

[文章编号] 1003—4684(2022)02-0100-05

RC 框架结构抗连续倒塌影响因素研究

柯长仁, 张志忠, 刘迎澳, 张 祥, 何婷婷

(湖北工业大学土木建筑与环境学院, 湖北 武汉 430068)

[摘 要] 为研究中柱失效工况下楼层数、跨数和跨距等因素对 RC 框架结构抗连续倒塌能力的影响。基于 ABAQUS 显式模块, 建立二层四跨、三层四跨、四层四跨、三层六跨、三层两跨、跨距增加的三层四跨、跨距缩小的三层四跨平面子结构模型。采用拆除构件法, 在七个平面子结构模型拆除中柱后进行非线性静力 Pushdown 分析。结果表明: 模型从二层依次增至四层, 结构的峰值荷载不断提高; 随着跨数的增加, 结构的峰值荷载变化较小; 模型跨距从 4000 mm 逐级增至 6000 mm, 结构峰值荷载逐级大幅下降。可见: 楼层数与结构连续倒塌抗力呈显著正相关; 跨距与结构连续倒塌抗力呈显著负相关; 而跨数因素对结构抗倒塌能力影响较小。

[关键词] 连续倒塌; 数值模拟; 子结构; 拆除构件法; 非线性静力 Pushdown 分析

[中图分类号] TU375.4 [文献标识码] A

自英国 Ronan Point 公寓 1968 倒塌事故以来, 国内外学者对连续倒塌课题开展了系列研究。以钢筋混凝土为对象的研究有: 易伟建等^[1]对三分之一缩尺一榀 4 跨 3 层子构件进行了中柱失效工况下的拟静力试验。梁益等^[2]通过参考 DoD2005 中的设计流程, 对按我国规范设计一框架拆除构件并进行非线性动力分析, 结果表明我国规范关于连续倒塌方面的规定还有待优化。陈俊岭等^[3]对偶然事件下的框架结构进行了抗连续倒塌分析, 并针对连续倒塌问题提出了一种改进设计方法和一个抗倒塌评估标准。陆新征等^[4]通过对国外拉结强度法在我国的不适用性和不足之处进行分析, 提出了改进后的考虑空间传力路径等因素的拉结强度设计法。叶列平等^[5]通过对比分析国内外相关规范提出了关于我国 RC 框架结构的几种抗连续倒塌设计方法及相关构造措施。何庆锋等^[6]研究了 RC 柱失效工况下, 悬索作用效应时梁柱子结构的抗连续倒塌能力, 结果表明梁柱子结构变形时会先形成拱作用机构再形成悬索作用机构。

在连续倒塌试验中, 资源使用较多, 成本较高, 难度较大, 因此很多学者通过数值模拟的方式来进行结构的连续倒塌研究。如: 易伟建等^[7]以一下层中柱失效工况下单层缩尺为 1:2.34 的 2×2 跨 RC 板柱结构为例, 进行了连续倒塌模拟试验, 结果表明, 楼板荷载主要通过板的挠度和膜的作用来传递,

可通过完善的构造措施保证 RC 板柱结构在中柱失效后仍有足够抗力抵抗连续倒塌。通过 LS-DYNA, 何庆锋等^[8]对冲击作用进行了研究, 结果表明, 各框架梁在受力阶段均出现拱效应和悬挑效应, 配筋率与拱效应呈负相关、和楼板承载力、耗能能力呈正相关。周育洸等^[9]通过分析楼板体系的微应力机理, 建立了拱压机制下梁板子结构体系抗连续倒塌的简化分析模型, 并通过与国内外 53 个梁试件和梁板子结构进行对比验证了简化模型的正确性。刁梦竹等^[10]研究了一种可以高效准确模拟 RC 楼板大变形力学行为的方法, 为分析整体结构抗连续倒塌提供了有力工具。基于多尺度模型, 程小卫等^[11]的研究表明, 撞击对周围结构形成的初始损伤、初始位移和初始速度的影响不可忽略, 该多尺度模型模拟准确度较高且计算时间缩短了 2/3, 可以满足结构倒塌分析的需要。周云等^[12]通过 ABAQUS 有限元软件建立框架子结构, 在经过 Qian 等的试验数据验证后, 进一步研究了考虑周边结构约束影响的钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌性能, 结果表明楼层数和框架承载力呈正相关。

