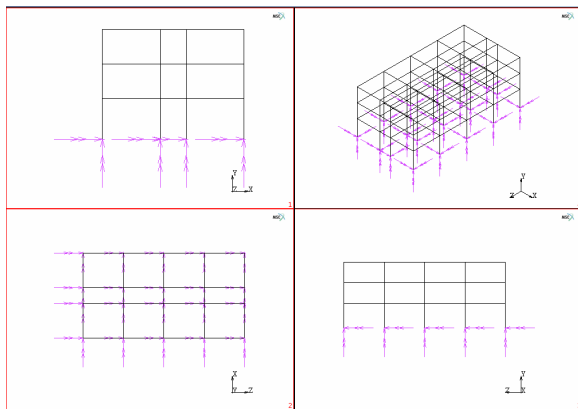


图 4 Marc 有限元模型示意图

Fig. 4 Finite element model in Marc

## 2 原始结构拆除构件分析

将完全按照 PKPM 软件给出的配筋信息建立的框架有限元模型作为原始结构, 对该结构模型依次拆除规定的构件, 并进行非线性动力时程分析, 可对按照我国现行规范设计的简单钢筋混凝土框架结构抵御连续倒塌的能力进行评价。拆除流程基本遵循 DoD2005, 同时参考 GSA 2003 中对内部柱拆除位置的规定。

### 2.1 柱的拆除位置

DoD2005 中规定<sup>[6]</sup>, 对于框架结构, 建筑每层外围的长边中柱、短边中柱及角柱均须一一拆除进行倒塌分析, 对于

结构的地下停车场和首层难以进行安全控制的区域, 还应拆除结构短边中间处、长边中间处和无法控制区域角部的内部柱。介于本框架结构形式较为简单规整, 对于内部柱的拆除, 将参考 GSA2003 中的规定<sup>[5]</sup>, 只拆除首层角部的一根内部柱, 每层柱的拆除位置示意如图 5 所示。

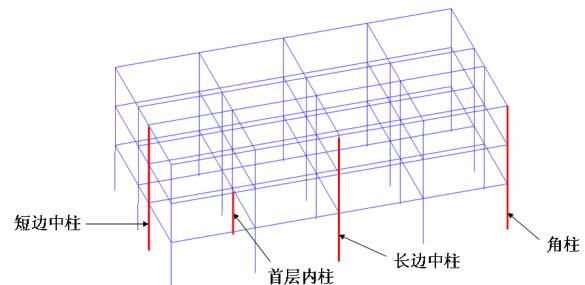


图 5 柱的拆除位置示意图

Fig. 5 Columns to be removed in the analysis

### 2.2 荷载计算

对于非线性动力计算应对结构模型施加的荷载组合在本文第 1.3.3 节中已经详细说明。参考 DoD2005 附录 C 中的算例, 对于构件失效后导致的上部结构塌落对下部结构的碰撞荷载不予考虑。

### 2.3 破坏准则

同时采用强度准则和变形准则进行判断。在本模型中, 混凝土应力达到抗拉或抗压强度标准值即发生软化, 钢筋应力达到抗拉强度标准值则发生屈服, 屈服后伸长超过 10% 即认为钢筋发生断裂<sup>[7]</sup>。另外, 按照 DoD2005 附录 B 的说明<sup>[6]</sup>, 当框架梁在失去其支撑柱后, 支撑点处的挠度不应超过梁跨度的 10%, 亦作为构件的失效判别准则。

### 2.4 破坏范围限制

DoD2005 规定<sup>[6]</sup>, 对于外围柱的拆除, 直接位于拆除构件上部的楼板的坍塌面积不得大于  $70\text{m}^2$  和 15% 楼板的总面积的较小值; 对于内部柱的拆除, 直接位于拆除构件上部的楼板的坍塌面积不得大于  $140\text{m}^2$  和 30% 楼板的总面积的较小值; 拆除构件以下的楼板以及与该拆除构件无直接连接的结构不得出现坍塌。由于本文每个开间的面积达到  $42\text{m}^2$ , 故当与拆除构件直接连接的梁柱发生坍塌即为超过破坏范围限制。