但学界对楼层数、跨数及跨距等因素的研究较为缺乏。鉴于数值模拟研究的优点, 本文基于 ABAQUS 显示模块, 建立了七个平面子结构模型, 在验证模型正确性的基础上, 进一步对模型进行连续倒塌研究。

[收稿日期] 2021-04-11

[第一作者] 柯长仁(1974—), 男, 湖北武汉人, 湖北工业大学副教授, 研究方向为结构优化与连续倒塌

[通信作者] 张志忠(1996—), 男, 河南濮阳人, 湖北工业大学硕士研究生, 研究方向为结构优化与连续倒塌

1 结构模型设计

1.1 PKPM 建模

基于我国现行混凝土结构设计规范,采用 PK-PM 软件设计一三层 4×2 跨 RC 框架结构,见图 1 中 Z-1 模型,并计算得到配筋信息。并基于模型 Z-1 设计楼层数对照组模型 Z-2 和模型 Z-3、跨数对照组模型 Z-4 和模型 Z-5、跨距对照组模型 Z-6 和模型 Z-7,见图 1 和表 1。

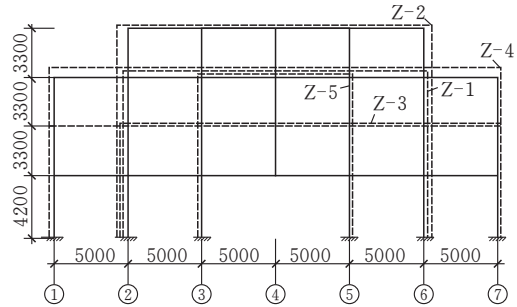


图 1 平面子结构模型

表 1 平面子结构模型参数

编号	楼层数	跨数	跨距	柱截面尺寸	梁截面尺寸	保护层厚度	板厚
Z-1	三层	四跨	5000 mm	400 mm×400 mm	250 mm×550 mm	20 mm	100 mm
Z-2	四层	四跨	5000 mm	400 mm×400 mm	250 mm×550 mm	20 mm	100 mm
Z-3	二层	四跨	5000 mm	400 mm×400 mm	250 mm×550 mm	20 mm	100 mm
Z-4	三层	六跨	5000 mm	400 mm×400 mm	250 mm×550 mm	20 mm	100 mm
Z-5	三层	二跨	5000 mm	400 mm×400 mm	250 mm×550 mm	20 mm	100 mm
Z-6	三层	四跨	6000 mm	400 mm×400 mm	250 mm×550 mm	20 mm	100 mm
Z-7	三层	四跨	4000 mm	400 mm×400 mm	250 mm×550 mm	20 mm	100 mm

1.2 设计参数

总信息:首层和其余层层高分别为 4.2 m 和 3.3 m。结构重要性系数取 1.0。未拆除的柱全部假定理想固定于地面。

材料信息:框架各构件混凝土均用 C30,各构件受力钢筋及箍筋均选用 HRB400。

荷载信息:楼面恒载、活载分别为 8 kN/m²、2 kN/m²,屋面恒载、活载分别为 8.5 kN/m²、2.5 kN/m²。

地震信息:抗震设防烈度取 7 度,地震加速度值取 0.10 g,框架抗震等级取三级。

风荷载信息:修正后基本风压取 0.75 kN/m²。

荷载分项系数:恒载、活载分项系数分别取 1.3、1.5;组合值系数、重力荷载代表值系数、准永久值系数、频遇值系数分别为 0.7、0.5、0.5 和 0.6。

2 ABAQUS 显式建模方法

2.1 材料本构

1)混凝土本构

结构设计及建模分析过程中只涉及 C30 一种混凝土,其本构模型取 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》^[13]中的混凝土本构关系,关系式见式 1:

$$d_c = \begin{cases} \sigma = (1 - d_c) E_c \epsilon \\ 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 + x^n} x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x - 1)^2 + x} x > 1 \end{cases} \quad (1)$$

式中: d_c 、 α_c 分别为单轴受压损伤演化参数和应力

—应变参数; E_c 为弹性模量; $f_{c,r}$ 、 $\epsilon_{c,r}$ 为单轴抗压强度代表值和相应的峰值压应变; σ 、 ϵ 分别为单轴受压应力、应变。

2)钢筋本构

因模型模拟加载过程考虑钢筋弹性阶段、屈服平台阶段以及强化阶段的应力应变关系,如图 2 所示。故取规范中有屈服点的钢筋的本构关系式,关系式见式 2:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s & \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_{y,r} & \epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon_{uy} \\ f_{y,r} + k(\epsilon_s - \epsilon_{uy}) & \epsilon_{uy} < \epsilon_s \leq \epsilon_u \\ 0 & \epsilon_s > \epsilon_u \end{cases} \quad (2)$$

式中: E_s 为弹性模量; ϵ_y 、 f_y 分别为屈服应变、屈服强度; $f_{y,r}$ 、 $f_{st,r}$ 分别为屈服强度代表值、极限强度代表值。

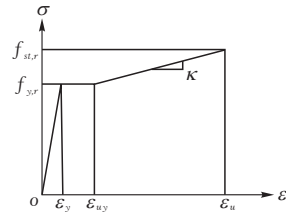


图 2 钢筋本构模型

2.2 拆除构件法及其分析流程

当结构受到非预期荷载作用,从正常使用状态转变为局部失效状态时,失效构件将因承载力丧失而退出工作。此时,剩余的结构将从原来的平衡状态中退出,并尝试寻找其他的传力路径,以达到新的平衡状态,若剩余结构无有效传力路径,结构便会倒

塌。而拆除构件法会拆除竖向受力构件,拆除后再分析并判断剩余结构是否会倒塌,如果剩余结构会倒塌,则增强构件拆除后替代传力路径的抗力,并再次拆除构件分析,直至在构件拆除后替代传力路径足以抵抗连续倒塌为止。拆除构件法的优点是只考虑构件失效后剩余结构的力学性能,而无需考虑导致构件失效的原因,所以具有较普遍的适用性。

下面以图 3 所示平面框架为例介绍拆除构件法的步骤:1)分析中柱拆除前的结构,得到中柱拆除前的竖向力。2)拆除中柱并代以力 N ,此时图 3a 与图 3b 结构静力等效。3)将力 N 在一定时间内减小到 0,如图 3c 所示,并计算分析中柱拆除后剩余结构的动力效应。

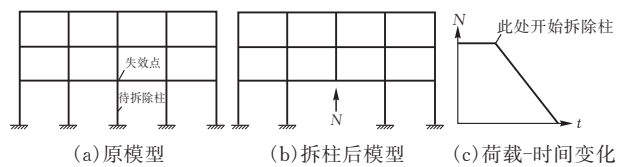


图 3 拆柱步骤示意图

本文采取非线性静力法分析,荷载采取如下组合: $2(1.2D + 0.5L)$ 。其中, 2 为动力放大系数, D 、 L 分别为恒载和活载。采用变形破坏准则作为判定平面子结构是否倒塌的标准,标准为失效构件竖向位移是否超过净跨的五分之一。

2.3 验证分析

易伟建^[1]等进行了缩尺的 RC 一榀框架结构倒塌试验。采用式 1 与式 2 的材料本构与建模方法建立与易伟建试验尺寸相同的有限元模型,采取同样加载方式并将模拟结果与易伟建试验结果进行对比分析,以此核验本文材料本构关系选取的合理性和建模方法的正确性。结果如图 4 所示。可见,模拟与试验总体拟合良好,最大误差发生在位移 410 mm 处,最大误差为 9%。