### 2.5 分析步骤

参考 DoD2005 中的规定<sup>[6]</sup>, 按照以下步骤进行非线性动力分析:

- (1) 拆除构件前使结构在荷载作用下达到静力平衡状态;
- (2) 迅速拆除构件 (即在有限元模型中瞬间“杀死”相应单元);
- (3) 进行动力分析直至结构达到一个稳定状态 (本文

中三层框架分析的结束时间为第 3 秒末)。

## 2.6 破坏状况

按照第 2.1 节所述规定拆除框架柱, 并按照第 2.5 节的步骤进行分析, 可得到各种拆除工况的破坏状态及塑性铰分布情况, 首层的最后倒塌情况如如图 6 至图 9 以及表 1~3 所示, 表中满足破坏范围限制要求的称为不倒塌, 反之称为倒塌。结果表明按我国现行规范设计的该结构的抗连续倒塌能力不满足要求。

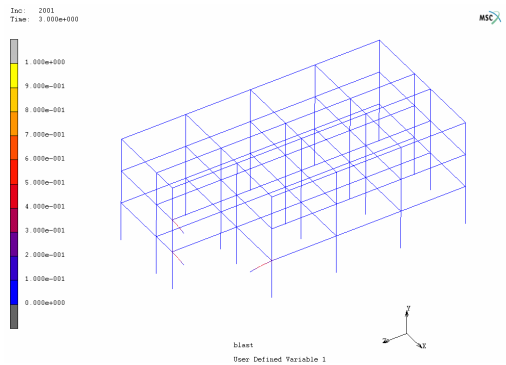


图 6 首层角柱拆除后的破坏状况

Fig. 6 Failure mode of the frame after the corner column at the first floor is removed

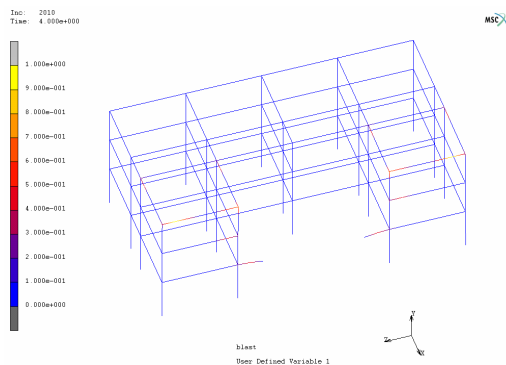


图 7 首层长边中柱拆除后的破坏状况

Fig. 7 Failure mode of the frame after the long-side column at the first floor is removed

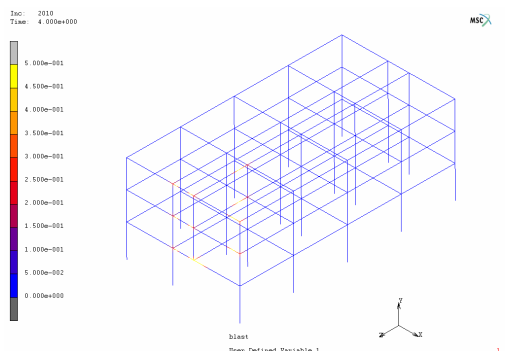


图 8 首层短边中柱拆除后的破坏状况

Fig. 8 Failure mode of the frame after the short-side column at the first floor is removed

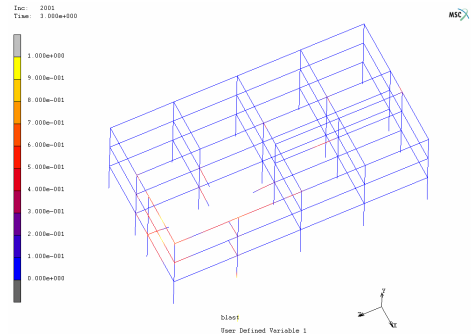


图 9 首层内柱拆除后的破坏状况

Fig. 9 Failure mode of the frame after the internal column at the first floor is removed

## 3 采用拉结强度法进行设计

拉结强度法是一种简单的结构整体性加强措施以改善结构抵御连续倒塌能力的方法, 在一些主要的国外规范中均有较为详细的规定。拉接强度法通过规定构件的最小配筋量, 提高结构的整体性。本节将主要参照 DoD2005 中提供的拉结强度法设计流程, 在按照我国现行规范设计的钢筋混凝土框架结构基础上, 对结构进行拉结加强, 然后进行拆除构件分析, 得到加固后框架结构的破坏状态, 并与原有结构的破坏状态进行了比较。