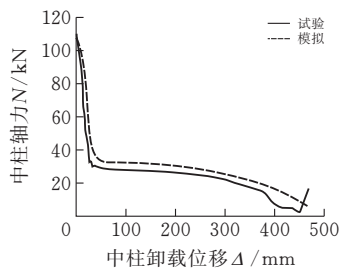


图 4 中柱荷载-竖向位移曲线

3 非线性静力计算及结果分析

3.1 不同楼层数的平面子结构模型对比分析

模型 Z-1、Z-2 和 Z-3 的跨距均为 5000 mm,故达到其变形破坏准则的中柱竖向位移为 920 mm。图 5 给出了模型 Z-1、Z-2 和 Z-3 的荷载-竖向位移

曲线。由图 5 中曲线结合混凝土结构设计相关理论可知,在加载初期,模型 Z-1、Z-2、Z-3 位移变化相对不大,此时为弹性工作阶段,对应上图 5 中 I 阶段。随着继续加载,失效跨梁上混凝土开始出现裂缝,塑性铰逐渐形成,对应上图 5 中 II 阶段,II 阶段结束时,失效跨梁底部受拉钢筋进入屈服状态,梁上混凝土出现局部破坏。三个子结构结束 II 阶段的荷载不同是因为 II 阶段属于梁机制工作阶段,在梁机制下,结构刚性节点以弯矩形式承担部分外荷载,从而减小中柱所受轴力,达到减小中柱竖向位移的效果。而模型 Z-3、Z-1、Z-2 刚性节点数量依次等量递增,所以模型 Z-3、Z-1、Z-2 结束 II 阶段所需达到的荷载也呈等量递增规律。II 阶段结束后,曲线切线斜率显著减小,随着继续加载,位移出现相对大幅变化,这是因为 III 阶段中柱左右两跨梁端混凝土被压碎,与此同时梁端受弯承载力基本丧失,梁机制失效,失效跨进入悬链线机制工作阶段,III 阶段结束时,受拉钢筋被拉断,梁上部受压钢筋作为替代传力路径转为受拉状态,至此,模型 Z-3、Z-1、Z-2 位移均达到 920 mm,满足变形破坏准则,判定结构倒塌(图 6)。

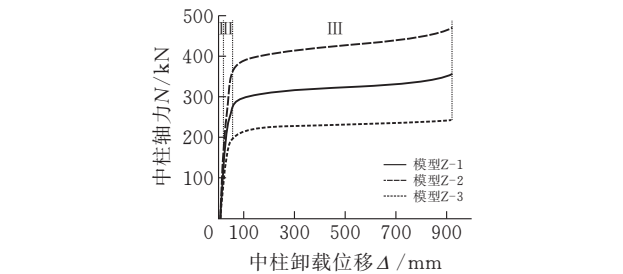


图 5 模型 Z-1、Z-2 和 Z-3 的中柱荷载-竖向位移曲线

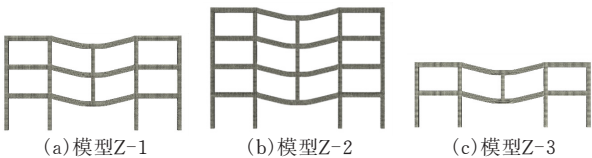


图 6 模型 Z-1、Z-2 和 Z-3 的变形图

3.2 不同跨数的平面子结构模型对比分析

模型 Z-1、Z-4 和 Z-5 的跨距均为 5000 mm,故达到其倒塌变形准则的中柱竖向位移为 920 mm。由图 7 可知,在失效跨梁底部受拉钢筋屈服前,即 I-II 阶段,模型 Z-1、Z-4 和 Z-5 荷载-竖向位移曲线差距较小,说明跨数的变化对 I-II 阶段平面子结构

抗连续倒塌能力影响较小。在Ⅲ阶段,模型 Z-4 达到相同竖向位移所需的荷载始终高于模型 Z-1 和模型 Z-5,而模型 Z-1 和模型 Z-5 之间差别较小,这是由于在梁机制逐渐失效、悬链线机制开始工作至结构倒塌这一过程中,模型 Z-4 的空腹机制作用开始凸显并始终比模型 Z-1 和模型 Z-5 的空腹机制产生的抗力稍强。但结构上部梁产生的空腹机制在子结构模型抗连续倒塌全过程中作用有限。从图 7 来看,三条曲线整体拟合度较高(图 8)。模型 Z-1、Z-4 和 Z-5 峰值荷载分别为 357 kN、362 kN 和 362 kN,差距较小;所需的分析时间分别为 18.3 s、18.4 s 和 18.3 s,差距较小。可见,在三层五柱四跨平面子结构的基础上,增加或减少两跨对子结构整体抗连续倒塌能力影响不大。

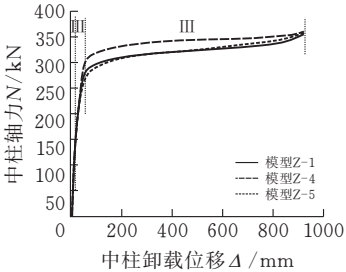


图 7 模型 Z-1、Z-4 和 Z-5 的中柱荷载-竖向位移曲线

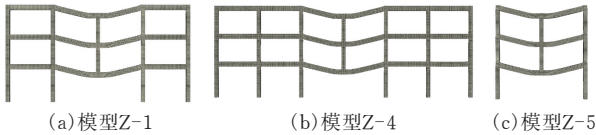


图 8 模型 Z-1、Z-4 和 Z-5 的变形图

3.3 不同跨距的平面子结构模型对比分析

模型 Z-1、Z-6 和 Z-7 的跨距分别为 5000 mm、6000 mm 和 4000 mm,故达到其变形破坏准则的中柱竖向位移分别为 920 mm、1120 mm 和 720 mm。由图 9 中 I - II 阶段曲线显示,随着子结构跨距的增加,梁机制提供的抗力大幅下降,在 II 阶段末,模型 Z-1 的荷载承受能力为模型 Z-7 的 61%,模型 Z-6 的荷载承受能力仅为模型 Z-7 的 27%,这是由于跨距增加,梁端弯矩抵抗外荷载能力大幅下降,导致作用在中柱上的轴力大幅增加,从而使中柱竖向位移大幅增加。在Ⅲ阶段,三条曲线曲率相近,差距较小。模型 Z-1、Z-6 和 Z-7 倒塌峰值荷载分别为 357 kN、246 kN 和 505 kN(图 10),可见,模型 Z-7 的抗连续倒塌能力最强,是模型 Z-1 的 1.4 倍、模型 Z-6 的 2 倍;所需的分析时间分别为 18.3 s、16 s 和 22.5 s,模型 Z-7 延性最好,是模型 Z-1 的 1.2 倍、模型 Z-6 的 1.4 倍。故模型跨距增加会显著降低结构抗倒塌能力,跨距减小会显著提高结构抗倒塌能力。

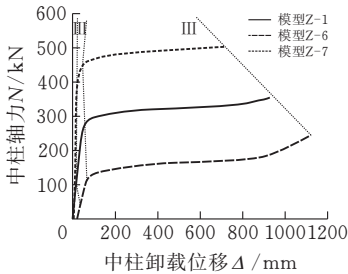


图 9 模型 Z-1、Z-4 和 Z-5 的中柱荷载-竖向位移曲线

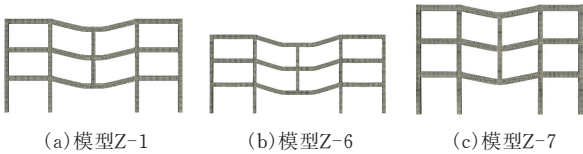


图 10 模型 Z-1、Z-6 和 Z-7 的变形图

4 结论

从结构尺度研究了楼层数、跨数和跨距三个因素对结构抗连续倒塌能力的影响,结论如下:

- 1)楼层数与结构连续倒塌抗力呈显著正相关,由于楼层数的增加引起结构刚性节点增多,从而梁机制的抗力得到了显著提高,四层的模型 Z-2 比三层模型 Z-1 的峰值荷载提高了 32%、比二层模型 Z-3 提高了 92%。
- 2)跨数因素对结构抗倒塌能力影响较小,六跨模型 Z-4 比四跨模型 Z-1 的峰值荷载仅提高了 1%、与二跨模型 Z-5 的峰值荷载相等。
- 3)跨距与结构连续倒塌抗力呈显著负相关,跨距为 4000 mm 的模型 Z-7 比跨距为 5000 mm 的模型 Z-1 的峰值荷载提高了 41%、比跨距为 6000 mm 的模型 Z-6 的峰值荷载提高了 105%。且模型 Z-7 的倒塌时间比模型 Z-1 提高了 23%、比模型 Z-6 提高了 41%。
- 4)楼层数和跨距引起的结构抗连续倒塌能力的变化,本质在于结构倒塌过程中梁机制提供的抗力大小的变化,而结构刚性节点的数量和抗弯能力是提高梁机制的抗力的重要因素。

[参 考 文 献]

[1] 易伟建,何庆锋,肖岩.钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能的试验研究[J].建筑结构学报,2007(5):104-109+117.

[2] 梁益,陆新征,李易,等.国外 RC 框架抗连续倒塌设计方法的检验与分析[J].建筑结构,2010,40(2):8-12.

[3] 陈俊岭,马人乐,何敏娟.偶然事件下框架结构抗连续倒塌分析[J].四川建筑科学研究,2007(1):65-68.

[4] 陆新征,李易,叶列平,等.钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌设计方法的研究[J].工程力学,2008,25(S2):150-

157.

[5] 叶列平,陆新征,李易,等.混凝土框架结构的抗连续性倒塌设计方法[J].建筑结构,2010,40(2):1-7.

[6] 何庆锋,易伟建.考虑悬索作用钢筋混凝土梁柱子结构抗倒塌性能试验研究[J].土木工程学报,2011,44(4):52-59.

[7] 易伟建,张凡榛.钢筋混凝土板柱结构抗倒塌性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(6):35-41.

[8] 何庆锋,刘义仁,周超,等.冲击作用下钢筋混凝土框架抗连续倒塌数值模拟[J].振动与冲击,2016,35(23):56-64.

[9] 周育珑,李易,陆新征,等.钢筋混凝土框架抗连续倒塌的压拱机制分析模型[J].工程力学,2016,33(4):34-42.

[10] 刁梦竹,李易,陆新征,等.钢筋混凝土楼板连续倒塌的一种简化模拟方法[J].工程力学,2016,33(S1):72-78.

[11] 程小卫,李易,陆新征,等.基于多尺度模型的 RC 框架撞击倒塌响应数值分析[J].振动与冲击,2016,35(5):82-88+114.

[12] 周云,陈太平,胡翔,等.考虑周边结构约束影响的 RC 框架结构防连续倒塌性能研究[J].工程力学,2019,36(1):216-226+237.

[13] 中华人民共和国住房和城乡建设部.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.

Research on Influencing Factors of RC Frame Structure Resisting Progressive Collapse

KE Changren,ZHANG Zhizhong,LIU Yingao,ZHANG Xiang,HE Tingting

(School of Civil Engin.,Architecture and Environment,Hubei Univ.of Tech.,Wuhan 430068,China)

Abstract: In order to study the influence of factors such as the number of floors, the number of spans and the span of the RC frame structure under the failure condition of the center column on the continuous collapse resistance of the RC frame structure, based on the explicit module of ABAQUS, two-story four-span, three-story four-span, four-story four-span, three-story six-span, three-story two-span, three-story four-span with increased span, and three-story four-span with reduced span substructure model was established. Using the method of dismantling the components, the non-linear static Pushdown analysis was performed after the center column was dismantled from the seven plane sub-structure models. The results show that: the model is increased from the second to the fourth floor, and the peak load of the structure continues to increase; with the increase of the number of spans, the peak load of the structure is almost unchanged; the span of the model is gradually increased from 4000mm to 6000mm, and the peak load of the structure gradually increases. The level dropped sharply. It can be seen that there is a significant positive correlation between the number of floors and the continuous collapse resistance of the structure; the span has a significant negative correlation with the continuous collapse resistance of the structure; and the number of spans has little effect on the collapse resistance of the structure.

Keywords: progressive collapse; numerical simulation; substructure; demolition of components method; nonlinear static pushdown analysis

[责任编辑:裴 琴]