### 3.1 设计方法

在 DoD2005 中, 拉结分为内部拉结、周边拉结、对墙/柱的拉结以及竖向拉结, 对于钢筋混凝土结构, 各种类型的拉结设计要求均有详细规定。

以内部拉结要求为例, 结构的内部拉结应沿互相垂直的两个方向分布在各个楼层, 拉结强度应取下列两者的较大值:

- a)  $1.0F_t$ ;
- b)  $\frac{1.0D+1.0L}{7.5} \frac{I_r}{5} F_t$

其中,  $D$  为该构件承受的恒载标准值;  $L$  为该构件承受的活载标准值; 表示该拉结方向柱距的最大值;  $F_t$  为基本强度 (kN), 取  $(20+4n_0)$  和 60 的较小值;  $n_0$  表示建筑的层数。

类似的, 按照其它拉结强度要求对结构构件的配筋进行验算, 对于不满足要求的部位按照拉结要求重新配筋。由于本框架地震设防烈度较高, 故结构柱以及梁端部区域的原有配筋是满足拉结要求的, 但梁跨中顶部的配筋不满足要求。

### 3.2 破坏状况比较

仍然按照第 2.1 节所述规定拆除框架柱, 并按照第 2.5 节的步骤进行分析, 可得到各种拆除工况的破坏状态及塑性铰分布情况, 并与拉结加强前进行对比, 如表 1 至表 3 所示。可见对于本结构而言, 采取拉接法并未显著改善结构的抗连

续倒塌能力。在 Abruzzo.John 等人的研究中,也发现类似问题<sup>[10]</sup>,即按拉结法设计的结构抗连续倒塌仍然存在不足。

表1 拉结设计前后结构首层的破坏状况对比

Table 1 Comparison for collapse modes between original frame and TF-designed frame: the first floor

	角柱	长边中柱	短边中柱	内柱
原始结构	倒塌	倒塌	不倒塌	倒塌
拉结设计后	倒塌	倒塌	不倒塌	倒塌

表2 拉结设计前后结构第二层的破坏状况对比

Table 2 Comparison for collapse modes between original frame and TF-designed frame: the second floor

	角柱	长边中柱	短边中柱
原始结构	倒塌	倒塌	不倒塌
拉结设计后	倒塌	倒塌	不倒塌

表3 拉结设计前后结构第三层的破坏状况对比

Table 3 Comparison for collapse modes between original frame and TF-designed frame: the third floor

	角柱	长边中柱	短边中柱
原始结构	倒塌	倒塌	倒塌
拉结设计后	倒塌	倒塌	倒塌

## 4 采用拆除构件法进行设计

在对结构进行拉结加强的基础上,采用拆除构件法对结构进行设计使其满足抵御连续倒塌的要求,柱的拆除位置、荷载计算、破坏准则、破坏范围限制以及分析步骤均采用本文第2节中所述的规定,构件材料强度依然采用标准值进行计算。由于本框架结构形式简单规整,设计过程比较简单。基本设计流程如下:

- (1) 设计结构第三层:
  - a) 首先拆除短边中柱,逐步增加该柱直接支承的梁的配筋使其上部结构不发生坍塌,根据对称性将设计结果应用于其它相似位置的梁;
  - b) 然后拆除长边中柱,逐步增加该柱直接支承的梁的配筋使其上部结构不发生坍塌,根据对称性将设计结果应用于其它相似位置的梁;
  - c) 最后拆除角柱,逐步增加该柱直接支承的梁的配筋使其上部结构不发生坍塌,根据对称性将设计结果应用于其它相似位置的梁。
- (2) 设计结构第二层,设计方法参照第三层。
- (3) 设计结构首层,设计方法参照第三层,另外还需对内部柱的拆除进行设计。

设计满足要求后,每层柱的配筋量没有发生变化,首层及二层边梁的配筋量有所增加,三层则边梁和中梁的配筋量都有大幅度的增加。具体增加的钢筋用量可参见表4。

## 4 结论

本文主要按照 DoD2005 提供的分析流程,对一栋符合我国现行规范要求的三层钢筋混凝土框架结构进行了拆除构件分析。并主要参照 DoD2005 中的规定,对结构进行了拉结强度法设计和拆除构件法设计,可供设计人员参考。

通过对原始结构、拉结加强结构的拆除构件分析以及拆除构件法设计过程,可以得出以下结论:

(1) 完全按照我国现行规范进行设计的本钢筋混凝土框架结构,在抵御连续倒塌方面明显不满足要求,结构对局部破坏的控制能力不够,框架柱的破坏容易导致结构大范围的坍塌。从各种拆除工况的破坏状态可以看到,跨度较大的梁在其支承柱失去后容易发生坍塌(如模型中的长边中柱),跨度较小的梁(如模型中的短边中柱)发生坍塌的可能性则相对较小一些。这是由于对于考虑地震作用的框架结构而言,结构构件的配筋量主要是由地震荷载控制的。短梁刚度较大,承担的地震力也较大,配筋量反而比大跨度梁多,因而破坏的难度更大。对于角柱而言,除了跨度因素外,还有受力模式的影响,如弯矩方向发生改变。

(2) 在按照我国现行规范设计的基础上,参照美国国防部 DoD2005 对结构进行拉结加固后,没有明显改善结构抵御连续倒塌的能力。原因可能是拉结强度法应用于我国结构设计的适用性问题,因为从 DoD2005 附录 B 对拉结强度法的说明可以看到,该方法源于英国规范,其中的设计要求与结构的恒活载取值、跨度等典型特征有关,适用于英国的典型结构以及与之类似的美国的建筑结构,应用于我国的结构设计时需要进行改进。同时也可能是拉结强度法本身的问题,因为根据最近 Abruzzo.John 等人的研究,即使满足现行美国混凝土规范 ACI 318-02 中的整体性要求以及 DoD 2005 中的拉结强度规定,结构在抵御连续倒塌方面仍然具有明显的弱点<sup>[10]</sup>。

(3) 对结构进行拆除构件法设计后发现,结构高楼层的配筋量显著增加,而低楼层的配筋增加量不多,使得结构的每层配筋量趋向于均衡。

(4) 对结构进行简单的钢筋用量比较,如表4所示。柱的钢筋配置没有变化故未列出,对于本框架结构,进行抗连续倒塌设计后在梁主纵筋用量这一项上比原始结构增加不超过 30%,若考虑其它钢筋用量以及混凝土用量,结构造价的增加幅度将进一步降低。

表4 框架梁主纵筋用量比较(单位:吨)

Table 4 Comparison for consumption of longitudinal reinforcement in beams (unit: ton)

	第1层	第2层	第3层	合计
原始结构	4.09	3.04	2.20	9.33
拉结强度法设计	4.22	3.17	2.29	9.68
拆除构件设计	4.49	3.70	3.81	12.00

## 参考文献:

- [1] Ellingwood Bruce R. Mitigating Risk from Abnormal Loads and Progressive Collapse[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 315-323.
- [2] GB50010-2002, 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [3] BS 8110-1: 1997, Structural use of concrete: Part 1: Code of practice for design and construction[S]. British Standards Institution, London
- [4] Draft prEN 1991-1-7, Eurocode 1-Actions on structures, Part 1-7: General Actions - Accidental actions[S]. European Committee for Standardization, Brussels
- [5] GSA2003, Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization project[S]. U. S. General Services Administration, June 2003.
- [6] UFC 4-023-03, Design of Structures to Resist Progressive Collapse[S]. Unified facilities criteria, 25 January 2005.
- [7] 陆新征, 张炎圣, 江见鲸. 基于纤维模型的钢筋混凝土框架结构爆破倒塌破坏模拟[J]. 爆破, 24(2). 2007. 1-6.
- [8] GB 50009-2001, 建筑结构荷载规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
- [9] 叶列平, 赵作周. 混凝土结构(下册)[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005. 75~91.
- [10] Abruzzo John, Matta Alain, Panariello Gary. Study of mitigation strategies for progressive collapse of a reinforced concrete commercial building[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 384-390.